

92
Zey



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JUAN MANUEL TAPIA GONZALEZ



ASESOR DE TESIS: ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO

MEXICO, D. F.

1998

TESIS CON

258755



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-085/96

Señor
JUAN MANUEL TAPIA GONZALEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS"

INTRODUCCION

- I. ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCION DE UNA ESTRUCTURA
 - II. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
 - III. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS
 - IV. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA
 - V. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA
- CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 18 de junio de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

NETLAHZOCAMATILIZTLI

*Inin tlayecoliztli ca in tlamiztli tetech ome tlapilli
noyoliz, ic nehuatl nikustzca ihuan nimaca
notaktzin Manuel Tapia ihuan nonantzin Rosa
González ce tlazohcamati, ipampa in
inchicahualiztli tlan yehuantin onechmaca ihuicpa
inin yaoyotl; yuhqui nehuatl ninequi niquitoz
noicniuhtin tlazohcamati noyuan ipampa
inteoquichtifiliztli in otlí ihuan ce tlazohcamtlí
Ixteotl ipampa noyoliz.*

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.

CAPITULO I. Estudios previos a la construcción de una estructura.

- I.1. Estudio de mecánica de suelos.
- I.2. Estudio de estructuración.
- I.3. Evaluación económica y de funcionalidad de las propuestas.

CAPITULO II. Procedimientos de construcción de estructuras de concreto.

- II.1 Concreto Simple.
- II.2. Acero de refuerzo.

CAPITULO III. Procedimientos de construcción de estructuras metálicas.

- III.1. Tipos de perfiles.
- III.2. Elementos de unión.
- III.3. Procedimiento de construcción de estructuras metálicas.

CAPITULO IV. Procedimientos de construcción de estructuras de madera.

- IV.1 Diseño de cimbras de madera para elementos de concreto.
- IV.2. Procedimientos de construcción de estructuras de madera.
- IV.3. Cimbrado y descimbrado.

CAPITULO V. Procedimientos de construcción de estructuras de mampostería.

- V.1. Tipos de materiales para mampostería.
- V.2. Estructuras comunes de mampostería.
- V.3. Procedimiento de construcción de estructuras de mampostería.

CONCLUSIONES.

INTRODUCCION

Es innegable el hecho de que el Ingeniero Civil conozca los materiales que emplea al construir alguna estructura, así como los procedimientos que se deben emplear al construirla.

Dentro del ámbito anterior surgen dudas de como lograr que una obra se construya con lineamientos en los que se involucren a la calidad, economía y facilidad de colocación de los materiales a emplear, así como la forma en que se deben realizar el procedimiento de construcción. Los procedimientos de construcción son comúnmente elaborados en base a la experiencia del Ingeniero constructor y fundamentados con bases teóricas de la Ingeniería Civil.

Estos procedimientos deben ser generales para darnos una pauta a seguir ; esto es; que en el momento en el una persona requiera hacer una construcción y carezca de la experiencia necesaria para realizarla, pueda en base a estos, hacer una estructura confiable y que tenga fundamentos de calidad; así como tener la posibilidad de modificar algunos procedimientos para poder adaptarlos a las necesidades específicas de la estructura por construir.

También al comenzar la construcción de cualquier estructura se debe tener el conocimiento necesario de estudios que se realicen previamente a la realización de la misma, como por ejemplo: un estudio de mecánica de suelos, el cual nos sirve para poder conocer las características del suelo que tenemos en el lugar de la construcción y así poder diseñar una cimentación confiable para soportar la estructura principal; un estudio de estructuración , en el cual se decidirá el criterio de diseño a seguir para la estructura, en base a las acciones que actuaran en nuestra estructura; y un estudio para poder evaluar la factibilidad de la estructura así como la economía de la misma, este servirá para poder evaluar diferentes tipos de soluciones para un a necesidad dada y así poder optimizar los recursos, tanto técnicos como de materiales, en beneficio de la estructura.

También es importante recalcar que el Ingeniero Civil debe poder ser capaz de utilizar diferentes materiales y combinarlos de una manera eficaz , para lograr un mejor comportamiento de la estructura ante acciones no previstas y a la vez que esta construcción sea lo suficientemente segura, funcional, económica y estética.

Dentro de esta tesis no se pretende llevar una información nueva sino que únicamente se establezcan las bases principales sin tener que consultar libros.

INDICE

CAPITULO I. ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA.

I.1. Estudio de mecánica de suelos	3
I.1.1. Pruebas de laboratorio y de campo	3
I.1.1.1. Pruebas de laboratorio	3
I.1.1.1.1. Pruebas para obtener propiedades índice de los suelos	3
I.1.1.1.2. Pruebas para la obtención de propiedades mecánicas	8
I.1.1.2. Pruebas de campo	13
I.2. Estudio de estructuración	19
I.2.1. Criterios de diseño	23
I.2.1.1 Criterio de diseño por esfuerzos de trabajo ..	24
I.2.1.2. Criterio de diseño por resistencia máxima ..	24
I.2.1.3 Criterio de diseño por estados limite	26
I.3. Evaluación económica y de funcionalidad de las propuestas	28
I.3.1. Factores que intervienen en la propuesta económica ..	28
I.3.2. Factores que intervienen en la propuesta de funcionalidad	33

CAPITULO II. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE

CONCRETO.

II.1. Concreto Simple	39
II.1.1. Características y almacenamiento de los componentes para el concreto	40
II.1.1.1. Características de los componentes para concreto	40
II.1.1.1.1. Cemento Portland.	40
II.1.1.1.2. Agregados del concreto hidráulico.	48

II.1.1.1.3. Agua-para concreto	56
II.1.1.2. Almacenamiento de los componentes para el concreto hidraulico	58
II.1.1.2.1. Almacenamiento del cemento	58
II.1.1.2.2. Almacenamiento de agregados	58
II.1.1.2.3. Almacenamiento del agua	60
II.1.1.2.4. Almacenamiento de aditivos	60
II.1.2. Tipos y propiedades del concreto hidraulico	60
II.1.2.1. Tipos de concreto	60
II.1.2.2. Propiedades del concreto	66
II.1.2.2.1. Propiedades del concreto fresco	66
II.1.2.2.2. Propiedades del concreto endurecido	69
II.1.3. Diseño teórico de mezclas de concreto con el Método A:C I, importancia de la relación agua/cemento.	73
III.1.3.1. Diseño teorico de mezclas de concreto con el metodo ACI	73
III.1.3.2. Importancia de la relación agua/cemento	81
II.1.4. Aditivos más comunes y efectos que causan en las propiedades del concreto en que se emplean	83
II.1.4.1. Tipos de aditivos	83
II.1.4.2. Efectos de los aditivos en el concreto	85
II.1.5. Equipo de fabricación, transporte y colocación del concreto	89
II.1.5.1. Equipo de fabricación del concreto	89
II.1.5.2. Equipo de transportación del concreto.	91
II.1.5.3. Equipo de colocación del concreto.	94
II.1.6. Pruebas de laboratorio más importantes realizables al concreto hidraulico	100
II.1.6.1. Prueba estandar para la determinación del revenimiento en el concreto	100
II.1.6.2. Metodo de prueba estandar para obtener la resistencia a compresión simple	104
II.1.6.3. Metodo de prueba estandar para determinar el peso unitario, volumen producido y contenido de aire del concreto por medio del metodo gravimétrico	110
II.1.6.4. Otras pruebas existentes para concreto	114
II.1.6.4.1. Pruebas en el concreto fresco	114
II.1.6.4.2. Pruebas en el concreto fresco	115
II.1.7. Aplicación de las pruebas de control de calidad más importantes para concretos hidraulicos	117
II.1.8. Importancia de las juntas en estructuras de concreto	118
II.1.9 Procedimiento de construcción de estructuras de concreto	121

II.1.9.1. Preparativos previos a la colocación	122
II.1.9.2. Equipo de compactación del concreto	123
II.1.9.3. Colocación del concreto	126
II.1.9.4. Curado del concreto	127
II.1.9.5. Identificación de defectos	128
II.1.10 Procedimientos especiales de colados de concreto	133
II.1.10.1. Colados en temperaturas extremas	133
II.1.10.1.1. Colado en clima caluroso	133
II.1.10.1.2. Colado en clima frío	136
II.1.10.2. Colado bajo agua	139
II.1.10.3. Colado masivo	140
II.2. Acero de refuerzo	142
II.2.1. Longitud y características del acero de refuerzo empleado en una estructura de concreto	143
II.2.1.1. Longitud	143
II.2.1.2. Características físicas	143
II.2.2. Almacenamiento, habilitado y colocación en obra del acero de refuerzo	146
II.2.2.1. Almacenamiento en obra	146
II.2.2.2. Habilitado del acero de refuerzo	146
II.2.2.2.1. Características del equipo de habilitado y corte	146
II.2.2.2.2. Doblado del acero de refuerzo	147
II.2.2.3. Colocación del acero de refuerzo	149
II.2.2.3.1. Protección de concreto para el acero de refuerzo	150
II.2.3. Malla de alambre soldado	153
II.2.3.1. Identificación de tipos de malla	153
II.2.3.2. Detallado de malla de alambre soldado	153
II.2.3.3. Tipos de malla de alambre soldado normalmente en existencia	155

CAPITULO III. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.

III.1. Tipos de perfiles	159
III.1.1. Perfiles laminados	159
III.2. Elementos de unión	184
III.2.1. Tornillos	184

III.2.1.1. Forma de los tornillos de metales	184
III.2.2. Pernos	185
III.2.2.1. Formas de los pernos	186
III.2.2.2. Tuercas	187
III.2.3. Remaches	188
III.2.3.1. Forma de los remaches	189
III.2.4. Soldadura	189
III.2.4.1. Tipos de soldaduras	190
III.2.4.2. Tipos de juntas	193
III.2.4.3. Posiciones para soldar	195
III.2.4.4. Símbolos de soldadura	196
III.3. Procedimiento de construcción de estructuras metálicas	198
III.3.1. Fabricación	198
III.3.2. Estructuras remachadas o atornilladas	200
III.3.3. Estructuras soldadas	201
III.3.4. Montaje	204
III.3.4.1. Procedimiento de montaje	204
III.3.4.2. Trazo de las estructuras para el montaje	205
III.3.4.3. Anclajes	211
III.3.4.4. Conexiones provisionales	211
III.3.4.5. Tolerancias	211
III.3.4.6. Alineado y plomeado	211

CAPITULO IV. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.

IV.1 Diseño de cimbras de madera para elementos de concreto	215
IV.1.1. Metodología de diseño	216
IV.1.1.1. Diseño de piezas en flexión	216
IV.1.1.2. Combinación de flexión y carga axial	217
IV.1.1.3. Esfuerzo cortante	218
IV.1.1.4. Flecha	219
IV.1.1.5. Pandeo lateral	220
IV.1.1.6. Elementos de unión	220
IV.1.1.6.1. Clavos	220
IV.1.1.6.2. Tornillos	221
IV.1.1.6.3. Pernos	222
IV.1.2. Ejemplo del diseño de una cimbra	223

IV.1.2.1. Diseño de una cimbra para losa	223
IV.1.2.2. Tablas para diseño de cimbras	229
IV.2. Procedimiento de construcción de estructuras de madera	230
IV.2.1. Clasificación de la madera	230
IV.2.2. Cuantificación	231
IV.2.3. Protección	232
IV.2.4. Transporte y montaje	232
IV.2.5. Tolerancias	233
IV.2.6. Elementos de unión	234
IV.3. Cimbrado y Descimbrado	235
IV.3.1. Cimbrado	235
IV.3.1.1. Factores que provocan fallas en el cimbrado ..	235
IV.3.2. Descimbrado	242
IV.3.2.1. Chaflanes y otros metodos de descimbrado ..	242
IV.3.2.2. Recomendaciones en el descimbrado ..	243
IV.3.2.3. Casos especiales de descimbrado	246

CAPITULO V. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

V.1. Tipos de materiales para mampostería	251
V.1.1. Piedras Naturales	251
V.1.2. Piedras Artificiales	253
V.2. Estructuras comunes de mampostería	254
V.2.1. Muros	254
V.2.1.1. Muros confinados	254
V.2.1.2. Muros diafragma	255
V.2.1.3. Muros reforzados interiormente ..	256
V.2.2. Cimentaciones	257
V.2.3. Bovedas	258
V.2.3.1. Boveda plana o catalana	258
V.2.3.2. Boveda escarzana	259
V.2.3.3. Boveda curva	261
V.2.4. Muros de contención	261
V.3. Procedimiento de construcción de estructuras de mampostería	262
V.3.1. Actividades previas a la colocación de la mampostería ..	263

V.3.2. Mortero a utilizar para el pegado de la mampostería	263
V.3.3. Colocación de la mampostería	265
V.3.3.1. Colocación de piezas artificiales	265
V.3.3.2. Colocación de piezas naturales	266
CONCLUSIONES	269

CAPITULO I.

**ESTUDIOS PREVIOS
A LA CONSTRUCCIÓN
DE UNA ESTRUCTURA.**

I.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

Toda estructura debe tener una base, la cual debe ser un mediador entre el suelo en el que se desplantara la estructura y la estructura misma. Esta base debe garantizar que la estructura no sufra deformaciones (debidas a cargas permanentes u accidentales) que puedan afectar su funcionamiento y seguridad. A la base que soportará a la de la estructura se le da el nombre de *cimentación*, y esta es una de las partes más importantes de un estructura, ya que esta permite tener un buen funcionamiento entre el suelo y la estructura, previniendo efectos, tales como flotación de la estructura, desplazamientos tanto horizontal como vertical (asentamientos y/o emersiones), inclinaciones o deformaciones diferenciales.

En muchas ocasiones se pretende economizar una construcción eliminando pruebas de mecánica de suelos (ya sean para obtener propiedades índice o mecánicas), estas pruebas representan usualmente del 0.5 al 1.0 % del costo total de la construcción. Al hacer la eliminación de alguna prueba encontramos, que despues que la construcción ha comenzado la cimentación debe ser rediseñada y esto nos conduce a confirmar que esto es ciertamente una falsa economía.

En este capítulo encontraremos las pruebas más usadas que se emplean en laboratorio y en campo para obtener tanto propiedades índice como mecánicas.

I.1.1 PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

I.1.1.1 PRUEBAS DE LABORATORIO

I.1.1.1.1. PRUEBAS PARA OBTENER PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS.¹

CONTENIDO DE AGUA W_n .

Esta prueba es realizada en la muestra del suelo recuperada para conocer la cantidad de humedad que contiene el suelo, ya que es de gran importancia la variación de las propiedades mecánicas de los suelos en relación a su contenido de agua. La determinación del contenido de agua es también comúnmente hecha en estudio de suelos mejorados (ya sea por compactación, usando mezclas diversas, etc.).

El contenido de agua se define como:

$$W_n (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

¹ Consultar el libro de C.N.A. "Mecánica de Suelos: instructivo para ensaye de suelos", 1990; para ver la forma de realizar las pruebas.

donde:

W_w .- contenido natural de agua en porcentaje.

W_w .- peso del agua de la muestra.

W_s .- peso de los sólidos de la muestra

LIMITES DE ATTERBERG.

Las pruebas para la obtención del límite plástico (L_p) y el límite líquido (L_L) son comúnmente hechos para suelos cohesivos y estas sirven para hacer clasificaciones (1) o estudios de correlación. En base a estos dos límites el índice de plasticidad (I_p) es calculado como se muestra en la figura 1.1. El índice de plasticidad es comúnmente usados en correlaciones de resistencias; el límite líquido es también usado principalmente para la estimación de la consolidación.

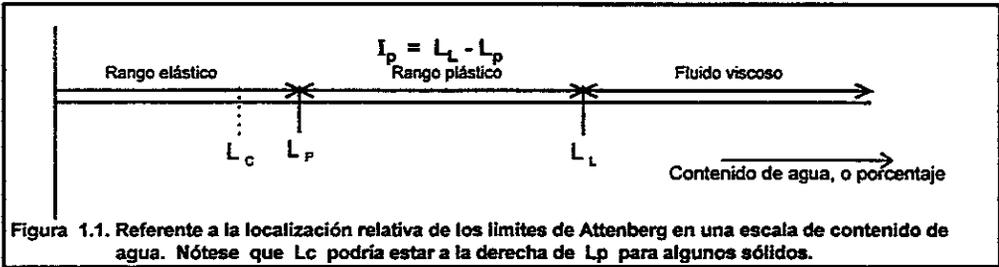
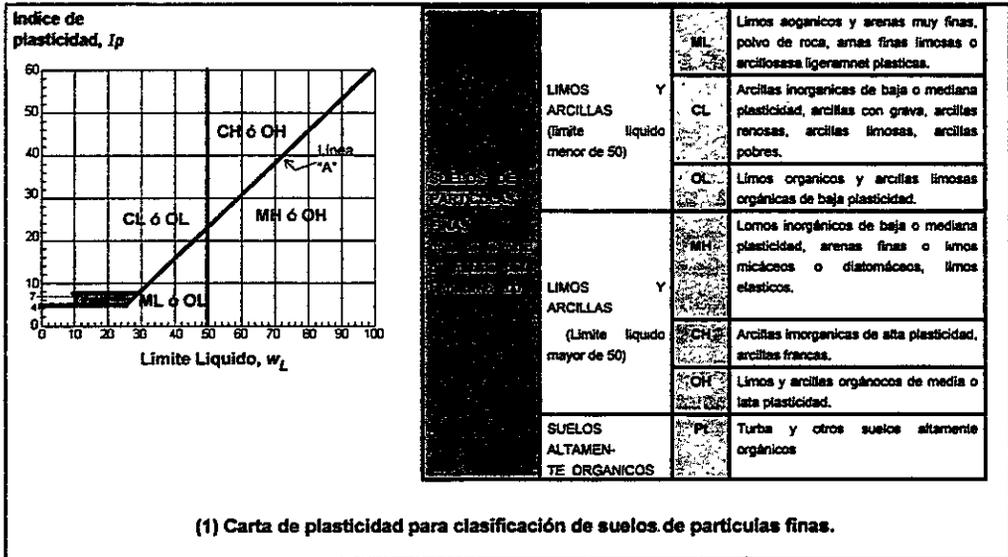


Figura 1.1. Referente a la localización relativa de los límites de Atterberg en una escala de contenido de agua. Nótese que L_c podría estar a la derecha de L_p para algunos sólidos.



(1) Carta de plasticidad para clasificación de suelos de partículas finas.

Los valores tanto del límite plástico como del límite líquido junto con el W_w son útiles para predecir si una parte de un suelo cohesivo está pre-consolidado. Ya que un suelo preconsolidado es más denso, la relación de vacíos es más pequeña que en un suelo remoldado para la prueba de los límites de Atterberg.

Otro límite definido por Atterberg es el índice de liquidez (I_L), el cual se define como:

$$I_L = \frac{W_N - W_P}{W_L - W_P}$$

donde, por inspección, los valores de $I_L \geq 1$ son indicadores de una licuefacción.

Este límite es un indicador para conocer la susceptibilidad que tiene un suelo en el que W_N es más grande que L_L (lo cual simplemente indica que in situ el contenido de agua está arriba del límite líquido) para convertirse en un líquido viscoso.

LÍMITE DE CONTRACCIÓN L_C

Esta es una de las pruebas de los límites de Atterberg, la cual es algunas veces hecha. Este tiene algo de valor en la estimación de la probabilidad de problemas en la expansión de suelos. Mientras que un valor pequeño de W_s indica que un pequeño incremento en el contenido de agua puede comenzar un cambio de volumen, la prueba no cuantifica cuál será el incremento.

DENSIDAD RELATIVA D_r

La densidad relativa D_r es comúnmente usada para identificar un posible licuefacción bajo sismo u otro tipo de carga de colisión, esta es definida en términos de la relación de vacíos (e) natural, máxima y mínima como:

$$D_r = \frac{e_{\text{máxima}} - e_{\text{natural}}}{e_{\text{máxima}} - e_{\text{mínima}}}$$

Este también puede ser definido en términos de los pesos específicos (γ) máximo, mínimo y natural (in situ) como:

$$D_r = \frac{\gamma_{\text{natural}} - \gamma_{\text{mínimo}}}{\gamma_{\text{máximo}} - \gamma_{\text{mínimo}}} \frac{\gamma_{\text{máximo}}}{\gamma_{\text{natural}}}$$

La prueba de la densidad relativa puede ser hecha en suelos gravosos si el material que queda en la malla No. 200 es menos del 8% y para suelos arenosos si el fino no es más del 12%.

TAMAÑO DE GRANO.

La prueba de la distribución del tamaño de grano es usada para la clasificación de suelos y tiene gran valor el diseño de suelos filtrantes (un suelo filtrante es usado para permitir el desagüe de la presión e agua bajo un gradiente hidraulico con suelo fino para minimizar la erosión).

Frecuentemente la prueba de tamaño de grano es para determinar las fracciones (o porcentajes): D_{85} , D_{60} , D_{30} , D_{10} . Por ejemplo en la figura 1.2, el D_{85} (tamaño para el cual el 85% de la muestra es mas pequeño) es casi 1.1 mm para el suelo "bien" graduado. El tamaño D_{10} es casi 0.032 mm y fue determinado de la prueba con Hidrómetro. El porcentaje de arcillas (partículas mas pequeñas de 0.002 mm) puede ser determinado de una curva de tamaño de grano como la que se muestra en la figura 1.2, usando una combinación de mallas y una prueba de hidrómetro.

Los tamaños típicos de mallas usadas para esta prueba son los mostrados en la tabla 1. 1.

Malla	Abertura en mm
3"	76.2
2"	50.8
1"	25.4
1/2 "	12.7
1/4 "	6.35
# 4	4.76
# 10	2.00
# 20	0.841
# 30	0.595
# 40	0.420
# 50	0.297
# 60	0.250
# 80	0.177
# 100	0.149
# 200	0.074

Tabla 1.1

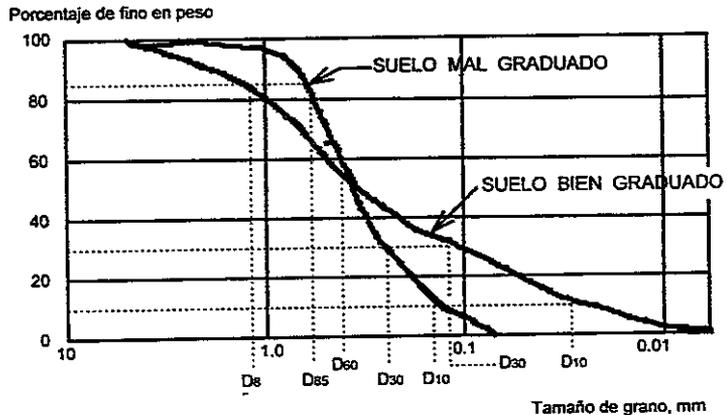


Figura 1.2

PESO ESPECIFICO Y

El peso específico γ es bastante fácil de estimar para un suelo cohesivo, cortando un bloque (o pedazo de una muestra de tubo recuperada) de tamaño y peso práctico y luego colocado este en un recipiente volumétrico y midiendo la cantidad de agua requerida para llenar el contenido.

El peso unitario es simplemente:

$$\gamma_{\text{humedo}} = \frac{\text{Peso de la muestra}}{\text{Volumen del recipiente} - \text{Volumen de agua para llenar el recipiente}}$$

Si el trabajo es hecho tan rápidamente que la muestra no tenga tiempo de absorber nada del agua adicionada, se puede obtener un valor muy confiable. El promedio de varias pruebas podría ser usado, si esto es posible.

El peso unitario de muestras de suelo no cohesivos es muy difícil (y costoso) de determinar. Cuando necesitamos valores de este tipo de suelos lo más precisos posibles, es usado algunas veces el método de congelación e inyección, en el cual una zona del suelo es congelada o inyectada con un agente endurecer, de manera que algo del bloque pueda ser quitado sin alterar las partículas del mismo y ser tratado de forma similar a la de una muestra de suelo cohesiva. Adonde únicamente es requerido el peso unitario, buenos resultados pueden ser obtenidos de la muestra recobrada de una muestra de pistón. Con un volumen inicial recuperado conocido, nosotros tenemos simplemente que el peso específico se calcula de la manera siguiente:

$$\gamma_{\text{humedo}} = \frac{\text{Peso de la muestra recuperada}}{\text{Volumen inicial de la muestra de pistón}}$$

El peso unitario es usado para calcular la presión lateral contra estructuras contenedoras de suelos y para estimar la resistencia sin para cimentaciones de pilas. En materiales cohesivos el ángulo de fricción interna depende del peso específico y únicamente una variación de 1 o 2 kN/m³ en γ , podría tener una influencia substancial en este parámetro.

GRAVEDAD ESPECIFICA G_s

La gravedad específica de los suelos granulares es de valor en el calculo de la relación de vacíos cuando el peso unitario y el contenido de agua son conocidos. Esta prueba es de moderada dificultad, con la mayor fuente de error ante la presencia de aire atrapado en la muestra de suelo. Ya que G_s no varia mucho para la mayoría de los suelos, los valores indicados en la tabla 1.2 son comúnmente estimados sin llevar a cabo una prueba.

Tabla 1.2 Valores de la Densidad Relativa para diferentes tipos de suelo.	
Suelo	Densidad relativa
Grava	2.65 - 2.68
Arena	2.65 - 2.68
Limo inorgánico	2.62 - 2.68
Arcilla orgánica	2.58 - 2.65
Arcilla inorgánica	2.68 - 2.75

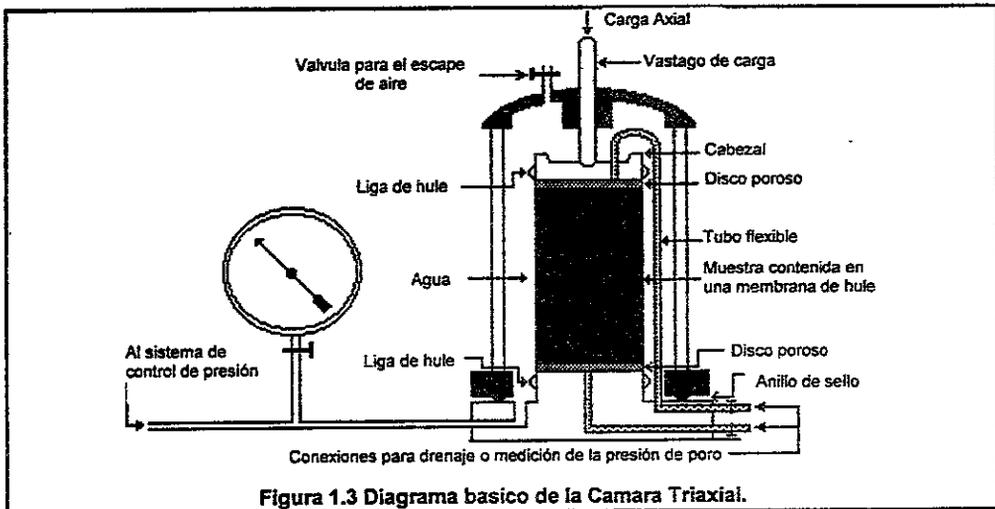
Un valor de $G_s = 2.67$ es comúnmente usado para suelos cohesivos y un valor de 2.70 para arcillas inorgánicas. Los valores de G_s tan grandes como 3.0 y tan bajos como 2.3 a 2.4 no son raros.

I.1.1.1.2. PRUEBAS PARA LA OBTENCIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS.²

PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Este tipo de pruebas son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales.

Los especímenes son usualmente cilíndricos (diámetro 3.6 cm y altura=8.5 cm) y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen de una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de un cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas, ver figura 1.3.



En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya combinación con un

² Consultar el libro de C.N.A. "Mecánica de Suelos: Instructivo para ensaye de suelos", 1990, para ver la forma de realizar las pruebas

bureta exterior nos permite medir los cambios volumétricos durante un ensaye drenado, en caso contrario y si contamos con un transductor de presión de poro, podremos medir está y poder manejar los esfuerzos totales y efectivos.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella, la carga axial se trasmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. La presión que se ejerce con el agua que llena la cara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

En la tabla 1.4 se muestran los tipos de pruebas triaxiales que se pueden realizar para los suelos.

Primera etapa	Segunda etapa	Tipo de prueba
Aplicación del esfuerzo confinante (σ_c)	Incremento del esfuerzo, axial o radial, para llegar a la falla	
Drenes abiertos Se permite la consolidación (Consolidated)	Se permite el drenaje en la etapa de falla (Drained).	CD
	No se permite el drenaje en la etapa de falla (Undrained).	CU
Drenes cerrados No se permite la consolidación (Unconsolidated)	No se permite el drenaje en la etapa de falla (Undrained).	UU

APARATO DE CORTE DIRECTO

La prueba de corte directo, es una de las mas viejas y simples que hay en pruebas de corte. Un diagrama del aparato de corte se muestra en la figura 1.4.

El equipo de prueba consiste de un caja metálica; la cual esta partida horizontalmente por las mitad; en la cual una muestra de suelo es colocada. Las muestras, vistas en planta, pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de la muestra usada es generalmente de 3 o 4 in² (1935.48 o 2580.64 mm²) de sección con una altura de 1 in (25.4 mm).

La fuerza normal actuante sobre la muestra se aplica a través de un portapesas, que descansa en un balin, sobre la parte superior de la caja partida. La fuerza cortante es aplicada por un lado y en la parte superior de la caja partida, causando la falla de la muestra del suelo. Dependiendo del equipo, la prueba de corte se puede realizar bajo condiciones de esfuerzo controlado o deformación controlada.

El equipo para desarrollar esta prueba presenta algunas desventajas dentro de

las cuales podemos decir que:

- 1.- No se puede controlar el flujo de agua,
- 2.- El área de falla efectiva esta disminuyendo,
- 3.- El suelo es forzado a romperse en un plano determinado, el cual no necesariamente es el plano de mayor debilidad,
- 4.- No hay un distribución igual de los esfuerzos sobre la superficie de corte, y
- 5.- Los esfuerzos son mayores en los extremos que en el centro.

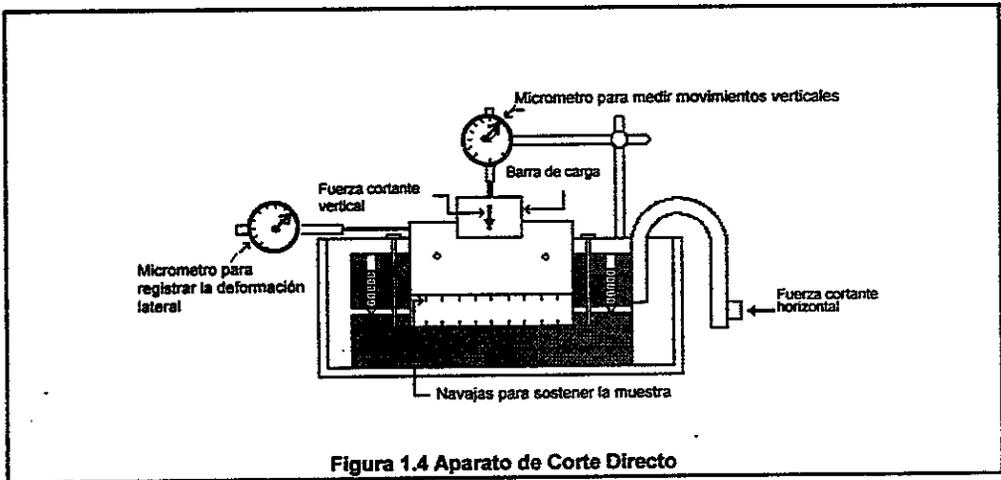


Figura 1.4 Aparato de Corte Directo

APARATO DE CORTE SIMPLE.

Una modificación de la prueba de corte directo es la prueba de corte simple, y aunque esta prueba es una mejora sobre la de corte directo, los esfuerzos cortantes en el espécimen no están uniformemente distribuidos.

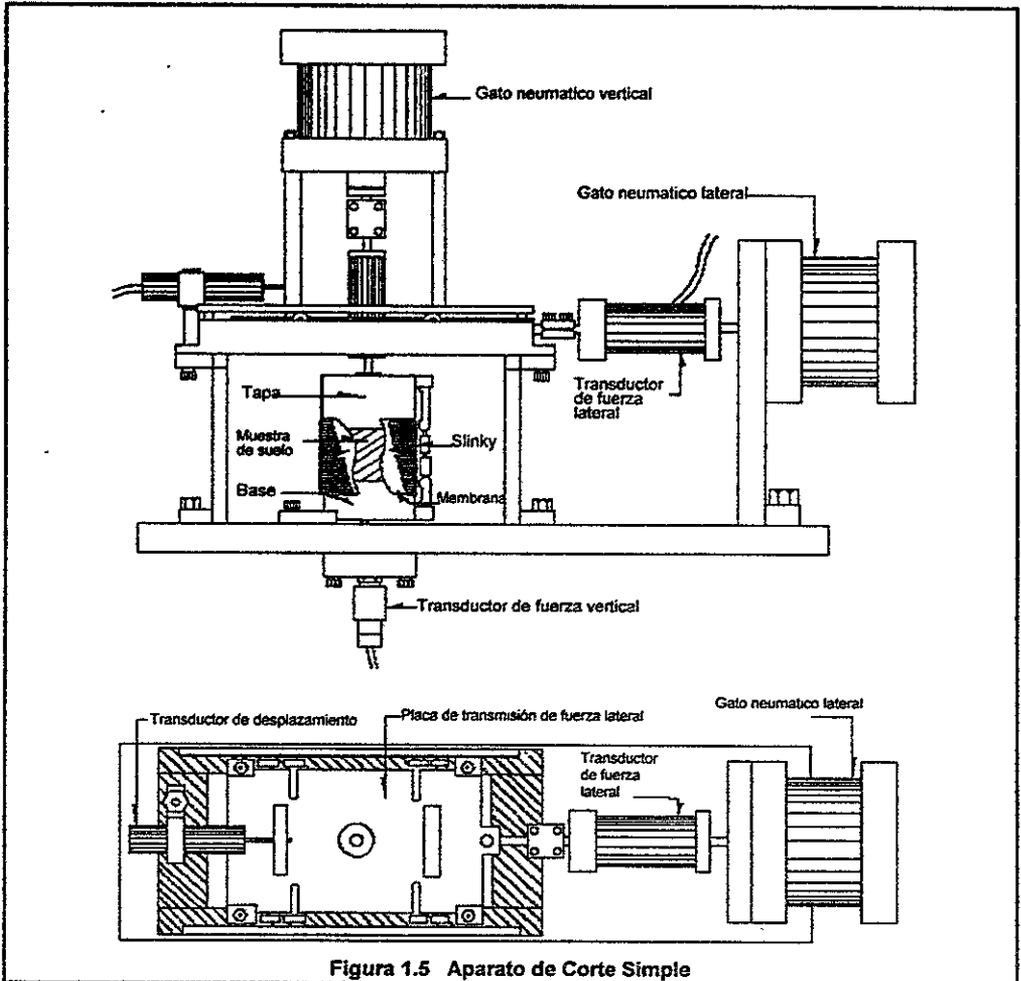
Esta prueba es una manera apropiada de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos experimentados por un elemento de suelo bajo la acción de un sismo o bien en la vecindad de un pilote.

El estado de corte puro puede inducirse de dos maneras, ya sea por la aplicación de esfuerzos de corte puro o bien por medio de tensiones y compresiones.

El ensaye de corte simple, estático o cíclico (figura 1.5), consiste en aplicar una fuerza cortante a una muestra del suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana que a su vez es confinada por un resorte plano (slinky) o un recipiente de paredes móviles.

Un inconveniente del ensaye es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes de la probeta. Esto provoca, por condición

de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta por lo que el estado de esfuerzos desarrollado en su interior no es totalmente de corte simple. Por medio de análisis de elemento finito considerando el espécimen y las condiciones a las que se le somete, se ha encontrado que hay cierta distancia del exterior en el que se empieza a generar la condición de corte puro.



TORCÓMETRO

Este dispositivo nos sirve para determinar de manera expedita la resistencia al

esfuerzo cortante no drenada de suelos arcillosos, ya sea en el laboratorio o en el campo.

El Torcómetro es un dispositivo provisto de un juego de navajas, que por el momento torsionante aplicado manualmente provocan la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas, ver figura 1.6. El torcómetro esta equipado con un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada; el intervalo de medición es de 0 a 2.5 kg/cm².

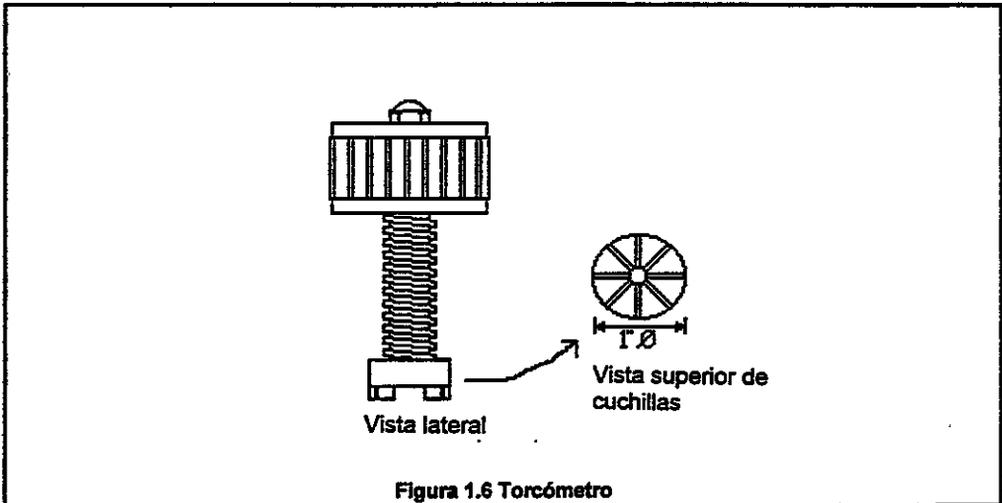


Figura 1.6 Torcómetro

El torcómetro se emplea bastante en el campo en muestras cúbicas o en las paredes de un zanja o pozo a cielo abierto. En el laboratorio se usa frecuentemente para medir la resistencia en los extremos de los segmentos de tubos Shelby.

Parece haber evidencia de la similitud de resultados con torcómetro y con ensayos triaxiales no drenados; sin embargo debe tenerse presente que la medición con torcómetro generalmente subestima la resistencia por los siguientes factores:

- 1.- Se trata de una medición muy cercana a la superficie, en la que por la acción del corte y enrascado se tiene material remoldeado.
- 2.- Al problema de perturbación anterior se agrega que el torcómetro disponible en el mercado posee navajas de espesor excesivo y sin filo en sus orillas.

La velocidad aplicada de deformación y la orientación de los planos de falla son factores adicionales a los señalados, que llevan a concluir que esta medición proporciona un valor aproximado de la resistencia, y que es deseable comparar los

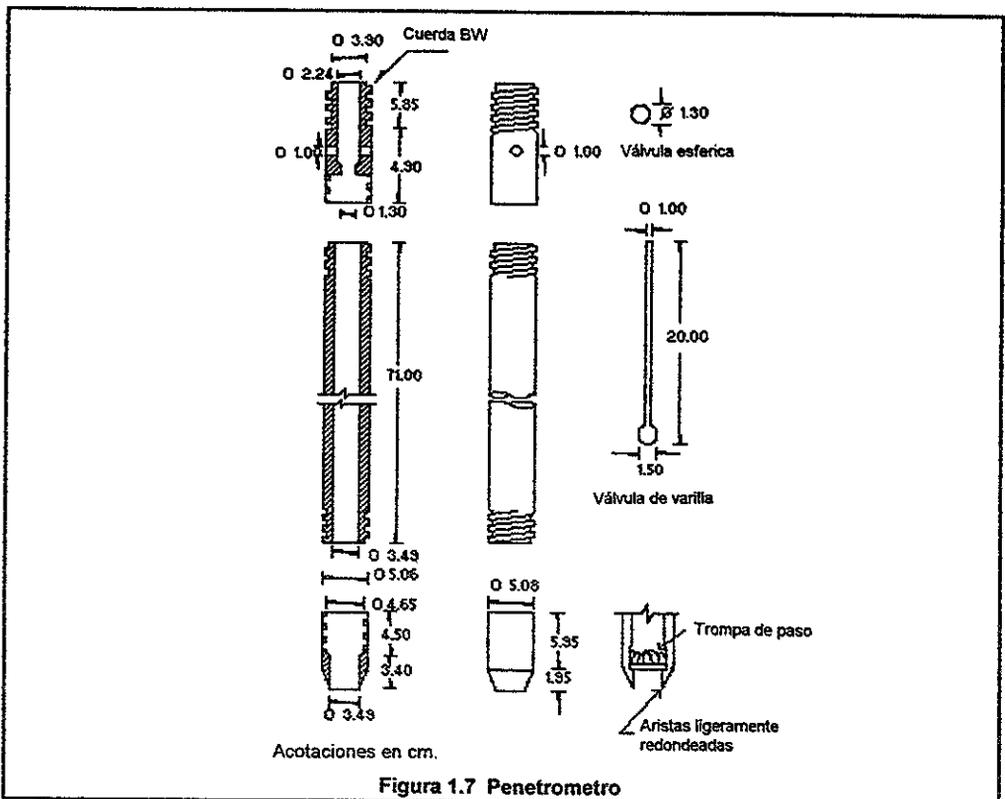
resultados con los otros ensayos in situ o en laboratorio, a fin de seleccionar los valores de c_u (este valor es el que corresponde directamente a la resistencia no drenada, en kg/cm^2) más apropiados a considerar en un análisis geotécnico.

I.1.1.2 PRUEBAS DE CAMPO.³

PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en ingles), desarrollada en 1927, permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar un penetrometro; ver figura 1.7; 45 cm dentro del suelo con ayuda de un martillo de 63.5 kg (140 lb), dejando caer este libremente de una altura de 76.0 cm (30 in) de altura.



^{3 3} Consultar el libro de C.N.A. "Mecánica de Suelos: Instructivo para ensaye de suelos", 1990; para ver la forma de realizar las pruebas.

La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , necesarios para penetrar los últimos 30 cm del penetrometro (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 ó el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba.

Los resultados más comunes obtenidos de esta prueba son:

- 1.- Muestras alteradas.
- 2.- Perfil estatigráfico.
- 3.- Resistencia a la penetración.
- 4.- Resistencia al esfuerzo cortante.

Esta técnica de exploración es útil en los suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en los suelos cohesivos, como los de la Cd. de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpe son poco confiables.

PRUEBA DEL CONO DE PENETRACIÓN (CPT).

La prueba del cono de penetración es una prueba para arcillas suaves y arenas finas y medianamente gruesas. Esta prueba no tiene ninguna aplicación en gravas y arcillas duras.

La prueba es ejecutada empujando el cono estándar (el cono tiene una punta a 60° y un diámetro de base igual a 35.6 mm con un área transversal de 10 cm^2 , ver figura 1.8) dentro del suelo a una velocidad de 10 a 20 mm/s. La prueba podría ser periódicamente parada para unir varillas de 1 m para extender la profundidad; al menos que algunas configuraciones de empuje permitan un una longitud extra de varillas para un empuje continuo.

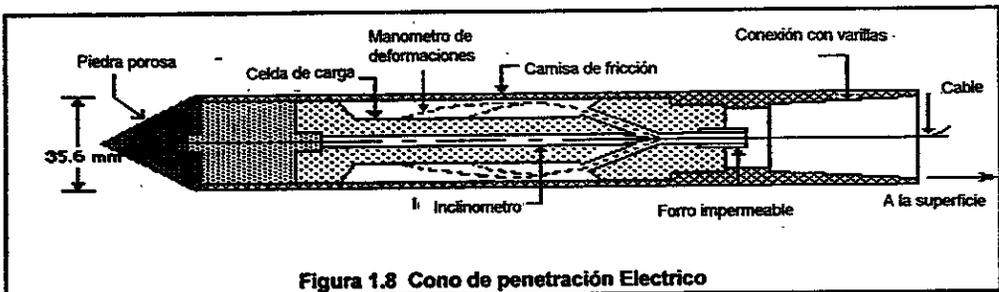


Figura 1.8 Cono de penetración Electrico

Los datos recogidos son la resistencia a penetración de punta y la resistencia en la funda de fricción del cono. La interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Hay al menos cinco configuraciones de cono actualmente están siendo usadas:

- 1.- **Mecánico.**- El primer tipo muchas veces llamado " Cono Holandés" ya que se origina en Holanda.
- 2.- **Fricción eléctrico.**- Es una modificación del cono mecánico, este cono usa deformómetros eléctricos para medir la resistencia a penetración de punta y la resistencia en la funda de fricción del cono.
- 3.- **Piezo eléctrico.**- Es una modificación del cono de fricción eléctrico para permitir la medición de la presión de oro en la punta del cono.
- 4.- **Piezo eléctrico/fricción.**- Una modificación mejorada para medir la resistencia en la funda de fricción del cono y la presión de poro.
- 5.- **Cono sísmico.**- Una reciente modificación adicional para incluir un receptor de vibraciones para obtener datos que permitan calcular la velocidad de onda cortante desde una superficie sacudida, de esta forma el modulo de cortante dinámico pueda ser calculado.

El cono eléctrico podría también contener inclinómetros electrónicos para medir la desviación de la vertical del cono; ya que la inclusión de suelo podría desviar el alineamiento vertical de mismo.

Una ventaja particular de el CPT es el obtener un perfil continuo mientras no se encuentren suelos muy duros o roca para la profundidad de interés.

PRUEBA DE CORTE IOWA

Esta prueba fue desarrollada por el Dr. Handy en la Universidad Estatal de IOWA en el año de 1967.

Esta prueba consiste en taladrar cuidadosamente un agujero de 76 mm de diámetro (usualmente vertical pero puede ser inclinada u horizontal) a una profundidad algo mayor que el punto donde se efectuara la prueba.

A continuación el equipo de corte es cuidadosamente insertado dentro de la perforación al punto donde la resistencia al corte será medida.

El procedimiento de la prueba consiste en expandir el cilindro dentado dividido en dos partes iguales dentro de suelo por medio de la aplicación de una presión, regulada en la superficie, a través de un sistema de tuberías.

Posteriormente se le aplica al cilindro una fuerza de tensión, por medio de gatos hidráulicas, que se trasmite a través de las barras y los desplazamientos

producidos así como la carga son medidos.

La presión de expansión es σ_n y la fuerza de tensión aplicada es convertida a un esfuerzo de corte s y así poderlos traficar para obtener del sitio los parámetros de resistencia ϕ y c .

La figura 1.9 muestra un esquema del equipo IOWA. la prueba indudablemente es una prueba de corte drenada donde el suelo es relativamente libre para drenar debido a que las zapatas de contacto son pequeñas y la ruta de drenaje, que sigue el agua, es corta; además de que la prueba se desarrolla en rangos de velocidad de deformación de 0.5 mm/min o menos.

Con la inclusión de un transductor de presión de poro en sus cabezas es posible hacer mediciones de está y así conocer los parámetros de resistencia, en términos de esfuerzos totales y efectivos, del suelo probado; esto se aplicaría sobre todo para suelos cohesivos, donde la permeabilidad es muy baja.

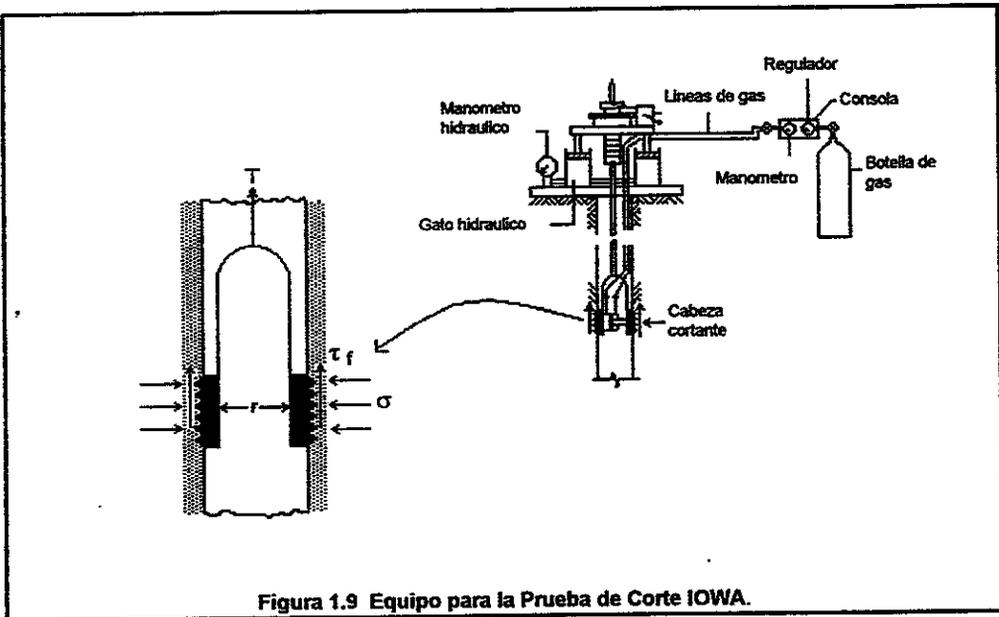


Figura 1.9 Equipo para la Prueba de Corte IOWA.

PRUEBA DEL PRESIOMETRO (PMT)

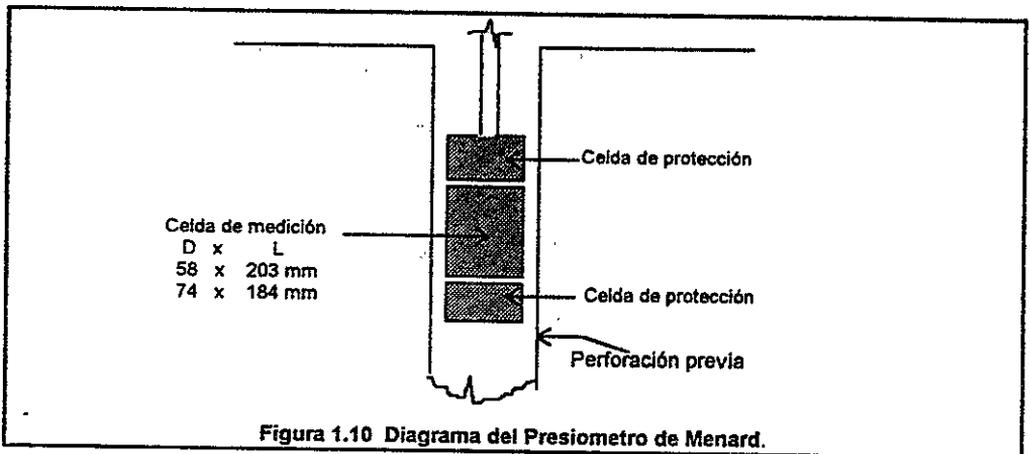
La prueba del presiometro (PMT) tuvo su desarrollo en 1956 por Menard, en esta prueba se hace una perforación en el terreno, la cual es debe preparar con sumo cuidado (esta debe presentar errores en el diámetro menores al 10 %).

En la perforación se introduce una sonda; la cual consiste de tres partes

(superior, celda y la inferior) como se muestra en la figura 1.10; y se expande dentro del suelo a la profundidad deseada. Las celdas de protección superior e inferior son expandidas, para asegurara la posición del equipo y reducir los efectos de la condición final en la celda intermedia, la cual es usada para obtener la relación entre el volumen y la presión en la celda.

Es evidente que la PMT puede ser hecha únicamente en suelos donde la perforación puede ser formada y estar abierta hasta que la sonda sea insertada, mientras el uso de lodo de perforación sea constante, la calidad de la perforación no puede se inspeccionada y existe la posibilidad de que un una capa de lodo quede atrapado entre la membrana de la celda y el suelo.

Otro factor que se debe considerar es que el suelo tiende a expanderse hacia la cavidad donde la perforación ha sido hecha, esto hace que la prueba tenga algunos efectos considerables por dicha perturbación.



Con una adecuada interpretación de los datos obtenidos con esta prueba uno puede estimar la resistencia al corte no drenada para las arcillas y el ángulo de fricción interna para suelos friccionantes. Los valores de la resistencia determinados con este equipo son consistentemente mayores a los obtenidos por otros equipos.

PRUEBA DE VELETA (FVT)

La prueba de veleta es un método usado realmente para estimar in situ, la fuerza cortante depósitos de suelos "cohesivos" no drenados.

La prueba es realizada insertando la veleta en el suelo y aplicando un torque. El dispositivo de veleta aplica el torque a través de reducción de engranes mostrando así

la variación es de 1 a 6° por minuto con provisión del ángulo de rotación. Esto es necesario para medir (o calibrar.) la fricción en la varilla de torque, así esta puede ser restada del mayor torque total, para obtener el torque de fuerza cortante.

En la figura 1.11 se muestra el diagrama del equipo de corte Veleta.

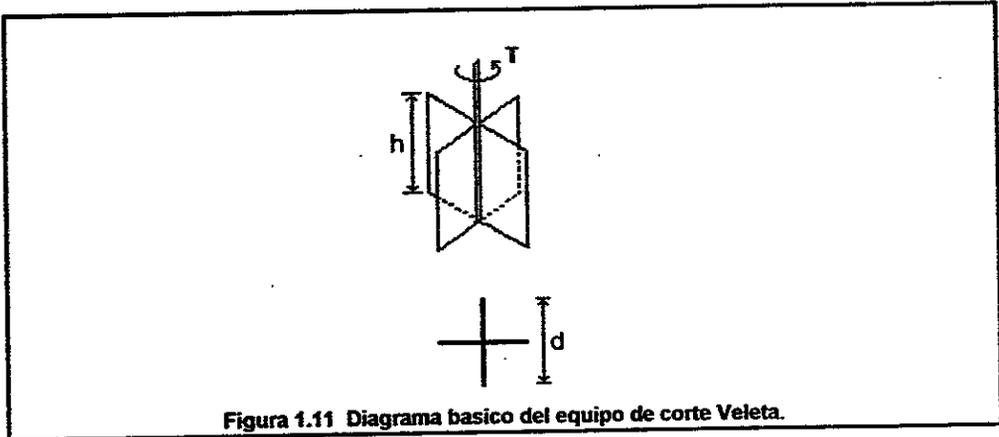


Figura 1.11 Diagrama básico del equipo de corte Veleta.

Es evidente que no se puede usar la prueba de veleta sola para un sitio de exploración, pero este podría ser una útil herramienta en conjunción con otras muestras recobradas así que la correlación en un sitio específico pueda primero ser estabilizada y entonces la prueba de veleta usada para hacer un aumento económico de los datos base.

EL REPORTE DEL SUELO.

Quando las perforaciones u otros trabajos de campo han sido hechos y algún laboratorio de pruebas ha completado la ingeniería geotécnica, entonces se reúnen los datos para una recomendación. Esta servirá para el diseño óptimo de una estructura, y este reporte al cliente debe contener:

- 1.- Carta de transmisión.
- 2.- Título.
- 3.- Tabla de contenidos.
- 4.- Narrativa de los trabajos hechos y recomendaciones.
- 5.- Resumen de resultados.
- 6.- Apéndices, los cuales contienen las hojas de bitácora de cada perforación; hojas de datos de laboratorio y algunos otros materiales establecidos.

Por otra parte los recipientes de muestras podrían ser dados al cliente o retenidos por la empresa geotécnica por un periodo razonable de tiempo, después del cual el suelo es desechado. La disposición de las muestras podría estar en términos de el contrato.

I.2 ESTUDIO DE ESTRUCTURACIÓN.

Al plantearnos la forma de diseñar una estructura en particular, es necesario saber varios aspectos, tales como: la resistencia y el tipo de materiales que se van a emplear y las acciones a las que va a estar sometida nuestra estructura, con el fin de establecer un modelo lo más exacto posible del comportamiento de la misma y así determinar un factor de seguridad adecuado para la construcción.

De lo anterior, podemos decir que la función principal de la estructura es absorber las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción. La estructura debe soportar una serie de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y, ocasionalmente, daños; todos estos constituyen su respuesta a dichas acciones.

Por acciones se entiende lo que generalmente se denominan cargas: pero esta acepción más general incluye a todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento antes las acciones que le son aplicadas. En otras palabras podemos decir que la respuesta es la resistencia de la estructura para poder absorber las cargas a las que es sometida..

Así en este capítulo hablaremos de las acciones que actúan en una estructura así como de los factores que intervienen en la resistencia de una estructura y de los diferentes criterios de diseño.

ACCIONES

El Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1993 (Artículo 186) distingue los siguiente tipos de acciones:

1.- Acciones Permanentes

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como son los

debidos a esfuerzos ó a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

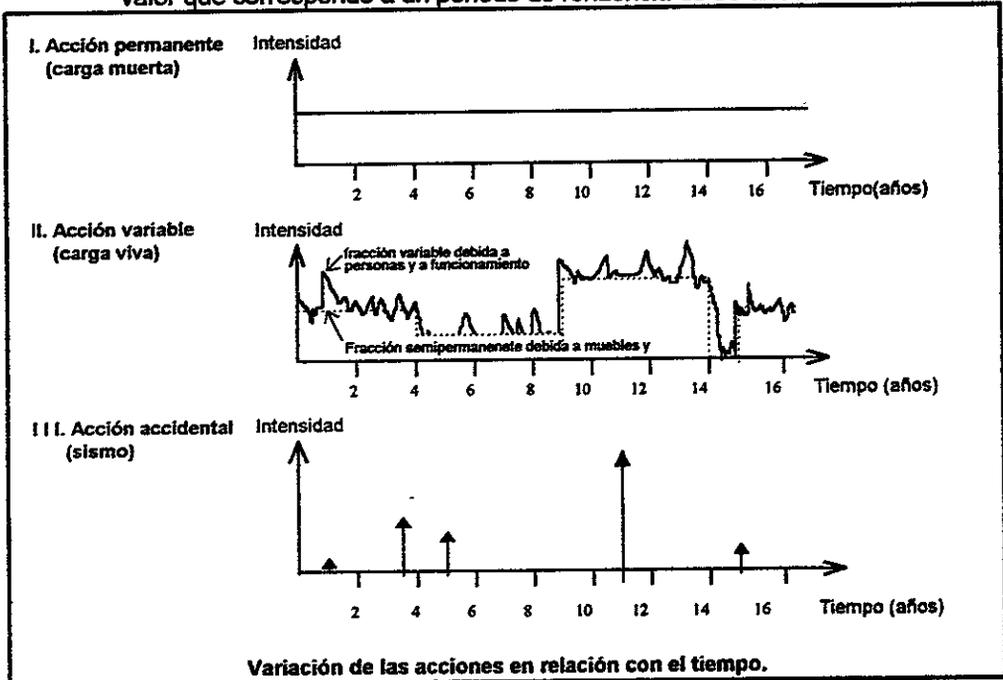
2.-Acciones Variables

Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

3.- Acciones Accidentales

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de renuencia de 50 años.



Es necesario hacer unos comentarios acerca de las acciones anteriores:

- 1.- Los tres tipos de acciones son variables aleatorias, ya que tienen incertidumbre de distinto tipo.
- 2.- Además, no son independientes, ya que en un instante o más, se pueden presentar dos o más tipos de acciones simultáneamente.
- 3.- Los reglamentos de construcción indican que se revise la seguridad para distintas combinaciones de acciones, tomando en cuenta la probabilidad de que estas acciones se presenten en forma simultánea con intensidad máxima de cada una de ellas es baja. Lo anterior es reflejado en los factores de carga especificados para cada combinación de carga.

RESISTENCIAS.

La resistencia de una estructura es la capacidad que tiene ésta para soportar las acciones a que se le somete en su vida útil. Algunos de los factores de los cuales se tiene incertidumbre para evaluar la resistencia de un estructura son los siguientes:

1.- Procedimientos de fabricación de los materiales.

Generalmente, la mayor fuente de incertidumbre en la predicción de la resistencia reside en la variabilidad de los materiales estructurales. Por ejemplo, la resistencia a compresión del concreto es muy sensible a pequeñas variaciones en la dosificación de los ingredientes, así que se pueden tener diferencias significativas entre la resistencia real y la especificada. Además, la resistencia puede ser alterada de manera notable por los procedimientos de transporte, colocación y curado.

2.- Procedimiento de construcción de la estructura.

Otra fuente no despreciable de variabilidad en la resistencia es la diferencia entre las dimensiones reales de los elementos y las que se suponen en el diseño. por ejemplo, el peralte efectivo de una sección de concreto reforzado depende de la correcta colocación del refuerzo y de la posibilidad de que su posición sea alterada durante las operaciones de colado. Para las dimensiones de los elementos estructurales se suelen tomar en el diseño valores esperados o valores convencionales.

3.- Métodos de cálculo.

Finalmente, el grado de aproximación con que se puede predecir la resistencia depende de la precisión del método de calculo empleado. Aunque se pudiera determinar con absoluta precisión las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura, habría dispersión en la resistencia calculada, debida a que los métodos de cálculo tienen diferente aproximación dependiendo del grado en que se conozca el mecanismo de falla involucrado en el estado límite y de la fidelidad con que las expresiones de diseño

reflejan la influencia de las diferentes variables que influyen en la resistencia.

Las incertidumbres anteriores deben tomarse en cuenta con uno o mas factores de seguridad a lo largo del proceso de diseño.

A pesar de todo lo anterior, el proyectista tiene la obligación moral de minimizar la incertidumbre en los diversos aspectos del diseño, con todos los medios a su alcance dentro de las limitaciones de tiempo y recursos que pueden destinar al proyecto. debe conseguir toda la información posible acerca des condiciones locales (ambientales, del suelo, etc.) y de los aspectos relativos al funcionamiento de la obra, así como las correspondientes a los materiales y procedimientos constructivos que puedan emplearse. También debe usar los métodos de análisis y dimensionamiento más precisos compatibles con la aproximación de los datos que se están manejando.

RECOMENDACIONES AL DISEÑAR UNA ESTRUCTURA

Recomendaciones sobre servicio

Se debe verificar que las deflexiones bajo cargas de servicio estén dentro de los limites aceptables. El control del agrietamiento también es muy importante para fines de apariencia y durabilidad. En consecuencia, los anchos de las grietas bajo carga de servicio no deben exceder los límites especificados.

Recomendaciones sobre ductibilidad

Una consideración importante adicional a la de resistencia y servicio es la ductilidad. Es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, esta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle de forma frágil (sin advertencia) sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Estas grandes deflexiones dan amplia advertencia de falla, y manteniendo la capacidad de transmisión de carga se puede impedir el desplome total y salvar vidas. además el comportamiento dúctil de los miembros permite utilizar en el diseño redistribuciones de momentos flexionantes que toman en cuenta la redistribución posible del patrón de momentos elásticos a flexión.

En las áreas en que se requiere diseñar por carga sísmica, la ductilidad constituye una consideración de extrema importancia, debido a que la norma actual de los códigos para cargas sísmicas es diseñare estructuras que solo resistan elásticamente los sismos moderados; en el caso de sismos intensos se confía en la disponibilidad Despues de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin

desplome. En consecuencia, las recomendaciones para carga sísmica sólo se pueden justificar si la estructura tiene suficiente ductilidad para absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas cuando ella se sujeta a cargas cíclicas.

I.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO.⁴

Los criterios de diseño o reglamentos de construcción surgen de la necesidad de proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con las restricciones impuestas por otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

Por lo general lo que mas influye en la elaboración de criterios o reglamentos de diseño es lo referente a la seguridad de una estructura.

Al hablar de seguridad en una estructura, tenemos que decir que toda estructura debe ser diseñada con un factor de seguridad (F.S.) adecuado al tipo de construcción , y este lo podemos definir como el resultado del cociente de la resistencia de una estructura (R) entre las acciones que soporta (A):

$$\text{F.S.} = \frac{R}{A}$$

El resultado de la división anterior siempre debe ser mayor a cero para que se tenga un buen comportamiento de la estructura.

Los reglamentos toman este factor y lo involucran implícitamente en los factores de seguridad parcial que dan, con lo cual se enfoca a un factor de seguridad global en la estructura..

Comentarios sobre el factor de seguridad.

Los factores de seguridad no deben cubrir la ignorancia o el descuido del proyectista, sino solamente aquella incertidumbre que se deriva de factores que el estado de conocimientos de la profesión o la situación en particular de la obra no permitan superar.

Los factores de seguridad tampoco protegen contra errores de construcción, contra el empleo de materiales de calidad diferente a la especificada o de procedimientos constructivos que den lugar a que la estructura esté en condiciones

⁴ Consultar el RCDF-97 o el Reglamento de Construcciones ACI:

distintas a las especificadas por el proyecto.

Tampoco pueden absorber diferencias en el uso de la construcción que den lugar a acciones más desfavorables que las supuestas en el diseño.

Resumiendo, los factores de seguridad especificados por los reglamentos pretender cubrir solo la variabilidad normal de las acciones y resistencias y no proteger contra errores o diferencias significativas entre lo proyectado y lo construido.

I.2.1.1 CRITERIO DE DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO (TEORÍA ELÁSTICA)

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan suponiendo una variación lineal para la relación esfuerzo-deformación lo que asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos del acero y del concreto no exceden los esfuerzos permisibles de trabajo.

Los esfuerzos permisibles se consideran como fracciones fijas de la resistencia máxima o de la resistencia de cedencia de los materiales.

Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas se calculan suponiendo comportamiento elástico lineal.

En el criterio de diseño por esfuerzos permisibles, se considera primeramente una carga de servicio (acciones) a la que va a estar sometido el elemento estructural en cuestión, posteriormente se realiza un análisis estructural elásticos y se determinan sus elementos mecánicos.

Después de lo anterior se calculan los esfuerzos máximos, también por métodos elásticos (Ley de Hooke, etc.) y al final se comparan los esfuerzos máximos con los esfuerzos permisibles especificados, debiéndose cumplir que los esfuerzos permisibles sean mayores o iguales a los esfuerzos máximos.

Este criterio tiene las siguientes restricciones:

- 1.- Únicamente es válido para comportamiento lineal-elástico de los materiales a utilizar.
- 2.- No a información del comportamiento o nivel de seguridad, para cargas máximas o cercanas a la falla.

I.2.1.2 CRITERIO DE DISEÑO POR RESISTENCIA MÁXIMA.

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima (o sea el concreto a la resistencia máxima y generalmente el acero en cedencia) cuando se aplica una

carga máxima a la estructura, igual a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas bajo carga máxima se calculan suponiendo comportamiento elástico lineal de la estructura hasta la carga máxima.

En forma alterna, los momentos flexionantes y fuerzas se calculan tomando parcialmente en cuenta la redistribución de las acciones que pueden ocurrir debido a las reacciones no lineales entre las acciones y deformaciones en los miembros bajo cargas elevadas.

Este método tiene la restricción de que solo da información a nivel de cargas de colapso o de falla (cargas máximas) y no sabemos lo que pasa con cargas de servicio.

Algunas de las razones para la tendencia hacia el diseño por resistencia máxima son las siguientes:

- 1.- Las secciones de concreto reforzado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas, en consecuencia, la teoría elástica no puede dar una predicción segura de la resistencia máxima de los miembros, ya que las deformaciones inelásticas no se toman en consideración; en consecuencia, para las estructuras diseñadas por el método del esfuerzo de trabajo, se desconoce el factor de carga (carga máxima/carga de servicio), el que varía de estructura a estructura.
- 2.- El diseño por resistencia última permite una selección más racional de los factores de carga.
- 3.- La curva esfuerzo-deformación para el concreto es no lineal y depende del tiempo.
- 4.- El diseño por resistencia máxima utiliza reservas de resistencia resultantes de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas, y en ocasiones indica que el método elástico es muy conservador.
- 5.- El diseño por resistencia máxima utiliza con mayor eficiencia el refuerzo de alta resistencia, y se pueden utilizar peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.
- 6.- El diseño por resistencia máxima permite al diseñador evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este es un aspecto importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el diseño de cargas de gravedad y en el diseño por cargas sísmicas o de explosiones.

I.2.1.3 CRITERIO DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITE (RESISTENCIA Y SERVICIO).

El enfoque de diseño para una estructura debe idealmente combinar las mejores características de los diseños por resistencia máxima y por esfuerzo de trabajo, ya que, sí solamente se proporcionaran las secciones por los requerimientos de resistencia máxima, hay el peligro de que aunque el factor de carga sea adecuado, el agrietamiento y las deflexiones bajo cargas de servicio puedan ser excesivas.

Así se creó un criterio basado en estados límites, en el cual se denomina **estado límite** a aquella etapa de comportamiento de una estructura, a partir de la cual deja de cumplir satisfactoriamente la función para la que fue proyectada.

Se definen dos estados límite:

1.- Estado límite de falla.

Se considera como *estado límite de falla* cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

2.- Estado límite de servicio.

Se considerará como *estado límite de servicio* la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudiquen su capacidad de soportar cargas.

En consecuencia, la teoría de estados límite y la resistencia máxima está convirtiéndose en el enfoque predominante para dimensionar secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el servicio.

Se separan las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural en dos partes: *factores de carga* y *factores de reducción de capacidad*.

Factores de carga.

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño para que sea sumamente improbable la falla y su valor normalmente es mayor de 1. Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas.

La carga máxima de la estructura debe ser igual por lo menos a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga. Se recomienda que la resistencia requerida (U) para resistir la carga muerta (D) y la carga viva (L) sea por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad , \text{ segun ACI}$$

$$U = 1.4 D + 1.4 L \quad , \text{ segun RCDF}$$

Cuando se necesita considerar una carga accidental E en el diseño, la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 E) \quad , \text{ segun ACI}$$

$$U = 1.1 D + 1.1 L + 1.1 E \quad , \text{ segun RCDF}$$

Los factores de carga no varían con la gravedad de la consecuencia de la falla. Sin embargo, los factores de carga establecidos deben considerarse como valores mínimos. si las condiciones de falla son especialmente graves o si no pueden estimarse razonablemente la carga de servicio, es posible que sea conveniente emplear valores incrementados.

Factores de reducción de capacidad.

Los factores de reducción de capacidad ϕ , se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones y estos generalmente son menores a 1. Cada uno de estos factores bien pueden estar dentro de los límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados. La siguiente tabla muestra los valores recomendados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-97) y del Código ACI.

FACTORES RECOMENDADOS DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA		
	RCDF- 97	Código ACI
Flexión, con o sin tensión axial	$\phi = 0.90$	$\phi = 0.90$
Flexión con compresión axial o compresión axial. Si es reforzada con helice En casos contrarios	$\phi = 0.80$ $\phi = 0.70$	$\phi = 0.75$ $\phi = 0.70$
Cortante y torsión	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.85$

Las variables adicionales que se han considerado para prescribir los factores de reducción de capacidad incluyen la seriedad de la consecuencia de falla de los miembros respecto a toda la estructura, y el grado de advertencia implícito en el modo de falla.

I.3 EVALUACIÓN ECONÓMICA Y DE FUNCIONALIDAD DE LAS PROPUESTAS.

Dentro de una evaluación económica y de factibilidad de alguna propuesta para solucionar un problema, surgen varias alternativas que tienen como fin llevar a cabo la construcción de una estructura de la forma más óptima posible y se establecen diferentes factores que se deben tomar en cuenta al analizar un proyecto dado, en este capítulo hablaremos de varios de esos factores, los cuales los englobamos en los cuatro siguientes: **Seguridad, Funcionalidad, Economía y Estética.**

Todos los factores anteriores se interrelacionan de tal forma que no podemos hablar de alguno sin involucrar a otro o a varios de ellos.

Las propuestas tanto económica como de factibilidad se interrelacionan a su vez, puesto que una construcción debe ser económica pero también funcional y viceversa; de tal modo que los factores que se involucran en cada una de las propuestas, tienden a tender relación entre ellos también, por ejemplo, al hablar de seguridad desde el punto de vista económico, es necesario ver si esa seguridad esta dentro del rango de hacer posible la construcción de la estructura; y que no por economizar en varios equipos hagamos difícil la construcción de una estructura.

Por tanto los factores deben considerarse desde estos dos puntos de vista y hacer una combinación de ambas propuestas, para lograr una construcción de alta calidad y económica.

Existen otros factores diferentes a los tratados en este capítulo que pueden repercutir dentro de la evaluación de una estructura, varios de ellos se pueden englobar en los que se muestran en las tablas siguientes, de no poder englobarse en alguno de los factores que se tratarán en el capítulo, ya sea debido a que son factores especiales para una determinada estructura y por tanto, su estudio no es tan común; estos se deberán analizar para cada esa estructura en particular.

I.3.1 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA PROPUESTA ECONÓMICA.

El factor económico cobra especial importancia, dentro de la determinación de costos en la obra. En muchos casos el desconocimiento de los factores involucrados en esta actividad o el descuido en el manejo de los mismos acarrea grandes problemas a las empresas tales como demoras, pérdidas, o en el peor de los casos, la suspensión de las obras o la quiebra.

Así los factores que intervienen en una propuesta económica, deben ser analizados cuidadosamente, ya que como se menciona la economía es el motor que nos da la pauta para la realización de algún proyecto de Ingeniería.

A continuación se hace una descripción de como influyen los aspectos de seguridad, funcionalidad, economía y estética en esta propuesta.

FACTOR	EFECTOS
<p>SEGURIDAD</p>	<p>La seguridad es un factor determinante en el costo de cualquier estructura, esta se manifiesta dentro de un proyecto de diferentes formas, como las siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - En el diseño de una estructura se tienen implícitos factores de seguridad (factores de reducción de capacidad y factores de amplificación de cargas u acciones), los cuales implican un factor de seguridad global mayor que el previsto pero también implica un costo adicional en la estructura. De tal forma que se pueden suprimir gastos debidos a la seguridad, analizando los factores de seguridad que proporcionan los reglamentos y ver la como se pueden reducir varios de ellos, cuando sea posible; para lograr economizar la estructura. - La seguridad también se ve reflejada en el proyecto estructural al elementos robustos para soporte de cargas laterales, los cuales nos crean incrementos en costos, pero en general, estos elementos al largo plazo estos costos son más benéficos que dañinos. - La seguridad del personal es otro costo, ya que el equipo de protección y la capacitación continua para estos incrementa substancialmente el costo de la obra, pero es recomendable analizar este costo sin miras a economizar lo anterior, puesto que el costo de un accidente (ya sea costo humano u costo en insumos) por falta de utilización de protección o desconocimiento del manejo de algún equipo, por lo regular es mayor que el costo por prevenirlo. Y siendo en nuestra obra la vida humana nuestra herramienta más valiosa, es primordial tomarla en cuenta para revisar continuamente la seguridad en la obra.

Continuación ...

FUNCIONALIDAD

La funcionalidad de una estructura es también importante, ya que en base a esta podremos determinar si nuestra estructura cumple con los requerimientos de operación que necesitamos, la manera de influir de esta en la propuesta económica es la siguiente:

- Una estructura debe tener los accesos necesarios para ingresar dentro de ella, los cuales deben estar previstos para poder ingresar a cualquier punto de la estructura sin pérdidas substanciales de tiempo, y también debe contar con salidas de evacuación del mismo, las cuales deben proporcionar un rápido desalojo de la construcción, en caso de alguna carga accidental extraordinaria, lo anterior nos lleva a tener un costo pensando en la función que debe ejercer una estructura en base a la facilidad de maniobrar dentro de ella, sin tener pérdidas en cuanto a tiempo.

- Desde el principio del requerimiento de la función de la estructura se debe tener claro los objetivos que debe cumplir la misma y no acondicionar estructuras posteriormente para otra función diferente a la que se construye, esto nos lleva a tener pérdidas económicas y de funcionalidad de la estructura. Un ejemplo son varios edificios de la ciudad, los cuales se construyeron pensando en que serían ocupados para oficinas, en cambio el uso que tienen es de bodegas para maquila u otro tipo de materiales, estos han tenido problemas de asentamientos y grietas mayores a los permisibles, por lo que el costo de acondicionar la estructura para hacerlos bodega es mucho mayor al que se hubiese invertido si se hubiera previsto esto.

- En casos importantes es bueno considerar económicamente la función que desempeñaran maquinas dentro de nuestra estructura para beneficio la inspección y funcionamiento de la misma, como por ejemplo el invertir en elevadores para transporte de personal en construcciones en las que se requiere desplazamientos verticales importantes y así evitar pérdidas de tiempo, debidas al transporte dentro de la estructura.

- Cuando se revisa la funcionalidad de la estructura se debe pensar en poner únicamente los espacios necesarios para el buen desempeño de la misma y no por buscar dar prioridad a aspectos que involucren la estética de la misma, las cuales en la mayoría de ocasiones entorpecen las funciones principales de la estructura y tienden a crear espacios innecesarios dentro de la misma.

Continuación ...

ECONOMIA

Aunque suene redundante la economía es un factor de influencia en esta propuesta y esta determina cuanto capital se empleará en la obra en cuestión y como podemos abatir los costos de la construcción, influye de la siguiente manera:

- La utilización de materiales innovadores en vez de los utilizados en la construcción tradicional da costos mas baratos y tiempos de ejecución de obra menores, aunque hay que remarcar que este beneficio de los materiales se ve significativamente en cuanto a construcciones de gran tamaño, en construcciones pequeñas el costo es casi igual al costo de utilizar materiales tradicionales; además estos materiales tienen limitantes y hay que tomarlas en cuenta al pensar en su utilización.

- El crear métodos constructivos simplificados para cada obra en particular da por resultado un menor tiempo de ejecución de esta y por lo tanto también un menor costo.

- El pensar en la utilización de varios tipos de materiales (acero, concretos, concretos presforzados, etc.) para crear una estructura resistente a las cargas que solicite, es una buena inversión , ya que esta combinación da pie a grandes avances globales de la estructura, al atacar varios frentes de construcción.

- Los factores globales de los reglamentos también nos crean costos adicionales, pero siempre al pensar en la construcción de una estructura se debe considerar que las pérdidas humanas (que son las que en determinado momento estarán en una estructura) son mas importantes que la economización de la misma . de tal forma que siempre la economía debe estar ligada a la seguridad.

- Cuando se piensa que hacer un estudio del subsuelo previo a la construcción de una estructura es una falsa economía , se esta en un error, ya que este estudio representan por lo regular menos del 1% del costo total de una estructura y representan una gran información de las condiciones del suelo sobre el cual estará la estructura y con ello tendremos un buen conocimiento del comportamiento de la misma.

Continuación...

ESTETICA

Este factor desde el punto de vista de ingeniería es de poca importancia, pero desde el punto de vista de la población en general es de suma importancia, tomemos el ejemplo de un edificio que se encuentre con grietas y acabados deteriorados, los cuales llevan a pensar en una estructura insegura, aunque esta sea lo suficientemente segura para la función a que esta destinada; y debido a este punto de vista es necesario en muchas ocasiones incluir este factor donde se vayan a alojar grandes grupos y esto por supuesto es un costo que se debe tener muy en cuenta antes de empezar la construcción de una estructura. La influencia de este factor es la siguiente:

- La necesidad de crear una obra que sea agradable a la vista es un factor que nos puede llevar a grandes complicaciones dentro de la Ingeniería civil, como es el caso de tratar de construir elementos lo más esbeltos posibles, lo cual nos da la necesidad de pensar en elementos diferentes a los tradicionales, como por ejemplo presforzados, lo cual obviamente genera un mayor gasto.

- El siempre dar un acabado por razones estéticas a cualquier estructura (ya sea recubrimientos en túneles, aplanados en un edificio, pinturas en bóvedas, etc.) genera siempre un gasto adicional, el cual en muchos de los casos es muy significativo dentro de un costo global.

- Es muy común en edificios el pensar en ocultar la estructura principal por medio de acabados (plafones, muros falsos, etc.), pero en vez de ello es posible el crear una estructura agradable, cuidando únicamente los procedimientos de construcción empleados en ella. Aunque esto generará un costo adicional por supervisión, este es mucho menor al de un acabado.

- Se debe prever al elegir un acabado determinado para una estructura, que este requiera mantenimiento mínimo, lo cual nos garantiza un costo de operación de la estructura bajo.

I.3.2 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA PROPUESTA DE FUNCIONALIDAD.

En la actualidad no es suficiente estar preparado para poder realizar cualquier proyecto desde el punto de vista económico, ya que la construcción de estructuras ha sido concebida como una serie de técnicas y procedimientos que nos permiten la ejecución de cualquier obra de Ingeniería, pero estos deben estar encausados a crear obras de fácil construcción y optimización de recursos.

En la propuesta de funcionalidad los factores deben tender a la construcción de una estructura óptima para operación, y el modo de actuar de estos es de gran valor puesto que de ellos depende si la construcción se puede o no realizar.

Los factores y la influencia dentro de la estructura son las mostradas en la siguiente tabla.

FACTORES	EFECTOS
SEGURIDAD	<p>La seguridad es el elemento del cual dependen las vidas humanas, y si una obra es factible de realizar, entonces tiene una seguridad por ese simple hecho, si no es factible de realizar y se desea construir se debe tomar muy en cuenta las formas de garantizar la seguridad en la construcción y que estas sean posibles de llevar a cabo en la construcción.</p> <p>Los efectos de la seguridad en esta propuesta son los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cualquier tipo de estructura en cualquier tipo de condiciones de suelo es factible de construir, pero se debe tomar en cuenta que dependiendo el tipo de zona en que se construya, esta nos debe proporcionar la suficiente confianza de que nuestra estructura permanecerá en pie ante cualquier tipo de acción, por lo tanto, el estudio de la zona de construcción debe ser necesario para adecuar el tipo de construcción que se tenga planeada. - Escoger el tipo de materiales, acordes con la estructura por construir, nos da la seguridad de que nuestra estructura será fácilmente construida y a la vez tendrá una buena estabilidad en condiciones adversas. - El elegir el tipo de estructura necesaria para beneficio de una

Continuación ...

	<p>población, no debe ser el objetivo principal del proyecto, en esta elección debe prever el funcionamiento que tendrá la estructura, las maniobras que se deberán realizar para su construcción, los efectos a terceros y el beneficio total que dará a esta población, así como el evitar que esta estructura en determinado momento ponga en riesgo las vidas de cualquier ser vivo.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Las maniobras que se deban realizar para transporte o para actividades de construcción del personal es importante al elegir que tan factible es construir una estructura, ya que como se ha mencionado, nuestro principal recurso es la mano de obra, y esta no debe ser expuesta en construcciones de difícil acceso o en maniobras complicadas de construcción.
<p>FUNCIONALIDAD</p>	<p>El pensar en la funcionalidad dentro de una propuesta de factibilidad, es el pensar en crear una estructura que cumpla los requerimientos de funcionamiento y que su construcción sea posible sin tener que recurrir a técnicas de construcción poco ortodoxas; así, la importancia de pensar en este factor se resume en lo siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La factibilidad de un proyecto depende en gran parte de los espacios que se deben tener en una estructura y que estos sean óptimos par el funcionamiento de la misma. De tal forma se deben decidir los espacios antes de empezar un proyecto estructural para que la estructura cumpla con las funciones que se le establezcan y a su vez para ver hasta que punto estos espacios se pueden o no construir. - La obra debe estar diseñada para un objetivo de funcionamiento específico y las estructuras que la compongan deben ser acordes a estos, y que no se vea afectada por obras innecesarias que incrementen el costo de la misma y entorpezcan funciones principales en la misma. - Al tomar en cuenta espacios se debe tener el conocimiento de los espacios mínimos de acción en la estructura (ya sea de maquinas o de personal), y que estos en determinado momento se maximicen y a su vez sean funcionales. - La iluminación y ventilación para un buen funcionamiento de las

Continuación ...

	<p>estructuras deben ser proporcionados por vías naturales o artificiales y estas deben ser tales que cumplan con los requerimientos necesarios para mantener un funcionamiento dentro de la estructura optimo, es por lo anterior que en muchas ocasiones estas limitantes hacen que un proyecto no o no factible de construir.</p> <p>- Si se piensa en remoler o adaptar una parte construida a la que debemos realizar hay que pensar en el funcionamiento para el que fue creado esa parte construida y no involucrar áreas de maniobra peligrosas y así creen estructuras de baja funcionalidad. En ocasiones lo más rentable es olvidar lo construido y crear una estructura independiente a ello, pero si no es posible lo anterior estudiar las alternativas para que se pueda realizar esta.</p>
ECONOMIA	<p>La economía es un factor que decrece en cuanto aumenta la factibilidad de construir una estructura, y es por ello que se debe pensar en ello, para crear una estructura lo mas fácil de construir.</p> <p>A continuación se describe la importancia de este factor:</p> <p>- Se deben verificar todos los medios por los cuales se garantice que el proyecto definitivo y lo construido sean los mismos y no caer en perdidas debidas a malas interpretaciones, las cuales pueden ser debidas a: información insuficiente en planos, materiales no especificados, mano de obra no capacitada, mala administración de recursos, etc.; lo cual nos lleva a crear una supervisión, la cual debe estar orientada a hacer estructuras con calidad y que estas tengan los costos que se tengan previstos.</p> <p>- En ocasiones es necesario el estudiar el horario en que debe realizarse la obra para que esta no tenga perdidas de tiempo, en ocasiones , en las grandes ciudades es difícil el poder suministrar los materiales y ejecutar la obra sin afectar a terceros, lo cual nos lleva a construir obras en las que el acceso de los materiales y mano de obra se incrementan substancialmente y crean una barrera que puede llevar a tener que detener la ejecución de una obra. Haciendo un estudio de este horario es posible tener rendimientos incluso más altos que los esperados, por lo cual, es bueno darle importancia económica a este estudio.</p>

Continuación ...

	<p>- En la propuesta de construcción de una estructura es necesario ver los gastos que generaran los daños que se pudieran hacer a terceros, y que estos gastos no deban ser mayores que el costo mismo de la obra. Por lo cual se debe hacer un estudio de las construcciones o poblaciones aledañas que pudieran verse afectadas en el proceso de construcción o de operación de la estructura.</p>
ESTETICA	<p>La estética en muchas ocasiones no es compatible con la funcionalidad, pero en otras la beneficia grandemente, y por ello que se incluye en estos factores. La forma de actuar de esta es la resumida en lo siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none">- La creación de elementos esbeltos por estética en ocasiones no es factible de realizar y esto nos crea que se tengan que buscar otro tipos de soluciones para este problema.- Al pensar en acabados debemos tomar en cuenta que estos deben ser tales que no afecten alguna maniobra dentro de la estructura y que estos si llegasen a desprenderse no causen una obstrucción para algún acceso dentro o fuera e la misma.- En ocasiones el impacto ambiental se ve remarcado al tratar de ambientar una construcción que sea compatible con la naturaleza, pero en ocasiones no es rentable hacerla, ya que se gasta mas en adecuarla ecológicamente que en crearla para el objetivo par el que se debe construir; así que se debe poner énfasis en tener un equilibrio entre ecología y estética cuando este sea necesario.

CAPITULO II.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

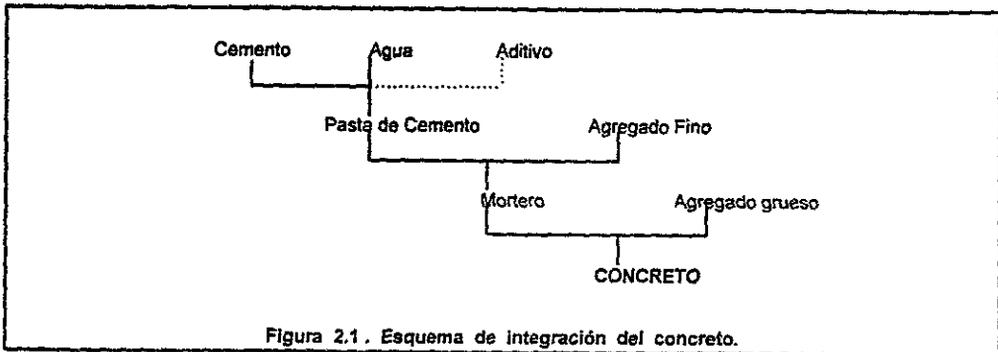
II.1 CONCRETO SIMPLE.

Definición.

“El concreto es un material artificial, producido mediante la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados pétreos y agua, a los cuales eventualmente se incorpora un cuarto componente que genéricamente se designa como aditivo (Figura 2.1)”.

Al mezclar estos tres componentes y producir lo que se conoce como una revoltura de concreto, se introduce de manera simultánea un quinto participante representado por el aire. Si la mezcla no contiene un aditivo que lo fomente, el aire se representa en forma de burbujas macroscópicas dispersas erráticamente en la masa, que corresponden al aire atrapado cuya proporción no excede normalmente a 2% del volumen del concreto compactado, y es de ordinario indeseable.

La mezcla íntima de los componentes del concreto convencional produce una masa plástica que puede ser moldeada y compactada con relativa facilidad, pero gradualmente pierde esa característica hasta que al cabo de algunas horas se torna rígida y comienza a adquirir el aspecto, comportamiento y propiedades de un cuerpo sólido, para convertirse finalmente en el material mecánicamente resistente que es el concreto endurecido.



La representación común del concreto convencional en estado fresco, lo identifica como un conjunto de fragmentos de roca, globalmente definidos como agregados, dispersos en una matriz viscosa constituida por una pasta de cemento de consistencia plástica. Esto significa que en una mezcla así hay muy poco o ningún contacto entre las partículas de los agregados, característica que tiende a permanecer en el concreto ya endurecido.

Consecuentemente con ello, el comportamiento mecánico de este material y su durabilidad en servicio dependen de tres aspectos básicos:

- 1.- Las características, composición y propiedades de la pasta de cemento, o matriz cementante endurecida,
- 2.- La calidad propia de los agregados, en el sentido más amplio, y
- 3.- La afinidad de la matriz cementante con los agregados y su capacidad para trabajar en conjunto.

En el primer aspecto debe contemplarse la selección de un cementante apropiado, el empleo de una relación agua/cemento conveniente y el uso eventual de un aditivo necesario, con todo lo cual debe resultar potencialmente asegurada la calidad de la matriz cementante.

En el segundo aspecto la calidad de los agregados, es importante adecuarla a las funciones que debe desempeñar la estructura, a fin de que no representen el punto débil en el comportamiento del concreto y en su capacidad para resistir adecuadamente y por largo tiempo los efectos consecuentes de las condiciones de exposición y servicio a que esté sometido.

En el tercer aspecto la compatibilidad y el buen trabajo de un conjunto de la matriz cementante con los agregados, depende de diversos factores tales como las características físicas y químicas del cementante, la composición mineralógica y petrográfica de las rocas que constituyen los agregados, y la forma, tamaño máximo y textura superficial de éstos.

La resistencia del concreto a la compresión se mide en kg/cm^2 y se representa por medio de el símbolo: " $f'c$ ", variando de 50 en 50 unidades.

II.1.1 CARACTERÍSTICAS Y ALMACENAMIENTO DE LOS COMPONENTES PARA EL CONCRETO.

II.1.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES PARA CONCRETO

II.1.1.1.1 CEMENTO PORTLAND

El nombre de cemento Portland fue concebido originalmente debido a la semejanza de color y calidad entre el cemento fraguado y una caliza obtenida en la cantera de Portland, Inglaterra.

En el sentido general de la palabra, el cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto.

El cemento Portland es un producto comercial de fácil adquisición el cual cuando se mezcla con agua, ya sea solo o en combinación con arena, piedra, u otros materiales similares, tiene la propiedad de fraguar y endurecer en virtud de que experimenta una reacción química con dicha agua, es por esto que se le denomina cemento hidráulico, la Norma Oficial Mexicana que rige la calidad del cemento Portland, da la siguiente definición de este producto:

“ Es el conglomerado hidráulico que resulta de la pulverización del Clinker frío, a un grado de finura determinado, al cual se le adicionan sulfato de calcio natural o agua y sulfato de calcio natural. A criterio del productor pueden incorporarse además, como auxiliares a la molienda o para impartir determinadas propiedades al cemento, otros materiales en proporción tal que no sean nocivos para el comportamiento posterior del producto. ”

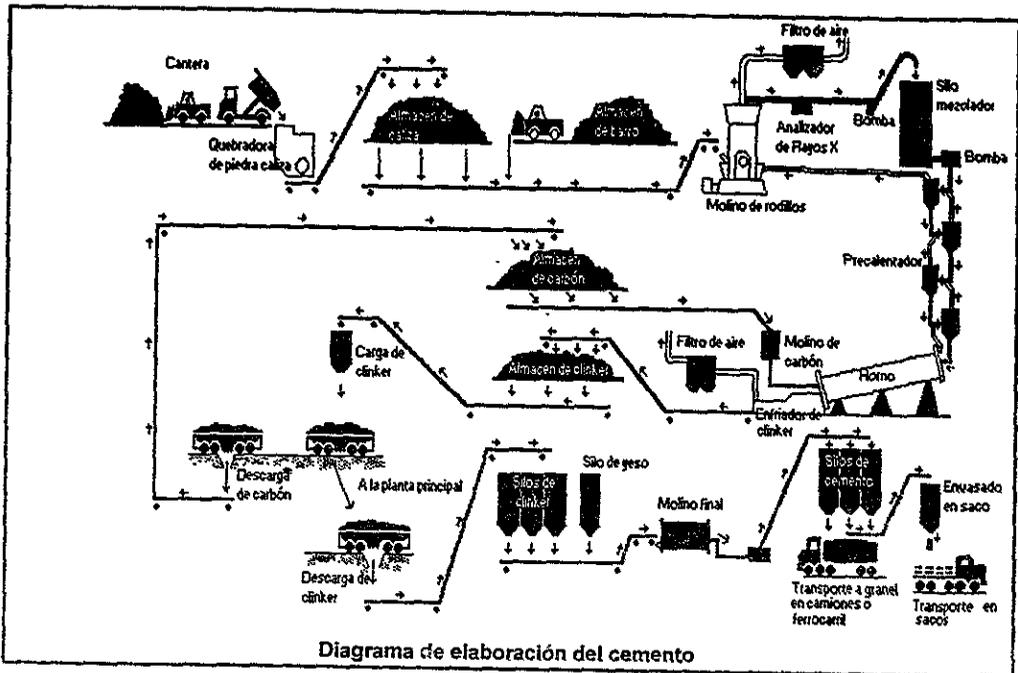


Diagrama de elaboración del cemento

También en la norma de Cemento Portland, se define “el clinker como un material sintético granular, resultante de la cocción a una temperatura del orden de 1673 °K (1400 °C), de materias primas de naturaleza calcárea y arcillo fregonas

previamente trituradas, proporcionadas, mezcladas, pulverizadas y homogeneizadas. Esencialmente el Clinker esta constituido por silicatos, aluminio y aluminoferrito clásticos.

HIDRATACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND.

El cemento portland anhidro (que no contiene agua) no se liga con el arena y la grava; este adquiere la propiedad adhesiva únicamente cuando se mezcla con agua. Esto es porque la reacción química del cemento con agua, comúnmente referido como la **hidratación del cemento**, produce productos que poseen características de fraguado y endurecimiento.

Brunauer y Copeland¹ describen apropiadamente el significado de la hidratación del cemento portland en la tecnología del concreto:

La química del concreto es esencialmente la química de la reacción entre el cemento portland y el agua.... En una reacción química las principales características de interés son los cambios de materia, los cambios de energía, y la velocidad de la reacción. Estos tres aspectos de la reacción tiene una gran importancia practica para el uso del cemento portland.

El conocimiento de las sustancias formadas cuando reacciona el cemento portland es importante porque el cemento por si mismo no es un material cementante; su hidratación produce que tenga la acción cementante.

El conocimiento de la cantidad de calor liberado es importante porque el calor es algunas veces una ayuda y otras veces un obstáculo...

El conocimiento de la velocidad de reacción es importante porque esto determina el tiempo de fraguado y endurecimiento. La reacción inicial debe ser lo suficientemente lenta para permitir que le concreto sea depositado en su sitio. Por otro lado, despues de que le concreto ha sido colocado, un rápido endurecimiento es deseable.

Ya que el cemento portland esta compuesto de una mezcla heterogénea de varios compuestos, el proceso de hidratación consiste de las reacciones producidas simultáneamente de los compuestos anhidros y el agua. Sin embargo, todos los componentes no se hidratan a la misma velocidad. Los aluminatos se hidratan con mucha mas rapidez que los silicatos.

¹ Braunen and L. E., "The Chemistry of Hidratacion Concrete", Sci. Am., 1964

De hecho, la rigidez (perdida de consistencia) y el fraguado (solidificación), características de una pasta de cemento portland, son determinadas en gran parte por las reacciones de hidratación que conciernen a los aluminatos.

Los silicatos, los cuales constituyen cerca del 75% de un cemento portland ordinario, juegan un papel dominante en la determinación de las características del endurecimiento (velocidad de desarrollo de la resistencia).

TIPOS DE CEMENTOS.²

En el proceso para definir y especificar el concreto idóneo para cada aplicación en particular, es de trascendental importancia la definición del cemento apropiado, ya que de éste dependerán significativamente las características y propiedades de la matriz cementante y por consiguiente del concreto.

Para poder proceder de manera realista en este aspecto, es necesario primero hacer un recuento de las clases y tipos de cementos para concreto hidráulico que efectivamente se producen, o pueden producirse, en las fabricas de cemento del país, incluyendo sus respectivas características y usos indicados. En la tabla 2.1.1 se presenta esta información.

Tabla 2.1.1 CEMENTOS PARA CONCRETO HIDRAÚLICO NORMALIZADOS EN MÉXICO.		
Tipo	Producción	Características y uso propuesto
I) CEMENTOS PORTLAND SIMPLES:		
I. Común	Normal	- Para uso general en construcciones de concreto, cuando no se requieren las propiedades especiales de los otros tipos. Es decir se usa donde el cemento o el concreto no esta sujeto al ataque de factores específicos, como a los sulfatos del suelo o del agua, o a elevaciones perjudiciales de temperatura. Entre sus usos incluyen pavimentos y aceras, edificios de concreto reforzado, puentes, estructuras para ferrocarriles, tanques y depósitos, alcantarillas, tuberías para agua, mampostero, etc..
II. Modificado	Normal	- Destinado a construcciones de concreto expuestas a una acción moderada de los sulfatos o donde se requiere moderado calor de hidratación. En estas entra las estructuras de drenaje, donde las concentraciones de sulfato en las aguas subterráneas sean algo más elevadas que lo normal, pero normalmente no muy graves.

² Incluidos en la NOM (Normas C-1, C-2 y c-175)

Continuación ...

<p>III. De resistencia Rápida</p>	<p>Limitada</p>	<p>Si se especifica el calor máximo de hidratación para el cemento, puede usarse este tipo de cemento en las estructuras de gran masa, como las grandes pilas, estribos gruesos, y en los muros de contención gruesos. Con su uso, se disminuye al mínimo la elevación de temperatura, lo que es especialmente importante cuando el concreto se cuela en climas cálidos.</p> <p>- Para la elaboración de concretos en los que se requiere alta resistencia a edad temprana.</p> <p>Se usa cuando se tiene que retirar las cimbras o moldes lo más pronto que sea posible, o cuando la estructura se debe poner en servicio rápidamente. en tiempo frío, su uso permite reducir el periodo de curado controlado.</p>
<p>IV. De Bajo Calor de Hidratación.</p>	<p>No se produce</p>	<p>- Cuando se requiere un reducimiento de calor de hidratación. Sus propiedades son las necesarias para usarlas en estructuras de concreto de gran masa, donde la elevación producida en la temperatura por el calor generado durante el endurecimiento es un factor crítico.</p> <p>Un uso son las presas de gravedad.</p>
<p>V. De Alta Resistencia a los Sulfatos.</p>	<p>Limitada</p>	<p>- Cuando se requiere alta resistencia a la acción de los sulfatos. Es decir, principalmente donde los suelos o el agua subterránea tenga una concentración elevada de sulfatos.</p>
<p>Blanco</p>	<p>Normal</p>	<p>- El bajo contenido de óxido férrico (menor a un 5%), origina su color blanco, en su fabricación se utiliza caolín (material blanco cuyos componentes son sílice, óxido de aluminio y óxido férrico en mínima proporción) en lugar de arcilla.</p> <p>Para usos donde se requiere el color blanco en vez del gris. Se clasifica de acuerdo con la composición química del clinker.</p> <p>Sus aplicaciones están condicionadas a elementos constructivos de acabado aparente, algunos ejemplos de la utilización del cemento blanco los tenemos en fachadas prefabricadas para edificios, elaboración de piedras artificiales, mosaicos, terrazas, pisos, juntas, base para la fabricación de pinturas, etc..</p>
<p>2. CEMENTOS MEZCLADOS PORTLAND - PUZOLANA</p>		
<p>PUZ - 1</p>	<p>Normal</p>	<p>- Cemento portland - puzolana, para uso en las construcciones de concreto en general.</p>
<p>PUZ - 2</p>	<p>Normal</p>	<p>- Cemento portland - puzolana, para uso en construcciones de concreto donde no son requeridas resistencias altas a edades tempranas.</p>

Continuación...

C) CEMENTOS PORTLAND ESPECIALES DE ALTO RENDIMIENTO		
I	Discontinuada	- Para uso general.
II	Discontinuada	- Cuando se requiera un moderado calor de hidratación y una moderada resistencia a los sulfatos.
<p>Observaciones (acerca de las condiciones de producción) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Producción Normal. No significa que el cemento indicado se produzca en todas las fabricas, sino que se encuentra normalmente disponible en el mercado nacional. - Producción limitada. Significa que el cemento indicado no se encuentra normalmente disponible en el mercado nacional, pero que puede ser producido por algunos fabricantes mediante convenio específico con el comprador. - Producción Discontinua. Significa que el cemento se produjo en el pasado, porque existen normas nacionales aplicables, pero no se producen en la actualidad. 		

CARACTERÍSTICAS ESENCIALES DEL CEMENTO.

La influencia que el Cemento Portland ejerce en el comportamiento y propiedades de la pasta cementante y del concreto, derivan fundamentalmente de la composición química del clinker y su finura de molienda. En el caso de los cementos portland-puzolana, habría que añadir a esos dos factores los referentes a las características físicas y químicas de la puzolana y el contenido de ésta en el cemento.

Composición química.

La composición química de un clinker portland se define convenientemente mediante la identificación de cuatro compuestos principales, cuyas variaciones relativas determinan los diferentes tipos de cemento portland (ver tabla 2.1.2).

En términos prácticos se concede que los silicatos de calcio (C_3S y C_2S) son los compuestos más deseables, porque al hidratarse forman los silicatos hidratados de calcio ($S - H - C$) que son responsables de la resistencia mecánica y otras propiedades del concreto. Normalmente el C_3S aporta resistencia a corto y mediano plazo, y el C_2S a mediano y largo plazo, es decir, se complementan bien para que la adquisición de resistencia se realiza en forma sostenida.

El aluminio triciclo (C_3A) es tal vez el compuesto que se hidrata con mayor rapidez, y por ello propicia mayor velocidad en el fraguado y en el desarrollo de calor de hidratación en el concreto. Asimismo, su presencia en el cemento hace más susceptible de sufrir daño por efecto del ataque de sulfatos. Por todo ello, se tiende a limitarlo en la medida que es compatible con el uso del cemento.

Finalmente, el Aluminoferrito tetracálcico (C_4AF) es un compuesto relativamente inactivo pues contribuye poco a la resistencia del concreto, y su presencia más bien es útil como fundente durante la calcinación del clinker y porque favorece la hidratación de los otros compuestos.

Compuesto	Formula del óxido	Notación abreviada
Silicato triciclo	3CaO SiO ₂	C ₃ S
Silicato dicálcico	2CaO SiO ₂	C ₂ S
Aluminio tricálcico	3CaO Al ₂ O ₃	C ₃ A
Aluminoferrito tetracálcico	4CaO Al ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃	C ₄ AF

Otro aspecto importante relativo a la composición química del clinker y del cemento portland se refiere a los álcalis, óxidos de sodio (Na₂ O) y de potasio (K₂O), cuyo contenido suele limitarse para evitar reacciones dañinas del cemento con ciertos agregados en el concreto. Esto ha dado motivo para el establecimiento de un requisito químico opcional, aplicable a todos los tipos de cemento portland, que consiste en ajustar el contenido de álcalis totales, expresados como nao, a un máximo de 0.60 por ciento cuando se requiere emplear el cemento junto con lo agregados reactivas.

Finura de molienda.

El grado de finura del cemento tiene efectos ambivalentes en el concreto. Al aumentar la finura el cemento se hidrata y adquiere resistencia con más rapidez, y también se manifiesta mayor disposición en sus partículas para mantenerse en suspensión en la pasta recién mezclada, lo cual es ventajoso para la cohesión, manejabilidad y capacidad de retención de agua en las mezclas de concreto. Como contrapartida, una finura más alta representa mayor velocidad de la generación de calor y mayor demanda de agua de mezclado en el concreto, cuyas consecuencias son indeseables porque se traducen en mayores cambios volumétricos del concreto y posibles agrietamientos en las estructuras.

En el caso de los cementos portland, debe dárseles una finura de molienda adecuada para cumplir con los valores especificados en cuanto a superficie específica y resistencia a compresión, salvo el tipo III en que no se reglamenta la superficie específica porque se sobreentiende que requiere mayor finura que los otros tipos para cumplir con la función de obtener alta resistencia a edad temprana.

Cuando se fabrica cemento portland simple, prácticamente se muele un solo material (clinker) que es relativamente homogéneo y de dureza uniforme, de manera que al molerlo se produce una fragmentación y pulverización gradual que se manifiesta

en el cemento por curvas de granulometría continua, no obstante que la molienda se prolongue para incrementar la finura como sucede en la fabricación del tipo III. En tales condiciones, la superficie específica es un buen índice de la finura del cemento y de sus efectos correspondientes en el concreto. Una consecuencia práctica de ello es que si se comparan dos cementos portland del mismo tipo y con igual superficie específica, suele manifestarse poca diferencia en sus requerimientos de agua al elaborar el mismo concreto, aún siendo los cementos de distinta procedencia.

No ocurre lo mismo cuando se fabrican cementos portland - puzolana, debido a que se muelen conjuntamente dos materiales de diferente naturaleza (clinker y puzolana) con distinto grado de uniformidad y dureza, a lo cual debe añadirse la diversidad de materiales puzolanicos y de proporciones que se emplean para fabricar esta clase de cemento.

La principal fuente de puzolanas naturales en el país son de rocas de origen volcánico, muchas de las cuales son tobas que presentan menor grado de dureza que el clinker portland. Debido a ello, cuando se les muele conjuntamente, su fragmentación y pulverización evoluciona con distinta rapidez e intensidad, dando por consecuencia la mezcla de dos materiales con diferente finura que en la determinación de la superficie específica produce resultados dudosos. Por otra parte, ya que clinker debe molerse hasta llegar a un punto que le permita cumplir al cemento especificaciones de resistencia, resulta que en este punto la fracción puzolanica puede alcanzar una finura muy levada. La manifestación más evidente de ello es que los cementos elaborados con puzolanas que se comportan así en la molienda, tienden a requerir altos consumos de agua de mezclado en el concreto, con marcadas diferencias en este aspecto cuando se comparan cementos de distinta procedencia.

CEMENTOS RECOMENDABLES POR SUS EFECTOS EN EL CONCRETO.

Las condiciones que deben tomarse en cuenta para especificar el concreto idóneo y seleccionar el cemento adecuado para una obra, pueden determinarse por la indagación oportuna de dos aspectos principales:

- 1.- Las características propias de la estructura y de los equipos y procedimientos previstos para construirla, y
- 2.- Las condiciones de exposición y servicio del concreto, dadas las características del medio ambiente y del medio de contacto y por los efectos previsibles resultantes del uso destinado a la estructura.

Existen diversos aspectos del comportamiento del concreto en estado fresco o endurecido, que pueden ser modificados mediante el empleo de un cemento apropiado,

para adecuarlos a los requerimientos específicos dados por las condiciones de la obra. Las principales características y propiedades del concreto que pueden ser influidas y modificadas por los diferentes tipos y clases de cemento, son las siguientes:

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO	
CONCRETO FRESCO	<ul style="list-style-type: none"> - Cohesión y manejabilidad - Pérdida de revenimiento - Asentamiento y sangrado - Tiempo de fraguado
CONCRETO ENDURECIDO	<ul style="list-style-type: none"> - Adquisición de resistencia mecánica - Resistencia al ataque de los sulfatos - Estabilidad dimensional (cambios volumétricos) - Estabilidad química (reacciones cemento-agregados)

En algunos aspectos la influencia del cemento es fundamental, en tanto que en otros resulta de poca importancia porque existen otros factores que también influyen y cuyos efectos son más notables. No obstante, es conveniente conocer y tomar en cuenta todos los efectos previsibles en el concreto, cuando se trata de seleccionar el cemento apropiado para una obra determinada.

II.1.1.1.2 AGREGADOS DEL CONCRETO HIDRAULICO

En las mezclas de concreto hidraulico convencional, los agregados suelen representar entre 60 y 75 por ciento, aproximadamente, del volumen absoluto de todos los componentes; de ahí la notable influencia que las características y propiedades de los agregados ejercen en las del correspondiente concreto.

No obstante lo anterior, el papel de los agregados es a menudo subestimado a causa de su bajo costo en relación con el del cemento.

Originalmente, los agregados eran considerados como un material inerte esparcido en la pasta del cemento sólo por razones económicas, siendo que en realidad no es un material inerte, sino que en sus propiedades físicas, térmicas y químicas influyen grandemente en el comportamiento del concreto. Así tenemos que la durabilidad, economía, trabajabilidad, permeabilidad, propiedades térmicas, peso volumétrico, resistencia y elasticidad, pueden ser adversamente afectados o, al contrario, mejorados con solo cambiar la calidad y granulometría de los agregados.

En estas circunstancias, el examen de las características de los agregados y de su influencia en el comportamiento del concreto, no solo es útil para establecer criterios de selección entre dos o más opciones de suministro, sino también para definir y especificar los tratamientos de beneficio y acondicionamiento a que pueden someterse los agregados que presentan deficiencias, cuando por ser opciones únicas o por otra razón deben utilizarse.

A manera de síntesis, en la tabla 2.1.3 se relacionan las principales características de los agregados y los correspondientes aspectos del comportamiento del concreto en que ejercen mayor influencia, tanto para el caso del concreto recién mezclado como ya en estado endurecido.

TABLA 2.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS Y SU FORMA DE INFLUIR EN EL CONCRETO.		
CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS	ASPECTOS INFLUIDOS EN EL CONCRETO	
	Concreto fresco	Concreto endurecido
Granulometría	Manejabilidad Requerimiento de agua Sangrado	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Economía
Limpieza (materia orgánica, limo, arcilla y otros finos indeseables)	Requerimiento de agua Contracción plástica	Durabilidad Resistencia mecánica Cambios volumétricos
Densidad (gravedad específica)	Peso unitario	Peso unitario
Sanidad	Requerimiento de agua	Durabilidad
Absorción y porosidad	Pérdida de revenimiento Contracción plástica	Durabilidad Permeabilidad
Forma de partículas	Manejabilidad Requerimiento de agua Sangrado	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Economía

Continuación ...

Textura superficial	Manejabilidad Requerimiento de agua	Durabilidad Resistencia al desgaste Economía
Tamaño máximo	Peso unitario Requerimiento de agua Sangrado	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Peso unitario Permeabilidad Economía
Reactivada con los álcalis		Durabilidad
Modulo de elasticidad		Modulo de elasticidad Cambios volumétricos
Resistencia a la abrasión		Resistencia a la abrasión Durabilidad
Resistencia mecánica (por apiastamiento)		Resistencia mecánica
Partículas friables y terrones de arcilla	Contracción plástica	Resistencia mecánica Durabilidad Reventones superficiales
Coefficientes de expansión térmica		Propiedades térmicas

FORMAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS.

Los agregados pueden clasificarse de acuerdo a las siguientes características:

- Por su peso.
- Por su origen
- Por su tamaño
- Por su forma y textura.

CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS POR SU PESO.

Una característica importante del concreto es su peso unitario, porque es índice de propiedades que a su vez influyen decisivamente en el empleo que se le da. Como es evidente, dicha característica del concreto depende principalmente del peso específico de los agregados que lo integran.

En la tabla 2.1.4 se muestran los principales agregados que se utilizan en la fabricación de concretos con diferente peso unitario, así como su uso más común.

TABLA 2.1 PRINCIPALES AGREGADOS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CONCRETOS			
			Tipos de agregados
Ligero estructural	1400 - 1900	Uso estructural, de mediana y alta resistencia (de 175 a 500 kg/cm ² , aprox.).	Pumicita; escoria volcánica; escoria de alto horno expandida; arcilla, pizarra o ceniza volante expandidas en parrillas de sinterización; arcilla, pizarra o esquistos expandidos en hornos rotatorios
Peso normal.	2200 - 2550	Uso no estructural y estructural, desde muy baja hasta muy alta resistencia (desde menos de 70 hasta 1200 kg/cm ² , e inclusive más)	<p>-Arenas y gravas naturales provenientes de la desintegración y erosión de rocas por la acción del agua, el viento, el hielo, los cambios de temperatura y otros fenómenos naturales.</p> <p>-Arenas y gravas manufacturadas por la fragmentación de rocas con explosivos, equipos mecánicos u otros similares.</p> <p>-La roca - madre puede ser de origen ígneo, sedimentario o metamórfico. las rocas ígneas suelen producir agregados de buena calidad física, con excepción de ciertas tobas. Las sedimentarias son mas variables, pero también pueden originar agregados físicamente aptos. Las metamórficas suelen verse con alguna desconfianza en este aspecto, por lo que deben estudiarse cuidadosamente.</p>
Pesado	2600 - 5500	Blindaje contra radiaciones, contrapesos para puentes levadizos, y otras aplicaciones especiales, con diversos requisitos de resistencia.	<p>Agregados manufacturados por trituración de rocas conteniendo serpentina, limolita, geotita, barita, ilmenita, hematita, magnetita.</p> <p>-Arena natural conteniendo alguno de los minerales anteriores.</p> <p>-Agregados sintéticos obtenidos por procesamiento de hierro o acero, ferrosforo y boro derretido.</p>

Procede hacer notar que tanto los concretos ligeros como el concreto pesado, requieren de agregados especiales y tienen usos específicos que resultan fuera del campo de aplicación que se considera convencional, en el que casi todo el concreto que se utiliza es de peso normal.

CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS POR SU ORIGEN.³

Una primera razón para establecer diferencia entre los agregados, se refiere al distinto origen de las rocas que los constituyen. La definición del origen y la composición de las rocas es un asunto útil y necesario, porque permite inferir ciertos aspectos relacionados con el comportamiento de las mismas al ser utilizadas como agregados de concreto.

El origen de los agregados y su composición mineralógica es importante, principalmente en los estudios preliminares, para definir la posibilidad de reacciones nocivas con los componentes alcalinos del cemento.

Por su génesis geológica, las rocas se dividen en ígneas, sedimentarias y metamórficas, las que a su vez se subdividen y clasifican en diversos tipos de acuerdo con sus características textuales y mineralógicas.

1.-Las rocas ígneas, o endógenas.

Proceden de la solidificación por enfriamiento de la materia fundida (magma) y pueden dividirse en dos grupos: las rocas intrusivas, o plutónicas, que provienen del enfriamiento lento que ocurre inmediatamente abajo de la superficie terrestre, y las extrusivas, o volcánicas, que se producen por el enfriamiento rápido del material que es expulsado en las erupciones volcánicas (derrames lávicos y eventos piroclásticos). Las rocas ígneas se clasifican por su textura, estructura y composición mineralógica y química, de igual modo que las otras clases de rocas.

2.- Las rocas sedimentarias.

Estas son el resultado del proceso de transporte, depósito y eventual litificación, sobre la corteza terrestre, de los productos del intemperismo y erosión de otras rocas preexistentes; proceso que frecuentemente se produce bajo el agua, pero también pueden ocurrir en el ambiente atmosférico. Su grado de consolidación puede ser muy variable, desde un estado muy compacto en antiguos sedimentos, hasta un estado prácticamente sin consolidar en sedimentos cuyo proceso es relativamente reciente o no existen condiciones favorables para su consolidación, de acuerdo con el tamaño de

³ Consultar el libro de Leet and Judson "Fundamentos de Geología Física", 1990, para ver los tipos de roca de cada clasificación.

sus partículas, estos sedimentos no consolidados se identifican como gravas, arenas, limos y arcillas.

3.- Las rocas metamórficas

Estas últimas se forman como consecuencia de procesos que involucran altas presiones y temperaturas y de fuerzas que se generan en la corteza terrestre, cuyos efectos pueden manifestarse sobre rocas ígneas, sedimentarias e inclusive metamórficas previamente formadas. Tales efectos se traducen en alteraciones de la textura, estructura y composición mineralógica, e incluso química, de la rocas originales. Las rocas metamórficas resultantes pueden ser de estructura masiva, pero con mayor frecuencia presentan estructura laminar, o foliada, de manera que al desintegrarse pueden producir fragmentos con tendencia tabular, de acuerdo con su grado de foliación.

En la figura 2.1.1 se muestra un mapa fisiográfico con la distribución aproximada de las rocas en la república mexicana.



Las rocas en general se hallan constituidas por minerales cuyas características permiten reconocerlos y cuantificarlos.

Aunque hay algunos casos de rocas constituidas por un solo mineral, la mayoría se hallan compuestas por varios minerales.

A medida que la roca se fragmenta y las partículas se reducen de tamaño, resulta más difícil identificarla. Así, en los fragmentos con tamaño de grava se conservan la variedad de minerales, la textura y la estructura de la roca original; en las partículas de arena de mayor tamaño todavía es posible que se conserven e identifiquen las características mineralógicas y estructurales de la roca de origen, pero en los granos de arena de menor tamaño solamente resulta factible la identificación de minerales.

CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS POR SU TAMAÑO.

En el uso normal del concreto convencional, el requisito mínimo consiste en dividir los agregados en dos fracciones cuya frontera nominal es 4.75 mm, que corresponde a la abertura de la malla No. 4 ;según ASTM; siendo la denominación y los intervalos nominales de estas fracciones como sigue:

Denominación de fracciones	Intervalo nominal (mm)	Mallas correspondientes (Designación ASTM)
Agregado fino, o arena	0.075 - 4.75	No 200 - No 4
Agregado grueso, o grava	4.75 - Variable (+)	No 4 - (+)

(+) El límite superior en el intervalo nominal del agregado grueso, y la designación de la malla correspondiente, dependen del tamaño máximo de la grava que se utilice.

También es frecuente el requisito de subdividir la grava en fracciones, cuyo número depende del tamaño máximo, no sólo con el fin de mantener uniformidad en las proporciones sino también para evitar la segregación que se produce cuando se manejan juntas las partículas de tamaño muy diferente. En la construcción de estructuras de concreto para edificaciones urbanas y otras obras ordinarias, lo más común en la practica local es la utilización de grava de tamaño máximo de 20 mm (3/4 ") o de 40 mm (1 1/2 "). Sin embargo, en la construcción de grandes estructuras como centrales eléctricas, y particularmente en las hidroeléctricas, es relativamente frecuente el empleo de grava con mayor tamaño máximo, de acuerdo con las características de las estructuras que se construyen.

En cuanto a la arena, es poco frecuente especificar que se subdivide en fracciones para ser dosificadas por separado, debido principalmente a la dificultad y el alto costo que representa hacerlo con precisión en gran escala, por lo reducido del tamaño de sus partículas. Sin embargo, para obras donde la fuente de suministro aporta una arena de granulometría muy variable, y/o se requiere un control más estricto

en este aspecto, hay equipos que permiten subdividir la arena en fracciones que, aunque no resultan delimitadas con mucha precisión, se pueden volver a reunir en proporciones ajustadas para reintegrar una sola arena de granulometría más uniforme, o bien se pueden integrar dos fracciones independientes de arena que al dosificarse por separado, en proporciones adecuadas, produzcan la granulometría requerida.

CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS POR SU FORMA Y TEXTURA.

Las características de forma y textura tienen también efectos importantes en el concreto, sobre todo en cuanto a su compactación y su trabajabilidad.

Existen varias clasificaciones para la forma de la partícula, de las cuales la siguiente es un ejemplo:

- Redondeada
- Irregular
- Laceada
- Angular
- Alongada

Otro ejemplo es el siguiente:

- Muy redonda
- Redonda
- Subredonda
- Subangular
- Angular

A la vez la textura puede clasificarse como sigue:

- Vítrea
- Lisa
- Granular
- Áspera
- Cristalina
- Porosa

La forma y la textura pueden afectar la trabajabilidad del concreto, por lo cual también podrán alterar a la demanda del agua y del cemento y, por consiguiente, a la resistencia final. La textura afecta también a la adherencia que se desarrolla entre la

partícula y la pasta de cemento, por lo cual nuevamente está influenciando a la resistencia del concreto.

Estas características se deberán tomar en cuenta para los estudios iniciales pero, una vez definidos los agregados, no es factible tratar de controlar sus variaciones, más que en casos muy contados, como sería por ejemplo, el empleo de equipo especial de trituración par mejorar la forma de la partícula.

II.1.1.1.3 AGUA PARA CONCRETO.

En relación con su empleo en el concreto, el agua tiene dos diferentes aplicaciones: como ingrediente en la elaboración de las mezclas y como medio de curado de las estructuras recién construidas. En el primer caso es de uso interno como agua de mezclado, y en segundo se emplea exteriormente cuando el concreto se cura con agua.

Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente importancia sobre el concreto, es usual que se recomiende emplear agua de una sola calidad en ambos casos. Así normalmente, en las especificaciones para concreto se hace referencia en primer termino a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar el concreto, porque sus efectos son más importantes, y después se indica que el agua que se utilice para curarlo debe ser del mismo origen, o similar, para evitar que se subestime esta segunda aplicación y se emplee agua de curado con características inadecuadas.

En determinados casos se requiere, con objeto de disminuir la temperatura del concreto al ser elaborado, que una parte del agua de mezclado se administre en forma de hielo o en escamas. En tales casos, el agua que se utilice para fabricar el hielo debe satisfacer las mismas especificaciones de calidad del agua de mezclado.

Como componente del concreto convencional, el agua suele representar aproximadamente entre 10 y 25 por ciento del volumen del concreto recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo de agregado que se utilice y del revenimiento que se requiera. Esto le concede una influencia importante a la calidad del agua de mezclado en el comportamiento y las propiedades del concreto, pues cualquier sustancia dañina que contenga, aún en proporciones reducidas, puede tener efectos adversos significativos en el concreto.

Una práctica bastante común consiste en utilizar el agua potable para fabricar concreto sin ninguna verificación previa, suponiendo que toda agua que es potable también es apropiada para elaborar concreto; sin embargo, hay ocasiones en que esta presunción no se cumple, porque hay aguas potables aderezadas con citratos o con pequeñas cantidades de azúcares, que no afectan su potabilidad pero pueden hacerlas

inadecuadas para la fabricación de concreto. En todo caso, la consideración contraria pudiera ser más conveniente, es decir, que el agua para la elaboración del concreto no necesariamente requiera ser potable, aunque si debe satisfacer determinados requisitos mínimos de calidad.

CARACTERÍSTICAS FÍSICO - QUÍMICAS.⁴

Refiriéndose a las características físico - químicas del agua para concreto, no parece haber consenso general en cuanto a las limitaciones que deben imponerse a las sustancias e impurezas cuya presencia es relativamente frecuente, como puede ser el caso de algunas sales inorgánicas (cloruros, sulfatos), sólidos en suspensión, materia orgánica, bióxido de carbono disuelto, etc.. Sin embargo, en lo que si parece haber acuerdo es que no debe tolerarse la presencia de sustancias que son frecuentemente dañinas, como grasa, aceites, azúcares y ácidos, por ejemplo. La presencia de algunas de estas sustancias, que por lo demás no es común, debe tomarse como un síntoma de contaminación que requiere eliminarse antes de considerar la posibilidad de emplear el agua.

Cuando el agua de uso previsto es potable, cabe suponer en principio que sus características físico - químicas son adecuadas para hacer concreto, excepto por la posibilidad de que contenga alguna sustancia saborizante, lo cual puede detectarse fácilmente al probarla. Así , por ejemplo, el USBR considera que si el agua es clara, y no tiene sabor dulce, amargo o salobre, puede ser usada como agua de mezclado o de curado para concreto, sin necesidad de mayores pruebas.

EFFECTOS EN EL CONCRETO.

Los efectos indeseables que el agua de mezclado de calidad inadecuada puede producir en el concreto, son a corto, mediano y largo plazo.

Los efectos a corto plazo normalmente se relacionan con el tiempo de fraguado y las resistencias iniciales, los de mediano plazo con las resistencias posteriores (a 28 días o mas) y los de largo plazo pueden consistir en el ataque de sulfatos, la relación álcali - agregado y la corrosión del acero de refuerzo.

La prevención de los efectos a largo plazo se consigue por medio del análisis químico del agua antes de emplearla, verificando que no contenga cantidades excedidas de sulfatos, álcalis, cloruros y dióxido de carbono disuelto, principalmente.

Para prevenir los efectos a corto y mediano plazo, se acostumbra precalificar el agua mediante pruebas comparativas de tiempo de fraguado y de resistencia a compresión a 7 y 28 días. En estas pruebas se comparan especímenes elaborados con

⁴ Para ver los límites de las características físico-químicas del agua, consultar el libro de "Manual de tecnología del concreto", II.

mezclas idénticas, en las que solo cambia la procedencia del agua de mezclado: agua destilada en la mezcla - testigo y el agua en estudio en la mezcla de prueba.

II.1.1.2 ALMACENAMIENTO DE LOS COMPONENTES PARA EL CONCRETO HIDRAULICO.

II.1.1.2.1 ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO.

Todo el cemento debe almacenarse en estructuras protegidas contra la intemperie, apropiadamente ventiladas, para impedir la absorción de la humedad.

Las facilidades de almacenamiento para cemento a granel deben incluir compartimientos separados para cada tipo de cemento que se utiliza.

El interior de un silo de cemento debe ser liso, con una inclinación mínima de 50 grados con respecto a la horizontal en el fondo, para un silo circular, y desde 55 a 60 grados para un silo rectangular. Los silos que no sean de construcción circular deben estar provistos de cojines de deslizamiento que no se atasquen, por los cuales se puedan introducir a intervalos pequeñas cantidades de aire a baja presión de hasta 5 psi (aproximadamente 0.2 - 0.4 kg/cm²), para soltar el cemento que se haya compactado dentro de los silos. Los silos de almacenamiento deben ser vaciados con frecuencia, preferentemente una vez por mes, para impedir la formación de costras de cemento.

Cada compartimiento del silo desde el cual se dosifica el cemento debe tener su propia entrada de tornillo sin fin, deslizador de aire, alimentador rotatorio u otra condición que combine eficazmente las características de flujo constante con corte preciso, para lograra un exacto pesado automático del cemento.

El cemento envasado en sacos debe ser apilado sobre plataformas de madera, dejando pasillos de ventilación (con un ancho mínimo de 60 cm) para el fácil acceso para la inspección e identificación de cada lote: este deberá estar en un local que lo proteja adecuadamente contra la acción de los agentes atmosféricos así como de la humedad.

Para un periodo de almacenamiento de menos de 60 días, se recomienda evitar que se superpongan más de 14 sacos de cemento, y para periodos mayores no debe suponerse más de 7 sacos. Como precaución adicional, se recomienda que se utilice primero - hasta donde sea posible - el cemento más viejo.

II.1.1.2.2 ALMACENAMIENTO DE AGREGADOS

Debe tenerse una base dura para evitar la contaminación del material con el del fondo, y el traslape de los diferentes tamaños debe evitarse mediante muros apropiados o amplios espacios entre los montones. No debe permitirse que el viento

separe los agregados finos secos, y los depósitos no deben contaminarse oscilando cucharones o cangilones sobre los diferentes tamaños de agregados almacenados en montones

Los montones deben construirse en capas horizontales o suavemente inclinadas, no por volteo. Sobre los montones no deben operar camiones, bulldozers, u otros vehículos, puesto que, además de quebrar el agregado, a menudo dejan tierra sobre los depósitos.

El almacenaje en montones de agregado debe mantenerse al mínimo, pues aun bajo condiciones ideales los finos tienden a acumularse. Sin embargo, cuando es necesario almacenar en montones, el uso de métodos incorrectos acentúa problemas con los finos y también causa segregación, rompimiento del agregado y una excesiva variación en la granulometría.

Las tolvas de agregados deben mantenerse tan llenas como sea práctico, para reducir al mínimo el resquebrajamiento y los cambios de granulometría al extraer los materiales. Los materiales deben depositarse verticalmente en las tolvas y directamente sobre el orificio de salida.

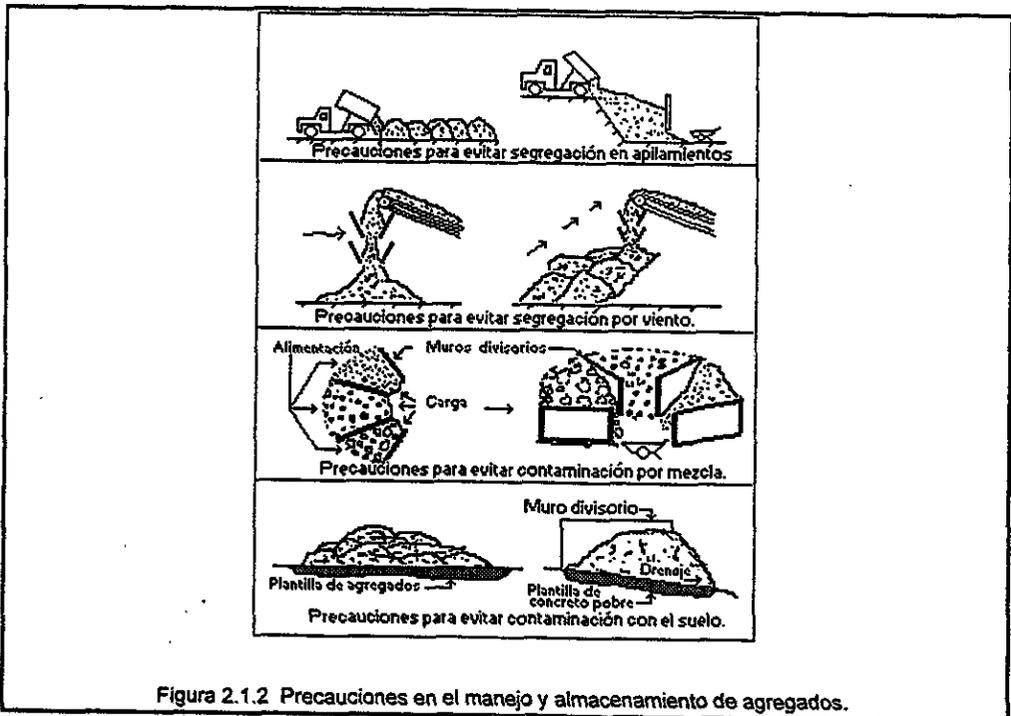


Figura 2.1.2 Precauciones en el manejo y almacenamiento de agregados.

II.1.1.2.3 ALMACENAMIENTO DEL AGUA.

Los recipientes para el almacenamiento del agua deberán ser cerrados para garantizar la no contaminación del agua con materiales extraños a la misma.

el recipiente deberá tener un dispositivo que sirva para el control del volumen dentro del recipiente el cual pueda ser verificado sin necesidad de destapar el mismo.

Los recipientes se deberán encontrar limpios, libres de materiales extraños que puedan alterar la composición del material; de preferencia se efectuaran limpiezas periódicas al recipiente que almacena el agua (en caso de se requerido).

II.1.1.2.4 ALMACENAMIENTO DE ADITIVOS.

Los aditivos fabricados en forma liquida deben almacenarse en tambores o tanques herméticos, protegidos contra la congelación. La agitación de estos materiales durante su uso debe hacerse de acuerdo con las indicaciones dadas por el fabricante.

Los requisitos para el almacenaje de aditivos en polvo deben ser los mismos que para almacenaje de materiales cementantes.

II.1. 2. TIPOS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO HIDRAULICO.

II.1.2.1 TIPOS DE CONCRETO.

TIPOS DE CONCRETO	
TIPO DE CONCRETO	CARACTERISTICAS Y USOS
CONCRETO DE PESO NORMAL	<p>El concreto que contiene arena y grava natural o agregados de roca triturada, generalmente pesa alrededor de 2,400 kg/m³, y es llamado <i>concreto de peso normal</i>, y es el concreto más comúnmente usado para propósitos estructurales.</p> <p>Es el concreto más usado en la construcción de todo tipo de estructuras, el cual al ser elaborado con agregados comunes da un costo más bajo que los otros tipos. Este tipo de concreto puede reemplazar a cualquier otro tipo de concreto, pero a veces por especificaciones diferentes a las tradicionales es necesario modificar el peso de este para bien estructural o de economía y es por ello que tienen razón de existir los otros tipos.</p>
CONCRETO ESTRUCTURAL LIGERO.	<p>El termino de concreto ligero es usado para concretos que pesan menos de 1800 kg/m³. El concreto estructural ligero es un concreto estructural normal en todos los aspectos excepto que por razones de economía en el costo total, el concreto es hecho con agregados ligeros, así que su peso específico es aproximadamente de dos terceras partes de el peso específico del concreto hecho con agregados naturales típicos. Ya que el peso ligero, y no la resistencia, es el objetivo principal, las especificaciones limitan el máximo peso</p>

Continuación ...

	<p>especifico del concreto permisible. También, ya que los agregados altamente porosos tienden a reducir grandemente la resistencia del concreto, las especificaciones requieren un mínimo de 28 días de la resistencia a compresión para asegurar que el concreto es de calidad estructural.</p> <p>Aunque los agregados ligeros sintéticos son generalmente mas caros que los agregados normales, el incremento de la relación esfuerzo/peso ofrece un ahorro global grande en materiales, a través de la reducción de cargas muertas para compensar el costo del agregado mas alto por metro cubico de concreto. Cargas totales mas bajas, significan reducción de secciones de apoyos y las cimentaciones, y menos reforzamiento.</p>
<p>CONCRETOS LIGEROS DE MODERADA RESISTENCIA</p>	<p>Esta clasificación es intermedia entre el concreto ligero estructural y el de aislamiento. Este concreto combina la capacidad de aislamiento con algo de resistencia útil. Los bloque de concreto ligero son una aplicación común par este tipo de concreto. los agregados típicos son piedra pómez, escoria o arcilla expandida o esquisto. los agregados son seleccionados o fabricados con pesos unitarios mas bajos que los necesitados para concretos estructurales ligeros, para prever un mejor aislamiento térmico.</p>
<p>CONCRETOS ULTRA LIGEROS O DE AISLAMIENTO</p>	<p>Esta clasificación incluye a los concretos con pesos unitarios de menos de 1100 kg/m³ y una resistencia a al compresión por debajo de los 70 kg/cm². En los concretos ultra ligeros, el requerimiento de resistencia es minima y el concreto es usado por otras de sus propiedades, principalmente el aislamiento térmico y peso ligero; tal concreto es usado primordialmente para rellenos aislantes en cubiertas de techo o pisos, muros contra fuego, forros de tuberias bajo tierra, y para rellenos no estructurales sobre concreto estructural.</p> <p>Estos concretos pueden agruparse como sigue:</p> <p>Grupo I. Los hechos con agregados de materiales esponjados como la perlita o la vermiculita.</p> <p>Grupo II. Los hechos con agregados manufacturados esponjando, calcinando, o sintetizando materiales como la escoria de altos hornos, o tratando materiales naturales como la pómez o toba.</p> <p>Grupo III. Aquellos en los que se da a la pasta de cemento o al mortero de arena y cemento una estructura vesicular de huecos llenos de aire, añadiéndole espuma o sustancias que la formen dentro de ellos</p>

Continuación ...

<p>CONCRETO PESADO.</p>	<p>La mayoría del concreto pesado producido en nuestros días es usado como material de protección par proteger a los trabajadores de los efectos dañinos de los rayos gamma y neutrones producidos por fuentes de radiación. Donde el espacio no es una limitación, el concreto normal puede ser usado mas económicamente, pero el concreto de alta densidad o pesado, $> 3\ 200\ \text{kg/m}^3$, tiene mejor propiedades de atenuación y puede ser usado en secciones delgadas para la misma cantidad de protección. El concreto pesado contiene generalmente gran cantidad de cemento, mas de $350\ \text{kg/m}^3$. Esto ayuda a mejorar las características de protección, a causa del alto limite de contenido de agua de la pasta.</p> <p>El concreto pesado puede ser bombeado, pero en distancias cortas, a causa de su alta densidad. también, las presiones en la cimbra son mucho mas grandes y la cimbra debe ser construida mas robusta. a causa de la alta densidad, la segregación puede ser mas pronunciada y es recomendable que tanto el agregado fino como el grueso sean de lata densidad para minimizar la segregación excesiva. el método de la precolocación de agregados es muy frecuentemente usado para evitar problemas de segregación y para producir concretos de densidad uniforme. La precolocación del agregado podría también ayudar a la dificultad de colocación donde el reforzamiento esta bastante congestionado o donde hay muchas piezas empotradas en el concreto.</p> <p>Las propiedades del concreto pesado son similares a las del concreto de peso normal. la resistencia puede ser estimada con la misma relación agua/cemento, y las propiedades físicas dependerán en gran parte de las propiedades de el agregado.</p>
<p>CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA.</p>	<p>Hay una tendencia hacia el uso del concreto de alta resistencia en estructuras convencionales, este a los 28 días tiene una resistencia a compresión excede los $560\ \text{kg/cm}^2$.</p> <p>El uso de concreto de alta resistencia tiene ventajas en la industria de concretos presforzados, donde este puede resultar en una mas rápida producción de componentes y menos producto perdido durante el manejo. En la construcción de gran altura, la ventaja puede ser tomando de la reducción de las cargas muertas, lo cual permite secciones de concreto mas esbeltas y distancias mas grandes. Una desventaja del concreto de alta resistencia es que este se comporta de una manera mas quebradiza.</p> <p>El factor que afecta mas la resistencia es la porosidad de el concreto, lo cual es controlado primordialmente por la relación agua/cemento de la pasta, aunque los métodos de consolidación también juegan un papel aparte. los concretos de alta resistencia fallan de una manera mas quebradiza porque el lazo pasta- agregado es también mas reforzada.</p>

Continuación...

<p>CONCRETO SIN REVENIMIENTO</p>	<p>El alto contenido de cemento requerido para los concretos de alta resistencia, incrementan grandemente el costo de los materiales. Este puede ser reducido por la utilización de concretos muy rígidos, los cuales prácticamente no tiene revenimiento y así la pasta tiene requerimientos mas bajos.</p> <p>El termino de "concreto sin revenimiento" generalmente se refiere a concretos que tienen consistencias menores que las correspondientes al revenimiento de 1 pulgada (2.54 cm). aunque estos concretos son muy secos, deberán ser suficientemente manejables para colarse y consolidarse con el equipo que se use en la obra y cuando se requiera deberá usarse aire incluido intencionalmente cuando sea necesario asegurar la durabilidad. Muchas de las leyes básicas que gobiernan las propiedades de los concretos más plásticos son también aplicables a los concretos sin revenimiento.</p> <p>Tal concreto puede ser compactado satisfactoriamente con el uso de una vibración de alta frecuencia.</p> <p>El concreto sin revenimiento es frecuentemente usado en las operaciones modernas de prefabricación, donde una vibración pesada puede ser mas fácilmente proporcionada, pero también puede ser usado para concreto fabricado en el lugar.</p>
<p>CONCRETO SIN FINOS.</p>	<p>En este tipo de concreto el agregado fino es omitido enteramente y es usado un tamaño uniforme de agregado grueso. este tipo de concreto puede ser visualizado como un ensamblante de partículas de agregado grueso cementados juntos con una capa de pasta de cemento endurecedora en sus puntos de contacto. El material tiene una estructura abierta con una gran cantidad de contenido de aire y un bajo contenido de cemento. Además, el concreto sin finos tiene un peso unitario bajo, una baja resistencia, baja contracción y una baja conductividad térmica. Este es usado para aplicaciones donde los requerimientos de resistencia son pequeños pero el peso ligero y las propiedades aislantes son de particular importancia. Cuando los agregados son materiales ligeros, este tiene excelentes propiedades de aislamiento y es un material ultra ligero.</p> <p>Ya que el concreto sin finos es muy poroso, es altamente permeable al aire y al agua.</p>
<p>CONCRETO CON AIRE INCLUIDO.</p>	<p>El propósito original de la inclusión del aire era fabricar concreto resistente a la congelación. En las etapas iniciales de la congelación las cavidades alivian la presión hidráulica que se desarrolla en los canales de la pasta y, conforme va progresando la consolidación, impiden o limitan el crecimiento de cuerpos microscópicos de hielo en la pasta de cemento.</p>

Continuación ...

	Hay otros efectos producidos por le aire incluido en el concreto, algunos de ellos son beneficiosos y otros no. uno de los más importantes es la influencia de burbujas de aire en la resistencia del concreto a todas las edades.
CONCRETO BLANCO.	Para producir concreto blanco se debe usar cemento blanco. El cemento blanco se usa en la misma forma que los otros cementos hidráulicos y tienen las mismas propiedades, excepto el color blanco. Al hacer concreto blanco deberán elegirse agregados y agua que no contengan materiales que decoloren el concreto. Este se usa para fines estéticos en fachadas o interiores en la gran mayoría de los casos.

Existe un criterio de clasificación el cual es prevaleciente en Europa y en muchos otros países; el cual no es practicado en México; se trata de el grado de resistencia del concreto. Sin embargo, desde el punto de vista de las distintas relaciones estructura-propiedades del concreto, es útil dividir el concreto en tres categorías generales, basadas en la resistencia a compresión:

- Concreto de baja resistencia: menos de 200 kg/cm² de resistencia a compresión.
- Concreto de resistencia mediana: de 200 a 400 kg/cm² de resistencia a compresión.
- Concretos de lata resistencia: mas de 400 kg/cm² de resistencia a compresión.

Este capítulo trata del concreto que se emplea en una gran variedad de estructuras, pero también existen también otro tipo de concretos, los cuales se producen con técnicas desacostumbradas o que tienen propiedades excepcionales, a los cuales se les llama concretos especializados y son de interés para aplicaciones particulares. Existen muchos de estos concreto y no se intentará aquí incluirlos todos, en este capítulo se mencionan solamente algunos de ellos.

En la siguiente tabla hablaremos de algunos de ellos.

TIPOS DE CONCRETO ESPECIALIZADOS ⁵	
TIPO DE CONCRETO	CARACTERÍSTICAS Y USOS
CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS.	Este es un material compuesto que consiste de pasta de cemento, mortero o concreto combinado con fibras de asbesto, vidrio, plástico, carbón o acero. Este concreto reforzado con fibras puede ser útil, cuando hay necesidad de absorber gran cantidad de energía (por ejemplo, con carga explosiva), en cuyo caso son convenientes una elevada resistencia a la

⁵ Concrete structures, Properties and Materials, P. Kumar Metha, USA, 1982.

Continuación ...

	<p>tensión y agrietamiento reducido , o bien cuando no es posible colocar acero de refuerzo convencional debido a la forma del elemento.</p> <p>Las fibras mejoran la resistencia del concreto al impacto, limitan el crecimiento de las grietas y propician una mayor cantidad de deformación de los materiales compuestos porque proporcionan resistencia despues de que la matriz de la pasta de cemento se ha agrietado.</p>
<p>CONCRETO POLÍMERO O MORTERO POLÍMERO.</p>	<p>Este es un material en el cual el agregado esta aglomerado mediante una resina sintética en lugar de cemento hidraulico. Las resinas epoxicas, conocidas también como resinas epóxidas, son los adherentes más comunes, pero las resinas de poliéster o fenólicas son también usadas.</p> <p>El adherente consiste, estrictamente hablando, de una resina y un endurecedor, los cuales interactuan y endurecen rápidamente. Las resinas epoxicas son de fraguado térmico, pero no sin recomendables para la exposición al fuego. Las principales ventajas de los concretos epoxicos son el alto desarrollo de resistencia, estabilidad dimensional, dureza , excelente adherencia a una gran variedad de materiales, alta resistencia al ataque químico de muchos ácidos, álcalis y solventes, así como al intemperismo y a la abrasión, además de tener buenas propiedades de aislamiento térmico y eléctrico. El concreto epóxico es, por lo tanto, usado principalmente en reparaciones de concreto normal, en el alargamiento de pilotes, en la adhesión de unos elementos estructurales de concreto con otros y en la protección de superficies.</p> <p>La principal desventaja del concreto polímero es su alto costo, razón por la cual es poco probable que se convierta en un material de interés estructural general, excepto bajo severas condiciones de corrosión. En la practica, el empleo de concreto polímero suele regirse por consideraciones de durabilidad en vez de resistencia.</p>
<p>CONCRETO IMPREGNADO CON POLÍMEROS</p>	<p>El concreto normal hecho con cemento portland, curado en húmedo, y posteriormente con un monómetro liquido o gaseoso y polimerizado mediante radiación gamma o por medios iniciados químicamente. La impregnación puede mejorarse secando el concreto a temperatura más elevada, por evacuación a 75 mm de mercurio y remojándolo en el monómetro a presión. El uso de la radiación gamma requiere de protección, pero produce mejores concretos que los iniciadores químicos.</p>

Continuación ...

	<p>El concreto polimerizado tiene mucho mas resistencia a la compresión, tensión e impacto que antes del tratamiento, así como mayor a la congelación y al deshielo, a la abrasión y ataque químico. Todo esto es debido al bajo contenido de cavidades del concreto impregnado con polimeros, de manera que la permeabilidad se reduce casi cien veces. El mejoramiento de este producto esta generalmente relacionado directamente a la cantidad de polimero presente.</p>
<p>CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE.</p>	<p>En este caso, el concreto normal con elevada relación agua/cemento (comúnmente de 0.8) se seca (despues del curado inicial húmedo durante 24 horas) a 130°C durante 24 horas y, despues, se sumerge en azufre fundido al vacio durante dos horas: el peso del azufre absorbido es por lo general del 14% del peso di concreto. El producto resultante tiene una resistencia a la compresión (medida en cilindros) de hasta 844 kg/cm² y una resistencia a la separación por tensión de 84 kg/cm². El concreto infiltrado con azufre exhibe buena resistencia química a los sulfatos y ácidos, así como a la congelación y al deshielo, pero las soluciones alcalinas lixivian el azufre.</p> <p>Este material es adecuado para productos prefabricados, especialmente cuando puede haber ataque químico, por ejemplo en silos agrícolas o donde haya exposición a aguas negras. Sin embargo, el concreto infiltrado con azufre no puede emplearse donde haya riesgo de aumento en la temperatura (por ejemplo, el fuego), ya ue el azufre se fundiría a los 115°C aproximadamente.</p> <p>Un punto muy importante que debe señalarse es que el azufre es muy barato en muchas partes del mundo. Existe también el concreto de azufre, material equivalente al concreto de polimeros</p>

II.1.2.2. PROPIEDADES DEL CONCRETO.

II.1.2.2.1. PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO.

TRABAJABILIDAD.

El principal atributo del concreto en estado fresco es el que se designa como "trabajabilidad" , la cual es "aquella propiedad del mortero o del concreto recién

mezclado que determina la facilidad y homogeneidad con que puede ser mezclado, transportado, colocado compactado y acabado".

Es importante hacer notar que esta trabajabilidad es relativa: un concreto trabajable para una presa puede no ser trabajable para una columna. Con base en esta definición se llega a la conclusión que no se conoce ningún procedimiento de ensaye que la mida directamente, sin embargo existen algunos que pueden proporcionar información útil dentro de intervalos razonables de variación.

HOMOGENEIDAD Y UNIFORMIDAD.

Una condición necesaria para que una mezcla de concreto pueda considerarse trabajable, es ue se conserve homogénea en el curso de todas las operaciones a que se le someta, desde que abandone la mezcladora hasta que se le coloque y compacte dentro del espacio cimbrado. Para que esta condición pueda cumplirse, un primer requisito es que la mezcla sea homogénea desde el principio, esto es, conforme sale de la mezcladora. De esta manera, si el concreto no llega homogéneo al sitio de colocación, pueda atribuirse con certeza a deficiencia de trabajabilidad en la mezcla o inadecuada manipulación, lo que en ambos casos debe corregirse.

Debido a que el concreto es una combinación de ingredientes de distinta naturaleza y en diferentes proporciones, la mención de su homogeneidad al mezclarlo necesariamente se refiere al hecho de ue se produzca una distribución uniforme de sus componentes en toda la revoltura; es decir, que diferentes porciones de la mezcla posean la misma composición. Por otra parte, es también un hecho conocido la necesidad de que el suministro del concreto para la construcción de una estructura se realice por entregas parciales, en volúmenes reducidos, hasta completar el volumen total requerido. en estas condiciones existe también el requerimiento de que los volúmenes parciales posean igual composición, a fin de que el volumen global pueda ser considerado como un conjunto homogéneo.

CONSISTENCIA (COHESIÓN Y VISCOSIDAD).

Se identifica la consistencia del concreto recién mezclado como su relativa movilidad para fluir, y admite que la manera más usual para evaluarla es por medio de a prueba de revenimiento. Por otra parte, la consistencia de las mezclas de concreto, es una característica que se relaciona principalmente con la movilidad, pero también considera que esta característica determina la facilidad con que una mezcla puede ser compactada, es decir, que también tiene relación con la compatibilidad. Conviene observar, entonces, que en ningún caso se asocia la consistencia de las mezclas de concreto con el aspecto de su estabilidad, o aptitud para conservarse homogéneas.

La disposición que una mezcla de concreto ofrece para deformarse y fluir, corresponde al aspecto de movilidad, el cual depende significativamente de la cohesión

y la viscosidad plástica de la mezcla. La cohesión, que se identifica con el esfuerzo de cedencia, representa en cierto modo la resistencia que la mezcla opone para deformarse e iniciar el flujo, en tanto que la viscosidad plástica da noción de la facilidad y rapidez con que la mezcla puede fluir, una vez rebasada la cohesión e iniciado el movimiento. Entonces, desde un punto de vista práctico, lo deseable es que las mezclas de concreto fluyan con facilidad, pero permaneciendo homogéneas. Sin embargo, los requerimientos para que se cumplan estas dos condiciones siguen tendencias contrarias, pues al aumentar la movilidad de las mezclas disminuye su posibilidad de permanecer homogéneas, de manera que lo conveniente es optimizar ambos requerimientos, en concordancia con las necesidades específicas del trabajo en obra.

ESTABILIDAD (SEGREGACIÓN Y SANGRADO)

El acto de mezclar el concreto, según quedó dicho, tiene como funciones básicas provocar el contacto íntimo entre los granos del cemento y el agua y distribuir uniformemente todos los componentes, previamente dosificados, en el seno de la mezcla. De esta manera se producen de hecho dos suspensiones de partículas a diferente escala:

- 1.- La suspensión de los granos de cemento en el agua, para constituir la pasta de cemento, y
- 2.- La suspensión de las partículas de los agregados (arena y grava) en el medio viscoso representado por la pasta de cemento.

Cada una de estas suspensiones debe alcanzar suficiente integración y uniformidad al final del mezclado, para que la mezcla de concreto resulte homogénea y estable.

A partir del momento en que la mezcla de concreto sale de la revolvedora se ve sometida a diversas acciones que tienden a deshacer su recién lograda homogeneidad debido a que, por efecto de la energía potencial o cinética, los componentes propenden a recaudadores en función de sus respectivos pesos específicos y masa. se considera que una mezcla de concreto se comporta de como una suspensión estable, en la medida que se opone a perder su homogeneidad original en el lapso comprendido desde que abandona la revolvedora hasta que adquiere el fraguado en su posición final, ya colocada dentro de la estructura.

Al referirse al comportamiento de una mezcla de concreto como suspensión estable, es posible considerar que puede perder homogeneidad por dos diferentes conceptos: la pérdida que obedece a factores de índole interna y la que se produce como consecuencia de acciones externas. En el primer caso el demérito de la homogeneidad se manifiesta por los fenómenos simultáneos identificados como

asentamiento y sangrado; en tanto que la manifestación más evidente del segundo es la separación parcial del agregado grueso del resto de la masa, lo cual se conoce como segregación de la grava.

Normalmente la segregación de la grava tiende a ocurrir primero, pues el mayor riesgo de que se produzca es durante las etapas de transporte, la colocación y la compactación del concreto, mientras que el asentamiento y el sangrado suelen presentarse en el concreto ya colocado.

II.1.2.2. PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO.

RESISTENCIA MECÁNICA.

La resistencia mecánica del concreto endurecido ha sido tradicionalmente la propiedad más identificada con su comportamiento como material de construcción, lo cual se ha considerado atribuible a tres principales razones:

- 1.- En la mayoría de los casos, la resistencia mecánica (a compresión o tensión) tiene influencia directa en la capacidad de carga de las estructuras.
- 2.- Es la propiedad más fácil determinable en el concreto endurecido, y
- 3.- Los resultados de su determinación pueden ser utilizados como datos índice de otras propiedades del concreto.

En términos generales, la resistencia mecánica que potencialmente puede desarrollar el concreto depende de la resistencia individual de los agregados y de la pasta de cemento endurecida, y de la adherencia que se produce entre ambos materiales.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

La resistencia mecánica del concreto frecuentemente se identifica con su resistencia a compresión, porque esta representa la condición de carga en que el concreto exhibe mayor capacidad para soportar esfuerzos, de modo que la mayoría de las veces los elementos estructurales se diseñan con el fin de utilizar esta propiedad del concreto. Aunado a ello, existe la ventaja de que la resistencia a compresión es la característica más fácil y confiable determinable en el concreto endurecido, aunque no es una propiedad tan precisamente definida como pudiera suponerse debido a un cierto número de factores y condiciones cambiantes que intervienen en su determinación; por tal motivo, es necesario reglamentar las condiciones y procedimientos para determinarla.

La determinación de la resistencia a compresión del concreto se efectúa de ordinario mediante el ensaye hasta la ruptura de especímenes representativos, con tres finalidades principalmente:

- 1.- Comprobar si las previsiones que se hacen al diseñar una mezcla de concreto son adecuadas para cumplir con la resistencia de proyecto.
- 2.- Controlar la uniformidad de la resistencia y ajustarla al nivel requerido durante la producción del concreto, y
- 3.- Verificar la resistencia del concreto como se encuentra en la estructura.

En los dos primeros casos, los especímenes se elaboran tomando muestras del concreto en estado fresco, en tanto que en el último caso los especímenes se obtienen del concreto ya endurecido en la estructura.

RESISTENCIA A LA TENSIÓN.

El concreto endurecido se manifiesta en los ensayes bajo carga de corta duración como un material de tendencia frágil, pues su ruptura se produce con una deformación unitaria relativamente reducida: entre 100 y 200 millonésimas a tensión y entre 2000 y 4000 millonésimas a compresión, según su grado de resistencia; y esta diferente deformación a tensión y compresión puede verse como una manifestación de lo heterogéneo de su oposición que le confiere el carácter de cuerpo anisótropo. De tal modo, al considerar que la ruptura del concreto se puede asociar a una deformación límite, resuelta explicable el hecho de que su capacidad para resistir tensión sea considerablemente menor que a compresión.

En concordancia con esta limitación, al diseñar las estructuras se procura que el concreto no trabaje a tensión directa; sin embargo, casi siempre es inevitable que el concreto en la estructura deba soportar ciertos esfuerzos a tensión, ya sea como consecuencia de determinadas condiciones de carga que involucran flexión y cortante, o como resultado de las contracciones que se producen en el concreto por secado o por temperatura, en condiciones que las restringen.

De conformidad con ello, la resistencia del concreto a tensión es una propiedad que requiere consideración específica en el diseño de las estructuras en que tiene mayor influencia, tal como es el caso de las presas de arco.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

La resistencia del concreto al esfuerzo cortante puro es una propiedad que no se determina en forma directa, debido a que un espécimen sometido a tal condición de esfuerzo, se generan inevitablemente esfuerzos iguales de tensión en otro plano, que

terminan por producir la falla del concreto por tensión antes de que se pueda alcanzar el valor del esfuerzo cortante máximo que le concreto puede soportar. Como consecuencia de ello, la resistencia del concreto al cortante suele determinarse en forma indirecta, deduciéndola del ensaye de especímenes sometidos a condiciones de carga que producen esfuerzos combinados.

DEFÓRMABILIDAD BAJO CARGA.

El concepto de deformación, en términos físicos, se refiere al cambio de forma y dimensiones que un cuerpo experimenta por efecto de las fuerzas de diversa índole que cuan en el, sean éstas inducidas por factores extrínsecos o intrínsecos. conforma a tal concepto, puede considerarse que el concreto endurecido sufre cambios de forma y dimensiones motivados por dos principales causas de diferente naturaleza:

- 1.- Las deformaciones que resultan de las fuerzas que normalmente se originan y actúan externamente, tales como las cargas y las sollicitaciones, y
- 2.- Las que son consecuencia de fuerzas internas que se producen como resultado de causas extrínsecas (condiciones ambientales) o intrínsecas (reacciones químicas internas).

Para diferenciar e identificar la procedencia de los cambios de forma y dimensiones que suelen experimentar el concreto en servicio, es común que los producidos por la acción de cargas y sollicitaciones se consideren propiamente como deformaciones, en tanto que los motivados por fuerzas internas de diverso origen se agrupen ajo la designación colectiva de cambios volumétricos; o también es frecuente que se les distinga mencionándolas como deformaciones de origen estructural y no estructural, respectivamente.

ADHERENCIA CON EL ACERO DE REFUERZO.

La resistencia por adherencia se evalúa por el esfuerzo medio de adherencia que se desarrolla entre el concreto y la varilla de refuerzo, cuando a está se le aplica un de tensión capaz de producir su deslizamiento. En términos generales pueden considerarse dos tipos de pruebas para medir la resistencia por adherencia: Las pruebas de extracción de varillas ahogadas en especímenes reducidos de concreto simple, y el ensaye de piezas de concreto reforzado simulando las condiciones de la estructura, principalmente vigas trabajando a flexión.

De este aspecto suelen depender aspectos tales como los agrietamientos en la estructura y las deflexiones que experimenta una vez agrietada.

RESISTENCIA A LA FATIGA.

La fatiga se define como la ruptura del concreto debido a cargas sostenidas durante varios intervalos de tiempo y las cuales conducen a la falla del concreto. Existen dos tipos de fatigas en el concreto:

La primera es cuando el concreto alcanza los niveles de esfuerzo sostenido superiores al 75% del de ruptura (este esfuerzo es provocado por una carga que se incrementa progresivamente a cualquier velocidad, y se mantiene en ese nivel durante largo tiempo), el concreto termina por fallar en tiempos y con deformaciones que disminuyen a medida que dicho nivel de esfuerzo se incrementa. A la falla del concreto en estas condiciones, se le suele considerar como falla por "fatiga estática", se relaciona con un estado de deformación crítico producido por el crecimiento y propagación de las microfisuras preexistentes.

La segunda producida por una continua repetición de cargas y descargas instantáneas, las cuales producen variaciones cíclicas en los niveles de esfuerzos. Al tipo de falla que depende del tiempo requerido para acumular el número de ciclos (de acuerdo con la frecuencia de éstos) se le denomina falla por "fatiga dinámica", o simplemente fatiga.

RESISTENCIA A LA ABRASIÓN.

Se considera a la abrasión como el desgaste producido por acciones de frotamiento y fricción, en tanto que la erosión corresponde un estado de desintegración superficial ocasionado por los efectos abrasivos o de cavitación debida a la acción de los gases, líquidos o sólidos en movimiento.

Cabe mencionar que en la abrasión no interviene la acción directa de los fluidos y nos produce desintegración del concreto, mientras que en el caso de la erosión suele ocurrir lo contrario.

CAMBIOS VOLUMÉTRICOS.

El concreto no es un material volumétricamente estable, pues en el curso del tiempo experimenta cambios de volumen por causas físicas y químicas. Las de origen químico generalmente se producen como consecuencia de reacciones detrimentales que se generan interna y/o externamente, y cuyas manifestaciones ordinarias son expansiones locales que tienden a destruir el concreto.

Los cambios volumétricos del concreto pueden ocurrir como expansiones o contracciones.

Los cambios volumétricos de origen físico, pueden obedecer a dos tipos de acciones sobre el concreto:

- 1.- Las de carácter mecánico, específicamente cargas y solicitaciones y estos dan cambios de forma y dimensiones del concreto, los cuales se identifican normalmente como deformaciones;
- 2.- Los agentes meteorológicos, entre los que destacan por sus efectos la humedad y la temperatura.

PERMEABILIDAD AL AGUA.

La permeabilidad de un material se define por la facilidad con que puede ser penetrado por un fluido, ya sea líquido o gaseoso, bajo determinadas condiciones de aplicación. En el caso del concreto interesa principalmente su permeabilidad al agua y al aire, dado que son fluidos con los que de ordinario tiene contacto. La permeabilidad al aire es importante porque favorece el fenómeno de carbonatación y la permeabilidad al agua es importante debido al riesgo de corrosión del acero de refuerzo, y al deterioro del concreto en general.

II.1.3 DISEÑO TEÓRICO DE MEZCLAS DE CONCRETO CON EL MÉTODO ACI , IMPORTANCIA DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO.

II.1.3.1 DISEÑO TEÓRICO DE MEZCLAS DE CONCRETO CON EL MÉTODO ACI.

PRIMER PASO. ELECCIÓN DEL REVENIMIENTO.

Cuando no se especifica el revenimiento, puede seleccionarse un valor apropiado para la obra de los que aparecen en la tabla (a). Las variaciones de revenimiento que se muestran son aplicables cuando se emplea el vibrado para compactar concreto. deben emplearse mezclas de la consistencia más densa, que pueden colarse con buen rendimiento.

Tabla (a) REVENIMIENTOS RECOMENDADOS PARA DIVERSOS TIPOS DE CONSTRUCCIÓN		
Tipo de Construcción	Revenimiento, cm	
	Máximo	Mínimo
Muros de cimentación y zapatas reforzadas	8	2

-Continuación ...

Zapatas, campanas y muros de subestructura sencillos	8	2
Vigas y muros reforzados	10	2
Columnas para edificios	10	2
Pavimentos y losas	8	2
Concreto masivo	5	2

*Pueden incrementarse en 2.5 cm cuando los métodos de compactación no sean mediante vibrado.

SEGUNDO PASO. ELECCIÓN DEL TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO.

Los tamaños más grandes de agregados bien graduados tienen menos huecos que los tamaños más pequeños. Por esto, los concretos con agregados de tamaño mayores requieren menos mortero por volumen unitario de concreto. Por regla general, el tamaño máximo de agregado debe ser el mayor disponible económicamente y guardar relación con las dimensiones de la estructura. En ningún caso el tamaño máximo debe exceder de $1/5$ de la menor dimensión entre los costados de las cimbras, $1/3$ del espesor de las losas, ni $3/4$ del espacio libre mínimo entre varillas de refuerzo individuales, paquetes de varillas o torones de pretensado. A veces, estas limitaciones se pasan por alto si la trabajabilidad y los métodos de compactación permiten que el concreto sea colado sin cavidades o huecos. Cuando se desea un concreto de alta resistencia, se pueden obtener mejores resultados con agregados de tamaño máximo reducido, ya que éstos producen resistencias superiores con la relación agua/cemento determinada.

TERCER PASO. CÁLCULO DEL AGUA DE MEZCLADO Y EL CONTENIDO DE AIRE.

La cantidad de agua por volumen unitario de concreto requerida para producir determinado revenimiento, depende del tamaño máximo de la forma de la partícula y granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. No le afecta significativamente el contenido de cemento. En la tabla siguiente aparecen valores estimados de agua de mezclado requerida para concretos hechos con diversos tamaños máximos de agregado, con o sin aire incluido.

REQUISITOS APROXIMADOS DE AGUA DE MEZCLADO Y CONTENIDO DE AIRE PARA DIFERENTES REVENIMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS NOMINALES DE AGREGADO								
Revenimiento, cm	Agua, kg/m ³ de concreto para los tamaños máximos nominales de agregado, mm.							
	10	12.5	20	25	40	50	70	150
Concreto sin aire incluido								
de 3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
de 8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
de 15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin inclusión de aire, expresado como un porcentaje:								
3	2.5	2	1.5	1.0	0.5	0.3	0.2	
Concreto con aire incluido								
de 3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
de 8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
de 15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	—
Promedio recomendado del contenido total de aire, porcentaje de acuerdo con el nivel de exposición:								
Exposición ligera	4.5							
Exposición moderada	6.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Exposición severa	7.5	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
		7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0
Nota :								
<p>Exposición ligera.— Cuando se desee la inclusión de aire por otros efectos benéficos que no sean la durabilidad, por ejemplo, para mejorar la cohesión o trabajabilidad, o para incrementar la resistencia del concreto con bajo factor de cemento, pueden emplearse contenidos de aire inferiores a los necesarios para la durabilidad. Esta exposición incluye servicio interior o exterior en climas en los que el concreto no estará expuesto a agentes de congelación o deshielo.</p>								
<p>Exposición moderada. Implica servicios en climas donde es probable la congelación, pero en los que el concreto no estará expuesto continuamente a la humedad o al agua corriente durante largos períodos antes de la congelación, ni a agentes descongelantes u otros productos químicos agresivos. Como ejemplos pueden señalarse vigas exteriores, columnas, muros, trabes o losas que no estén en contacto con el terreno húmedo y que estén ubicadas de manera que no reciban aplicaciones directas de sales descongelantes.</p>								
<p>Exposición severa. El concreto expuesto a productos químicos descongelantes u otros agentes agresivos, o bien, cuando el concreto pueda resultar altamente saturado por el contacto continuo con humedad o agua corriente antes de la congelación. Ejemplos de lo anterior son: pavimentos, pisos de puentes, guarniciones, desagües, aceras, revestimientos de canchales, tanques exteriores o resumiaderos.</p>								

Según sea la textura y forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar ligeramente por encima o por debajo de los valores tabulados anteriormente, pero son lo suficientemente precisos para el primer cálculo. Estas diferencias en el requerimiento de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que pueden estar implicados otros factores de compensación.

CUARTO PASO. SELECCIÓN DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO.

La relación agua/cemento requerida se determina no sólo por los requisitos de resistencia, sino también por otros factores como la durabilidad y las propiedades del acabado. puesto que diferentes agregados y cementos producen, generalmente, distintas resistencias empleando la misma relación agua/cemento, es muy deseable establecer una relación entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales que de hecho van a emplearse. En ausencia de estos datos, pueden tomarse de la tabla (b) valores aproximados y relativamente conservadores para concretos que contengan cemento Portland tipo 1. Con materiales comunes, las relaciones tabuladas de agua/cemento deben producir las resistencias indicadas, con base en pruebas a los 28 días de muestras curadas en condiciones normales de laboratorio. la resistencia promedio seleccionada debe, por supuesto, exceder la resistencia especificada por un margen suficiente para mantener dentro de los límites especificados las pruebas con bajos valores.

Para condiciones de exposición severas la relación agua/cemento debe mantenerse baja, aun cuando los requerimientos de resistencia puedan cumplirse con valores mayores. En la tabla (c) aparecen los valores límite.

TABLA (b) CORRESPONDENCIA ENTRE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO		
Resistencia a la compresión a los 28 días (kg/cm ²)	Relación agua/cemento por peso	
	Concreto con aire incluido	Concreto con aire excluido
420	0.41	—
350	0.48	0.40
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

Cuando se emplean materiales puzolanicos en el concreto, debe considerarse una relación agua/cemento más puzolanica por peso, en vez de la tradicional relación agua/cemento por peso. Existen dos enfoques que se emplean normalmente para determinar una relación agua/(cemento +puzolana) $[W/(C+P)]$ que pueda considerarse equivalente a la relación agua/cemento (W/C) de una mezcla que contiene solamente cemento Portland, las cuales son:

1.- Equivalencia de peso.

Para este enfoque, el peso total del material aglutinante sigue siendo el mismo, es decir $W/(C+P) = W/C$ directamente; pero el volumen absoluto total de cemento más puzolana, normalmente será ligeramente mayor.

2.- Equivalencia de volumen absoluto.

Con este otro enfoque, se calcula una relación de $W/(C+P)$ por peso que mantiene la misma relación de volumen absoluto, pero que reducirá el peso total del material aglutinante, puesto que el peso específico de las puzolanas es normalmente inferior al del cemento

TABLA (C) RELACIONES AGUA/CEMENTO MÁXIMAS PERMISIBLES PAR CONCRETO SUJETO A EXPOSICIONES SEVERAS		
Tipo de estructura	Estructura comúnmente expuesta a deshielo †	Estructura expuesta al agua del mar o al sulfato
Secciones esbeltas (barandales, guarniciones, umbrales, ménsulas, trabajos ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero de refuerzo.	0.45	0.40 ++
Todas las demás estructuras	0.50	0.45 ++

† El concreto también debe tener aire incluido
 ++ Si se emplea cemento resistente a los sulfatos, la relación agua/cemento permisible puede incrementarse en 0.05.

QUINTO PASO. CÁLCULO DEL CONTENIDO DE CEMENTO.

La cantidad de cemento por volumen unitario de concreto se rige por las determinaciones expuestas en el tercero y cuarto pasos anteriores. El cemento

requerido es igual al contenido estimado de agua de mezclado, (tercer paso), dividido entre la relación agua/cemento (cuarto paso).

SEXTO PASO. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGREGADO GRUESO.

Los agregados con tamaño máximo y granulometría esencialmente iguales producen concretos de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplea un volumen dado de agregado grueso por volumen unitario de concreto, con base en varillado seco. En la tabla (d) aparecen valores apropiados para estos volúmenes de agregado. Puede observarse que, para igual trabajabilidad, el volumen de agregado grueso en un volumen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino.

En la tabla (d) se muestra el volumen de agregado, en metros cúbicos, con base en varillado seco, para un metro cúbico de concreto. Este volumen se convierte a peso seco del agregado grueso requerido en un metro cúbico de concreto, multiplicándolo por el peso unitario de varillado en seco por metro cúbico de agregado grueso.

TABLA (d) VOLUMEN DE AGREGADO POR VOLUMEN UNITARIO DE CONCRETO				
Tamaño máximo (mm)	Volumen de agregado en seco varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.05
10 (3/8")	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5 (1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
20 (3/4")	0.66	0.64	0.62	0.60
25 (1")	0.71	0.69	0.67	0.65
40 (1 1/2")	0.77	0.73	0.71	0.69
50 (2")	0.78	0.76	0.74	0.72
70 (3")	0.87	0.80	0.78	0.76
150 (6")	0.87	0.85	0.83	0.81

* Los volúmenes están basados en agregados en condiciones de varillado en seco, como se describe en la norma ASTM C29. Estos volúmenes se han seleccionado a partir de relaciones empíricas para producir concreto con un grado de trabajabilidad adecuado a la construcción reforzada común.

SÉPTIMO PASO. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGREGADO FINO.

Al término del sexto paso se han estimado todos los componentes del concreto, excepto el agregado fino, cuya cantidad se determina por diferencia. Puede emplearse cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

1.- El método del peso

Si el peso del concreto por volumen unitario se supone o puede estimarse por experiencia, el peso requerido del agregado fino es, simplemente, la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los demás componentes. a menudo se conoce con bastante precisión el peso unitario del concreto, por experiencia previa con los materiales. en ausencia de dicha información, puede emplearse la tabla (e) para hacer un cálculo tentativo.. aún si el calculo del peso del concreto por metro cubico es aproximado, las proporciones de la mezcla serán suficientemente precisas para permitir un ajuste fácil con base en mezclas de prueba.

2.- El método del volumen absoluto

En este caso, el volumen total desplazado por los componentes conocidos - agua, aire, cemento y agregado grueso - se resta del volumen unitario de concreto para obtener el volumen requerido de agregado fino. El volumen ocupado por cualquier componente en el concreto es igual a su peso dividido entre la densidad de ese material (siendo ésta el producto del peso unitario del agua por el peso específico del material).

TABLA (e) CÁLCULO TENTATIVO DEL PESO DEL CONCRETO FRESCO			
Tamaño máximo de agregado en mm		Cálculo tentativo del peso del concreto kg/m ³	
		Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
10	(3/8")	2 285	2 190
12.5	(1/2")	2 315	2 235
20	(3/4")	2 355	2 280
25	(1")	2 375	2 315
40	(1 1/2")	2 420	2 355
50	(2")	2 445	2 375
70	(3")	2 465	2 400
150	(6")	2 505	2 435

OCTAVO PASO. AJUSTES POR HUMEDAD DEL AGREGADO.

Las cantidades de agregado que realmente deben pesarse para el concreto deben considerar la humedad dela agregado. Los agregados están generalmente húmedos, y sus pesos secos deben incrementarse con el porcentaje de agua, tanto absorbida como superficial, que contienen. El agua de

mezclado que se añade al lote debe reducirse en cantidad igual a la humedad libre contenida en el agregado, es decir, humedad total menos absorción.

NOVENO PASO. AJUSTES EN LAS MEZCLAS DE PRUEBA.

Las proporciones calculadas de la mezcla deben verificarse mediante mezclas de prueba, preparadas y probadas en el laboratorio, o por medio de mezclas reales en el campo. Solo debe usarse el agua suficiente para producir el retenimiento requerido, independientemente de la cantidad supuesta al dosificar los componentes de la prueba. Deben verificarse el peso unitario y la fluencia, así como el contenido de aire del concreto. también debe tenerse cuidado de lograra la trabajabilidad apropiada, ausencia de segregación, así como las propiedades de acabado.

Deben efectuarse los ajustes necesarios en las proporciones de las mezclas subsecuentes, de acuerdo con los siguientes procedimientos:

- 1.- La cantidad estimada de agua de mezclado para producir el mismo revenimiento que el de la mezcla de prueba, sería igual a la cantidad neta de agua de mezclado empleada, dividida por la fluencia de la mezcla de prueba en m^3 . Si el revenimiento de la mezcla de prueba no es el correcto, increméntese o redúzcase el contenido nuevamente estimado de agua a 2 kg por metro cúbico de concreto para cada centímetro de incremento o reducción del revenimiento.
- 2.- Si no se obtiene el contenido de aire deseado (para concreto con aire incluido), debe estimarse el contenido requerido de aditivo para lograr el contenido apropiado de aire, y reducirse o incrementarse el contenido de agua de mezclado, en 3 kg por cada 1% en que debe reducirse o incrementarse el contenido de aire respecto al de la mezcla de prueba previa.
- 3.- El peso unitario de concreto fresco estimado nuevamente para el ajuste de las proporciones de la mezcla de prueba, es igual al peso unitario en kg/m^3 medido en la mezcla de prueba, reducido o incrementado por el porcentaje d incremento o reducción del contenido de aire de la mezcla ajustada respecto a la primera mezcla de prueba.
- 4.- Deben calcularse nuevos pesos de mezcla, comenzando con el cuarto paso; si es necesario, se modificará el volumen de agregado grueso de la tabla (d), para obtener una trabajabilidad adecuada.

II.1.3.2 IMPORTANCIA DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO

En la práctica de la ingeniería, se supone que la resistencia del concreto a una determinada edad, con un curado a una temperatura prescrita, depende principalmente de sólo dos factores: la relación agua/cemento y el grado de compactación. En esta etapa consideraremos únicamente el caso del concreto totalmente compactado; en la práctica, esto significa que el concreto endurecido contiene alrededor del uno por ciento de huecos de aire.

La relación agua/cemento se expresa como la relación de agua en peso, o como por ciento de agua a cemento. En el pasado, comúnmente se expresaba en litros de agua por saco de cemento.

Cuando el concreto esta totalmente compactado, se considera que su resistencia es inversamente proporcional a la relación agua/cemento, de acuerdo a la "ley" establecida por Duff Abrams en 1919, quien propone, como valor de la resistencia,

$$S = \frac{K_1}{K_2 (a/c)}$$

donde a/c representa la relación agua/cemento de la mezcla (que originalmente se expresaba en volumen), y K_1 y K_2 son constantes empíricas y S es la resistencia del concreto. Una curva típica de resistencia contra la relación agua/cemento se muestra en la figura 2.1.3.1.

La "Ley" de Abrams fue desarrollada independientemente, pero es un caso especial de la regla general formulada por Feret en 1896, de la forma:

$$S = K \frac{c^2}{c + e + a}$$

donde S es la resistencia del concreto, c , e y a son los volúmenes absolutos del cemento, agua y aire respectivamente, y K es una constante.

En la figura 2.1.3.1 se ve que el intervalo de validez de la regla para la relación agua/cemento está limitada. En el extremo más bajo de la escala, la curva se interrumpe cuando la compactación total ya no es posible; la posición real del punto de partida depende del medio de compactación que se use.

Parece que, además, las mezclas con una relación agua/cemento muy baja y un contenido de cemento extremadamente alto exhiben un retroceso de resistencia, particularmente cuando se usa agregado de gran tamaño. por lo tanto a edades

posteriores, con ese tipo de mezclas, una relación agua/cemento no conducirá a una resistencia superior.

Este comportamiento puede deberse a los esfuerzos inducidos por la contracción, que al ser obstruida por las partículas de agregado, causa el agrietamiento de la pasta de cemento o una pérdida de adherencia entre el cemento y el agregado.

En la practica la relación agua/cemento es el factor individual más importante en la resistencia del concreto.

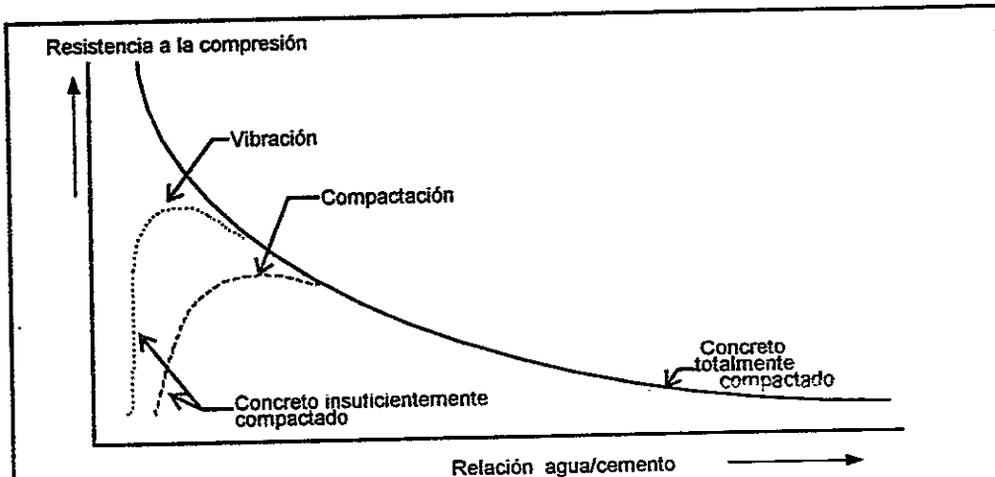


Figura 2.1.3.1. Correspondencia entre la resistencia y la relación agua/cemento del concreto.

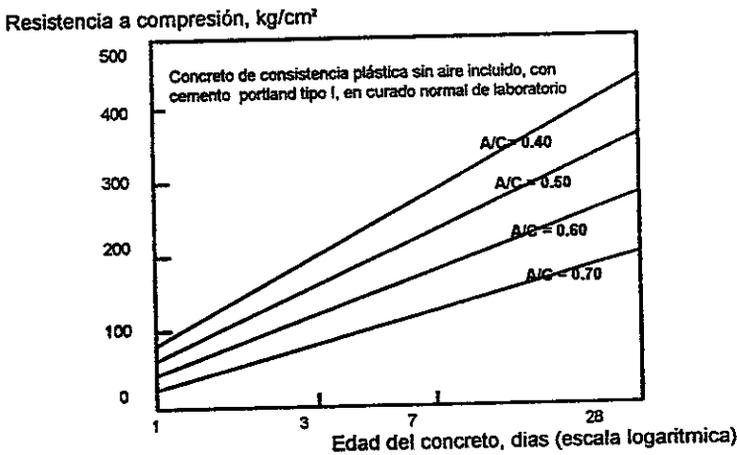


Figura 2.1.3.2 Evolución normal de la resistencia a compresión con la edad, en concretos con diversa relación agua/cemento.

II.1.4 ADITIVOS MAS COMUNES Y EFECTOS QUE CAUSAN EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO EN QUE SE EMPLEAN.

Definición de Aditivo.

La definición propuesta por el Comité ACI, según la cual un "aditivo" es un material distinto al agua, los agregados, el cemento hidráulico y las fibras de refuerzo, que se utiliza como ingrediente del mortero o del concreto, y que se añade a la revoltura inmediatamente antes o durante el mezclado.

La interpretación que puede darse a esta definición es que un material sólo puede considerarse como aditivo cuando se incorpora individualmente al concreto, es decir, que se puede ejercer un control sobre su dosificación. De esta manera, las puzolanas y las escorias solamente son aditivos si se les maneja y administra por separado del cemento portland. Lo cual no deja de ser más bien una cuestión de forma, ya que cualitativamente sus efectos son los mismos que si se administran por conducto del cemento.

Para complementar la definición anterior, tal vez cabría añadir que los aditivos para concreto se utilizan con el propósito fundamental de modificar convenientemente el comportamiento del concreto en estado fresco, y/o de inducir o mejorar determinadas propiedades deseables en el concreto endurecido.

II.1.4.1. TIPOS DE ADITIVOS

La creciente diversificación en el campo de aplicación de los aditivos y el continuo incremento de sustancias o productos que se desarrollan e incorporan a este campo, hacen que cualquier intento de inventario de aditivos pierda actualidad con rapidez. Sin embargo, identificándolos por sus efectos, los aditivos pueden ser clasificados en los seis grupos que se indican en la tabla siguiente.

TIPOS DE ADITIVOS	
GRUPOS DE ADITIVOS	SUBGRUPOS
1. ACELERANTES	<ul style="list-style-type: none"> - Sales inorgánicas solubles (p.e. cloruro de calcio) - Compuestos orgánicos solubles (p.e. formiato de calcio) - De fraguado ultra-rápido (p.e. sales férricas; aluminatos, silicatos y carbonatos solubles) - Sólidos diversos ("germen" de cemento; carbonatos de calcio y de magnesio; gel de sílice)

Continuación ...

<p>2. INCLUSORES DE AIRE</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Líquidos o polvos solubles en agua (p.e. sales de resinas de madera; detergentes sintéticos; sales de lignina sulfurada) - Partículas sólidas minúsculas, insolubles (p.e. esferas plásticas huecas; arcilla o pizarra expandida muy fina)
<p>3. REDUCTORES DE AGUA Y REGULADORES DE FRAGUADO</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Reductores de agua - Retardadores. - Acelerantes. - Reductores de agua y retardadores. - Reductores de agua y acelerantes. - Reductores de agua en alto grado. - Retardados de agua en alto grado y retardados. (Componentes varios, solos o combinados: p.e. ácidos ligo-sulfúricos y sus sales; sales de melanina sulfurada y de ácido de naftalina sulfurando).
<p>4. MINERALES FINAMENTE DIVIDIDOS.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Cementasteis (p.e. escoria de alto horno) - Puzolánicos (p.e. ceniza volante clase F; microsílíce) - Puzolánicos y cementasteis (p.e. ceniza volante clase C) - Diversos (polvos minerales no cementasteis, no puzolánicos)
<p>5. PARA PRODUCIR CONCRETO FLUIDO</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Plastificantes - Plastificantes y retardados (Componentes varios, solos o combinados: p.e. condensados de naftalina o melanina sultanados; lignosulfonatos modificados)
<p>6. MISCELÁNEOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Aditivos expansares que forman gas (p.e. polvo de aluminio) - Para mezclas de inyección (fluidificante- expansor) - Para generar expansión regulada (fierro granulado con oxidasteis y otros). - Morteros personificados en seco - Adhesivos integrales (látex) - Auxiliares de bombeo (compuestos varios para dar viscosidad a las mezclas de concreto) - Colorantes (pigmentos naturales y sintéticos) - Floculantes (polielectrolitos sintéticos) - Fungicidas, germicidas e insecticidas (p.e. fenoles polihalogenados; compuestos de cobre) - Repelentes de humedad (compuestos hidrófobos: p.e. jabones; butil estearato; productos derivados del petróleo) - Reductores de permeabilidad (p.e. microsílíce; polímeros emulsionados) - Para reducir la expansión álcali- agregado (puzolanas; sales de litio y bario) - Inhibidores de corrosión (p.e. benzoato de sodio)

II.1.4.2. EFECTOS DE LOS ADITIVOS EN EL CONCRETO.

Los principales efectos que se persiguen con el uso de los aditivos, son los que a continuación se mencionan para ambos estados del concreto.

Efecto del uso de aditivos en estado fresco.

- Aumentar la trabajabilidad sin incrementar el contenido de agua, o bien, disminuir el contenido de agua con la misma trabajabilidad.
- Retrasar o adelantar el tiempo de fraguado inicial.
- Reducir o prevenir el asentamiento, o crear una ligera expansión.
- Modificar la rapidez y/o la capacidad de sangrado.
- Reducir la segregación.
- Mejorar la aptitud para bombeo.
- Reducir la rapidez en la pérdida de revenimiento.

Efecto del uso de aditivos en estado endurecido.

- Retrasar o reducir la evolución de calor durante el endurecimiento inicial.
- Acelerar la velocidad de desarrollo de la resistencia a edades tempranas.
- Incrementar la resistencia (a compresión, tensión o flexión).
- Aumentar la durabilidad o la resistencia a las condiciones de exposición severas, que incluyen la aplicación de sales de deshielo.
- Disminuir el flujo capilar de agua.
- Disminuir la permeabilidad del concreto a los líquidos.
- Controlar la expansión causada por la reacción de los álcalis con ciertos agregados.
- Producir concreto celular.
- Mejorar la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.
- Mejorar la adherencia entre el concreto viejo y concreto nuevo.
- Inhibir la corrosión del acero de refuerzo y otros metales inmersos.
- Producir morteros o concreto coloreado.

Conforme a lo dicho previamente, no se debe esperar que el uso de los aditivos en el concreto se puedan omitir las prácticas tradicionalmente reconocidas como eficaces para la obtención de estructuras resistentes y durables. Esto es, el uso de un aditivo no puede corregir los errores que puedan cometerse al elegir los componentes o diseñar las mezclas de concreto, ni tampoco evitar los defectos de construcción que puedan originarse por el empleo de equipos y procedimientos inadecuados, o por deficiencias de inspección, supervisión y/o control de calidad.

Muchos aditivos producen efectos ambivalentes en el comportamiento y las propiedades del concreto, es decir, producen efectos principales que son útiles, pero

también originan efectos secundarios indeseables. En la siguiente tabla se resumen algunos de los efectos ambivalentes que suelen manifestar diversas clases de aditivos.

EFECTOS DEL USO DE ADITIVOS EN EL CONCRETO.		
CLASES DE ADITIVOS	EFFECTOS PRINCIPALES PREVISIBLES EN EL CONCRETO (ÚTILES)	EFFECTOS SECUNDARIOS PREVISIBLES EN EL CONCRETO (INDESEABLES)
1. ACELERANTES - De resistencia - De fraguado muy rápido (para concreto lanzado y obturación de filtraciones)	- Mayor rapidez en la adquisición de la resistencia inicial, con reducción en el tiempo de fraguado. - Fraguado inmediato y muy rápida obtención de resistencia consecutiva	-Rápida pérdida de revenimiento y reducción significativa del tiempo de fraguado en clima cálido. -Detrimiento en la resistencia final. -Riesgo de corrosión del refuerzo si contiene cloruros(a). -Deterioro en la resistencia a los sulfatos. -Cierta incremento de la contracción por secado. -Incompatibilidad con algunos cementos. -Fuerte detrimento en la resistencia final. -Riesgo de corrosión del refuerzo si contiene cloruros .
2. INCLUSORES DE AIRE	- Protección al concreto endurecido contra los efectos de la congelación y el deshielo, y de las sales descongelantes. - Mejoría en la manejabilidad y disminución de sangrado en mezclas de concreto con deficiencias en estos aspectos.	- Disminución moderada de la resistencia con dosis normales. Drástica reducción de la resistencia por sobredosificación.
3. REDUCTORES DE AGUA Y REGULADORES DE FRAGUADO: - Reductores de agua, simples	- Reducción del contenido de agua del concreto, sin modificar excesivamente el tiempo de fraguado.	- Algunos productos incluyen aire, y/o retrasan demasiado el tiempo de fraguado, y/o incrementan la pérdida de revenimiento y/o la contracción por secado

Continuación ...

<p>- Retardadores simples.</p> <p>- Retardadores y reductores de agua.</p> <p>- Acelerantes simples.</p> <p>- Acelerantes y reductores de agua.</p>	<p>- Retraso controlado del tiempo de fraguado, sin afectar substancialmente la adquisición de resistencia consecutiva.</p> <p>- Retraso controlado del tiempo de fraguado, con reducción adicional en el contenido de agua del concreto.</p> <p>- Efectos principales similares a los acelerantes de resistencia (clase 1)</p> <p>- Igual que en el caso anterior, pero con reducción adicional en el contenido de agua.</p>	<p>Algunos productos incluyen aire, y/o incrementan la pérdida de revenimiento y/o la contracción por secado, y/o prolongan excesivamente el fraguado por sobredosificación.</p> <p>- Efectos secundarios similares a los del caso anterior.</p> <p>- Efectos secundarios similares a los acelerantes de resistencia. (clase 1).</p> <p>- Igual que en el caso anterior.</p>
<p>4. MINERALES FINA - MENTE DIVIDIDOS</p> <p>- Puzolanas</p>	<p>- Aumento en la protección del concreto endurecido contra el ataque de los sulfatos y la lixiviación, prevención de la reacción álcali- agregado; reducción de la permeabilidad; disminución del calor de hidratación.</p>	<p>- Disminución en la resistencia del concreto a corto y mediano plazo.</p> <p>- Aumento en la demanda de agua de mezclado, y/o incremento de la pérdida de revenimiento y/o en la contracción por secado, con algunas puzolanas naturales.</p>
<p>5. ADITIVOS PARA PRODUCIR CONCRETO FLUIDO</p> <p>- Plastificantes simples, o reductores de agua en alto grado.</p> <p>- Plastificantes y retardadores, o reductores de agua en alto grado y retardadores</p>	<p>- Igual que los reductores de agua simples, pero con Mayor efecto en la reducción del contenido de agua, dirigido a incrementar la fluidez de las mezclas de concreto.</p> <p>- Igual que los retardadores y reductores de agua (clase 3) pero con Mayor efecto en la reducción del contenido del agua, dirigido a incrementar la fluidez de las mezclas de concreto.</p>	<p>- Igual que los reductores de agua simples (clase 3) pero con efectos mas pronunciados en la pérdida prematura de revenimiento .</p> <p>- Igual que los retardadores y reductores de agua (clase 3) pero con efectos mas pronunciados en la pérdida prematura de revenimiento.</p>

Continuación ...

6. ADITIVOS MISCELÁNEOS		
- <i>Expansores por formación de gas</i>	- Expansión por generación y desprendimiento de un gas en el seno de las mezclas, para producir concreto celular o para rellenos en condiciones de confinamiento.	- Expansión excesiva y pérdida radical de resistencia por sobredosificación y/o por falta de confinamiento.
- <i>Para mezclas de inyección.</i>	- Efectos principales diversos, según el uso destinado a la mezcla. Frecuentemente se requieren mezclas fluidas, sin asentamiento ni contracción, utilizando conjuntamente un reductor de agua y un agente expansor por formación de gas.	- Efectos secundarios según la clase de aditivos utilizados. Por ejemplo, los que se atribuyen a un reductor de agua (clase 3) y a un forzador de gas (clase 6).
- <i>Productores de expansión regulada.</i>	- Expansión controlada de lenta evolución, por reacciones químicas durante la hidratación del cemento o por oxidación de hierro granulado, para rellenos de contracción compensada, con o sin confinamiento.	- Expansión Mayor de la requerida por sobredosificación y/o por exposición continua a la humedad, y/o en condiciones de expansión libre.
- <i>Adhesivos integrales.</i>	- Aumento de la adhesividad en el mortero o concretos frescos, al ser aplicados sobre concreto endurecido.	- Incorporación de aire atrapado en la mezcla, y pérdida de resistencia al endurecer. Pérdida de adherencia de algunos productos, al entrar en contacto con el agua.
- <i>Auxiliares de bombeo</i>	- Incremento de la cohesividad y la viscosidad de las mezclas de concreto para facilitar su bombeo, mediante la incorporación de numerosas sustancias propuestas.	- Efectos secundarios variables, según la naturaleza de la sustancia adicionada al concreto. (Son tantos los posibles efectos adversos, que no se recomienda en principio el uso de estos aditivos).
- <i>Repelentes de humedad.</i>	- Reducción en la velocidad de penetración del agua por absorción capilar, en concreto no expuesto a presión hidrostática.	- Algunos productos incluyen aire y reducen la resistencia. Además, no siempre producen el efecto principal que motiva su empleo en el concreto.
- <i>Reductores de permeabilidad</i>	- Reducción de la permeabilidad del concreto endurecido, mediante disminución de la relación agua/cemento con el uso de un reductor de agua, o por aumento de los productos de hidratación con el uso de microsílíce u otra puzolana.	- Efectos secundarios que se atribuyen a los reductores de agua (clase 3) y a las puzolanas (clase 4).-

Continuación ...

<p>- Inhibidores de la reacción álcali - agregado</p> <p>- Inhibidores de la corrosión del acero de refuerzo.</p>	<p>- Reducción a magnitudes no dañinas, de la expansión generada por la reacción álcali- agregado en el concreto endurecido, mediante el uso de ciertas puzolanas.</p> <p>- Uso propuesto de sales de litio y bario con el mismo fin.</p> <p>- Reducción de la permeabilidad del concreto de recubrimiento y aumento de su poder de protección contra la penetración de sales que propician la corrosión, mediante:</p> <p>1.- Disminución de la relación agua/cemento con el uso de un reductor de agua de alto grado.</p> <p>2.- Disminución de la porosidad del concreto con el uso de microsíllice.</p> <p>3) Uso propuesto de algunas sustancias químicas con el mismo fin.</p>	<p>- Efectos secundarios que se atribuyen a las puzolanas (clase 4).</p> <p>- Se desconocen efectos secundarios de estas sales por su falta de aplicación.</p> <p>1.- Efectos secundarios que se atribuyen a los reductores de agua en alto grado (clase 5).</p> <p>2.- La microsíllice, por su extraordinaria finura, incrementa la demanda de agua de mezclado en el concreto; para contrarrestarlo, se acostumbra emplear junto con u reductor de agua en alto grado (clase 5) cuyos efectos secundarios se han citado.</p> <p>3.- No hay experiencia con el uso de estas sustancias y no se recomienda su empleo por el Riesgo que implican</p>
---	--	--

II. 1. 5 EQUIPO DE FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

II.1.5.1 EQUIPO DE FABRICACIÓN DEL CONCRETO

PLANTA DOSIFICADORA

Una planta de concreto es una fabrica. Básicamente hay dos tipos de plantas de dosificación, y las obligaciones de operador difieren entre uno y otro.

En un camión revoladora u operación de "dosificación seca", como algunas veces se les llama, el operador de la planta mide y descarga los lotes dentro de la revoladora del camión para mezclarlos. En este caso el operador de la planta

casí nunca es responsable de la mezcla del concreto, esta es responsabilidad del conductor del camión. Una planta para camiones revolvedora no utiliza una revolvedora estacionaria; el concreto producido de esta manera se llama concreto mezclado en tránsito o, más correctamente, concreto mezclado en el camión.

El otro tipo es una **planta dosificadora con mezclador central**, donde se descargan los componentes dosificados en una planta interna, revolvedora estacionaria que los mezcla antes de descargarlos en la unidad de entrega. En una planta con mezclador central, o "planta húmeda", como a veces se le llama, el operador está obligado no solo a medir los componentes, sino también a vigilar los lotes dentro, hacia y fuera de la revolvedora central. En el lenguaje técnico, el concreto producido en una planta mezcladora central se le llama "concreto premezclado"

El equipo de fabricación de concreto más común para obras de concreto es la planta dosificadora con mezclador central, esta tiene las siguientes partes:

Sección de agregados.

Capacidad de almacenaje: 34 metros cúbicos de agregados distribuidos en tres tolvas de igual volumen.

Báscula de agregados: Tipo colgante de palancas, equipada con indicador de carátula

Sección de agua.

Una bomba para alimentar el dosificador automático de agua para agua fría y caliente, y una bomba de agua auxiliar para carga de agua a los tanques de las unidades transportadoras de concreto así como dos tanques de almacenamientos.

Sección de cemento.

Silo de cemento integrado.

Silo de cemento auxiliar.

Báscula de cemento.

Tipo colgante de palancas, alimentada por gusanos de carga propios de la planta y uno de descarga de la misma.

Mezclador central.

Volumen bruto de la olla 9.7 m³; con capacidad de mezcla de 6 metros. Rango de velocidad de mezcla de 10 a 12 revoluciones por minuto.

Equipo de transporte.

La planta de dosificadora debe contar con unidades revolvedoras para la entrega del concreto.

Dosificador de aditivos.

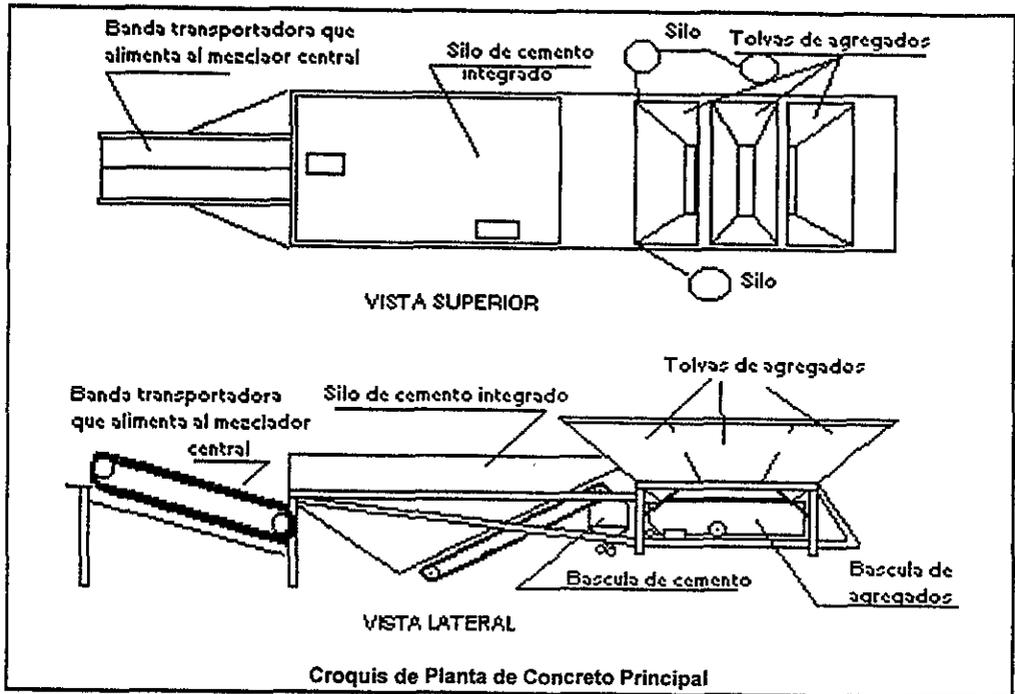
Dosificador volumétrico de operación neumática.

Alimentación de agregados.

A base de banda radial de una sola tolva.

Almacén y alimentación de hielo.

Se cuenta con un recipiente para almacenar hielo y una trituradora de hielo que alimenta al mezclador central así como a las unidades transportadoras de concreto.



II.1.5.2. EQUIPO DE TRANSPORTACIÓN DEL CONCRETO.

El concreto puede ser transportado por métodos y equipos diversos, tales como camión revolvedor, camión de caja fija, con o sin agitadores; cucharones transportados por camión o carro de ferrocarril; por conductos o mangueras, o por bandas transportadoras.

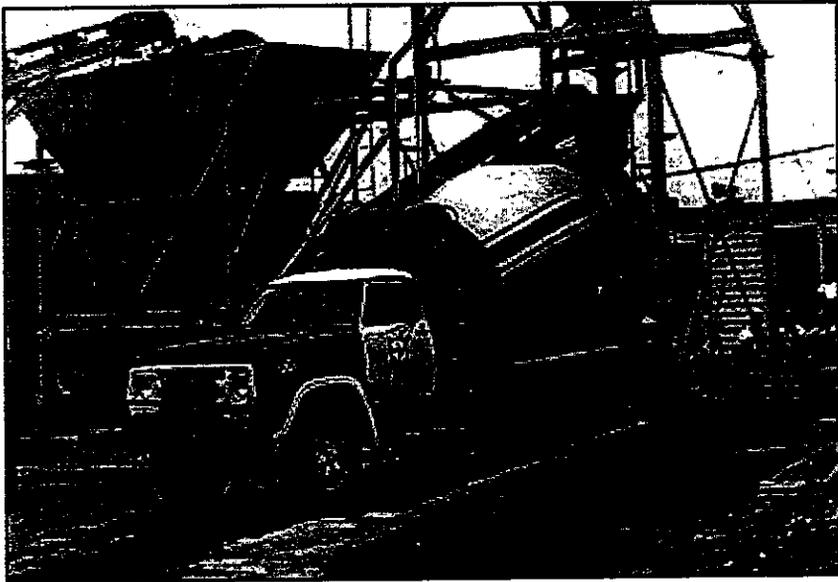
Cada tipo de transportación posee ventajas y desventajas específicas que dependen de las condiciones del uso, los ingredientes de la mezcla, la accesibilidad y

ubicación del sitio de colocación, la capacidad y tiempo de entrega requeridos, y las condiciones ambientales.

El método de transporte que se utilice debe entregar eficazmente el concreto en el punto de colocación, sin alterar de manera significativa las propiedades deseadas en cuanto a la relación agua/cemento, revenimiento, contenido de aire y homogeneidad.

CAMIÓN REVOLVEDORA.

El camión revolvedora sirve como unidad agitador de transporte. el tambor se gira a velocidad de carga durante la carga y luego se reduce la velocidad de agitación o se detiene Despues de completar la carga. El tiempo transcurrido para la descarga del concreto puede ser el mismo que en el caso de mezclado en camión, y el volumen transportado puede aumentar hasta en el 80% de la capacidad del tambor.



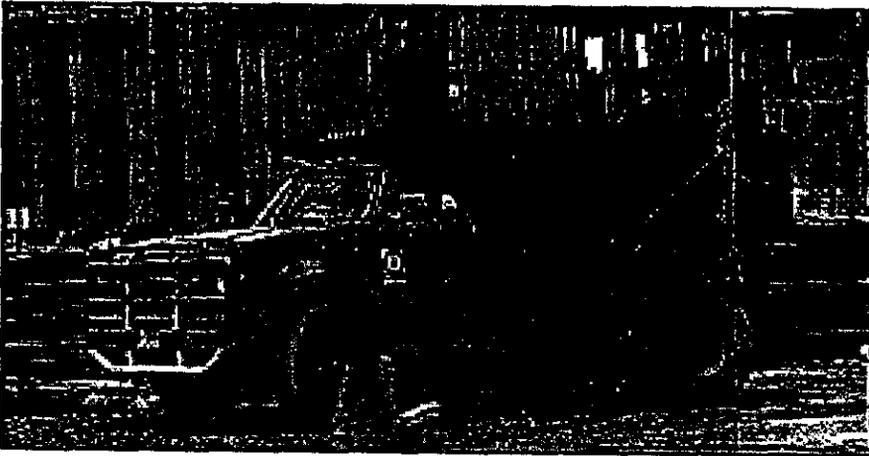
CAMIÓN DE CAJA FIJA, CON O SIN AGITADOR.

Las unidades empleadas en esta forma de transporte constan de una caja abierta, montada sobare un camión. La caja metálica debe tener superficies de contacto lisas, perfiladas, y, en general, está diseñada para descargar el concreto por la parte de atrás, cuando la caja es volteada. una puerta de descarga y vibradores montados en la caja deben proveerse en el punto de descarga para controlar el flujo. un agitador ayuda a la descarga, y mezcla el concreto al descargarse. Sin embargo, jamás

debe agregarse agua en la del camión, porque no se logra nada de mezclado con el agitador.

El uso de cubiertas protectoras para las cajas de camión durante mal clima, la apropiada limpieza de todas las superficies de contacto y caminos de transporte llanos, contribuyen significativamente a la calidad y eficiencia de esta forma de transportación. El tiempo de entrega usualmente especificado es de 30 a 45 minutos, aunque las condiciones de temperatura puedan, o requieran, menos tiempo, o permitan tiempos más largos.

Su principal desventaja es que al no poder mezclar, debe depender de una planta mezcladora. también tiene problemas de segregación a la hora de la descarga. Por otra parte, una de sus ventajas es que el equipo es barato.

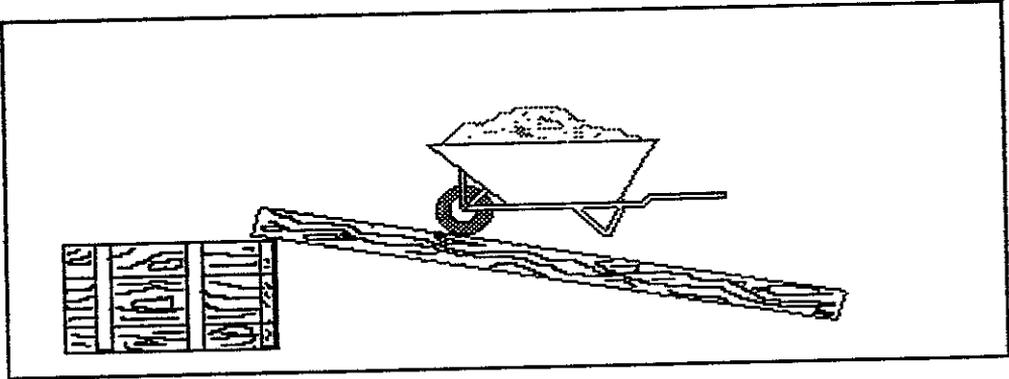


RECIPIENTES PARA CONCRETO MONTADOS EN CAMIONES O CARROS DE FERROCARRIL.

Este método común de transporte de concreto masivo desde la planta de mezcla hasta un punto cerca del lugar de colocación. una grúa entonces levanta el recipiente hasta el punto final de colocación. En ocasiones, se usan carros de traslado, que operan en rieles, para el transportar el concreto desde una planta de mezclado hasta los recipientes que se operan en cablevías. La descarga del concreto de los carros de transporte al recipiente, que puede ser por el fondo, o por alguna forma de volteo, debe ser cuidadosamente controlada para impedir la segregación. El tiempo de entrega por transporte en esta forma es el mismo que para otras unidades sin agitador, generalmente de 30 a 45 minutos.

CARRETILLAS.

Consiste en una tolva metálica con rueda, accionada en forma manual por un operario. su capacidad de transportación está normalmente comprendida entre unos 50 a 70 litros de concreto, pudiendo alcanzar un rendimiento de $0.5 \text{ m}^3/\text{h}$. Su empleo está limitado a obras en superficie o con poca elevación sobre el terreno, pues su tránsito requiere pendientes no superiores al 15%. Por lo anterior, su uso esta restringido a obras de pequeña magnitud y poca altura.



II.1.5.3. EQUIPO DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

La colocación del concreto se efectúa con recipientes, tolvas, bandas transportadoras, bombeo y tubo embudo.

Un requisito básico del equipo y métodos de colocación, como de todos los demás equipos y métodos de manejo, es que debe conservar la calidad del concreto en lo referente a la relación agua/cemento, revenimiento contenido de aire y homogeneidad. la selección del equipo debe basarse en su capacidad para manejar eficientemente el concreto en las condiciones más ventajosas, de tal modo que pueda ser fácilmente consolidado en su lugar mediante vibración.

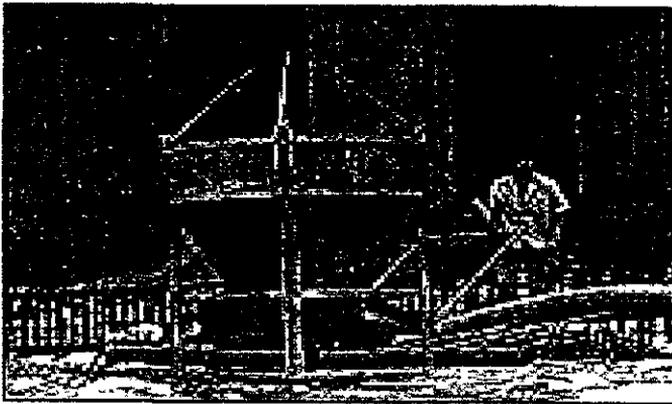
TOLVAS DE SECCIÓN CIRCULAR Y RECTANGULARES

El empleo de tolvas de sección circular con descarga por la parte inferior, diseñadas apropiadamente, permiten la colocación del concreto con el más bajo revenimiento práctico, compatible con la consolidación mediante vibrado. as puertas de descarga deben tener una salida libre que equivalga a no menos de una tercera parte del área máxima horizontal interior o cinco veces el tamaño máximo del agregado que

se esta empleando. Las paredes laterales deben ser inclinadas, por lo menos 60 grados respecto a la horizontal. los controladores en las puertas deben permitir que el personal que trabaja en la colocación las abra o cierre durante cualquier etapa del ciclo de descarga.

Deben utilizarse, en cuanto a las tolvas de sección rectangular, criterios similares de diseño, con paredes laterales inclinadas y suficiente amplitud de abertura, de acuerdo con el tamaño máximo del agregado y revenimiento del concreto.

Una causa muy común de segregación cuando se emplea este equipo es el del amontonamiento del concreto por la descarga de las tolvas demasiado arriba o cercana de la superficie, o mientras están en movimiento. Debe evitarse la contaminación descansando las tolvas sobre plataformas, sin balancearlas sobre el concreto descubierto que acaba de terminarse. El concreto derramado no debe escogerse con palas y devolverse a las tolvas para su uso subsecuente.



CANALONES Y TUBOS DE CAÍDA.

los canalones se emplean con frecuencia para trasladar concreto de elevaciones superiores a inferiores. Deben ser de fondo curvo y contruidos o forrados de metal y tener suficiente capacidad para evitar derrames. la inclinación debe ser constante y suficiente para permitir que el concreto del revenimiento requerido en el sitio, fluya continuamente por el canalón sin segregarse. Debe controlarse el flujo del concreto en el extremo del canalón para evitar la segregación; los canalones demasiado largos y descubiertos deben cubrirse para evitar la evaporación y la pérdida de revenimiento.

Los tubos de caída que se emplean para trasladar verticalmente el concreto desde niveles altos son circulares. el tubo debe tener un diámetro de por lo menos ocho

veces el tamaño máximo del agregado. Deben ser firmes, a plomo, y colocados de tal manera que el concreto caiga verticalmente. Un método satisfactorio para disipar la energía acumulada de caída libre es hacer que el concreto caiga sobre un colchón amortiguador de concreto al extremo del tubo.

BANDAS TRANSPORTADORAS.

El empleo transportadoras de bandas se ha establecido bien en la construcción de concreto.

Las transportadoras pueden clasificarse en tres tipos: 1.-transportadoras portátiles o autosuficientes; 2.- transportadoras alimentadoras o en serie; y 3.- transportadoras de descarga lateral o esparcidoras.

El tipo de alimentador o transportador en serie funciona a velocidades de bandas altas, generalmente a más de 150 metros/minuto y los tipos portátiles y de descarga lateral operan a velocidades menores. todos los tipos de bandas dependen de la combinación apropiada del ancho de la banda transportadora y de la velocidad para lograr la velocidad de colocación deseada.

Con el concreto debe alimentarse la transportadora por medio de una tolva para obtener un listón uniforme de material a lo largo de la banda. La transportadoras deben estar apoyadas adecuadamente para lograr un transporte suave, sin vibración, a lo largo de la banda, y el ángulo empleado de inclinación o de declive debe controlarse para eliminar la tendencia del agregado grueso a separarse del mortero de la mezcla.

Unas bandas con corrugaciones pequeños rectos o costillajes en la superficie que lleva la carga, pueden transportar concreto a través de inclinaciones empinadas, con mayor éxito que las bandas lisas. Debe prestarse atención especial a los puntos en los cuales se carga el concreto sobre la banda y a los puntos de traslado o descarga, pues estos son los lugares en donde la segregación tiende a efectuarse. Deben utilizarse en estos puntos tolvas, canalones, y conductos troncales apropiadamente diseñados, o combinaciones de éstos para conservar la homogeneidad del concreto. Además, debe equiparse el punto de descarga en cada banda transportadora con una regla limpiadora o raspadora, para limitar la pérdida de mortero.

La colocación de corto alcance, generalmente se maneja mejor con transportadoras portátiles con un voladizo, con el punto de descarga más allá que las ruedas del armazón de sustentación, pudiendo subirse o bajarse aquellas por unidades independientes.

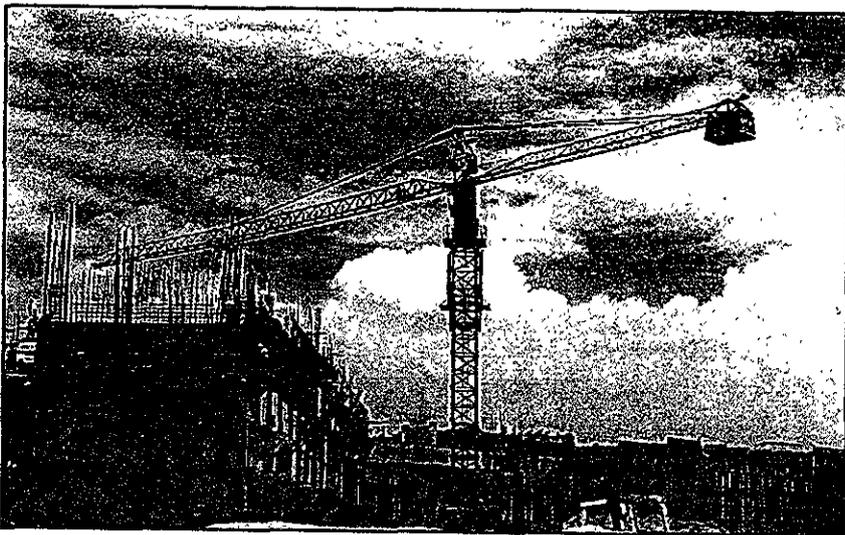
La colocación de largo alcance se maneja generalmente por unidades fijas, formadas de un número de bandas transportadoras en serie.

Generalmente se logra la máxima eficiencia con la banda transportadora, con una mezcla de concreto plástica y homogénea, controlada a un revenimiento de 6.5 a 7.5 cm.



GRÚA TORRE.

Este sistema consiste en elevar y colocar por medio de una grúa torre le concreto. Es un equipo ideal para elevar concreto a gran altura. Puede colocar concreto en toda su superficie. La colocación de concreto es directa. es un elemento muy rápido para colocar concreto. Su ventaja más importante es que sirve para elevar y colocar todo tipo de materiales por lo que su costo de operación es muy bajo



Hay varios tipos de grúas clasificadas en cuanto a su colocación:

- 1.- **Grúa con traslación sobre rieles** (hasta 45 m de altura).
- 2.- **Grúa fija** (con torre de más de 45m). Esta grúa tiene que ir contraventeada.
- 3.- **Grúa trepadora**. Este es un sistema para edificios muy altos. La grúa va subiendo junto con el edificio empotrándola en la propia estructura del edificio y apoyada en los pisos ya hechos. La grúa sube por medio de un sistema hidráulico, calzándola y fijándola por un anillo metálico. Estas grúas son automontables y auto desmontables.

BOMBA.

El concreto puede transportarse mediante un dispositivo mecánico, denominado bomba. el concreto es vaciado en el deposito superior, desde donde es traspasado a un cilindro inferior, en el cual mediante pistones es impulsado a través de un tubería hasta el punto de colocación.

El concreto empleado para ser bombeado debe tener preferentemente una alta fluidez, comprendidas entre 8 a 12 cm de revenimiento.

El bombeo puede emplearse en casi todas las construcciones de concreto, pero es especialmente útil donde el espacio o el acceso para el equipo de construcción son limitados.

Según el equipo, el volumen de bombeo fluctuará entre 8 y 70 m³/hora. La distancia de bombeo variara de 91 a 305 m horizontalmente, y de 30 a 91 m verticalmente.

Existen diferentes tipos de bombas entre las que se encuentran las siguientes:

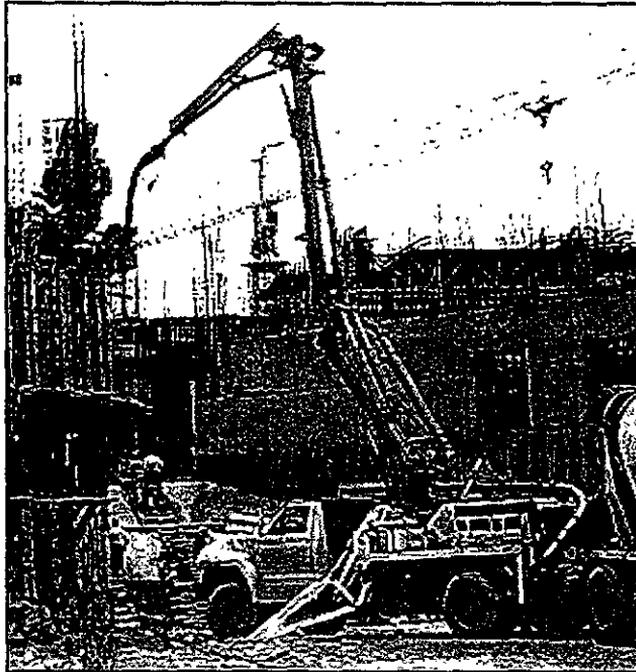
- **Bombas fijas**. Son las que pueden ir montadas sobre ruedas o sobre remolque para su transportación.
- **Bombas móviles**. Van montadas sobre un camión de tracción propia.
- Existe una nueva versión de bombas y son las que van **montadas sobre la misma olla**.

Para obtener un bombeo satisfactorio se requiere lo siguiente:

- 1.- Dotación constante del concreto, pues si no hay dotación constante se forman tapones de concreto fraguado y bolsas de aire.
- 2.- Los agregados deben estar debidamente graduados, si los agregados no están graduados se forman grumos que provocan tapones.
- 3.- Se debe bombear con agregados de 3/4".
- 4.- El concreto debe ser altamente fluido.

Las ventajas del concreto bombeable son: la colocación es rápida y fácil, se coloca directamente, se transporta y coloca a grandes distancias, se moviliza gran volumen en poco tiempo, es útil para túneles y algunos collados en cimentación.

Las desventajas son: el concreto bombeable es mas caro que el normal, el dispositivo de bombeo está limitado solo a la función de bombear, hay problemas de tapaduras en la tubería.



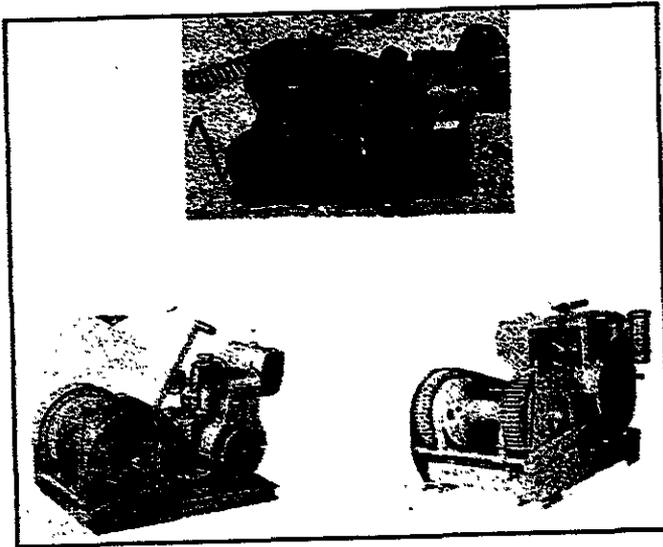
MALACATES.

Estos son equipos menores con los que podemos elevar concreto a un ritmo menor que el de los equipo antes mencionados, pero con la misma efectividad.

Los malacate están provistos de un tambor donde enrollaremos el cable que viene de la pluma.

Las ventajas que tienen los malacates son : que pueden subir cualquier material, su costo de adquisición es muy económico, es sencillo de operar, es un equipo ideal para obras pequeñas donde se coloca poco concreto.

Las desventajas son: su capacidad es limitada, es un equipo de elevación que no transporta horizontalmente.



II.1.6 PRUEBAS DE LABORATORIO MÁS IMPORTANTES REALIZABLES AL CONCRETO HIDRAULICO.

Existen una gran cantidad de pruebas realizables al concreto tanto en estado fresco, como endurecido; dentro de ellas hablaremos de la forma de realización de las más importantes y solo haremos mención de los otros tipos de pruebas.

II.1.6.1 PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN DEL REVENIMIENTO EN EL CONCRETO.

El ensaye que con mayor frecuencia se realiza en las obras, es la determinación rutinaria de la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento, esto es debido principalmente a su facilidad y al hecho de que se obtienen resultados inmediatos. Se puede considerar al valor del revenimiento como indicativo de la uniformidad en la relación agua - cemento, para una relación grava - arena determinada. La variación en el revenimiento es con frecuencia un medio para detectar variaciones en la relación agua - cemento, por lo que es posible utilizar esta prueba como un criterio para la aceptación o rechazo del concreto fresco, desde el punto de vista de las variaciones que esto podría ocasionar en la resistencia, además de los

efectos que pueden ocasionar en los procesos de transporte, colocación, compactación y acabado del concreto en la estructura.

Esta prueba fué ideada por el investigador norteamericano Abrams y al cono que se utiliza para la realización de esta prueba se le da el nombre de " Cono de Abrams ".

Este método de prueba tiene como finalidad proporcionar al usuario un procedimiento para determinar el revenimiento de concretos plásticos hechos a base de cemento hidraulico.

Este método de prueba se considera aplicable al concreto plástico preparado con agregado grueso de hasta 1 1/2" (37.5 mm) de tamaño. Si el agregado grueso es mayor de 1 1/2" (37.5 mm) en el tamaño de sus partículas, el método de prueba se aplica a la fracción del concreto que pasa la malla de e1 1/2" (37.5 mm), eliminando los sobretamaños. Este método no se considera aplicable a los concretos no plásticos y no cohesivos.

EQUIPO PARA LA PRUEBA DE REVENIMIENTO.

Molde. El espécimen de prueba se formara dentro de un molde metálico resistente al ataque de la pasta de cemento. La lamina no deberá tener un espesor menor que el calibre No. 16 (BWG) y si se forma con el proceso de repujado, en ningún punto del molde el espesor será menor de 0.045 " (1.14 mm). El molde deberá tener la forma de la superficie lateral de un cono truncado con una base de 8" (203 mm) de diámetro y la parte superior de 4" (102 mm) de diámetro, con una altura de 12" (305 mm). Los diámetros individuales y las alturas deberán tener una tolerancia de $\pm 1/8$ " (3.2 mm) con respecto a las dimensiones especificadas. La base y la parte superior deberán estar abiertas y ser paralelas entre si y al mismo tiempo perpendiculares al eje del cono. En el molde se colocarán mensulas al pie y asas semejantes a las que se muestran en la figura 2.1.6.1. El modelo se puede fabricar con o sin junta. Cuando se tiene una junta deberá fabricarse básicamente como se muestra en la figura 2.1.6.1. El interior del molde deberá ser relativamente liso y libre de cualquier protuberancia como cabezas de remaches. El molde no deberá presentar abolladuras. Se puede aceptar un molde con tornillos de sujeción fijados a una placa de base no absorbente, en vez de la que se ilustra siempre y cuando el sistema de fijación sea tal que pueda aflojarse completamente sin que el molde se mueva.

Varilla de Apisonamiento. La varilla de apisonamiento deberá ser una base recta de acero de sección circular de 5/8" (16 mm) de diámetro y aproximadamente 24" (600 mm) de largo, con el extremo de apisonamiento redondeado en forma semiesferica con un diámetro de 5/8" (16 mm).

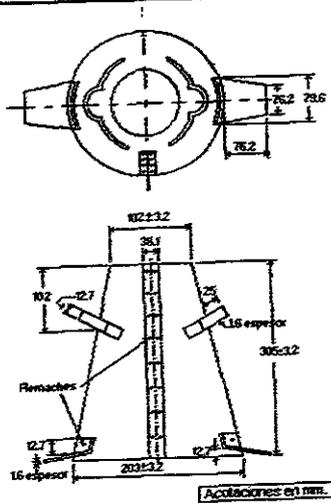
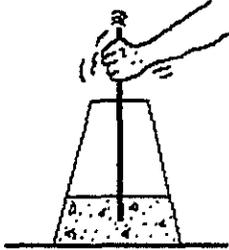


Figura 2.1.6.1 Cono para la prueba de revenimiento

PROCEDIMIENTO.



Humedezca el molde y colóquelo sobre una superficie (rígida) lisa, húmeda y no absorbente. El molde deberá estar firmemente colocado en su sitio durante el llenado mientras que el operador apoya sus pies sobre las mensulas de la base.

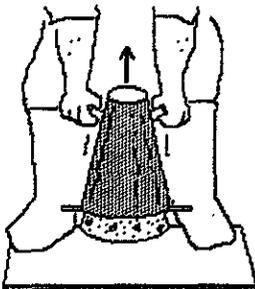


De una muestra de concreto previamente tomada de la mezcla preparada, inmediatamente llene el molde en tres capas, cada una de aproximadamente la tercera parte del volumen del molde. Se deberá varillar cada capa con 25 golpes de varilla de apisonamiento. Distribuya uniformemente los golpes en toda la sección transversal de cada una de las capas. En la capa inferior se necesitará inclinar ligeramente la varilla y dar del orden de la mitad de los golpes cerca del perímetro y luego seguir con golpes verticalmente aplicados en forma espiral hacia el centro en toda la capa. La capa intermedia y la superior se deberán varillar en todo su espesor

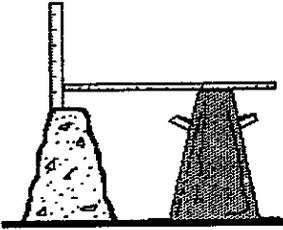
de tal forma que el varillado penetre apenas la capa subyacente.



Al llenar y varillar la capa superior, haga que el concreto exceda la capacidad del molde antes de iniciar el varillado. Si después de la operación del varillado la superficie del concreto queda abajo del borde superior del molde, agregue mas concreto para siempre tener un sobrante de concreto encima del molde. Una vez que se ha terminado de varillar la capa superior, enrase la superficie del concreto con un movimiento de corrimiento y giro de la varilla de apisonamiento sobre el borde superior del molde.



Extraiga inmediatamente el molde del concreto levantándolo cuidadosamente en dirección vertical. Levante el molde una distancia de aproximadamente 12" (300 mm) en un tiempo de 5 ± 2 segundos con un movimiento uniforme hacia arriba, sin causar desplazamiento lateral ni torsión. Termine toda la prueba desde el inicio del llenado hasta la extracción del molde sin interrupción y conclúyalo dentro de un tiempo de no más de 2 ½ minutos.



Inmediatamente después mida el revenimiento determinando la diferencia vertical entre la parte superior del molde y el centro original desplazado de la parte superior del espécimen y se anota como el revenimiento del concreto. Si llegara a ocurrir un desplome o desprendimiento evidente del concreto de un lado o de una parte de la masa del concreto, deseche la prueba y ejecute una nueva con otra porción de la muestra.

II.1.6.2 MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA OBTENER LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.

Esta prueba se hace en el concreto endurecido, en la cual, la medición normal de la resistencia del concreto es la presión requerida para romper un cilindro en compresión después de un determinado número de días.

No existe una convención aceptada universalmente sobre que tipo de espécimen es el mejor para realizar ensayos en compresión. Comúnmente se usan especímenes de tres tipos: cilindros, cubos y prismas.

En nuestro medio, y en numerosos países del mundo, se usan cilindros con una relación de esbeltez igual a dos. El tamaño de los especímenes para medir la resistencia del concreto en compresión deben ser cilindros de concreto colado y fraguado en posición vertical, y altura igual a dos veces el diámetro. El tamaño del espécimen estándar es de 6 por 12 pulgadas (152 por 305 mm) para agregado de tamaño máximo que no exceda 2" (50 mm).

Se acostumbra designar con " $f'c$ " la resistencia a la compresión especificada de un cilindro estándar a los 28 días o a la edad en que el concreto vaya a recibir su carga de servicio.

EQUIPO PARA LA ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES.

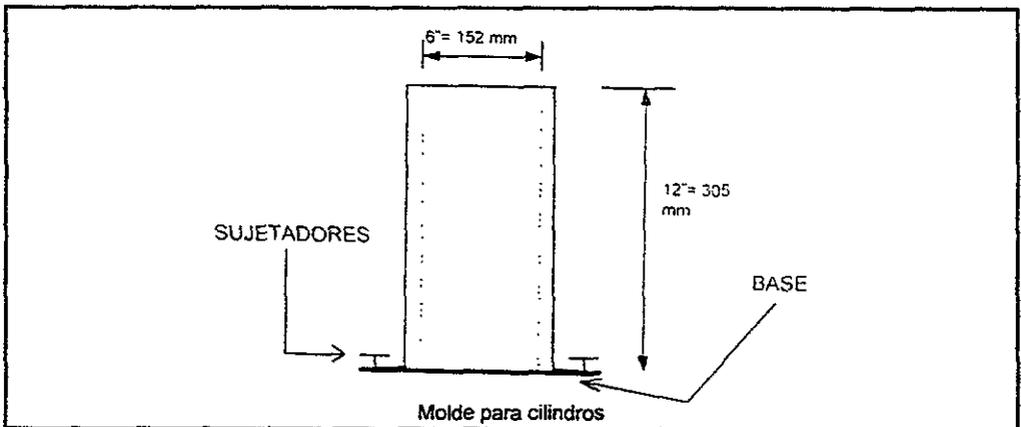
Molde. Los moldes para especímenes y sujetadores que estén en contacto con el concreto deben ser de acero, hierro forjado u otro material no absorbente y que no reaccione con el concreto que contenga cemento portland u otros cementos

hidráulicos. Los moldes deben mantener sus dimensiones y forma bajo condiciones de trabajo rudas. Los moldes no deben tener fugas de agua.

Los moldes deberán ser construidos en forma de cilindros circulares, el cual estará parado en el eje vertical del cilindro y la parte superior estará abierto para recibir el concreto. Estos deberán ser hechos de materiales que no reaccionen con el concreto. Estos deberán ser herméticos y lo suficientemente fuertes y duro para permitir su uso sin caerse, aplastarse o deformarse.

Deben proporcionarse medios adecuados para sujetar las placas de base firmemente unidas a los moldes. Antes de usarse, los moldes deben ser cubiertos ligeramente con aceite mineral o un agente separador de cimbras no reactivo.

Los moldes deberán tener una altura interior nominal igual al doble del diámetro interior nominal.



Existen dos tipos de moldes: los moldes reusables y los moldes desechables.

1.-Moldes reusables.

Los moldes satisfactorios pueden ser hechos de tubos de acero con una abertura en un lado paralelo al eje y provisto de un medio para cerrar la abertura lateral tan bien como de un medio para unirse con la base. Otros materiales no absorbentes que pueden ser usados son hierro, latón, acero y varios plásticos. Aunque la aleación de aluminio y magnesio ha sido usada, algunas de estas aleaciones podría ser reactiva con los constituyentes del cemento y ser por lo tanto inaceptables. Los moldes reusables deberán ser suministrados con una base para poder estar parado el cilindro. Los moldes podrían ser de

una sola pieza o hechas de piezas fundidas con una base separable desmontable un abase que sea una parte integral de la parte lateral.

2.- Moldes desechables o de un uso.

Los moldes desechables podrían ser hechos de hoja de metal, plástico, o productos de papel tratado, u otros materiales y debe cumplir con los requerimientos físicos de la siguiente especificación:

Varilla de apisonamiento. Una varilla de acero redonda con un diámetro de 5/8" (16 mm), recta, aproximadamente 24" (600 mm) en longitud, con el extremo que se apisona redondeado en forma de media esfera del mismo diámetro que la varilla. Si se prefiere ambos extremos pueden estar redondeados.

PROCEDIMIENTO

Procedimiento para moldeo de especímenes.

Coloque el concreto en el molde, en tres capas de volumen aproximadamente igual, cada capa debe llenar 4" (100 mm) de altura del molde. Apisone con el extremo redondeado de la varilla dando 25 golpes repartidos uniformemente por cada capa. Apisone la capa inferior en su profundidad total. Para cada capa superior permita que la varilla penetre aproximadamente 1/2" (12 mm) a la capa anterior. Después de apisonar cada capa golpee suavemente con un mazo el exterior del molde de 10 a 15 veces para cerrar huecos que haya quedado y liberar burbujas de aire atrapadas. Si usa moldes de metal delgado que puedan dañarse con el mazo golpéelos suavemente con la palma de la mano.

Después de la compactación remueva el excedente de concreto de la superficie con la varilla de apisonamiento si la consistencia lo permite o con una placa de madera o espátula, y alísela lo que se requiera. Lleve acabo el terminado de superficies trabajando el concreto lo mínimo necesario para producir una superficie plana, lisa, a nivel con los bordes del molde y que no tenga depresiones o sebreniveles de mas de 1/8" (3.2 mm).

Si lo desea tape la superficie superior de los cilindros recién hechos con una capa delgada de pasta de cemento portland espesa que fragüe y cure el espécimen.

Marque los especímenes para identificarlos perfectamente y al concreto que representa. Use el método que no altere la superficie del concreto. No marque las tapas

removibles. Una vez retirados del molde, marque los especímenes para retener sus identidades.

Inmediatamente después de remover el exceso del concreto y aplanar la superficie superior, así como haberlos marcado, los especímenes deben transportarse al lugar de almacenamiento donde deberán permanecer sin ser perturbados en forma alguna durante el periodo de curado inicial. Si se tiene que mover especímenes hechos en moldes independientes hágalo levantándolos y soportándolos de la base con una espátula grande o un artefacto similar.

Procedimiento de curado de especímenes.

- Curado inicial:

Después del moldeado, la temperatura alrededor de los especímenes debe mantenerse en un rango de 60° a 80° grados F (16° a 27° C). Debe evitarse la pérdida de humedad de los especímenes. Deben controlarse diferencias en temperatura en y entre especímenes evitando su exposición directa a los rayos del sol o aparatos calentadores. Los especímenes que vayan a ser transportados antes de transcurridas 48 horas después del moldeado deben permanecer en su molde a humedad del medio ambiente hasta que sean recibidos en el laboratorio para el desmolde y colocación en curado estándar. Los especímenes que no vayan a ser transportados deben ser sacados de los moldes después de transcurridas las primeras 24 ± 8 horas y usar el curado estándar hasta que sean transportados, en la transportación el tiempo máximo no debe exceder de 4 hr..

- Curado Estándar:

Al terminar el curado inicial y antes de que transcurran 30 minutos después de haber removido los moldes, almacene los especímenes en condiciones de humedad adecuada, siempre con agua en sus superficies, a una temperatura de $73.4 \pm 3^\circ$ F ($23 \pm 1.7^\circ$ C). Se permiten temperaturas de entre 68° y 86° F (20° y 30° C) durante un periodo que no exceda 3 horas inmediatamente antes de hacer la prueba si siempre se mantiene húmeda la superficie del espécimen, excepto cuando se cabecea con un material que contenga mortero sulfatado.

Los especímenes no deben ser expuestos a agua por goteo o chorro para mantener su superficie siempre húmeda.

La humedad requerida puede obtenerse por medio de inmersión en agua de cal saturada o almacenando los especímenes en un cuarto o caja con humedad controlada.

Procedimiento de preparación de los especímenes para el ensaye de compresión.

Una desventaja de los cilindros una vez que ya están listos para realizar la prueba de compresión simple es que la cara superior de este acabado con llana no es lo suficientemente lisa para la prueba de compresión y requiere preparación adicional.

Para lograr una prueba a la compresión aceptable es necesario que las cabezas de la maquina de ensaye estén totalmente en contacto con las superficies del espécimen en ambos extremos, de manera que la presión ejercida sea lo mas uniforme posible.

Para superar las dificultades anteriores se emplean tres medios para superar los efectos negativos de la superficie de un extremo irregular del espécimen: cabecear, pulir y empaçar con material de relleno.

En la actualidad, el empaçado se usa poco, pues da como resultado una reducción apreciable de la resistencia media aparente del concreto. al mismo tiempo la dispersión de los resultados de resistencia se ve apreciablemente reducida, ya que se elimina la influencia de los defectos en el plano (causa grandes variaciones en la resistencia). La reducción de resistencia producida por el empaque, por lo general de cartulina, cartón o plomo, se deriva de deformaciones laterales inducidas en el cilindro por el efecto de la reacción de Poisson en el material de empaque. Generalmente la relación de Poisson de este material es mayor que la del concreto, por lo que se induce la separación.

La operación de cabeceo es la mas utilizada en México, y esta puede efectuarse ya sea inmediatamente antes de la prueba o bien poco después de haber colado la muestra.

El material tradicional para el cabeceo en nuestro medio es la mezcla de azufre, que consiste en azufre y algún material granular como la arcilla refractaria molida. La mezcla se aplica fundida y se deja endurecer con la muestra en un dispositivo que asegura un superficie plana y cuadrada.

La mezcla de azufre de cilindros ya probados puede volver a utilizarse. probablemente este sea el mejor material para el cabeceo, y es adecuado para concretos de hasta $1\ 125\ \text{kg/cm}^2$. Sin embargo, es necesario el uso de una campana extractora, ya que se producen vapores tóxicos.

Una alternativa para cabeceo es pulir la superficie de apoyo de la muestra con abrasivo de carburo de silicio hasta que quede plana y cuadrada. Este método da resultados muy satisfactorios, pero es bastante costoso. Se ha señalado que el pulido produce mayor resistencia asociada con el cabeceo. Así pues, los especímenes pulidos tienen la misma resistencia que los de superficie de prueba colada.

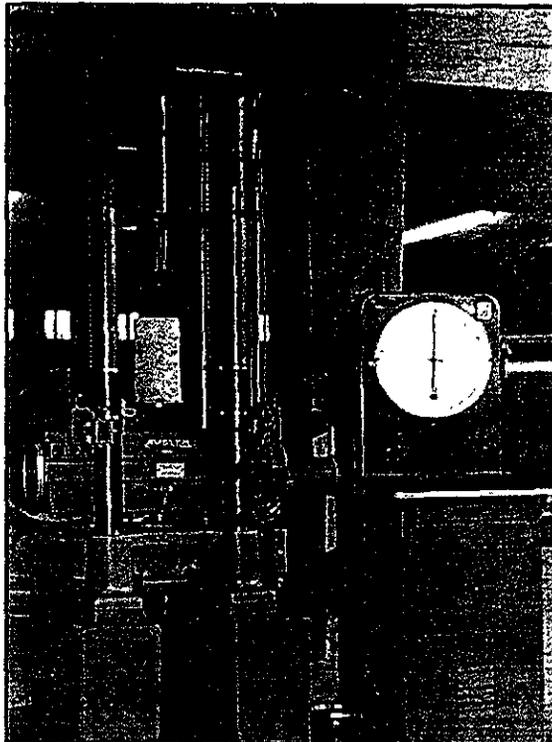
Como se observa se introduce una variable adicional en los resultados: el material y la forma del cabeceado.

Procedimiento de prueba de compresión simple.

Una vez realizado el cabeceado, retocado o pulido del cilindro, se continua la prueba colocando los especímenes en una maquina denominada universal, la cual mediante gatos hidráulicos hace presión en las caras extremas del cilindro y está cuenta con un reloj de carátula en la cual nos va marcando las toneladas que le esta aplicando al espécimen.

El eje del espécimen en el momento de ser colocado en la máquina de prueba (ver ilustración), debe estar lo mas cerca posible del eje de la platina.

Se empieza entonces por aplicar una carga que va aumentando gradualmente y al producirse la falla del cilindro; es decir, la etapa en la cual el cilindro ya no es capaz de absorber mas carga y llega a su destrucción, en el reloj de carátula de la maquina podemos leer las toneladas que resistió el cilindro.



Maquina universal para ensaye de especímenes a compresión.

Para saber cual es la resistencia a compresión del espécimen (f_c) se divide la carga entre el área de contacto y esta resistencia se debe dar en kg/cm^2 .

Las pruebas que se les hacen a los cilindros son a los 3, 7 y 14 días para concreto de resistencia rápida y a los 7, 14 y 28 cuando el concreto es normal.

Aun cuando se sigan cuidadosamente las especificaciones y el proceso sea realizado por operadores experimentados, los resultados que se obtengan no serán uniformes, siempre existirá dispersión en los datos, como en cualquier proceso de medición. Estas dispersiones pueden ser inherentes al tipo de ensaye, debidas a errores accidentales o a la no uniformidad del material ensayado.

Algunos factores, que afectan directamente a los resultados obtenidos en especímenes de ensaye son:

- Efecto de las condiciones de curado.
- Efecto de la esbeltez.
- Efecto de la velocidad de carga.
- Efecto de la velocidad de deformación.
- Efecto de las condiciones de humedad y temperatura durante la prueba.
- Efecto del tamaño del espécimen sobre la resistencia.
- Efecto del tamaño del molde y tamaño del agregado.
- Efecto de la edad.

II.1.6.3 MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA DETERMINAR EL PESO UNITARIO, VOLUMEN PRODUCIDO Y CONTENIDO DE AIRE DEL CONCRETO POR MEDIO DEL MÉTODO GRAVIMÉTRICO.

Este método cubre la determinación del peso por metro cubico de concreto fresco y proporciona fórmulas para calcular el volumen producido, contenido de cemento y contenido de aire de concreto. El volumen producido se define como el volumen de concreto producido con la mezcla de cantidades conocidas de los materiales que lo componen.

EQUIPO

Balanza. Una balanza con precisión de 0.3 % de la carga de prueba para cualquier peso dentro del rango de uso.

El rango de uso debe abarcar desde el peso del recipiente contenedor vacío hasta el peso del mismo más su contenido a 2 600 kg/m³

Varilla de apisonamiento. Una varilla de acero redonda con un diámetro de 5/8" (16 mm), recta, aproximadamente 24" (600 mm) de longitud, con el extremo que se apisona redondeada en forma de media esfera con diámetro de 5/8".

Vibrador interno. Los vibradores internos pueden ser de flecha rígida o flexible, de preferencia eléctricos. La frecuencia de vibración debe ser de 7 000 vibraciones por minuto o mayor.

El diámetro externo o la dimensión lateral del elemento que vibra debe ser de la menos 0.75" (19 mm) y no mayor a 1.50" (38 mm). La longitud de la flecha debe ser mínimo de 24" (600 mm).

Recipiente para medir. Un recipiente cilíndrico de acero u otro metal adecuado, La capacidad del recipiente debe ser adecuada a los límites dados en la tabla 2.1.6.1, basados en el tamaño nominal del agregado que se va a probar. Su borde superior debe ser liso y horizontal a $\pm 0.01"$ (0.25 mm).

TABLA 2.1.6.1 CAPACIDAD MÍNIMA DE LOS RECIPIENTES			
Tamaño Nominal Máximo del Agregado Grueso		Capacidad Mínima del recipiente	
ulg.	mm	ft ³	L
1	25.0	0.2	6
1 1/2	37.5	0.4	11
2	50.0	0.5	14
3	75.0	1.0	28
4 1/2	12.0	2.5	70
6	150.0	3.5	100

Placa para remover exceso de concreto. de acero recta y plana de la menos 1/4" (6 mm) de espesor o una placa de vidrio o acrílico de la menos 1/2" (12 mm) de espesor y con un ancho y largo de la menos 2" (50 mm) más grande que el diámetro del recipiente con el cual se use.

Los extremos de la placa deben ser rectos y lisos con una tolerancia de 1/16" (1.5 mm).

Mazo. Un mazo (con cabeza de hule o de cuero) que pese aproximadamente 1.25 ± 0.50 lb (0.57 ± 0.23 kg) para usarse con recipientes de 0.5 ft³ (14 dm³) o menores. Para recipientes más grandes que 0.5 ft³ (14 dm³) un mazo que pese aproximadamente 2.25 ± 0.50 lb. (1.02 ± 0.23 kg).

PROCEDIMIENTO.

Compacte por apisonamiento muestras de 0.4 ft³ (11 L) debido al peligro de pérdidas excesivas de aire en el concreto. Para muestras de 0.4 ft³ (11 L) o mayores, haga la selección del método de consolidación basado en la prueba de revenimiento, a menos que las especificaciones de trabajo establezcan un método específico. Los métodos de consolidación son el apisonamiento y la vibración y tema. Apisone concretos con revenimientos mayores a 3" (75 mm). Apisone o vibre concretos con revenimiento de 1" a 3" (25 a 75 mm). Consolide concretos con revenimientos de menos 1" (25 mm) por vibración.

Apisonamiento.

Coloque el concreto en el recipiente en tres capas de aproximadamente el mismo volumen cada una. Apisone cada capa con 25 golpes de varilla en recipientes de 0.5 ft³ (14 L) o menores, y con 50 golpes en recipientes de 1ft³ (28 L) y un golpe por cada 3 pulg² (20 cm²) de superficie para recipientes más grandes. Apisone la capa del fondo a su profundidad total sin golpear con fuerza la base del recipiente. Distribuya los golpes uniformemente sobre la superficie de cada capa. Para las dos capas superiores penetre aproximadamente 12 (25 mm) en la capa inferior. Después de apisonar cada capa golpee suavemente los lados del recipiente de 10 a 15 veces con el mazo para cerrar huecos que haya dejado la varilla de apisonamiento y liberar burbujas de aire atrapadas. Añada la última capa evitando sobrellenar el recipiente.

Vibración Interna.

Llene y vibre el recipiente en dos capas aproximadamente iguales. vierta todo el concreto para cada capa antes de iniciar la vibración de la misma. Inserte el vibrador en tres puntos distintos de cada capa. Al compactar la capa del fondo no permita que el vibrador descansa en o toque el fondo o los lados del recipiente. Al compactar la capa superior el vibrador debe penetrar en la capa inferior aproximadamente 1" (25 mm). Tenga cuidado de sacar el vibrador de modo que no quede aire atrapado en la muestra. Vibre el concreto sólo lo suficiente para lograr una consolidación adecuada.

Al completar la consolidación del concreto el recipiente no debe contener un exceso o carencia substanciales de concreto. Un exceso de concreto de aproximadamente 1/8" (3 mm) por encima del tope del recipiente es lo óptimo. Se puede agregar una cantidad pequeña de concreto si es necesario. Si el recipiente

contiene un excedente grande de concreto despues de la compactación, quite lo necesario con una espátula o cucharón inmediatamente despues de terminar la compactación y antes de remover el excedente.

Despues de la compactación remueva el excedente de concreto de la superficie superior y termínela suavemente con la placa de perfilado teniendo cuidado de dejar el recipiente adecuadamente lleno y nivelado.

La remoción y aplanado se logran mejor presionando la placa perfilado sobre la superficie superior del recipiente cubriendo aproximadamente dos terceras partes de esta y retirando la placa con un movimiento a manera de serrucho sobre el área cubierta. luego coloque la placa en la parte superior del recipiente cubriendo los dos tercios originales de la superficie y aváncela con presión vertical y movimiento de aserrado sobre la superficie. Varias pasadas con el borde de la placa inclinado producirán una superficie de acabado liso.

Despues del aplanamiento limpie todo el concreto del exterior del recipiente y determine al peso neto del concreto en el mismo con la posición requerida.

CÁLCULOS MATEMÁTICOS.

Peso unitario.- Calcule el peso neto del concreto en libras o kilogramos restando el peso del recipiente del peso bruto. Calcule el peso unitario, W , dividiendo el peso neto entre el volumen del recipiente usado.

Rendimiento.- Calcule el volumen producido como sigue:

$$Y \text{ (m}^3\text{)} = W1 / W \quad \text{donde, } Y = \text{Volumen de concreto producido por mezcla, en m}^3$$

$W1 = \text{peso total de todos los materiales mezclados, en kg.}$
 $W = \text{peso unitario del concreto, en kg/ m}^3$

Contenido de Cemento.- Calcule el contenido real de cemento como sigue:

$$N = Nt / Y \quad \text{donde, } N = \text{contenido de cemento actual, en kg/m}^3$$

$Nt = \text{peso del cemento en la carga, en kg.}$
 $Y = \text{volumen del concreto producido por la mezcla, en m}^3$

Contenido de aire. Calcule el contenido de aire como sigue:

$$A = [(T - W) / T] \times 100 \quad \text{en donde, } A = \text{contenido de aire (porcentaje de vacios)}$$

en el concreto.

$T = \text{peso teórico del concreto calculado libre del}$
 aire, en kg/m^3
 $W = \text{peso unitario del concreto, en kg/m}^3$

II.1.6.4 OTRAS PRUEBAS EXISTENTES PARA CONCRETO.⁶

Existen otras pruebas que se realizan al concreto, las cuales se mencionan a continuación.

II.1.6.4.1. PRUEBAS EN EL CONCRETO FRESCO.

NOMBRE DE LA PRUEBA	UTILIZACIÓN
Esfera de Kelly	<p>Esta prueba mide la trabajabilidad del concreto.</p> <p>El método consiste en medir la penetración en el concreto de una esfera de 3" de radio y 30 lb de peso. A fin de evitar efectos de frontera, la profundidad del concreto que se prueba no debe ser menor de 20 cm., y la menor dimensión lateral de 46 cm..</p>
Prueba de remoldeo de Powers	<p>Esta prueba mide la trabajabilidad en función del esfuerzo realizado para cambiar la forma de una muestra de concreto; esto es, de la forma de un cono truncado (cono de revenimiento) a la de cilindro.</p> <p>Se realiza mediante una mesa de fluidez y al esfuerzo realizado se expresa por el número de impactos o golpes que se requieren.</p> <p>Esta prueba se considera de laboratorio exclusivamente.</p>
Prueba Vebe	<p>Esta es también una prueba para medir la trabajabilidad del concreto, y el procedimiento al igual que la anterior es de remoldeo, para lo cual se usa una mesa vibratoria.</p> <p>Se cuantifica la trabajabilidad como el tiempo en que este remoldeo se realiza.</p> <p>Por ser un juicio visual, la dificultad de establecer el final de la prueba puede ser una fuente de error.</p>
Prueba del factor de Compactación	<p>Se puede decir que esta prueba es el método más confiable para medir la trabajabilidad del concreto.</p> <p>Consiste en determinar el grado de compactación alcanzado por una cantidad estandar de trabajo. El grado de compactación, llamado factor de compactación, se mide mediante la relación de peso específico, es decir, el cociente del peso específico realmente obtenido en la prueba entre el peso específico del mismo concreto totalmente compactado.</p> <p>Esta prueba es usada solamente en laboratorios de investigación o de algunas obras de gran tamaño.</p> <p>Para concretos con agregado hasta de 19 mm, la altura del aparato es de aproximadamente 1.20 m; para concreto con agregados de 19 a 38 mm debe usarse un aparato mayor, el cual tiene aproximadamente 1.8 m de altura.</p>

⁶ Consultar el "Book of ASTM Standards", part 4, ASTM; en el capítulo de concreto, para ver la forma de realizar estas pruebas.

II.1.6.4.2. PRUEBAS EN EL CONCRETO ENDURECIDO.

<p>Prueba de Flexión</p>	<p>El índice de resistencia a la flexión de concreto simple se obtiene del ensaye de vigas de sección cuadrada, simplemente apoyadas y sujetas a una o dos cargas concentradas.</p> <p>La resistencia a la flexión se usa como índice de la resistencia de pavimentación de concreto simple.</p> <p>No obstante, el prisma de concreto simple se usa también para medir la resistencia del concreto en tensión (modulo de ruptura) originada por flexión.</p>
<p>Prueba brasileña de Tensión.</p>	<p>Este es un método indirecto de aplicar la tensión, en forma de separación longitudinal.</p> <p>En esta prueba, un cilindro de concreto de los que se utilizan para las pruebas de compresión se coloca con su eje en posición horizontal entre las platinas de una maquina de prueba, y se aumenta la carga hasta observar una falla de separación por compresión a lo largo del diámetro vertical.</p>
<p>Prueba de corazones</p>	<p>Es una prueba para medir la resistencia a compresión del concreto en estructuras ya construidas.</p> <p>Esta se realiza cuando existen dudas sobre la resistencia de un elemento de concreto, y se extrae un corazón del elemento por medio de una herramienta cortante giratoria con diamante en sus bordes, estos especimenes pueden ser cilindros o prismas, dependiendo si se requieren para determinara la resistencia a la compresión o a la flexión, respectivamente.</p>
<p>Prueba del martillo de rebote o del esclerómetro:</p>	<p>Esta prueba determina, en realidad, la dureza de la superficie de concreto, pero por medio de relaciones empíricas se puede determinar la resistencia del concreto.</p> <p>Esta prueba se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie en contra de la cual la masa incide.</p> <p>En esta prueba una masa impulsada por medio de un resorte recibe una determinada cantidad de energia al extender el resorte a una posición constante; esto se lleva a cabo al presionar el embolo contra la superficie del concreto por probar. Al ser liberada la masa, rebota ala embolo que sigue en contacto con la superficie de concreto, y a distancia recorrida por la masa, se llama numero de rebote.</p>

Continuación ...

<p>Prueba de resistencia a la penetración o Prueba con pistola Windsor.</p>	<p>Mediante esta prueba es posible calcular la resistencia del concreto a partir de la profundidad de penetración de un proyectil metálico impulsado por una carga estandar de pólvora.</p> <p>El principio básico es que, la penetración es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto, pero, en la escala de Mohs debe determinarse la dureza del agregado.</p> <p>Debe tenerse presente que la prueba mide básicamente la dureza, y no puede producir valores absolutos de resistencia, pero resulta de gran utilidad para determinar la resistencia relativa, es decir para comparaciones.</p>
<p>Prueba de pulso ultrasónico</p>	<p>Esta prueba es una prueba de control de calidad, pero puede usarse también para detectar el desarrollo de grietas, oquedades y deterioro en el concreto endurecido.</p> <p>Aunque no existe una relación directa entre la velocidad de onda longitudinal en el concreto y la resistencia de este, las dos cantidades si tienen una relación directa con el peso específico del concreto.</p> <p>Por lo tanto, una disminución en el peso específico ocasionada por el aumento de la relación agua/cemento reduce tanto la resistencia a la compresión del concreto como la velocidad de un pulso transmitido a través de él.</p>
<p>Prueba de extracción.</p>	<p>Es una prueba que mide, mediante un ariete de tensión, la fuerza requerida para desprender un varilla de acero, con su extremo de mayor sección transversal previamente empotrada generalmente de 25 mm de diámetro.</p> <p>Durante la operación se extrae un cono de concreto y la fuerza requerida para ello está relacionada con la resistencia a la compresión del concreto original.</p> <p>La resistencia a la extracción se calcula como la relación de la fuerza de extracción con el área idealizada del cono truncado.</p>

II.1.7 APLICACIÓN DE LAS PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD MÁS IMPORTANTES PARA CONCRETOS HIDRÁULICOS.

Algunas personas creen que hacer un control de calidad es simplemente contratar a un laboratorio que tome especímenes de prueba, que ensaye y reporte los resultados o que con la misma gente en la obra se haga el proceso y simplemente observar los resultados; si estos son altos olvidarse de ellos y si son bajos alarmarse inmediatamente, tratando de recordar donde fue colocado ese concreto, y de esta forma determinar si se trata de una zona importante y en ese caso hacer pruebas a la estructura, para conocer su resistencia.

Esto es totalmente absurdo; en primer lugar se debe definir, antes de empezar la obra, cuales son las especificaciones de calidad, luego determinar como se controlará su cumplimiento y analizar el costo que esto implica, posteriormente controlar el personal que realiza el muestreo, el ensaye y el análisis de resultados.

Esto puede encargarse a una institución seria para tener la tranquilidad de que todo el proceso se realice de acuerdo a las Normas establecidas.

La función principal de las pruebas de ensayes en el concreto es asegurar la producción de un concreto uniforme con la resistencia y la calidad deseadas.

En la actualidad, aprovechando el conocimiento de las técnicas estadísticas es posible controlar la uniformidad de las mezclas de concreto que se fabrican, y así obtener un producto de mejor calidad. aunque los conceptos estadísticos para evaluar la resistencia del concreto aparecieron en 1957, todavía existe confusión al adoptar y aplicar estas valiosas técnicas.

Probablemente, el factor aislado más importante de los que obstaculizan el uso de los procedimientos estadísticos consiste en la tendencia natural a suponer que estos métodos son propios de científicos y matemáticos, esto es una lastima, ya que hay aplicaciones sencillas y practicas de la curva de distribución normal para evaluar la calidad del concreto.

Los valores estadísticos importantes son: La Media, Desviación Estándar, Media de Intervalos, El Coeficiente de Variación de los Ensayes y la Desviación Estándar de los Ensayes.

Es importante que las organizaciones que utilizan este material de construcción se acostumbren a la idea de utilizar la estadística para mejorar y hacer más económicas sus obras.

De acuerdo a los datos estadísticos que obtengamos de las diversas pruebas que realicemos al concreto, en general podemos concluir lo siguiente:

- 1 - Una vez observada la importancia de la estadística en la interpretación de

resultados se reconoce, que la resistencia promedio del concreto debe ser superior a la resistencia de diseño. Esta diferencia en la resistencia dependerá de la variabilidad esperada en los resultados de las pruebas y de la proporción permisible de muestras con resultados menores que los indicados en el nivel de resistencia.

- 2 - La deficiencia en la resistencia del concreto utilizado se puede deber a un mal calculo en la dosificación de los elementos que componen a este.
- 3 - La resistencia del concreto debe derivarse de un conjunto de ensayos, a partir de los cuales se pueden estimar en forma más precisa la uniformidad y las características del concreto.
- 4 - Si se confía demasiado en los resultados de unos cuantos ensayos, las conclusiones que se alcancen pueden ser erróneas.
- 5 - No resulta práctico especificar una resistencia mínima ya que, aún cuando exista un buen control, siempre cabe la posibilidad de resistencias todavía más bajas.
- 6 - Es un error concluir que la resistencia de una estructura está en peligro cuando sólo un ensayo no cumple con los requisitos de resistencia especificada.
- 7 - Son inevitables las variaciones casuales y las fallas ocasionales en el cumplimiento de los requisitos de resistencia.
- 8 - En las ecuaciones del diseño se proporcionan factores de seguridad que permiten obtener resistencias específicas, sin poner en peligro la seguridad de la estructura.
- 9 - Estos factores se han desarrollado con base en las practicas de construcción, los procedimientos de diseño y las técnicas de control de calidad utilizadas dentro de la industria de la construcción.
- 10 - El criterio final que concede la probabilidad de que las pruebas caigan por debajo de la f_c , utilizada en el diseño, es la decisión del diseñador, que se basa en el conocimiento intimo de las condiciones que tienen la mayor probabilidad de ocurrir durante la construcción.

II.1.8 IMPORTANCIA DE LAS JUNTAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Las juntas deben hacerse rectas, exactamente horizontales o verticales, y deben colocarse en lugares adecuados.

Por lo general se usan tres tipos básicos de juntas en las construcciones de concreto, en la tabla siguiente se describen estos tres tipos de juntas.

TIPOS DE JUNTAS	
<p><i>Juntas aisladoras o juntas de dilatación.</i></p>	<p>Se usan para separar diferentes partes de una estructura, y así permitir movimientos diferenciales, tanto horizontales como verticales. por ejemplo, estas juntas se utilizan alrededor del perímetro de un piso sobre tierra y alrededor de las columnas y cimientos de las maquinas.</p> <p>Las juntas aisladoras se usan para las losas construidas sobre el terreno de muros, columnas, o zaparas. El material de la junta puede tener un espesor tan pequeño como 1/4" (6 mm) o menos.</p> <p>Debe tenerse cuidado de que los bordes de la losa queden aislados de las construcciones adyacentes; de otra manera se pueden producir grietas.</p>
<p><i>Juntas de control o juntas falsas.</i></p>	<p>Estas permiten movimientos diferenciales en el plano de la losa o muro. Se usan para permitir la contracción producida por el secado. las juntas de control pueden construirse de manera que permitan la transferencia de cargas perpendiculares al plano de la losa o muro. Si no se usan juntas de control en las losas construidas sobre el terreno o en los muros con poso refuerzo, pueden aparecer grietas en forma aleatoria, cuando la contracción por secado produce esfuerzos de tensión en exceso de la resistencia a tensión del concreto.</p> <p>Las juntas de control en los pisos construidos sobre el terreno deberán separarse a intervalos de 4.5 a 7.5 metros en ambas direcciones. Los paneles resultantes deberán ser aproximadamente cuadrados. Las juntas de control pueden hacerse de varias maneras. Uno de los tipos más económicos se hace cortando una ranura recta en el lecho superior de la losa. Esta ranura forma un plano de debilidad donde se formaran las grietas. Las cargas verticales pueden transmitirse a través de la junta por los contactos que tienen las superficies agrietadas.</p> <p>Las juntas de control pueden formarse en el concreto fresco por medio de material moldeado o de tiras metálicas en los lugares de las juntas. El borde superior de las tiras debe quedar al ras con la superficie de concreto.</p> <p>Las juntas de control, sean aserradas o formadas, deberán ser un quinto a un tercio del espesor de la losa.</p>

Continuación...

	<p>Las juntas de control en los muros colados en el lugar son planos de debilidad que permiten movimientos diferenciales en el plano del muro</p> <p>En los muros con poco refuerzo, deberá cortarse la mitad de las varillas en la junta. Las juntas de control en los muros no deben separarse más de aproximadamente 7.5 metros, y también deberán hacerse donde ocurran cambios bruscos de espesor o de altura. además, deberá localizarse una junta de control cerca de la esquina, si es posible, a una distancia no mayor de 1.5 metros.</p>
<p><i>Juntas de construcción o juntas obligadas.</i></p>	<p>Estas no permiten movimientos a través de la junta. Son simplemente lugares donde se interrumpe el proceso de colado debido a la imposibilidad de colar y terminar grandes áreas de concreto en una sola operación. Sin embargo, las juntas de construcción pueden hacer el papel de juntas de control.</p> <p>En los muros pueden hacerse las juntas de construcción horizontales rectas clavando una tira de madera de y pulg. (25 mm) en la cara interior del molde. Luego se cuela concreto hasta un nivel aproximado de 1/2" (12.7 mm) arriba del borde inferior de la tira. Después que ha fraguado el concreto antes que se endurezca, se quita cualquier lechada que se haya formado en la superficie superior. Se quita luego la tira y las irregularidades de la junta se emparejan.</p> <p>Los moldes usualmente se quitan en las juntas de construcción luego se vuelven a montar para la siguiente colada de concreto, como se ilustra en la figura 2.1.8.1.</p> <p>Una variación de este procedimiento consiste en usar una tira biselada, en vez de una tira de una pulgada, a fin de formar una ranura en el concreto para efectos decorativos. las tiras biseladas pueden tener una sección en V, rectangular, o ligeramente biselada.</p> <p>Si tienen sección en V, la junta debe hacerse en la punta de la V. Si se usa una rectangulares o ligeramente biselada, la junta debe hacerse en el borde superior de la cara interior de la tira.</p>

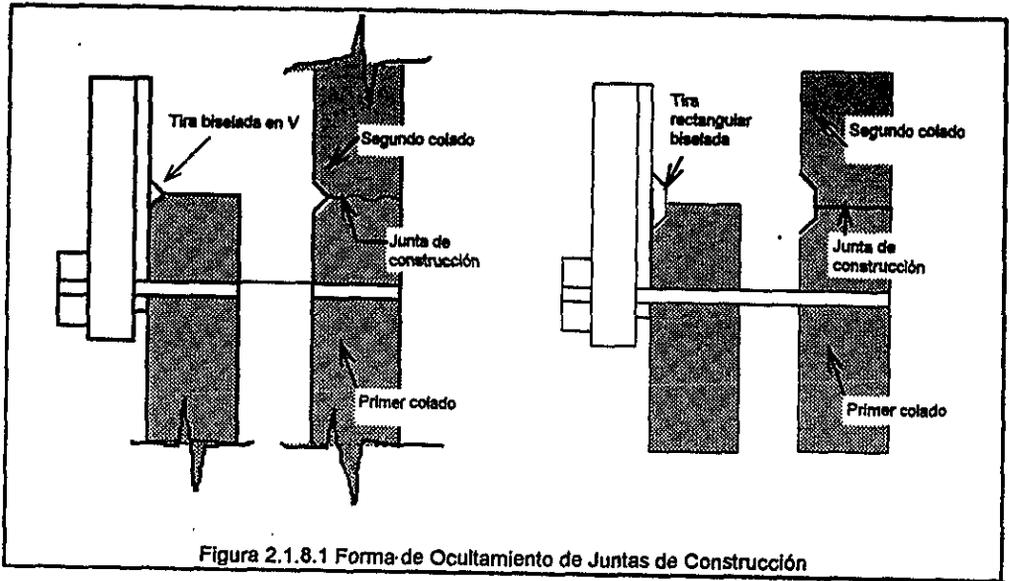


Figura 2.1.8.1 Forma de Ocultamiento de Juntas de Construcción

II.1.9 PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Objetivo.

Reglamentar el método para realizar las actividades comprendidas en la precolocación, colocación, post-colocación y reparaciones de concreto.

Definiciones.

- Compactación del concreto.

Es el proceso que se sigue para eliminar mediante vibradores de inmersión o de pared el aire atrapado en el concreto fresco recién colocado.

- Trabajabilidad.

Es la propiedad del concreto recién mezclado que determina la facilidad con que puede manejarse, compactarse y recibir un buen acabado; comprende condiciones tales como: fluidez, moldeabilidad, cohesión y compactibilidad.

- **Consistencia.**

Es la capacidad del concreto recién mezclado para fluir, en gran parte también determina la facilidad con que el concreto puede compactarse.

- **Junta Fría.**

Es una superficie expuesta de concreto recién colocado, el cual ha tomado un fraguado inicial, de tal manera que un vibrador no puede ser fácilmente insertado en una profundidad de 5 a 15 centímetros medidos desde la superficie y además el orificio permanece cuando el vibrador es extraído después de haber vibrado.

- **Corte en Verde.**

Es un método de preparación de juntas de construcción usando cepillo de alambre y/o chorro de agua y aire a presión hasta dejar el agregado expuesto, este proceso se ejecutara al inicio del fraguado inicial.

- **Junta de Construcción.**

Son los lugares en que se prevé una detención del proceso de construcción (indicados en los planos de diseño) y donde posteriormente habrá una liga entre un concreto fresco y un concreto ya endurecido.

- **Curado de Concreto.**

El curado consiste en el mantenimiento del contenido de humedad y de temperatura satisfactoria en el concreto durante un periodo definido, inmediatamente después de la colocación y acabado, con el propósito de que se desarrollen las propiedades deseadas.

PROCEDIMIENTO.

II.1.9.1. PREPARATIVOS PREVIOS A LA COLOCACIÓN.

Se diseñara la ubicación y se dará instrucción al personal para que se coloquen suficientes caídas para la colocación del concreto en los colados de las diferentes estructuras, cuando no sea posible utilizar equipo de bombeo de concreto o cualquier otro método similar a este para la colocación del concreto.

Estas caídas se deberán encontrar espaciadas a una distancia mínima entre sí de 3 metros cada una cubriendo un promedio de 9 metros cuadrados cada caída, estas podrán ser removidas conforme avance el trabajo de colocación y ser colocadas en diferente posición si así fue previamente el diseño de las mismas, estas caídas deberán contener en el extremo de la descarga dispositivos que eviten la segregación del concreto como por ejemplo pantalón o trompás de elefante, la altura máxima permitida de la parte inferior del pantalón o trompa de elefante a la colocación final del concreto

no deberá exceder de 1.20 metros de altura para colocación de áreas confinadas (muros, trabes, columnas, etc.) y de 0.90 metros para colocaciones en áreas expuestas a corrientes de aire como losas, cementaciones, etc., la caída del concreto no deberá ser directa sobre elementos ahogados, emparrillados muy cerrados o sobre cualquier objeto que produzca segregación en el concreto (ver anexo).

El personal de construcción de la obra civil tendrá en el sitio de colado suficientes lonas o material plástico para cubrir el área del elemento a colar.

Este material servirá de protección contra posibles cambios de condición en el medio ambiente (como por ejemplo: lluvia, nieve o viento fuerte.) los cuales deberán ubicarse en lugares estratégicos y se deberán encontrar en condiciones tales que puedan ser utilizables sin mayores contratiempos (de fácil desmontaje).

Este material deberá tenerse cuando se prevea un cambio repentino en las condiciones del tiempo ya sea por información de los medios de comunicación, por antecedentes históricos o por las condiciones que prevalezcan en la jornada de trabajo.

Se deberá proveer de las instalaciones para alumbrado donde sea requerido para obtener una visibilidad completa en la zona de colocación de concreto. Estas instalaciones serán ubicadas por personal eléctrico y serán de la cantidad y tamaño que lo exija el área por colar.

Las instalaciones deberán ser colocadas como mínimo dos horas antes a que se termine la luz del día y serán ubicadas en áreas que no entorpezcan las actividades de la colocación del concreto.

II.1.9.2. EQUIPO DE COMPACTACIÓN DEL CONCRETO.

Se deberán elegir los métodos y equipos de compactación que sean requeridos según las mezclas de concreto y las condiciones de colado que se vayan a utilizar en la Obra como por ejemplo: complejidad de las cimbras, cantidad de acero de refuerzo, así como el volumen de concreto por colar y el programa de construcción por cumplir.

Existen varios métodos de entre los cuales se podrán elegir el que mas convenga a las condiciones propias de la obra entre los cuales se tienen:

- Métodos manuales:

Debido a la acción de la gravedad sobre el concreto, se logra cierta compactación al depositarlo en las cimbras, esto se observa especialmente en mezclas fluidas, para lo que se requiere muy poco esfuerzo de compactación adicional (varillado ligero) sin embargo la calidad de estos concretos es bastante debido a su elevado contenido de agua.

- Métodos mecánicos:

El método de compactación mas empleado en la actualidad es el vibrado; el vibrado es un método especialmente adecuado para las consistencias mas rígidas, propias de concretos de alta calidad, el vibrado puede ser tanto interno como externo.

Los vibradores de concreto tienen un movimiento oscilatorio rápido que se transmite al concreto fresco, el movimiento oscilatorio se describe en términos de frecuencia (numero de oscilaciones o ciclos por unidad de tiempo y de amplitud-desviación del punto de reposo). Entre los métodos mecánicos se pueden mencionar:

1.- Vibrador de flecha flexible:

Este tipo de vibrador es probablemente el mas empleado hoy en día, por lo general es excéntrico, se opera mediante un motor eléctrico o neumático o por medio de un motor portátil de gasolina.

2.- Vibrador de motor eléctrico en la cabeza:

Los vibradores con motor eléctrico en la cabeza han alcanzado mas popularidad durante los últimos años, como el motor esta situado en la cabeza del vibrador, no existe motor o flecha flexible separados. De la cabeza sale un cable eléctrico resistente que actúa también como mango puesto que es difícil reducir el tamaño de las partes mas de cierto límite, los vibradores con motor en la cabeza son por lo general de un diámetro de 50 mm. como mínimo.

3.- Vibrador de aire.

Los vibradores de aire operan mediante aire comprimido; con el motor de aire generalmente dentro de la cabeza del vibrador, el modelo mas común es el de aspas, que tiene tanto el motor como los elementos excéntricos apoyados en baleros. El empleo de vibradores de aire comprimido es la fuente de energía de mas fácil acceso, la frecuencia depende en gran medida de la presión de aire, por lo que esta siempre debe mantenerse a nivel apropiado, en general es el recomendado por el fabricante.

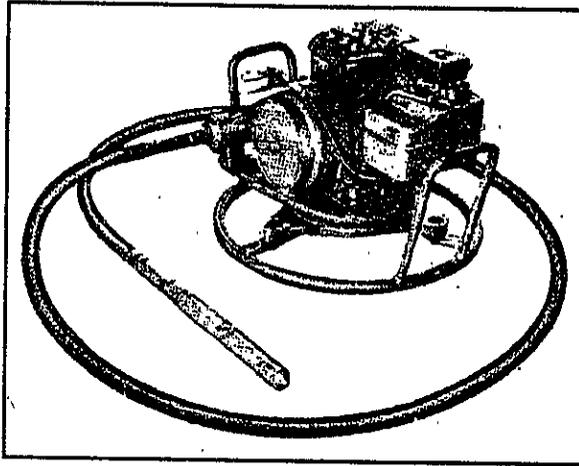
4.- Vibradores para cimbra.

Los vibradores para cimbra son vibradores externos fijados al lado exterior de la cimbra a el molde, hacen vibrar la cimbra la que a su vez transmite las vibraciones al concreto.

5.- Vibradores de superficie.

Los vibradores de superficie ejercen sus efectos en la superficie del concreto y lo compactan de arriba hacia abajo, además tienen un efecto

nivelador, que es de gran ayuda para lograr un buen acabado. Se emplean mucho en la construcción de losas; existen cuatro tipos principales de vibradores de superficie: regla vibratoria, vibrador de artesas, apisonadores vibratorios de placa o de rejilla y vibrador de rodillos.



Es muy importante tener en cuenta en la selección del método y del equipo la facilidad para adquirir y para hacer uso de estos; esta selección se deberá realizar con suficiente anticipación al inicio de los colados.

El control de calidad de la obra civil verificará la frecuencia de vibración del equipo de compactación utilizado para los diferentes colados de los diferentes tipos de estructuras existentes en el proyecto.

Esta verificación se llevará a cabo por medio de un tacómetro de bolsillo el cual nos indicara si el vibrador se encuentra dentro de la frecuencia indicada en la siguiente tabla (recopilada del ACI-309):

Diámetro del vibrador (pulgadas)	3/4 a 1-1/4	1-1/2 a 2	2-1/2 a 3	3-1/2 a 5	6 a 7
Rango de frecuencia recomendada (r.p.m.)	10,000 a 15,000	9,000 a 13,500	8,000 a 12,000	7,000 a 10,500	5,500 a 8,500

Si el vibrador estuviera fuera de las frecuencias dadas se identificara este equipo y se procederá a retirarlo del sitio de trabajo par ser entregado al departamento de maquinaria para reparación o sustitución del mismo.

Las verificaciones se realizaran en forma aleatoria cuando el vibrador se encuentra vacío y serán realizadas en forma semanal cuando el vibrador se encuentre sumergido en el concreto; las verificaciones de frecuencia al vacío podrán ser realizadas en las instalaciones donde se encuentran almacenados estos equipos y las verificaciones cuando el vibrador se encuentre sumergido en el concreto serán realizadas en áreas de trabajo.

II.1.9.3. COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

Se deberá depositar el concreto en capas horizontales no mayores de 50 centímetros de espesor; la velocidad de colocación deberá ser calculada en el diseño de la cimbra y deberá ser lo suficientemente rápida para que la capa de concreto no haya fraguado cuando se coloque la siguiente capa.

Para la colocación del concreto se utilizara equipo que permita el fácil acomodo del concreto en la estructura así como que se minimicen las operaciones de movimiento del mismo (se utilizaran canalones, equipo de bombeo, o bachas.); la colocación del concreto deberá ser tal que evite recorridos de filtración, fisuras y planos de debilidad (juntas frías) las cuales se producen cuando el concreto fresco se deposita sobre el concreto endurecido, las capas de concreto deberán ser colocadas en capas de 15 a 45 centímetros de espesor para los elementos reforzados y de 33 a 50 centímetros de espesor para trabajos masivos; el espesor dependerá del ancho entre las cimbras y también de la cantidad de acero de refuerzo utilizado (ver anexo).

El personal de construcción de la Obra civil deberá realizar al concreto un vibrado adecuado para asegurar que este se acomode y se remueva el aire atrapado.

Se deberá seleccionar el número y diámetro del vibrador adecuado de acuerdo a la estructura acolar, la inserción del vibrador deberá ser vertical y espaciada 1.5 veces el radio de acción del vibrador en uso de acuerdo a la siguiente tabla (tomada del ACI-309):

Diámetro del vibrador (pulgadas)	3/4 a 1-1/4	1-1/2 a 2	2-1/2 a 3	3-1/2 a 5	6 a 7
Radio de acción (cm.)	8 - 13	15 - 18	25 - 30	36 - 40	51 - 61

Así mismo el vibrador se introducirá en la masa de concreto penetrando 5 centímetros en la capa inferior, retirándose lentamente; cada inserción del vibrador durara lo suficiente para consolidar el concreto, pero sin causar segregación en el

mismo; por lo general el vibrador deberá ser sumergido en el concreto a intervalos de 5 a 15 segundos retirándolo lentamente.

Se deberá poner mayor atención al vibrado en las zonas críticas como por ejemplo en las esquinas, alrededor de metales ahogados, en los huecos, en bloqueos y en las zonas congestionadas por el acero.

El personal del laboratorio realizarán muestreos al concreto para determinar el cumplimiento del mismo con los estándares establecidos así como con las especificaciones propias de la obra.

Para efectuar estas pruebas se utilizara el procedimiento de laboratorio aplicable, se empleara equipo debidamente verificado y/o calibrado según sea el caso y las pruebas se efectuaran tanto en la planta de concreto como en el área de colado.

II.1.9.4. CURADO DEL CONCRETO.

Se deberá efectuar el curado del concreto a las estructuras que se hayan colado en la jornada del trabajo así como a las que por proceso lo requieran.

El curado del concreto consiste en mantener húmeda la superficie del concreto rociándola continuamente o por medio de lonas, sacos de yute, arena u otras cubiertas absorbentes las cuales deberán mantenerse constantemente húmedas, o aplicando una membrana de curado; el curado se divide principalmente en dos fases:

1.- Curado inicial.

Es el que se efectúa inmediatamente después de que las actividades de acabado hayan sido terminadas debiendo ser mantenidas durante las primeras 24 horas para concreto normal y 48 horas para concreto masivo.

2.- Curado final.

Es el que se inicia inmediatamente después de terminar el curado inicial; cuando se aplique agua el tiempo mínimo de curado será de:

7 días para concreto normal.

14 días para concreto masivo.

Para el curado final se podrá aplicar cualquiera de los siguientes métodos:

2.1.- Curado de superficies uniformes horizontales:

2.1.1.- Aplicación de agua encharcada.

2.1.2.- Aplicación de rociado constante de agua de tal forma que se mantenga continuamente húmeda la superficie.

2.1.3.- Aplicación de capas de arena húmeda.

2.1.4.- Aplicación de una membrana de curado.

2.2.- Curado de superficies verticales cimbradas.

2.2.1.- Aplicación constante de agua de tal forma que se mantenga continuamente húmeda la superficie.

2.2.2.- Aplicación de materiales absorbentes tales como yute, lonas o cualquier material textil conservando continuamente húmeda la superficie.

2.2.3.- Aplicando una membrana de curado; en los casos en que una cimbra presente dificultades para su retiro, se deberá proceder a humedecer la superficie de concreto con agua y una vez retirada la cimbra se procederá a la aplicación de la membrana de curado.

II.1.9.5. IDENTIFICACIÓN DE DEFECTOS.

Después de cada descimbra se verificarán las condiciones de la estructura colada para la detección de defectos de la misma.

Si después del descimbrado se detecta concreto segregado, el solicitara a construcción se pique el concreto hasta que quede expuesto el concreto sano, posterior a esto se evaluará el área picada para determinar el tipo de defecto a que corresponda de acuerdo a las siguiente clasificación.

-Defecto tipo I.

Es el área en el cual el defecto queda comprendido en una profundidad limite al recubrimiento del acero de refuerzo; estos defectos serán reparados por razones cosméticas y de acabado exclusivamente.

-Defecto tipo II.

Defecto que va mas allá del recubrimiento del acero de refuerzo pero que no excede de un tercio del espesor mínimo de la estructura del concreto, para el caso de vigas y losas se considerara la dimensión menor que describa el peralte o espesor.

-Defecto tipo III.

Defectos con profundidades que van mas allá del tercio del espesor mínimo.

Después del descimbrado se verificara que todas las rebabas, desalinaciones y pequeñas salientes se corrijan por medio del cincelado o labrado por el personal de construcción de la obra civil, los pernos, clavos, amarres u otros materiales insertos no deseados de igual manera deberán ser retirados o rebajados hasta una profundidad de

12 mm. De la superficie de concreto, cualquier cavidad como la de los separadores deberán rellenarse a menos que se haya proyectado dejarlos así por motivos decorativos.

Se deberá reparar todo defecto encontrado en las estructuras coladas para así dar cumplimiento al los planos de diseño como a las especificaciones de proyecto.

Para cualquier reparación se debe asegurarse que la superficie a reparar se encuentre limpia de polvo, tierra y cualquier otra sustancia que evite la adherencia del concreto fresco con el concreto endurecido; la reparación de defectos en las superficies de concreto deberán hacerse por cualquiera de los siguientes métodos:

Mortero empacado en seco.

El mortero deberá mezclarse lo mas consistente que se pueda usando una parte de cemento y dos y media partes de arena que pase la malla numero 16 y la cantidad justa de agua que sea suficiente para tomar una pelotilla con esta mezcla cuando el mortero se apriete suavemente con las manos. La cavidad deberá estar limpia de aceite y de material suelto y deberá mantenerse húmeda con agua como mínimo un par de horas antes de la colocación; el mortero deberá retocares en su lugar en capas de aproximadamente 1.25 centímetros de espesor (1/2 pulgada), con un *retocado vigoroso* y con un *curado adecuado* se asegura una correcta adherencia del parche así como una contracción mínima.

Recalado.

Este método deberá ser usada cuando el defecto se extienda a través de una sección del concreto o en los defectos con una profundidad mínima de 15 centímetros y un área de 450 centímetros cuadrados; la cimbra deberá ser de madera o de otro material que pueda cumplir las funciones de esta.

El concreto a utilizar deberá tener una relación agua-cemento de 0.50 o menor, el tamaño del agregado deberá ser de preferencia no mayor de 1/3 del espesor del "parche" o sobre capa, normalmente se emplea un agregado con tamaño máximo de 3/8", la proporción de arena puede ser mayor que la usual, con preferencia igual a la cantidad de agregado grueso dependiendo de las propiedades deseadas y de la aplicación.

ANEXO

MÉTODOS CORRECTOS E INCORRECTOS DE CONSOLIDACIÓN

CORRECTO

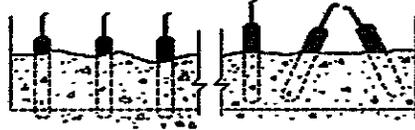
Se empieza la colocación en el fondo de la pendiente de tal manera que se aumente la compactación por el peso del concreto nuevo que se agrega. La vibración consolida.



CUANDO SE TIENE QUE COLOCAR CONCRETO EN PENDIENTES.

INCORRECTO

Se empieza la colocación en la parte superior de la pendiente. El concreto 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.



CORRECTO

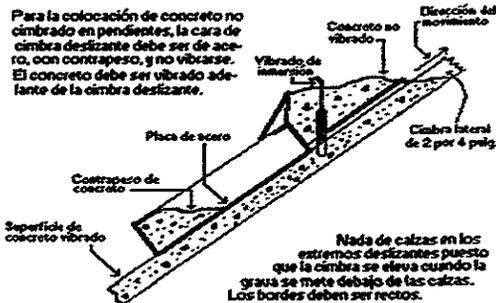
Penetración vertical del vibrador algunos centímetros dentro de la capa colocada anteriormente (la cual todavía debe estar en estado plástico). A intervalos regulares - sistemáticos se han encontrado que da una adecuada consolidación.

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 VIBRACIÓN SISTEMÁTICA 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.



Nada de calzas en los extremos deslizantes puesto que la cimbra se eleva cuando la grava se mete debajo de las calzas. Los bordes deben ser rectos.

COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA



CORRECTO

Con una pala se pasa la grava o las bolsas de piedras a otra zona con suficiente cantidad de arena y se consolida o se vibra.

INCORRECTO

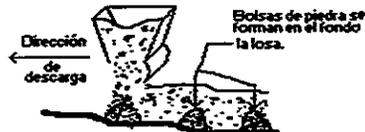
Tratar de corregir la bolsa de piedra traspalando mortero y concreto fresco en la zona.

EL TRATAMIENTO DE BOLSAS DE PIEDRA AL COLOCAR EL CONCRETO



CORRECTO

Girar el cubo para que la grava segregada caiga en el concreto de tal manera que pueda combinarse dentro de la masa.

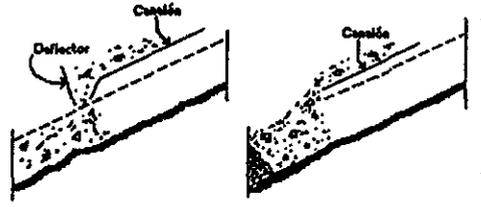


INCORRECTO

Descargar de manera que la roca libre se resbale y acumule sobre cimbras o sub-base.

SI LA SEGREGACIÓN NO HA SIDO ELIMINADA AL LLENAR LOS CUBOS. Una solución temporal hasta que se haga la corrección.

ERRORES CORRECTOS E INCORRECTOS DE COLOCACIÓN DE CONCRETO

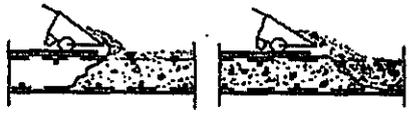


CORRECTO

INCORRECTO

Colóquese el deflector en el extremo del canalón de tal manera que se evite la segregación y el concreto conserve su pendiente.

Descargar el concreto desde el extremo libre de un canalón en una pendiente que va a pavimentarse. La grava se segrega y va al fondo de la pendiente. La velocidad tiende a arrastrar al concreto hacia abajo.



CORRECTO

INCORRECTO

Descargar el concreto hacia atrás del concreto ya colocado

Descargar el concreto sobre el concreto ya colocado.

COLOCACIÓN DEL CONCRETO DESDE CARRETILLAS

COLOCACIÓN DEL CONCRETO SOBRE UNA SUPERFICIE INCLINADA.



CORRECTO

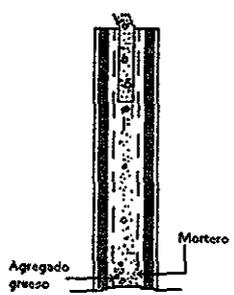


INCORRECTO

Vaciado del concreto por medio de bomba y mangueras en cimbras hondas y curvas.

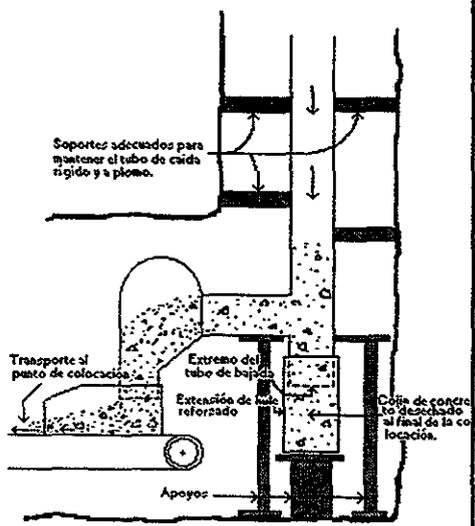


CORRECTO



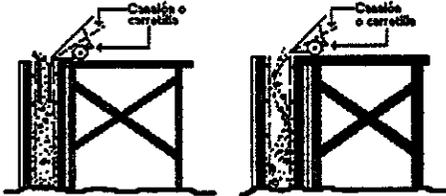
INCORRECTO

El concreto bombeado es vaciado en una cimbra angosta por medio de mangueras



COLOCACIÓN DE CONCRETO MEDIANTE TUBO DE CAÍDA.

EL CONCRETO SE SEGREGARÁ SERIAMENTE A MENOS QUE SE DEPOSITE DENTRO DE LAS CIMBRAS ADECUADAMENTE



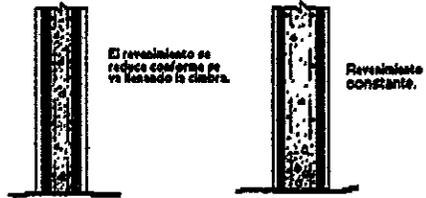
CORRECTO

INCORRECTO

descargarse el concreto en un conector con una manguera ligera y flexible. Esto evita la segregación. La cimbra y el acero estarán limpia hasta que los cubra el concreto.

Permite que el concreto del canchón o la carretilla se golpee contra la cimbra y rebote en las varillas y la cimbra causando segregación y huecos en el fondo.

COLOCANDO CONCRETO EN LA PARTE SUPERIOR DE CIMBRAS ESTRECHAS.



CORRECTO

INCORRECTO

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 aumento de agua tiende a igualar la calidad del concreto. La contracción por asentamiento es mínima.

Usar el mismo revenimiento en la parte superior como se requiera en el fondo del volado. Un alto revenimiento en la parte superior produce un exceso de agua y decoloración, pérdida de calidad y durabilidad en la capa superior.



CORRECTO

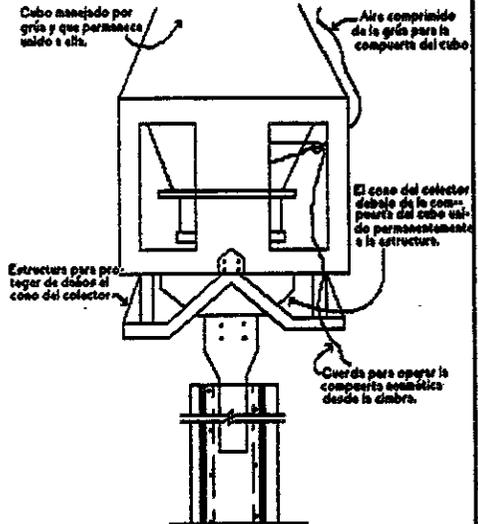
INCORRECTO

Caída vertical del concreto en bolsos exteriores debajo de cada abertura de la cimbra, permitiendo que el concreto se detenga y fluya fácilmente a la cimbra sin segregación.

Permitir que el concreto fluya a gran velocidad dentro de las cimbras, o que forme un ángulo con la vertical. Esto invariablemente resulta en segregación.

COLOCACIÓN EN MUROS PROFUNDOS O CURVOS A TRAVÉS DE UNA ABERTURA EN LA CIMBRA.

CONSISTENCIA DEL CONCRETO EN CIMBRAS PROFUNDAS Y ESTRECHAS.



Conducto de caída flexible conectada al cono colector. El conducto se dobla en plano cuando no está cargando nada de concreto, permitiendo que se le emplee para el menor tamaño de agregado, además de ser lo suficientemente grande para el mayor.

COLOCACIÓN DE CONCRETO EN CIMBRAS PROFUNDAS Y ESTRECHAS.

II.1. 10 PROCEDIMIENTOS ESPECIALES DE COLADOS DE CONCRETO

II.1.10.1. COLADOS EN TEMPERATURAS EXTREMAS

II.1.10.1.1. COLADO EN CLIMA CALUROSO.

El clima caluroso se define como cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y velocidad de viento, que tiende a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido o que, de cualquier otra manera, provoquen el desarrollo de anomalías en las propiedades de este.

Los factores climáticos que afectan al concreto en climas calurosos son: las altas temperaturas ambientales y la humedad relativa reducida, cuyos efectos pueden ser considerablemente más pronunciados con el incremento de la velocidad del viento.

Los efectos del clima caluroso son más críticos durante períodos de elevación de temperatura, de descenso de humedad relativa, o de ambas cosas. Pueden aparecer en cualquier época del año en climas cálidos tropicales, o áridos, y, por lo general, se presentan durante el verano en países de otras latitudes.

Las medidas de precaución que se requieren en un día calmado y húmedo serán menos estrictas que las de un día seco y con viento, aun cuando la temperatura ambiente sea la misma.

Efectos del clima caluroso.

Los efectos indeseables del clima caluroso en el concreto en estado plástico pueden incluir:

- 1.- Incremento en los requerimientos de agua.
- 2.- Incremento en la rapidez de la pérdida de revenimiento y la correspondiente tendencia a añadir agua en el lugar de la obra.
- 3.- Incremento en la rapidez del fraguado, que tiene como resultado una mayor dificultad en el manejo, acabado, curado y que aumenta la posibilidad de juntas frías.
- 4.- Incremento en la tendencia al agrietamiento plástico.
- 5.- Incremento en la dificultad para controlar el contenido de aire incluido.

Los efectos indeseables del clima caluroso en el concreto en estado endurecido pueden incluir:

- 1.- Reducción de la resistencia, como resultado del alto requerimiento de agua y de un incremento en el nivel de temperatura.

- 2.- Incremento en la tendencia a la contracción por secado y el agrietamiento térmico diferencial.
- 3.- Reducción de la durabilidad.
- 4.- Reducción en la uniformidad de la apariencia superficial.

Preparativos antes del colado.

Ante de colar el concreto durante clima cálido se pueden tomar ciertas precauciones que ayudan a disminuir la temperatura del concreto. Las mezcladoras, canaletas, bandas transportadoras, tolvas, tuberías de bombeo, y otros equipos para manejar el concreto pueden colocarse con arpillera húmeda para reducir el efecto del calor del sol.

Los moldes, el acero, y la subrasante deberán regarse con agua fría, precisamente antes de colar el concreto. Mojando las superficies en que se va a construir se enfría el aire que la rodea y se aumenta su humedad relativa. Con esto, no sólo se reduce la temperatura del concreto, sino que también se reduce la evaporación del agua del concreto durante su colado. En las losas que se construyen sobre el terreno, es un buen sistema humedecer la subrasante la noche anterior al colado. antes de hacer el colado no deberá quedar agua estancada o charcos en la subrasante.

Durante los periodos extremadamente calientes pueden mejorarse los resultados limitando las operaciones del colado a las horas de la tarde o de la noche, especialmente en climas áridos. Esta precaución ha dado como resultado en losas gruesas y pavimentos menores contracciones térmicas o agrietamientos.

Transporte, Colado y Acabado.

En tiempo caliente deberá hacerse el transporte y colado del concreto con la mayor rapidez posible. los retrasos contribuyen a la pérdida de revenimiento y al aumento de la temperatura del concreto. Deberán disponerse de suficientes operarios para manejar y colar el concreto inmediatamente despues de recibirlo.

El mezclado prolongado, aun a velocidad de agitación deberá evitarse. Si ocurren retrasos, el calor generado durante el mezclado puede disminuir a la parar la mezcladora y agitar luego en forma intermitente. En climas cálidos, el concreto se debe terminar de descargar completamente en 1 hora (o 45 minutos) o cuando el tambor haya dado 300 vueltas, según lo que ocurra primero.

Como el concreto se endurece más rápidamente en climas cálidos, se requiere un cuidado adicional en las técnicas para el colado par evitar las juntas de construcción. En el colado de muros podrá ser necesario hacer las capas de colado de menor espesor, para asegurarse de la consolidación con cada colado anterior.

Todas las etapas de acabado deben hacerse rápidamente después de que desaparezca el brillo del agua en la superficie, o después que el concreto pueda soportar el peso de un obrero. Para hacer acabados en los días calientes, secos y con viento, es necesario tomar especificaciones especiales. El rápido secado del concreto de la superficie puede producir agrietamiento por plasticidad y juntas de colado en las losas.

Riegos de niebla o cubiertas temporales de arpilleras mojadas son preventivos muy eficaces. La arpillera se mantendrá mojada con un rocío fino y no se permitirá que se seque. Si aparecen grietas, pueden borrarse durante el acabado.

Curado y Protección.

El curado y la protección son más críticos en tiempo caliente que en periodos más frescos. En tiempo caliente no pueden considerarse los moldes como un buen sustituto del curado; deberán aflojarse luego que pueda hacerse sin dañar el concreto. Luego se aplicará agua a las superficies superiores expuestas del concreto dejándola correr hacia abajo dentro de los moldes. Los moldes de madera deberán regarse con agua cuando están todavía en su lugar, ya que de otra manera pueden absorber parte del agua de mezcla. El agua que se vierta sobre las superficies planas de concreto en particular, no deberá estar mucho más fría que el concreto. De esta manera, el agrietamiento producido por los esfuerzos que crean los cambios de temperatura disminuirán al mínimo.

Con objeto de impedir el secado de las superficies expuestas del concreto, el curado deberá comenzar luego que se han acabado las superficies y deberá continuar cuando menos durante 24 horas. Durante el tiempo caliente, es preferible el curado húmedo continuo. Sin embargo, la necesidad de curado húmedo es mayor durante las primeras horas del acabado. Si no se continua el curado húmedo después de las 24 horas, las superficies de concreto deberán protegerse de la libre circulación del aire seco con papel para curado u hojas de plástico que reflejen el calor mientras las superficies están todavía húmedas.

Aditivos.

Los aditivos deberán usarse para complementar las propiedades básicas de una mezcla para concreto y no para reemplazar ninguno de sus ingredientes básicos. En los raros casos durante tiempo caliente y cuando se mantiene una inspección cuidadosa puede resultar benéfico un aditivo retardados para retrasar el fraguado.

Los aditivos retardadores deberán probarse con materiales de la obra, en las condiciones de la misma, incluyendo temperatura, antes de hacer la construcción, para

determinar su compatibilidad con los ingredientes básicos del concreto y su capacidad, bajo estas condiciones, de producir las propiedades deseadas.

II.1.10.1.2 COLADO EN CLIMA FRÍO

El clima frío generalmente empieza durante el otoño y suele continuar hasta la primavera.

El clima frío se define como un periodo donde, por más de 3 días consecutivos existen las siguientes condiciones:

- 1.- la temperatura promedio diaria de aire es menor de 5°C y
- 2.- la temperatura de aire no es mayor a 10° C durante mas de la mitad de un periodo cualquiera de 24 horas.

Efecto de las bajas temperaturas en el concreto.

Las bajas temperatura afecta la rapidez con que tiene lugar la hidratación del cemento, pues las bajas temperaturas retardan el endurecimiento del concreto y la adquisición de la resistencia.

A temperaturas inferiores a 22° C las resistencias son inferiores al principio pero mayores en periodos inferiores.

El aumento de resistencia se detiene prácticamente cuando ya no se dispone de humedad para el curado. El concreto que se coloca a bajas temperaturas (pero superiores a la de congelación) puede adquirir resistencias más elevadas que le concreto colado a temperaturas superiores, pero el curado debe continuarse durante un periodo mayor. No es seguro exponer el concreto a temperaturas de congelación en los primeros periodos. Si se permite el congelamiento dentro de las 24 horas, resultara una resistencia mucho más baja.

El concreto de poco revenimiento es particularmente conveniente para construir elementos planos y pavimentos en tiempo frío. Durante el tiempo frío, la evaporación se hace más lenta por tanto, disminuyendo al mínimo el agua de exudación se disminuirán los retrasos en el acabado

Preparativos para el colado.

El concreto no deberá colarse nunca sobre una subrasante congelada, ya que pueden ocurrir diferencias de asentamientos cuando la subrasante s deshiele. Esto puede producir grietas. Además, el concreto desprenderá calor con lo que se retardara

la rapidez de su endurecimiento, creando la posibilidad de que la parte inferior de la losa se congele.

cuando la subrasante está congelada en una profundidad de sólo unos cuantos centímetros, la superficie puede descongelarse quemando paja, aplicando vapor o, cuando la rasante lo permite, extendiendo una capa de arena caliente, grava u otro material granular. El colado del concreto deberá retrasarse hasta que el terreno se deshiele y se caliente lo suficiente para tener la seguridad de que no se vuelva a helar durante el periodo de curado.

La superficie interior de los moldes, el acero de refuerzo y los elementos que van a quedar ahogados deberán estar exentos de nieve y de hielo cuando se cuele el concreto.

Métodos de curado.

El concreto en los moldes o con cubiertas aisladoras rara vez pierden suficiente humedad entre los -4 y -12 °C, para que estos perjudiquen el colado. Si embargo, es necesario el curado húmedo durante el invierno para contrarrestar el secado cuando se usan recintos calentados. Es importante suministrar al concreto suficiente humedad cuando se use aire caliente.

El vapor vivo que se deja escapar dentro de un recinto es un método excelente para curar el concreto, porque proporciona tanto calor como humedad. El vapor resulta especialmente práctico durante el tiempo extremadamente frío, porque la humedad proporcionada contrarresta el rápido secado cuando se calienta el aire muy frío. El vapor se genera, de la forma más económica; con calentadores portátiles de petróleo o coque. Pero los quemadores producen un calor seco, de manera que hay que tomar precauciones para evitar que el concreto se seque.

Pueden usarse al principio del curado compuestos líquidos que formen membranas sobre las superficies del concreto dentro de los recintos calentados. Sin embargo, una técnica mejor, consiste en curar primero con humedad el concreto y luego aplicar un compuesto para curado después de quitar la protección y cuando la temperatura del aire sea superior a la de congelación. El calor liberado durante la hidratación del cemento contrarrestará en grado considerable la pérdida de calor durante el acabado y las primeras operaciones de curado.

debe evitarse el rápido enfriamiento del concreto al final del periodo de calefacción. el enfriamiento brusco de la superficie del concreto, cuando el interior está todavía caliente, puede producir agrietamientos, especialmente en los elementos de gran masa, como las pilas para puentes, estribos, presas y grandes miembros estructurales. Puede a menudo obtenerse un enfriamiento gradual simplemente cerrando la fuente de calor y esperar que se enfríe el recinto a la temperatura exterior.

Periodo del curado.

Después del colado, el concreto debe mantenerse a una temperatura adecuada hasta que se adquiera resistencia suficiente para poder soportar la exposición subsecuente a las bajas temperaturas y las cargas que probablemente sustentará. Después de colado, un periodo corto (de 2 a 4 semanas aproximadamente) de secado al aire aumenta mucho la resistencia (de los concretos con aire incluido) a los descongelantes.

El curado o tiempo de protección variará con el tipo y cantidad de cemento, con el uso de aceleradores, tamaño y forma de la masa de concreto, resistencia requerida y uso y futuro de la estructura. El concreto no deberá congelarse cuando esté saturado, antes de haber alcanzado la resistencia de proyecto.

Remoción de moldes.

Es una buena técnica, durante el tiempo frío, dejar los moldes en los colados todo el tiempo que los programas de la obra lo permitan. Aun dentro de recintos con calefacción, los moldes sirven para distribuir en forma más pareja el calor y ayudan a evitar el secado y los sobrecalentamientos locales.

En cuanto a los puntales, es peligroso en tiempo frío quitar los puntales, aun en forma temporal antes de haber hecho pruebas que demuestren en forma evidente que se ha alcanzado la resistencia especificada. Ordinariamente, para quitar temporalmente el soporte de todo un tablero durante el reapuntalamiento, es suficiente que se haya alcanzado del 55% al 65% de la resistencia proyectada. Los puntales deberán dejarse en su sitio todo el tiempo que sea necesario para proteger cada miembro y, en consecuencia, toda la estructura. El número de filas que se vuelvan a apuntalar abajo de la fila que se está colando y el tiempo que los puntales deban permanecer en su sitio depende de la resistencia que se haya obtenido, que deberá ser la suficiente para soportar cargas muertas y las cargas que pueda producir la constricción, con los factores de seguridad adecuados.

Concreto congelado.

Las temperaturas inferiores a las de congelamiento son peligrosas para el concreto fresco. El concreto que al poco tiempo de colado se deja congelar adquiere muy poca resistencia y es seguro que sufra un daño permanente. El concreto que se congele una sola vez, habiendo sido colado recientemente, puede componerse hasta casi alcanzar su resistencia normal al ponerlo en condiciones favorables para el curado. Sin embargo, este concreto no es tan resistente al intemperismo, ni tan impermeable como el concreto que se no se haya congelado.

El periodo crítico después del cual el concreto no se daña seriamente por uno o dos ciclos de congelamiento y fusión depende de los ingredientes del concreto y de las condiciones de la mezcla, del colado, del curado y del secado subsecuente. Además, debe dejarse que todos los concretos se sequen algo antes de exponerlos a temperaturas de congelamiento, porque el concreto nuevo, cuando está saturado, es vulnerable al congelamiento.

II.1.10.2 COLADO BAJO AGUA.

El concreto puede colarse bajo el agua por medio del uso de tolvas de fondo basculante o por medio de tuberías con entrada en forma de embudo. Si se utilizan tolvas, estas no deben descargarse hasta hacer contacto con el suelo o con el concreto que ya ha sido colocado. Es factible que ocurra un cierto lavado.

En los tubos, la entrada del concreto se hace por la parte en forma de embudo. El extremo de descarga debe mantenerse continuamente debajo de la superficie del concreto suave de tal forma que haya el menor movimiento posible.

El colado debe proceder continuamente y la tubería se va levantando lentamente a medida que el espesor de concreto depositado aumenta. Si el sello se rompe inadvertidamente en el fondo, las revolturas siguientes deben hacerse más ricas para compensar la pérdida de cemento en el agua.

En general, es necesario usar concreto altamente manejable para que pueda fluir lateralmente de una tubería sobre la distancia horizontal necesaria para alcanzar las caras de los moldes con una superficie superior razonablemente plana y suave. Es mejor entre menos movimientos haya en el concreto una vez que haya fluido a su lugar. Los charcos en la superficie deben evitarse.

En trabajos bajo agua es a menudo necesario colocar el concreto sobre superficie rocosa y es entonces esencial asegurarse de que el concreto de la tubería no se pierda por debajo de los moldes. Un método efectivo para evitar esta pérdida es fijar una tira larga de lona a los moldes cerca de sus bordes más bajos y mantenerla cargada con piedra triturada en sacos. El lodo y sedimento debe retirarse bombeado.

El éxito de una operación de colocación de concreto bajo agua, utilizando tubería, depende de la adaptación de un sello de agua al fondo de la tubería.

Un método para sellar estas tuberías es el de insertar una bola de cáñamo dentro de la tubería, después de que la tubería ha sido colocada en la posición en la que se usará. Esta bola es forzada a través de la tubería por el mismo concreto y a su vez fuerza hacia afuera el agua y el aire. Al salir la bola de la tubería en su extremo de descarga, la columna de concreto que le sigue desciende rápidamente y descarga

entre el extremo de la tubería y la fundación para montar un montículo alrededor del extremo de descarga de la tubería. La salida de concreto se chequea entonces bajando la tubería al fondo mientras se introduce más concreto. El tubo se levanta entonces lo suficiente para que permita un paso continuo de concreto.

El uso de estas tuberías presenta un problema cuando se necesita moverlas frecuentemente al ir progresando el colado de un punto a otro, debido a que estas tuberías se usan en situaciones en que las condiciones del colado se encuentran congestionadas por refuerzo, abrazaderas, etc.

Son necesarias mezclas ricas de alrededor de 1: 1: 2 ó 1: 1 ½ : 3 de cemento: arena : agregado grueso, en ambos casos, utilizando tolvas de fondo basculante o tuberías de descarga.

II.1.10.3 COLADO MASIVO.

Hay dos situaciones posibles: una es el colado de concreto masivo no reforzado, como sucede por ejemplo en las presas de gravedad.

Este es el verdadero concreto masivo y, sin lugar a dudas, su característica principal es la necesidad de impedir su generación de calor y sus respectivos cambios volumétricos para reducir al mínimo el agrietamiento.

Lo que hay que impedir son las grandes diferencias de temperatura entre el interior de la masa, donde el calor de hidratación del cemento produce un incremento en la temperatura, y el exterior, donde el calor generado se pierde en la atmósfera circundante. La contracción también puede contribuir al agrietamiento.

Para reducir al mínimo el aumento de temperatura, se pueden tomar ciertas medidas. Primero que nada, los componentes del concreto fresco se pueden enfriar para reducir su temperatura hasta 7°C. El enfriamiento de la masa de concreto endurecida se puede prolongar haciendo circular agua refrigerada por una tubería ahogada en ella.

Es necesario elegir con mucho cuidado los componentes y las proporciones de la mezcla: cemento de bajo calor, bajo contenido de cemento, reemplazo con puzolanas, agregados redondeados, aditivos reductores de agua; todos estos son auxiliares.

Cuando se maneja una masa grande de concreto reforzado, el personal se enfrenta a aun problema en cierto modo diferente.

En este caso, muchas de las técnicas empleadas para el concreto masivo son inaplicables debido a que se requiere una mezcla con resistencia de media a alta;

también puede ser necesaria la resistencia temprana y tal vez no sea posible ahogar la tubería.

No obstante, el problema esencial es el mismo; es decir, el interior de la masa se calienta más que el exterior si ocurre gran pérdida de calor en la superficie. Si la diferencia de temperatura entre el interior y el exterior es lo bastante grande, se presentará agrietamiento. Esto puede suceder durante el período de aumento de la temperatura, en cuyo caso las grietas se formarán en el interior, o durante el enfriamiento, donde las grietas aparecerán en la superficie. Las fisuras mencionadas implican que el agrietamiento se presentará cuando la diferencia entre las temperaturas sea mayor de 20°C.

También existe la posibilidad de formación de grietas si el concreto se coloca sobre una superficie fría; esto puede ocurrir aunque el colado no se clasifique como grande.

La solución no es poner límites a la temperatura que podría aumentar en el interior, sino más bien evitar la pérdida de calor en la superficie. Así pues, se deja que toda la masa de concreto se caliente a la misma temperatura más o menos, y se le permite expandirse sin restricción; con el tiempo, ocurre el enfriamiento, también ahora más o menos uniforme, y la estructura adquiere sus dimensiones finales, de nuevo sin restricciones. Para evitar gran pérdida de calor, se debe aislar en forma adecuada la parte superior de la estructura y la cimbra.

En la construcción es práctico vigilar la temperatura en varios puntos por medio de pares termoelectrónicos, y ajustar el aislamiento de acuerdo con esas mediciones. Dicho aislamiento debe controlar la pérdida de calor por evaporación, la conducción y la radiación.

Para lograr lo primero se debe usar un compuesto de curado o una membrana de plástico, pero nunca aplicar rocío o encharcamiento porque ambos ejercen un efecto de enfriamiento.

Las mantas recubiertas de plástico son útiles en muchos aspectos, pero también se puede utilizar madera suave. El aislamiento se debe conservar hasta que la diferencia de temperatura se haya reducido a 10°C.

La técnica es muy especializada y hay que tener cuidado respecto a muchos factores: la temperatura inicial del acero, por ejemplo, pero tiene mucho éxito en colados continuos y con ella se ha fabricado miles de metros cúbicos de concreto.

II.2 ACERO DE REFUERZO.

El éxito de una obra de concreto reforzado depende en gran parte de que el acero de refuerzo quede correctamente fijado en el concreto, y que tenga un recubrimiento adecuado. Si el acero no está debidamente fijado y se mueve durante el colado, el elemento no será tan resistente como debe ser, y el consecuente debilitamiento puede producir fallas bajo carga. Además, si el recubrimiento no es suficiente, el acero de refuerzo se oxida, se expande, y finalmente descascara el concreto, lo que a su vez debilita la estructura y echa a perder su aspecto.

Para lograr el espesor adecuado de recubrimiento, el corte y el doblado exactos del acero son tan importantes como su buena colocación: una varilla doblada en forma o ángulo incorrecto, o cortada a una longitud equivocada, no puede recibir el recubrimiento requerido. El doblado y la fijación deben efectuarse con extremo cuidado; una vez que las varillas han sido fijadas, es esencial ver que no se muevan antes o durante el colado.

Definición

"El acero de refuerzo es una barra que ha sido especialmente fabricada para usarse como refuerzo de concreto; cuya superficie está provista de rebordes o salientes llamados "corrugaciones", los cuales inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea."

Existen dos grados principales de acero que se utilizan para varillas de refuerzo, uno es el acero dulce y, el otro, el acero de alta elasticidad (anteriormente conocido como acero de alta tensión).

Todas las varillas redondas, lisas son, de acero dulce templado en caliente. El acero de alta elasticidad se fabrica templando en caliente un acero de baja aleación, o formado en frío (torciendo y estirando) un acero originalmente dulce.

El acero de baja aleación puede distinguirse del acero dulce por la forma de sus nervaduras, mientras que el acero formado en frío se reconoce por su aspecto torcido, aunque también puede tener nervaduras.

Estas varillas son mucho más resistentes que las varillas redondas de acero dulce del mismo diámetro.

El límite de fluencia del acero comúnmente usado en la construcción de estructuras es el de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y es el llamado comúnmente acero de alta resistencia o AR-42, también existen otros aceros con límites de fluencia $f_y = 2,320 \text{ kg/cm}^2$ llamado comúnmente acero normal y el acero de límite de fluencia $f_y = 6,000 \text{ kg/cm}^2$, llamado comercialmente AR-60.

Existe también un acero de refuerzo llamado comúnmente alambazón, el cual es un acero que se utiliza principalmente para tomar esfuerzos de tensión diagonal, este se fabrica en acero $f_y = 2,320 \text{ kg/cm}^2$.

El alambre recocado se utiliza para amarrar entre si las varillas y mantenerlas en la posición correcta para la colocación del concreto, es normalmente alambre del No. 18 y se utilizan aproximadamente 30 kg. Por tonelada colocada. Este no tiene una función estructural.

II.2.1 LONGITUD Y CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO EMPLEADO EN UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO.

II.2.1.1 LONGITUD.

Las varillas tienen una longitud de 6, 9 y 12 metros, de las cuales la longitud estándar es la de 12 metros, también es posible obtener longitudes mayores mediante un costo adicional, cuando la soldadura o empalme es inconveniente o no está permitido.

II.2.1.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

Numero de designación, pesos unitarios y dimensiones nominales.

Numero de Designación	Peso Unitario en kg / m	Diámetro Nominal a.		Area de la sección transversal en mm^2	Perímetro en mm
		pulg	mm		
2 (alambazón)	0.248	1/4	6.4	32	20.1
2.5	0.388	5/16	7.9	49	24.8
3	0.560	3/8	9.5	71	29.8
4	0.994	1/2	12.7	127	39.9
5	1.552	5/8	15.9	198	50.0
6	2.235	3/4	19.0	285	60.0
7	3.042	7/8	22.2	388	69.7
8	3.973	1	25.4	507	79.8
10	6.225	1 1/4	31.8	794	99.9
12	8.938	1 1/2	38.1	1140	119.7

* El numero de designación de las varillas corrugadas corresponde al numero de octavos de pulgada de su diámetro nominal.

a. El diámetro nominal de una varilla corrugada es equivalente al diámetro de una varilla lisa que tenga la misma masa nominal que la varilla corrugada.

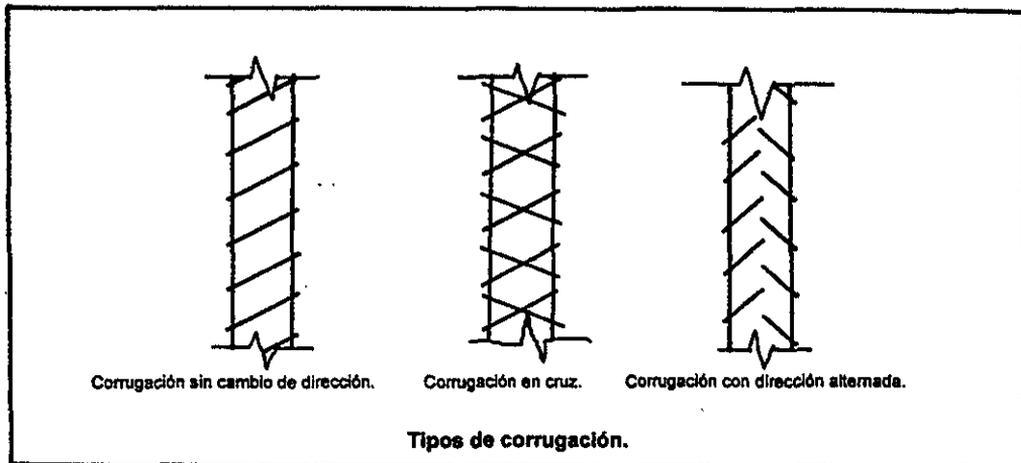
Requisitos de tensión.

1.- Resistencia mínima a la tensión (kgf / mm ²)	50	83
2.- Limite de fluencia mínima (kgf / mm ²)	30	42
3.- Alargamiento mínimo en 8" en % en Varillas del No.:		
3	11	9
4, 5, 6	12	9
8	10	8
10	8	7
12	7	7

* Las varillas de Grado 40 son suministradas solamente en tamaños de varilla de la 3 a la 6.

Requisitos de Corrugación.

- 1.- Las corrugaciones deben estar espaciadas a lo largo de la varilla a distancias uniformes; las corrugaciones sobre los lados opuestos de las varillas deben ser similares en tamaño y forma.
- 2.- Las corrugaciones deben estar colocadas de manera que formen un ángulo no menor de 45 con respecto al eje de la varilla. Cuando el eje de las corrugaciones forme un ángulo con el eje de la varilla entre 45 y 70, las corrugaciones deben alternarse en su dirección, es decir, las corrugaciones de un lado deben estar en dirección contraria a la dirección que tiene en el lado opuesto. Cuando el eje de la corrugación forme un ángulo mayor de 70, no se requiera este cambio de dirección.
- 3.- El espaciamiento promedio o la distancia entre las corrugaciones sobre cada lado de la varilla no debe exceder de 7 décimos el diámetro nominal de la misma.
- 4.- La longitud total de las corrugaciones debe ser tal que el espaciamiento entre los extremos de las mismas sobre los lados opuestos de la varilla no sea mayor de 12.5 % del perímetro nominal de la misma. Cuando los extremos terminen en una costilla longitudinal el ancho de esta debe considerarse como tal espaciamiento.
- 5.- Cuando existan mas de dos costillas longitudinales, el ancho total de todas ellas no deben exceder del 25% del perímetro nominal de la varilla.



Tolerancia en Peso.

La variación permisible en peso no debe exceder el 6% inferior del peso nominal (ver tabla de pesos nominales) excepto para varillas más pequeñas que la del No. 3.

Requisitos de Doblado?

Los especímenes para la prueba de doblado deben soportar ser doblados a la temperatura ambiente, alrededor de un mandril, sin agrietarse en la parte exterior de la porción doblada, los requisitos que deben cumplirse para el ángulo de doblado y los diámetros del mandril serán:

Numero de designación.	Diámetro de mandril para la prueba de doblado	
	Grado 40	Grado 60
3, 4 y 5	$3 \frac{1}{2} d$ **	$3 \frac{1}{2} d$ *
6	5 d	5 d
8	—	5 d
10	—	7 d
12	—	7 d

Notas: * La prueba de doblado será a 180 grados, a menos que se especifique lo contrario.

** d = Diámetro nominal del espécimen de prueba.

II.2.2 ALMACENAMIENTO, HABILITADO Y COLOCACIÓN EN OBRA DEL ACERO DE REFUERZO.

II.2.2.1 ALMACENAMIENTO EN OBRA

El acero no deberá estar en contacto directo con el suelo; para esto podrán ser utilizados polines de madera, de concreto, plataformas u otros soportes similares.

El acero debe ser almacenarse clasificado por grado, tipo y diámetro, las varillas corrugadas se deben suministrar en paquetes que contengan varillas de un solo diámetro y de un peso tal que puedan ser manipulados por dos hombres y susceptibles de unirse entre sí para formar paquetes mayores para ser manejados con grúa.

Deberá ser almacenado en condiciones que eviten la oxidación y que la protejan contra golpes, alteración química general; puede almacenarse bajo cobertizos o utilizando lonas.

Entre cada una de las capas sobrepuestas de acero de refuerzo se colocarán separadores, éstos deberán colocarse a una distancia considerable de tal manera que el acero virgen y habilitado no sufra deformaciones.

II.2.2.2 HABILITADO DEL ACERO DE REFUERZO.⁶

Definición.

Se denomina "Habilitado" al cortado y doblado del acero de refuerzo de acuerdo con los planos de diseño.

Notación empleada en las siguientes secciones.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión, cm.

d_b = Diámetro nominal de una varilla, alambre o cable para presfuerzo, cm.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no presforzado, kg/cm².

L_d = Longitud de desarrollo, cm.

II.2.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO DE HABILITADO Y CORTE.

Se seleccionara el equipo para las actividades de habilitado e instalación de acero de refuerzo, tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

Características de equipo de Corte

De preferencia deberán ser utilizadas herramientas mecánicas y/o manuales que no afecten las propiedades físico - químicas de la varilla.

⁶ Ver RCDF-97.

Características del equipo de doblado.

La herramienta y/o equipo utilizado para realizar el doblado del acero debe satisfacer como mínimo los siguientes requerimientos:

- 1.- El doblado del acero debe ser lentamente en frío; para varillas de 2.5 cm. de diámetro y menores, el doblado de la varilla deberá efectuarse alrededor de una pieza cilíndrica que tenga un diámetro igual o mayor a seis (6) veces el diámetro de la varilla, ya sea que se trate de varillas dobladas a ciento ochenta grados (180°) o a noventa grados (90°).
- 2.- Para varillas de 2.5 centímetros de diámetro y mayores los dobleces deberán ser realizados alrededor de una pieza cilíndrica que tenga un diámetro igual o mayor a 8 veces el diámetro de la varilla, ya sea que se trate de varillas dobladas a ciento ochenta grados (180°) o a noventa grados (90°).

II.2.2.2 DOBLADO DEL ACERO DE REFUERZO.

1.- Todo el acero de refuerzo preferentemente deberá doblarse en frío, cuando por circunstancias propias del proyecto se requiera doblar en caliente, el siguiente proceso debe ser conciliado con el personal responsable de la Ingeniería.

- 1.1.- El método de calentamiento utilizado no debe dañar ni a la varilla ni al concreto.
- 1.2.- Se precalentará una longitud de por lo menos 5 diámetros a cada lado del centro del doblado; la temperatura no deberá ser mayor a 260 grados centígrados en la transición entre la varilla y el concreto.
- 1.3.- La temperatura será de 590 a 650 grados centígrados.
- 1.4.- La temperatura se mantendrá hasta completar el doblado.
- 1.5.- La temperatura se deberá medir con crayones para medición de temperatura, pirómetros de contacto u otros métodos similares.
- 1.6.- La varilla no será enfriada artificialmente hasta que llegue a 315 grados centígrados

Diámetros mínimos de doblado.

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la varilla, excepto para estribos y anillos en los tamaños del número 3 al número 5, no debe ser menor que los valores de la tabla siguiente:

Diámetros Mínimos de Doblado	
Tamaño de la Varilla	Diámetro mínimo
del No. 3 al No. 8.	6 db.
No. 9, 10 y 11	8 db.
del No. 14 al No. 18	10 db.

El diámetro interior de doblado para estribos y anillos no debe ser menor de 4 db para varillas del No. 5 y menores; para varillas mayores del No. 5 el diámetro de doblado deberá concordar con lo indicado en la tabla anterior.

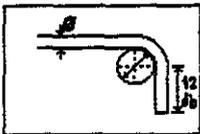
El diámetro interior de los dobleces en malla soldada de alambre (corrugada o lisa) para estribos y anillos no debe ser menor de 4 db, para alambre corrugado mayor del D6 y 2 db para los demás alambres. El doblado con un diámetro interior menor de 8 db no debe estar a menos de 4 db de la intersección soldada mas cercana.

Gancho estándar.

El termino " gancho estándar " se emplea en este procedimiento con uno de los siguientes significados:

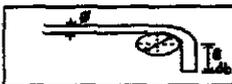


1.- Doblado de 180° mas una extensión de 4 db, pero no menos de 6.5 centímetros en el extremo libre de la varilla.

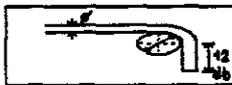


2.- Doblado de 90° mas una extensión de 12 db en el extremo libre de la varilla.

3.- Para estribos y ganchos de amarre:



3.1.- Varillas del numero 5 y menor, doblado de 90° mas 6 db de extensión en el extremo libre de la varilla, ó



3.2.- Varillas del número 6 al número 8 , doblado de 90° mas extensión de 12 db en el extremo libre de la varilla, ó



3.3.- Varilla del numero 8 y menor, doblado de 135° mas extensión de 6 db en el extremo libre de la varilla.

Espaciamiento del acero de refuerzo.

Estas consideraciones aplican únicamente cuando en Proyecto se tenga por circunstancias de fuerza mayor que sustituir el acero indicado en los planos por otro de menor o mayor diámetro, previo a la sustitución de las varillas de refuerzo debe ser conciliado con el personal responsable de estructuración:

- 1.- La separación libre mínima entre las varillas paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la varilla pero no menor de 2.5 centímetros.
- 2.- En elementos en compresión reforzados con espirales o anillos, la distancia libre entre las varillas longitudinales no será menor de 1.5 del diámetro nominal de la varilla, ni de 4 centímetros.
- 3.- La limitación de la distancia libre entre las varillas también se aplica a la distancia entre un traslape y los traslapes o varillas adyacentes.
- 4.- Los grupos de varillas paralelas de refuerzo armadas en paquetes, que actúan como unidad, deben limitarse a 4 varillas por cada paquete.
- 5.- Los paquetes de varillas deben estar confinados por estribos o anillos.
- 6.- En elementos sujetos a flexión, cada una de las varillas de los paquetes que se cortan dentro del claro deben terminar en puntos distintos y separados a distancias de por lo menos 40 diámetros nominales de la varilla.

II.2.2.3 COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Las varillas de refuerzo deberán estar colocadas firmemente en las posiciones señaladas en los planos, deben amarrarse adecuadamente y estar bien apoyadas antes de vaciar el concreto para evitar desplazamientos.

Empalmes.

El empalme de las varillas de refuerzo debe hacerse ya sea mediante traslape, soldadura o mediante uniones metálicas.

- 1.- La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete de varillas sujeto a tensión o compresión, debe ser aquella de la varilla individual aumentada un 20 % para un paquete de 3 (tres) varillas y un 33% para un paquete de 4 (cuatro) varillas.
- 2.- Los empalmes de varillas que se encuentran en contacto entre sí deben amarrarse juntos a fin de mantener el alineamiento de las varillas y tener una mínima separación.
- 3.- Las varillas traslapadas por medio de traslapes sin contacto en elementos su-

jetos a flexión no deben separarse transversalmente mas de 1/5 parte de la longitud de traslape requerida, ni mas de 15 centímetros.

Empalmes soldados.

En un empalme soldado se deberá mostrar por medio de pruebas realizadas que la resistencia a tensión es de un 125% de la resistencia especificada de la varilla.

Conexiones mecánicas.

La conexión mecánica será aquella en la cual las varillas están conectadas para desarrollar tensiones o compresiones de al menos un 125% de la resistencia especificada de la varilla, la conexión se instalará de acuerdo a las recomendaciones del fabricante, teniendo que demostrar éste su efectividad de su sistema empleado.

II.2.2.3.1. PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL ACERO DE REFUERZO.⁹

Recubrimiento mínimo de concreto al acero de refuerzo cuando éste es colado en obra.

	Condición	Recubrimiento mínimo en cm.
1.-	Concreto colado en forma de barras o parrillas	7.5
2.-	Concreto colado en forma de barras o parrillas	5.0 4.0
3.-	Concreto colado en forma de barras o parrillas	
3.1	Losas, muros, nervaduras: Varillas del No. 14 y No. 18. Varillas del No. 11 y menores.	4.0 2.0
3.2	Vigas, columnas: Refuerzo principal, anillos, estribos, espirales.	4.0
3.3	Cascarones y placas plegadas: Varillas de No. 6 y mayores. Varillas del No. 5 y menores.	2.0 1.5

⁹ Ver RCDF-87.

Recubrimiento mínimo al acero en concreto prefabricado (cuando éste es fabricado en condiciones de control en la planta).

Condición:		Recubrimiento mínimo en cm.
1.-	Concreto colado en contacto con el suelo o a la acción del clima:	
1.1	Tableros para muros: Varillas del No. 14 y No. 18 Varillas del No. 11 y menores.	4.0 2.0
1.2	Otros elementos: Varillas del No. 14 al No. 18.	5.0
1.3	Varillas del No. 6 al No. 11. Varillas del No. 5 y menores	4.0 3.0
2.-	Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo:	
2.1	Losas, muros, nervaduras: Varillas del No. 14 y No. 18. Varillas del No. 11 y menores.	3.0 2.0
2.2	Vigas, columnas: Refuerzo principal.	db pero no < 1.5 cm. y no > a 4 cm.
2.3	Anillos, estribos, espirales.	1.0
2.4.	Cascarones y placas plegadas: Varillas de No. 6 y mayores. Varillas del No. 5 y menores.	2.0 1.0

Recubrimiento mínimo en un paquete de varillas.

Este debe ser igual al del diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 5 cm. Excepto para concreto colado en el terreno y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento debe ser de 7.5 cm.

Recubrimiento mínimo al acero en concreto presforzado.

Condición:		Recubrimiento mínimo en cm.
1.-	Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él.	7.5
2.-	Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima:	
2.1.	Tableros para muros, losas y nervaduras:	2.5
2.2.	Otros elementos:	4.0

Continuación ...

3.-		
3.1	: losas, muros, nervaduras: Vigas, columnas: Refuerzo principal Anillos, estribos, espirales. Cascarones y placas plegadas: Varillas del No. 5 y menores. Otro tipo de refuerzo.	2.0
3.2		4.0
3.3		2.5
		1 db pero no < 2 cm.

Separadores de varilla a base de bloques de concreto (pollos).

1.- Bloques planos.

Los bloques planos se usan generalmente para apoyar varillas sobre una superficie plana (pisos cubiertas, etc.).

2.- Bloque con alambre.

Los bloques de concreto para ser utilizados en estructuras verticales o en situaciones en que necesariamente el bloque debe estar atado a la varilla, deberán tener dos lazos de alambre de calibre 16 en su centro para poder asegurar el recubrimiento entre la varilla y la cimbra.

3.- Los bloques de concreto deberán ser de la misma resistencia a compresión del concreto así como del mismo color que el concreto que se vaciara en la estructura.

4.- Los separadores para dar recubrimiento al acero deberán ser cubos de concreto o siletas de acero; los cubos de concreto serán de las mismas características del concreto que vaya a ser usado en la estructura.

Condiciones de la superficie de acero de refuerzo:

Al momento de colocar el concreto, el acero de refuerzo debe estar libre de lodo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia.

Tolerancias en la colocación:

La tolerancia para el peralte "d" y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sujetos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

Condición	Tolerancia en "d"	Tolerancia mínima de la capa de concreto
d ≤ 20 centímetros.	± 1 centímetros.	- 1 centímetros.
d > 20 centímetros	± 1.3 centímetros.	- 1.3 centímetros.

II. 2. 3 MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

El uso de mallas de alambre para reforzar concreto consiste en colocar alambre ortogonalmente en forma de cuadrado o rectángulo, soldando todas las intersecciones. La resistencia a la deformación debe ser de 4 220 kg/cm² para malla lisa y de 4 920 kg/cm² para malla de alambre corrugado.

II.2.3.1. IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE MALLA.

Las mallas de alambre liso se denominan con la letra W seguida por un número que indica el área seccional en centésimas de pulgada cuadrada. Las mallas de alambre corrugado se denominan similarmente con la letra D seguida de un número que indica el área seccional del alambre en centésimas de pulgada cuadrada.

Es muy importante señalar que los términos "longitudinal" y "transversal" se refieren al método de fabricación de la malla y no tiene relación con la posición de los alambres en una estructura de concreto terminada.

En la fabricación de malla, los alambres longitudinales pasan continuamente a través de una soldadora automática.

Los alambres longitudinales pasan continuamente a través de una soldadora automática.

Los alambres transversales se sueldan individualmente o perpendiculares a los alambres longitudinales conforme estos pasan por la soldadora a distancias iguales al espaciamiento transversal.

II.2.3.2. DETALLADO DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

La cantidad de malla detallada debe incluir el área neta de la malla señalada en los planos más material suficiente para hacer los empalmes traslapados necesarios.

Ancho.

El ancho se define como la distancia centro a centro entre los alambres longitudinales de cada extremo.

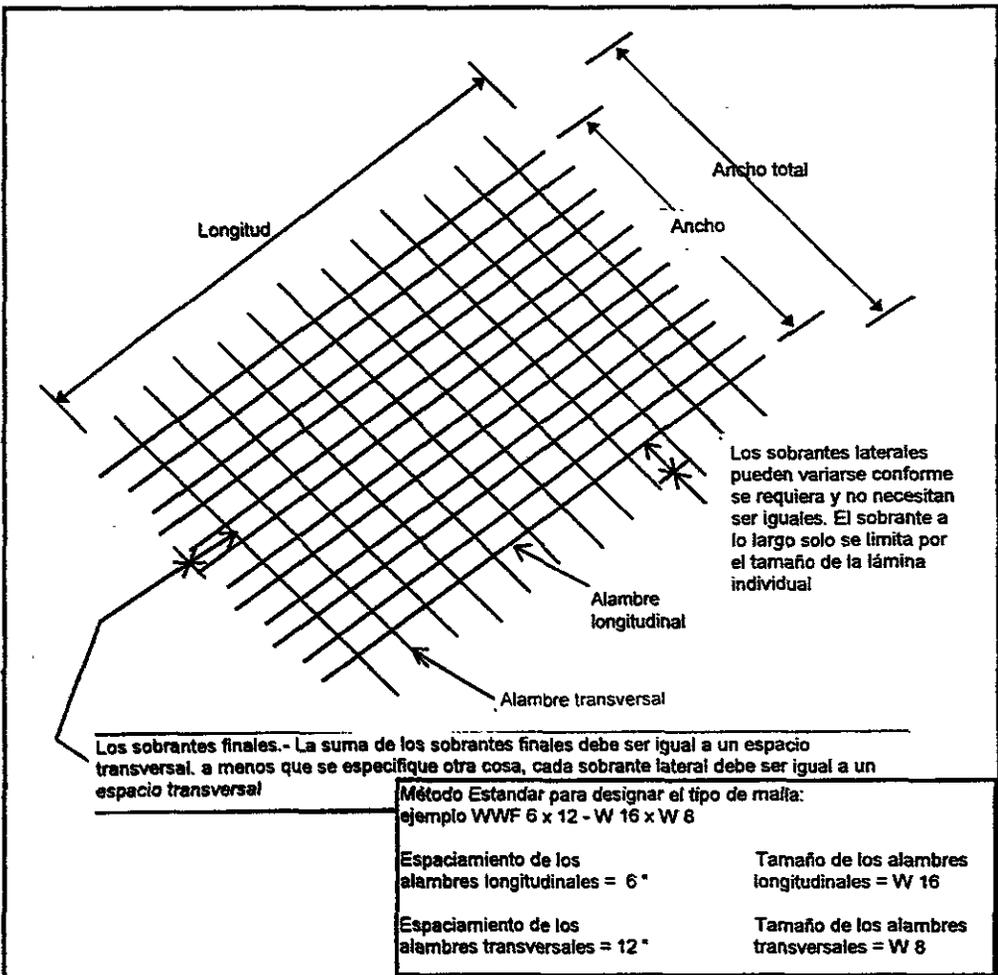
El ancho total se define como el ancho más volado que sobra a cada lado.

El volado de los alambres transversales no debe exceder una pulgada (2.54 cm) a menos que se especifique otra dimensión. Los alambres transversales pueden ser ordenados con un volado específico. Además, la longitud del volado puede ser diferente en cada lado si así se requiere.

Largo.

Los rollos de red de alambre soldado pueden fabricarse en cualquier largo, hasta un peso máximo que permita su fácil manejo. Los largos de los rollos varían según los fabricantes. Los largos típicos son 30, 45 y 60 m. El largo de la hoja o rollo se define como el largo punta a punta de los alambres longitudinales. Este largo debe ser múltiplo del espaciamiento de los alambres transversales.

La suma de los dos volados laterales ya sea en rollos o en laminas, debe ser igual a un espacio de alambre transversal. a menos que se especifique algo diferente, cada volado lateral debe ser igual a medio espacio transversal.



II.2.3.3. TIPOS DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO NORMALMENTE EN EXISTENCIA.

TABLA.I. TIPOS DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO NORMALMENTE EN EXISTENCIA Y COMÚNMENTE DISPONIBLES

TIPO		ÁREA DE ACERO pulg ² por pie		PESO APROXIMADO libras por 100 pies cuadrados
Nueva Designación (por número W)	Antigua Designación (por calibre del alambre)	Longitudinal	Transversal	
6 x 6 - W 1.4 x W 1.4	6 x 6 - 10 x 10	.03	.03	21
6 x 6 - W 2 x W 2	6 x 6 - 8 x 8*	.04	.04	29
6 x 6 - W 2.9 x W 2.9	6 x 6 - 6 x 6	.06	.06	42
6 x 6 - W 4 x W 4	6 x 6 - 4 x 4	.08	.08	58
4 x 4 - W 1.4 x W 1.4	4 x 4 - 10 x 10	.04	.04	31
4 x 4 - W 2 x W 2	4 x 4 - 8 x 8*	.06	.06	43
4 x 4 - W 2.9 x W 2.9	4 x 4 - 6 x 6	.09	.09	62
4 x 4 - W 4 x W 4	4 x 4 - 4 x 4	.12	.12	86
NOVAS				
6 x 6 - W 2.9 x W 2.9	6 x 6 - 6 x 6	.06	.06	42
6 x 6 - W 4 x W 4	6 x 6 - 4 x 4	.08	.08	58
6 x 6 - W 5.5 x W 5.5	6 x 6 - 2x 2**	.11	.11	80
4 x 4 - W 4 x W 4	4 x 4 - 4 x 4	.12	.12	86

* El número W exacto para el alambre de calibre 8 es W 2.1.

** El número W exacto para alambre de calibre 2 es W 5.4.

TABLA.II. ÁREAS SECCIONALES Y PESOS DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

Numero de alambre (A)	Diámetro nominal (pulgadas)	Peso nominal (libras por pie lineal)		2"	3"	4"	6"	8"	10"	12"
Liso	Corrugado									
W20	D20	0.505	.680	1.20	.80	.60	.40	.30	.24	.20
W18	D18	0.479	.612	1.08	.72	.54	.36	.27	.216	.18
W16	D16	0.451	.544	.96	.64	.48	.32	.24	.192	.16
W14	D14	0.422	.476	.84	.56	.42	.28	.21	.168	.14
W12	D12	0.391	.408	.72	.48	.36	.24	.18	.144	.12
W11	D11	0.374	.374	.66	.44	.33	.22	.165	.132	.11
W10.5		0.366	.357	.63	.42	.315	.21	.157	.126	.105
W10	D10	0.357	.240	.60	.40	.30	.20	.15	.12	.10
W9.5		0.348	.323	.57	.38	.285	.19	.142	.114	.095
W9	D9	0.338	.306	.54	.36	.27	.18	.135	.108	.09
W8.5		0.329	.289	.51	.34	.255	.17	.127	.102	.085
W8	D8	0.319	.272	.48	.32	.24	.16	.12	.096	.08
W7.5		0.309	.255	.45	.30	.225	.15	.112	.09	.075
W7	D7	0.299	.238	.42	.28	.21	.14	.105	.084	.07
W6.5		0.288	.221	.39	.26	.195	.13	.097	.078	.065
W6	D6	0.276	.204	.36	.24	.18	.12	.09	.072	.06
W5.5		0.265	.187	.33	.22	.165	.11	.082	.066	.055
W5	D5	0.252	.170	.30	.20	.15	.10	.075	.06	.05
W4.5		0.239	.153	.27	.18	.135	.09	.067	.054	.045
W4	D4	0.226	.136	.24	.16	.12	.08	.06	.048	.04
W3.5		0.211	.119	.21	.14	.105	.07	.052	.042	.035
W3		0.195	.102	.18	.12	.09	.06	.045	.036	.03
W2.9		0.192	.099	.174	.116	.087	.058	.043	.035	.029
W2.5		0.178	.085	.15	.10	.075	.05	.037	.03	.025
W2.1		0.162	.070	.126	.084	.063	.042	.031	0.25	.021
W2		0.160	.068	.12	.08	.06	.04	.03	.024	.02
W1.5		0.138	.051	.09	.06	.045	.03	.022	.018	.015
W1.4		0.134	.048	.084	.056	.042	.028	.021	.017	.014

(A) El numero que sigue a W o D indica el área seccional del alambre en centésimas de pulgada cuadrada.

El diámetro nominal del alambre corrugado es equivalente al diámetro de alambre liso con el mismo peso por pie que el alambre corrugado

CAPITULO III.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS.

III.1. TIPOS DE PERFILES.

III.1.1. PERFILES LAMINADOS¹

ÁNGULOS DE LADOS IGUALES
ÁNGULOS DE LADOS DESIGUALES
CANALES PERFIL ESTANDAR
VIGAS I PERFIL ESTANDAR
VIGAS I PERFIL RECTANGULAR
VIGAS T PERFIL ESTANDAR
VIGAS T PERFIL RECTANGULAR
CANALES DE LAMINA DOBLADA
RIELES

¹ Manual AHMSA para construcción con acero, Altos Hornos de México, 1991

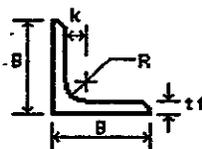
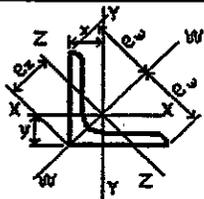
NOMENCLATURA

	Area de la sección transversal	cm ²
	Area del patín a compresión	cm ²
	Area del alma	cm ²
	Distancia del paño del alma al extremo del patín	mm
	Ancho del patín	mm
	Distancia del centro del alma de una viga o canal al paño de la pieza por conectar	mm
	Factores para el calculo de esfuerzos permisibles a flexión	
	Factore para el calculo de momento de inercia de placas	
	Diámetro	mm
	Peralte	mm
	Modulo de elasticidad del acero = 2,039,000	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible a compresión axial	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible a compresión axial en miembros secundarios	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible a flexión, sin esfuerzos axiales	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible a la tensión	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible al aplastamiento	kg/cm ²
	Esfuerzo unitario mínimo a la rotura	kg/cm ²
	Esfuerzo permisible al corte	kg/cm ²
	Límite elástico mínimo aparente	kg/cm ²
	Peralte de un marco	m
	Esfuerzo de compresión	kg/cm ²
	Esfuerzo de flexión	kg/cm ²
	Esfuerzo de tensión	kg/cm ²
	Esfuerzo de corte	kg/cm ²
	Gramil	mm
	Peralte Armaduras y Altura Columnas	m
	Momento de inercia de una sección	cm ⁴
	Factor de longitud efectiva en elementos sujetos a compresión	
	= $d - T$	
	$\frac{-2-}{-2-}$	mm
	Distancia del centro del alma al punto en que el espesor del patín se hace constante en I PR	mm
	Claro y longitud libre de columnas	m y cm
	Longitudes máximas sin arriostrar para poder aceptar fatigas a flexión de 0.66 F y 0.6 F y respectivamente	m
	Momento flexionante	kg-m
	Momento plástico	kg-m
	Carga concentrada	kg

Continuación...

P	Peso	kg o kg/m
L	Longitud de apoyo necesaria para desarrollar V	cm
R	Radio de curvatura en distintos perfiles	mm
R _g	Reacción	kg
R _g	Radio de giro	cm
S	Modulo de sección	cm ³
S _I	Modulo de sección respecto a la fibra inferior de la sección transversal	cm ³
S ₂	Modulo de sección respecto a la fibra superior de la sección transversal	cm ³
T	Tangente en vigas y canales laminados	mm
t	Espesor	mm
t _f	Espesor del patín	mm
t _w	Espesor del alma	mm
V	Cortante en vigas	kg
W	Carga total uniformemente repartida	kg
w	Carga unitaria uniformemente repartida	kg/m
x	Distancia medida sobre el eje x	mm
y	Distancia medida sobre el eje y	mm

**ÁNGULOS PERFIL ESTANDBAR
DE LADOS IGUALES APS**

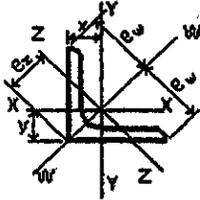


Propiedades para diseño y dimensiones para detallar

PERFIL	ESPESOR t_f		Peso	A	R	I	EJES X-X y Y-Y		
	B	mm.					pulg.	S	r
	mm.	pulg.	kg/m	cm ²	mm.	cm ⁴	cm ³	cm	cm
3/4	3.2	1/8	0.88	1.11	3.2	0.37	0.28	0.58	0.58
19.0	4.8	3/16	1.25	1.59	3.3	0.50	0.39	0.56	0.66
7/8	3.2	1/8	1.04	1.32	3.2	0.58	0.38	0.66	0.66
22.2	4.8	3/16	1.49	1.90	3.2	0.79	0.54	0.66	0.74
1	3.2	1/8	1.19	1.52	3.2	0.92	0.51	0.79	0.76
25.4	4.8	3/16	1.73	2.21	3.2	1.25	0.72	0.76	0.81
	6.3	1/4	2.22	2.80	3.2	1.54	0.92	0.74	0.86
1 1/4	3.2	1/8	1.50	1.93	4.7	1.83	0.80	0.97	0.89
31.7	4.8	3/16	2.20	2.79	4.7	2.54	1.16	0.97	0.97
	6.3	1/4	2.86	3.72	4.7	3.21	1.49	0.94	1.02
1 1/2	3.2	1/8	1.83	2.34	4.7	3.25	1.18	1.17	1.07
	4.8	3/16	2.68	3.43	4.7	4.58	1.64	1.17	1.12
38.1	6.3	1/4	3.48	4.40	4.7	5.83	2.20	1.14	1.19
	7.9	5/16	4.26	5.40	4.7	6.66	2.62	1.12	1.24
	9.5	3/8	4.99	6.34	4.7	7.91	3.11	1.12	1.30
1 3/4	3.2	1/8	2.14	2.74	6.3	5.41	1.64	1.40	1.22
44.4	4.8	3/16	3.15	4.03	6.3	7.49	2.29	1.37	1.30
	6.3	1/4	4.12	5.20	6.3	9.57	3.11	1.35	1.35
	7.9	5/16	5.04	6.39	6.3	11.24	3.77	1.32	1.40
2	3.2	1/8	2.46	3.10	6.3	7.91	2.13	1.60	1.40
50.8	4.8	3/16	3.63	4.61	6.3	11.45	3.11	1.57	1.45
	6.3	1/4	4.75	6.06	6.3	14.57	4.10	1.55	1.50
	7.9	5/16	5.83	7.42	6.3	17.46	4.92	1.52	1.55
	9.5	3/8	6.99	8.77	6.3	19.98	5.74	1.50	1.63
2 1/2	4.8	1/8	4.61	5.81	6.3	22.89	4.92	1.98	1.75
63.5	6.3	3/16	6.10	7.68	6.3	29.14	6.39	1.96	1.83
	7.9	1/4	7.44	9.48	6.3	35.38	7.87	1.93	1.88
	9.5	5/16	8.78	11.16	6.3	40.79	9.34	1.91	1.93

ANGULOS PERFIL ESTANDAR

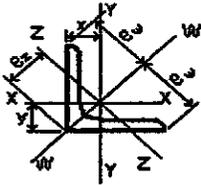
DE LADOS IGUALES APS



Propiedades para diseño y dimensiones para detallar

EJE W-W				EJE Z-Z				Grami	Diámetro máximo de remaches o tornillos		Espaciamento mínimo
l	S	r	ew	l	S	r	ez		g	mm.	
cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	mm.			
0.58	0.43	0.73	1.34	0.16	0.19	0.38	0.82	11	6.3	1/4	25
0.83	0.62	0.72	1.34	0.17	0.18	0.38	0.93	11	6.3	1/4	25
0.90	0.58	0.82	1.56	0.26	0.28	0.48	0.93	12	6.3	1/4	25
1.23	0.79	0.81	1.56	0.35	0.33	0.48	1.05	12	6.3	1/4	25
1.24	0.69	0.93	1.79	0.441	0.38	0.48	1.07	14	9.5	3/8	30
2.08	1.16	0.93	1.79	0.41	0.36	0.48	1.14	14	9.5	3/8	30
2.49	1.39	0.91	1.79	0.83	0.69	0.48	1.21	14	9.5	3/8	30
2.91	1.30	1.19	2.24	0.83	0.86	0.60	1.25	18	12.7	1/2	45
3.74	1.67	1.19	2.24	0.83	0.61	0.60	1.37	18	12.7	1/2	45
4.99	2.23	1.16	2.24	1.24	0.86	0.60	1.44	18	12.7	1/2	45
5.41	2.01	1.47	2.69	1.24	0.82	0.73	1.51	20	12.7	1/2	45
7.07	2.63	1.44	2.69	1.68	1.05	0.73	1.58	20	12.7	1/2	45
8.74	3.24	1.42	2.69	2.49	1.48	0.73	1.68	20	12.7	1/2	45
10.40	3.86	1.39	2.69	2.91	1.66	0.73	1.75	20	12.7	1/2	45
12.07	4.48	1.37	2.69	3.33	1.82	0.73	1.83	20	12.7	1/2	45
8.73	2.78	1.72	3.14	2.08	1.21	0.86	1.72	25	15.9	5/8	50
11.65	3.71	1.70	3.14	2.91	1.59	0.86	1.83	25	15.9	5/8	50
14.56	4.64	1.67	3.14	3.74	1.97	0.86	1.90	25	15.9	5/8	50
17.48	5.58	1.65	3.14	4.57	2.32	0.86	1.97	25	15.9	5/8	50
12.49	3.48	1.97	3.58	3.32	1.68	0.99	1.97	30	15.9	5/8	50
17.48	4.88	1.95	3.58	4.57	2.28	0.99	2.00	30	15.9	5/8	50
22.47	6.27	1.93	3.58	5.82	2.77	0.99	2.10	30	15.9	5/8	50
28.63	7.43	1.90	3.58	7.07	3.24	0.99	2.18	30	15.9	5/8	50
30.80	8.60	1.87	3.58	8.32	3.61	0.99	2.30	30	15.9	5/8	50
36.62	8.15	2.46	4.49	9.15	3.70	1.24	2.47	35	19.0	3/4	65
45.36	10.10	2.43	4.49	11.65	4.58	1.24	2.54	35	19.0	3/4	65
55.35	12.32	2.41	4.49	14.56	5.51	1.24	2.64	35	19.0	3/4	65
64.09	14.27	2.38	4.49	17.96	6.29	1.24	2.71	35	19.0	3/4	65

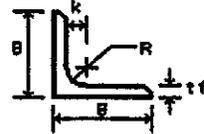
**ANGULOS PERFIL ESTANDAR
DE LADOS IGUALES APS**



**ANGULOS PERFIL STANDARD
DE LADOS IGUALES**

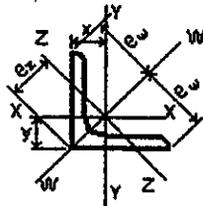
APS

Propiedades para diseaño y dimensiones para detallar



PERFIL	ESPESOR t_f		Peso	A	R	I	EJES X-X' y Y-Y'			
	B	mm.					Pulg.	S	r	-x=y
		mm.	kg/m	cm ²	mm.	cm ⁴	cm ²	cm	cm	
3 76.21		6.3	1/4	7.29	9.29	7.9	51.60	9.50	2.36	2.13
		7.9	5/16	9.08	11.48	7.9	62.90	11.60	2.34	2.21
		9.5	3/8	10.72	13.61	7.9	73.30	13.60	2.31	2.26
		11.1	7/16	12.35	15.68	7.9	82.80	15.60	2.31	2.31
		12.7	1/2	13.99	17.74	7.9	92.40	17.50	2.29	2.36
		15.9	5/8	17.11	21.68	7.9	109.10	21.30	2.24	2.49
4 101.6		6.3	1/4	9.82	12.52	9.5	124.9	17.20	3.18	2.77
		7.9	5/16	12.20	15.48	9.5	154.4	21.10	3.15	2.84
		9.5	3/8	14.58	18.45	9.5	181.5	24.90	3.12	2.89
		11.1	7/16	16.82	21.35	9.5	206.9	28.70	3.12	2.94
		12.7	1/2	19.05	24.19	9.5	231.4	32.30	3.10	2.99
		15.9	5/8	23.36	29.74	9.5	277.2	39.30	3.05	3.12
5 127.0		19.0	3/4	27.53	35.10	9.5	318.8	46.00	3.02	3.22
		9.5	3/8	18.30	23.29	12.7	363.8	39.70	3.96	3.53
		11.1	7/16	21.28	26.97	12.7	417.1	45.70	3.94	3.58
		12.7	1/2	24.11	30.65	12.7	468.3	51.60	3.91	3.63
		15.9	5/8	29.76	37.81	12.7	565.3	63.30	3.86	3.76
6 152.4		19.0	3/4	35.12	44.77	12.7	655.2	74.20	3.81	3.86
		9.5	3/8	22.17	28.13	12.7	640.6	57.80	4.78	4.16
		11.1	7/16	25.60	32.65	12.7	735.9	66.70	4.75	4.22
		12.7	1/2	29.17	37.10	12.7	828.7	75.50	4.72	4.27
		14.3	9/16	32.59	41.48	12.7	918.6	84.20	4.70	4.34
		15.9	5/8	36.01	45.87	12.7	1005.6	92.80	4.67	4.39
		19.0	3/4	42.71	54.45	12.7	1171.7	109.10	4.65	4.52
	22.2	7/8	49.26	62.77	12.7	1328.6	125.00	4.60	4.62	
	25.4	1	55.66	70.97	12.7	1476.0	140.00	4.57	4.72	

**ÁNGULOS PERFIL ESTANDAR
DE LADOS IGUALES APS**



**ANGULOS PERFIL STANDARD
DE LADOS IGUALES**

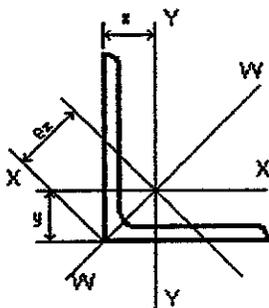
APS



Propiedades para diseño y dimensiones para detallar

EJE W-W				EJE Z-Z				Grami	Diámetro máximo de remaches o tornillos		Espaciamiento mínimo
l	S	r	ew	l	S	r	ez	g	mm.	pulg.	
cm ⁴	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ²	cm	cm	mm.			
78.66	14.62	2.94	5.38	20.39	6.86	1.49	2.97	45	22.2	7/8	75
96.98	18.02	2.92	5.38	24.97	8.21	1.47	3.04	45	22.2	7/8	75
112.79	20.96	2.89	5.38	29.55	9.41	1.47	3.14	45	22.2	7/8	75
128.19	23.82	2.87	5.38	33.71	10.34	1.47	3.26	45	22.2	7/8	75
142.76	26.53	2.84	5.38	38.29	11.53	1.47	3.32	45	22.2	7/8	75
158.16	29.39	2.82	5.38	42.45	12.05	1.47	3.52	45	22.2	7/8	75
191.89	26.72	3.96	7.18	48.10	12.30	2.00	3.91	60	22.2	7/8	75
239.33	33.33	3.93	7.18	61.60	15.36	2.00	4.01	60	22.2	7/8	75
283.03	39.41	3.91	7.18	73.25	18.17	1.98	4.03	60	22.2	7/8	75
322.99	44.98	3.88	7.18	83.66	20.15	1.98	4.15	60	22.2	7/8	75
361.28	50.31	3.86	7.18	94.48	22.44	1.98	4.21	60	22.2	7/8	75
433.71	60.40	3.81	7.18	115.71	26.35	1.98	4.39	60	22.2	7/8	75
497.39	69.27	3.75	7.18	136.10	29.97	1.98	4.54	60	22.2	7/8	75
579.6	64.6	4.99	8.96	148.0	29.8	2.52	4.97	70	25.4	1	80
662.9	74.0	4.96	8.96	171.1	33.8	2.52	5.06	70	25.4	1	80
746.5	83.3	4.94	8.96	190.1	37.2	2.49	5.12	70	25.4	1	80
897.3	100.5	4.87	8.96	233.3	43.9	2.48	5.31	70	25.4	1	80
1035.5	115.6	4.82	8.96	275.3	50.5	2.48	5.45	70	25.4	1	80
1018.6	94.6	6.02	10.76	262.6	44.7	3.05	5.88	90	25.4	1	80
1173.5	109.0	5.99	10.76	298.3	50.1	3.02	5.96	90	25.4	1	80
1326.1	123.3	5.97	10.76	331.3	54.9	2.99	6.03	90	25.4	1	80
1464.6	136.0	5.94	10.76	372.6	60.8	2.99	6.12	90	25.4	1	80
1604.8	149.2	5.92	10.76	406.4	65.6	2.98	6.20	90	25.4	1	80
1859.2	172.7	5.85	10.76	484.2	75.9	2.98	6.38	90	25.4	1	80
2101.8	196.2	5.79	10.76	555.4	85.1	2.97	6.52	90	25.4	1	80
2327.8	203.3	5.73	10.76	624.2	93.7	2.96	6.66	90	25.4	1	80

**ANGULO PERFIL ESTANDAR
DE LADOS DESIGUALES APS**

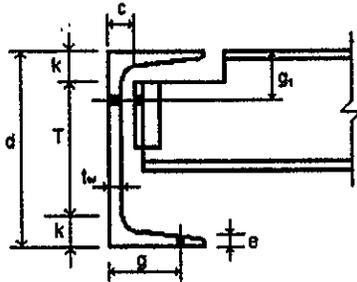


**PROPIEDADES PARA DISEÑO
DIMENSIONES PARA DETALLAR**

PERFIL	ESPESOR		Peso	A	R	EJE X-X				EJE Y-Y			EJE Z-Z	
	tf					I	r	S	y	I	r	S	x	r mín
	mm	pulg.	kg/m	cm ²	mm	cm ⁴	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm	cm ²	cm	cm
4 x 3 101.6 x 76.2	6.3	1/4	8.63	10.90	9.5	115.3	3.25	16.39	3.15	56.6	2.26	9.83	1.88	1.65
	7.9	5/16	10.72	13.48	9.5	140.7	3.23	20.16	3.20	68.7	2.25	11.96	1.93	1.65
	9.5	3/8	12.65	16.00	9.5	164.8	3.20	23.93	3.25	79.9	2.23	14.26	1.98	1.62
	11.1	7/16	14.58	18.51	9.5	188.1	3.18	27.53	3.30	90.7	2.21	16.22	2.03	1.62
	12.7	1/2	16.52	20.96	9.5	210.2	3.16	30.97	3.88	100.7	2.19	18.36	2.11	1.62
6 x 4 152.4 x x101.6	15.9	5/8	20.24	25.67	9.5	251.0	3.12	37.69	3.48	119.5	2.15	22.13	2.21	1.62
	19.0	3/4	23.81	30.26	9.5	288.4	3.09	43.91	3.60	136.5	2.12	25.73	2.34	1.62
	7.9	5/16	15.19	19.44	12.7	472.7	4.93	45.58	4.87	173.1	2.98	22.10	2.33	2.24
	9.5	3/8	18.31	23.29	12.7	560.6	4.91	54.40	4.93	203.9	2.96	26.22	2.39	2.23
	11.1	7/16	21.28	26.97	12.7	643.5	4.88	62.76	4.98	233.1	2.94	30.31	2.44	2.21
	12.7	1/2	24.11	30.65	12.7	723.8	4.86	70.96	5.05	261.0	2.92	34.08	2.51	2.21
	15.9	5/8	29.76	37.81	12.7	877.0	4.82	87.02	5.16	313.0	2.88	41.62	2.62	2.18
19.0	3/4	35.12	44.77	12.7	1020.2	4.77	102.42	5.28	361.3	2.84	48.67	2.74	2.18	
	22.2	7/8	40.48	51.48	12.7	1154.2	4.73	117.17	5.38	405.8	2.80	55.55	2.84	2.18

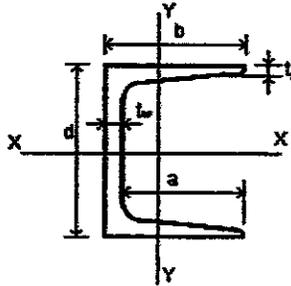
NOTA: Los gramiles y diámetros máximos de agujero deberán tomarse para cada lado como ángulos de dos lados iguales

**CANALES PERFILES ESTANDAR OPS
DIMENSIONES PARA DETALLAR**



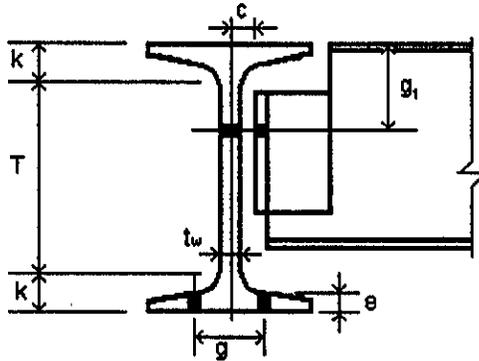
PERFIL	Peso	PATÍN		ESPESOR DEL ALMA t_w	DIMENSIONES					GRAMIL g	AGARRE e	TORNILLO Ø MAX. PATÍN	
		Ancho b	Esp. Prom. tf		a	T	k	g_1	c				
d	kg/m	mm	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
3	6.10	38	7	4	32	44	16	38	6	24	6	10	
	76.2	7.44	38	7	31	44	16	38	8	24	6	10	
		8.93	41	7	9	32	44	16	36	11	25	8	10
4	8.04	40	8	5	35	70	16	51	7	25	6	13	
	101.6	10.79	44	8	36	70	16	51	10	25	8	16	
5	9.97	44	8	5	39	91	18	51	7	25	8	16	
	127.0	13.39	48	8	40	91	18	51	10	29	8	16	
6	12.20	49	9	5	44	114	19	57	7	29	8	16	
	152.4	15.63	52	9	44	114	19	57	10	29	10	16	
		19.35	55	9	11	44	114	19	57	13	35	8	16
7	14.58	53	9	5	48	136	21	57	7	32	10	16	
	177.8	18.23	56	9	48	136	21	57	10	32	10	16	
		21.95	58	9	11	47	136	21	57	13	32	10	16
8	17.11	57	10	6	51	161	21	57	8	35	10	19	
	203.2	20.46	60	10	8	52	161	21	57	10	35	10	19
		27.90	64	10	11	52	161	21	57	14	38	10	19
10	22.76	66	11	6	60	210	22	97	16	38	11	19	
	254	37.20	73	11	13	60	210	22	97	19	40	11	19
		44.64	73	11	17	60	210	22	97	24	40	11	19
12	30.80	75	13	7	68	254	25.5	93	16	50	13	19	
	304.8	37.20	77	13	10	67	254	25.5	93	19	50	13	19
		44.64	81	13	13	68	254	25.5	93	22	50	13	19

**CANALES PERFILE ESTÁNDAR CPS
PROPIEDADES PARA DISEÑO**



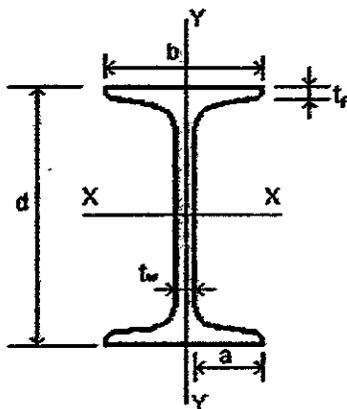
PERFIL	Peso kg/m	Área cm ²	PATÍN		ESPESOR DEL ALMA		EJE X-X			EJE Y-Y		
			Ancho mm	Esp. Prom. m	tw mm	i cm ⁴	S cm ³	r cm	i cm ⁴	S cm ³	r cm	x cm
d		A	b	tf	tw							
3 76.2	6.10	7.68	35.81	6.93	4.32	66.6	17.5	2.95	8.32	3.44	1.04	1.12
	7.44	9.42	38.05	6.93	6.55	74.9	19.7	2.82	10.41	3.93	1.04	1.12
	8.93	11.29	40.54	6.93	9.04	87.4	22.9	2.78	12.90	4.42	1.07	1.17
4 101.6	8.04	10.06	40.13	7.52	4.67	158.2	31.1	3.98	13.32	4.75	1.14	1.17
	10.79	13.68	43.69	7.52	8.13	187.3	36.9	3.70	18.31	5.74	1.17	1.17
	9.97	12.58	44.45	8.13	4.83	308.0	48.5	4.95	19.98	6.23	1.27	1.24
5 127.0	13.39	16.97	47.88	8.13	8.26	366.3	57.7	4.65	26.62	7.37	1.24	1.22
	12.20	15.42	48.77	8.71	5.08	541.1	71.0	5.94	29.14	8.19	1.37	1.32
	15.63	19.81	51.66	8.71	7.98	628.5	82.5	5.64	36.21	9.34	1.35	1.27
6 152.4	19.35	24.58	54.79	8.71	11.10	720.1	94.5	5.41	45.79	10.65	1.35	1.32
	14.58	18.39	53.09	9.30	5.33	878.2	98.5	6.91	40.79	10.32	1.50	1.40
	18.23	23.10	55.73	9.30	7.98	1003.1	112.8	6.58	49.95	11.63	1.47	1.35
7 177.8	21.95	27.87	58.39	9.30	10.64	1127.9	126.9	6.38	58.27	12.95	1.45	1.35
	17.11	21.68	57.40	9.91	5.59	1344.4	32.3	7.87	54.11	12.95	1.60	1.47
	20.32	26.46	59.51	9.91	7.70	1490.1	146.6	7.54	62.43	14.09	1.57	1.42
8 203.2	27.90	35.42	64.19	9.91	12.37	1818.9	179.0	7.16	83.25	16.39	1.52	1.45
	22.76	28.97	63.04	11.07	6.10	2805.4	221.2	9.83	94.90	18.01	1.81	1.61
	25.4	37.20	73.30	11.07	13.36	3796.0	298.2	8.94	139.65	24.25	1.72	1.57
9 254	44.64	56.90	77.04	11.07	17.09	4287.2	339.2	8.69	163.99	27.04	1.70	1.65
	30.80	39.29	74.73	12.72	7.16	5369.4	352.3	11.71	161.50	28.35	2.03	1.77
	30.48	37.20	77.39	12.72	9.83	5993.7	394.9	11.25	186.05	30.81	1.08	1.71
10 304.8	44.64	56.90	80.52	12.72	12.95	6742.9	442.4	10.89	213.94	33.77	1.94	1.71

**VIGAS PERFIL ESTANDARIPS
DIMENSIONES PARA DETALLAR**



PERFIL	Peso kg/m	Peralte d mm	PATIN		ESPESOR DEL ALMA t _w mm	Dimensiones					GRAMIL g mm	AGARRE e mm	#Mód. tornillos en patin mm
			Ancho b mm	Esp. Prom. t _f mm		a mm	T m	k mm	g ₁ mm	c mm			
3	8.48	76	60	6	4	28	48	14	38	5	36	6	9.5
76.2	11.16	76	64	6	10	28	48	14	38	7	36	6	9.5
4	11.46	102	68	8	5	32	70	16	51	5	38	8	12.7
101.6	14.14	102	71	8	8	32	70	16	51	6	38	8	12.7
5	14.88	127	76	8	6	35	91	18	51	5	40	8	12.7
127.0	21.95	127	83	8	13	35	91	18	51	8	40	8	12.7
6	18.60	152	85	10	6	39	114	19	51	5	44	10	15.8
152.4	25.67	152	92	10	13	39	114	19	51	8	44	10	15.8
7	22.77	178	92	10	6	44	136	21	57	5	57	10	15.8
177.8	29.76	178	98	10	11	44	136	21	57	8	57	10	15.8
8	27.38	203	102	11	8	48	159	22	57	6	57	11	19.0
203.2	34.23	203	105	11	11	48	159	22	57	8	57	11	19.0
10	37.80	254	118	13	8	55	204	25	64	6	70	13	19.0
254	52.09	254	127	13	16	55	204	25	64	10	70	13	19.0
12	47.32	305	127	14	10	60	247	29	64	7	76	14	19.0
305	52.09	305	129	14	11	60	247	29	64	7	76	14	19.0

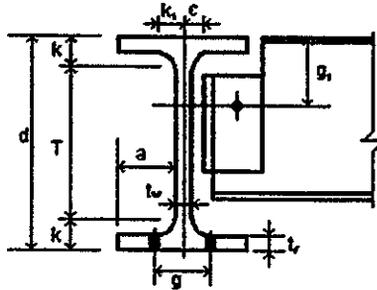
VIGAS I PERFILES ESTÁNDAR IPS
PROPIEDADES PARA DISEÑO



PERFIL	Peso kg/m	ÁREA A cm ²	PERALTE E d mm	PATIN		ESPESOR DEL ALMA t _w mm	$\frac{d}{A_f}$ cm ⁻¹	EJE X-X			EJE Y-Y		
				Ancho b mm	Esp. prom. t _f mm			I cm ⁴	S cm ³	r cm	I cm ⁴	S cm ³	r cm
3	8.48	10.58	76.2	59.18	6.60	4.32	1.95	104.1	27.4	3.14	19.1	6.6	1.35
76.2	11.16	14.00	76.2	63.73	6.60	8.86	1.81	120.7	31.7	2.93	24.6	7.7	1.32
4	11.46	14.28	101.6	67.56	7.44	4.83	2.02	249.7	49.2	4.17	32.0	9.5	1.50
101.6	14.14	17.81	101.6	71.02	7.44	8.28	1.92	278.9	54.9	3.96	37.9	10.7	1.47
5	14.88	18.52	127.0	76.20	8.28	5.33	2.00	503.6	79.3	5.21	49.9	13.1	1.65
127.0	21.95	27.68	127.0	83.41	8.28	12.55	1.84	624.3	98.3	4.75	70.8	16.9	1.60
6	18.60	23.29	152.4	84.58	9.12	5.84	1.98	907.4	119.0	6.25	74.9	17.7	1.79
152.4	25.67	32.39	152.4	90.55	9.12	11.81	1.85	1082.2	142.0	5.79	95.7	21.2	1.73
7	22.77	28.58	177.8	92.96	9.96	6.35	1.93	1506.8	169.5	7.26	112.3	24.2	1.98
177.8	29.76	37.61	177.8	98.04	9.69	11.43	1.82	1744.0	196.6	6.81	129.0	26.3	1.85
8	27.38	34.45	203.2	101.60	10.80	6.86	1.86	2368.4	234.0	8.29	158.2	31.1	2.14
203.2	34.23	43.29	203.2	105.94	10.80	11.20	1.78	2672.2	263.0	7.85	183.1	34.5	2.06
10	37.80	47.61	254.0	118.36	12.47	7.87	1.72	5082.2	399.8	10.34	287.2	48.5	2.46
254	52.09	65.94	254.0	125.58	12.47	15.09	1.62	6068.7	478.5	9.60	353.8	56.4	2.31
12	47.32	59.74	304.8	127.00	13.82	8.89	1.74	8982.3	589.9	12.27	395.4	62.3	2.57
305	52.09	65.94	304.8	128.98	13.82	10.87	1.71	9448.6	619.4	11.99	416.2	64.5	2.52

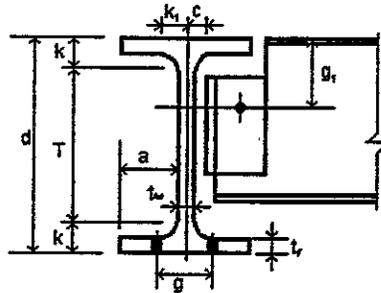
VIGAS / PERFIL RECTANGULAR IER

DIMENSIONES PARA DETALLAR



PERFIL d x b	Peso kg/m	Peralte d mm	PATÍN		ESPESOR		a mm	T mm	K mm	K1 mm	g1 mm	c mm	g mm
			Ancho b mm	Espesor tf mm	ALMA tw mm								
6" x 4" 152 x 102	13.4	150	100	6	4	48	122	14	10	51	4	58	
	17.9	154	102	7	6	48	124	15	11	51	5	58	
	23.8	160	102	10	7	48	124	18	12	58	6	58	
8" x 4" 203 x 102	14.9	200	100	5	4	48	174	13	10	51	4	58	
	19.4	204	102	7	6	48	174	15	11	51	5	58	
	22.3	206	102	8	6	48	174	16	11	51	5	58	
8" x 6 1/2" 203 x 133	26.8	208	134	8	6	64	176	16	11	51	5	70	
	31.2	210	134	10	6	64	174	18	11	58	5	70	
10" x 4" 254 x 102	17.9	252	102	5	5	48	226	13	11	51	5	58	
	22.3	254	102	7	6	48	224	15	11	51	5	58	
	25.3	258	102	8	6	48	226	16	11	51	5	58	
	28.3	260	102	10	6	48	224	18	11	58	5	58	
10" x 6 3/4" 254 x 146	32.8	258	146	9	6	70	224	17	11	51	5	70	
	38.7	262	148	11	7	70	224	19	12	58	6	70	
	44.6	266	148	13	8	70	224	21	12	58	6	70	
12" x 4" 305 x 102	20.8	304	102	6	5	48	276	14	11	51	5	58	
	23.8	306	102	7	6	48	276	15	11	51	5	58	
	28.3	310	102	9	6	48	276	17	11	51	5	58	
	32.8	314	102	11	7	48	276	19	12	58	6	58	
12" x 6 1/2" 305 x 165	38.7	310	166	10	6	80	274	18	11	58	5	90	
	44.6	314	166	11	7	80	276	19	12	58	6	90	
	52.1	318	168	13	8	80	276	21	12	58	6	90	
12" x 8" 305 x 203	59.6	304	204	13	8	98	248	28	19	64	6	140	
	67.1	306	204	15	9	98	246	30	20	64	7	140	
	74.5	310	206	16	9	98	248	31	20	64	7	140	

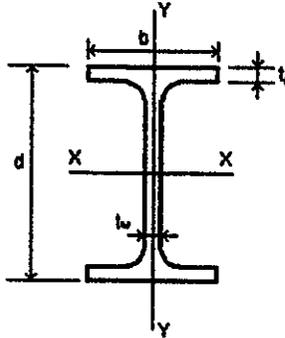
VIGAS I PERFIL RECTANGULAR IPR (Continuación)
DIMENSIONES PARA DETALLAR



PERFIL d x b	Peso kg/m	Peralte d mm	PATÍN		ESPESOR		a mm	T mm	K mm	K1 mm	g1 mm	c mm	g mm
			Ancho b mm	Espesor tf mm	ALMA tw mm								
14" x 6 3/4"	44.7	352	171	10	7	82	310	121	14	57	5	90	
356 x 171	50.7	356	171	12	7	81	310	23	14	63	6	90	
	56.6	360	172	13	7	81	312	24	14	63	6	90	
14" x 8"	64.1	348	204	14	8	98	290	29	19	64	6	140	
356 x 203	71.5	350	204	15	9	98	290	30	20	64	7	140	
	79.0	354	206	17	9	98	290	32	20	64	7	140	
16" x 7"	53.6	404	178	11	8	85	360	22	15	64	6	90	
406 x 178	59.6	408	178	13	9	85	360	24	16	64	7	90	
	67.1	410	180	14	9	85	360	25	16	64	7	90	
	74.5	414	180	16	10	85	360	27	16	64	7	90	
18" x 7 1/2"	74.5	458	190	15	9	90	394	32	21	80	6	90	
457 x 190	82.1	460	192	16	10	91	394	33	21	80	7	90	
	89.1	464	192	18	11	90	394	35	21	80	7	90	
	96.7	466	194	19	11	91	392	37	22	85	8	90	
	105.3	470	194	21	13	90	394	38	22	85	8	90	
18" x 11"	112.9	464	280	17	11	134	394	35	21	80	7	140	
457 x 279	128.1	468	282	20	12	135	394	37	22	85	8	140	
	144.3	472	284	22	14	135	392	40	22	85	9	140	
	157.5	476	284	24	15	134	394	41	24	80	9	140	
	167.8	480	284	26	16	134	394	42	24	80	9	140	
	177.8	482	286	27	17	134	394	44	24	80	10	140	

ALMAS PERFILES RECTANGULARES

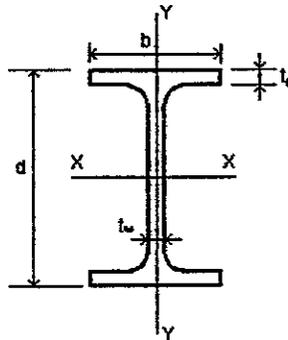
PROPIEDADES PARA DISEÑO



PERFIL d x b	Peso kg/m	Área cm ²	Peralte d mm	PATÍN		ESPESOR ALMA t _f mm	d A _f cm ²	EJE X-X			EJE Y-Y		
				Ancho b mm	Espesor t _f mm			I	S	r	I	S	r
8" x 4"	13.4	17.29	150	100	5.5	4.3	2.72	683	91	6.28	92	18	2.31
152 x 102	17.9	22.90	153	102	7.1	5.8	2.11	920	120	6.34	124	24	2.33
	23.8	30.45	159	102	10.3	6.6	1.51	1336	168	6.62	184	36	2.46
8" x 4"	14.9	19.09	200	100	5.2	4.3	3.85	1282	128	8.19	78	17	2.13
203 x 102	19.4	24.77	203	102	6.5	5.8	3.06	1643	162	8.16	114	22	2.14
	22.3	28.64	206	102	8.0	6.2	2.52	1993	193	8.35	142	28	2.22
8" x 5 1/2"	26.8	33.93	207	133	8.4	5.8	1.85	2576	249	8.71	332	50	3.12
203 x 133	31.2	39.74	210	134	10.2	6.3	1.54	3134	298	8.88	407	61	3.20
10" x 4"	17.9	22.84	251	101	5.3	4.8	4.69	2239	179	9.90	91	18	1.99
254 x 102	22.3	28.45	254	102	6.9	5.8	3.61	2968	228	10.04	120	24	2.05
	25.3	32.19	257	102	8.4	6.1	3.00	3409	265	10.29	148	29	2.15
	28.3	36.26	260	102	10.0	6.4	2.55	4008	307	10.52	179	35	2.22
10 x 6 3/4"	32.8	41.87	258	146	9.1	6.1	1.94	4912	380	10.83	474	65	3.37
254 x 146	38.7	49.10	262	147	11.2	6.6	1.59	5994	457	11.05	587	80	3.45
	44.6	57.03	268	148	12.9	7.8	1.39	7076	531	11.14	695	94	3.48
12" x 4"	20.8	26.84	303	101	5.7	5.1	5.26	3688	244	11.72	98	19	1.91
305 x 102	23.8	30.39	305	101	6.7	5.6	4.51	4287	280	11.88	117	23	1.96
	28.3	35.94	309	102	8.9	6.0	3.40	5411	349	12.27	157	31	2.09
	32.8	41.31	313	102	10.8	6.6	2.84	6493	416	12.46	194	38	2.15
12" x 6 1/2"	38.7	49.35	310	165	9.6	5.8	1.96	8491	547	13.11	720	87	3.83
305 x 165	44.6	56.70	313	166	11.2	6.6	1.68	9906	633	13.22	845	102	3.86
	52.1	66.45	318	167	13.2	7.6	1.44	11862	747	13.36	1020	122	3.91
12" x 8"	59.6	76.13	303	203	13.1	7.5	1.14	12903	850	13.02	1835	180	4.91
305 x 203	67.1	85.16	306	204	14.6	8.5	1.03	14568	952	13.08	2081	203	4.94
	74.5	94.84	309	205	16.3	9.4	0.92	16399	1060	13.14	2343	228	4.97

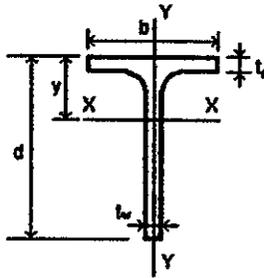
VIGAS (PERFIL RECTANGULAR (PR (Continuación)

PROPIEDADES PARA DISEÑO



PERFIL d x b	Peso kg/m	Área cm ²	Peralte d mm	PATÍN		ESPESOR ALMA t _w mm	d A _f cm ⁻¹	EJE X-X				EJE Y-Y		
				Ancho b mm	Espesor t _f mm			I	S	r	I	S	r	
142 x 6 3/4" 356 x 171	44.7	56.84	352	171	9.7	6.9	2.12	12053	685	14.50	728	85	3.58	
	50.7	64.52	356	171	11.5	7.3	1.81	14117	795	14.80	886	103	3.70	
	56.6	72.06	360	172	13.0	7.9	1.61	16036	895	14.90	1023	120	3.78	
14" x 8" 356 x 203	64.1	81.29	347	203	13.5	7.7	1.27	17815	1027	14.80	1881	185	4.80	
	71.5	90.78	350	204	15.1	8.6	1.14	20187	1152	14.90	2139	210	4.85	
	79.0	100.64	354	205	16.8	9.4	1.03	22518	1275	14.96	2402	234	4.88	
16" x 7" 406 x 178	53.6	68.39	403	177	10.9	7.5	2.09	18647	926	16.51	1019	115	3.86	
	59.6	75.13	408	178	12.8	7.7	1.79	21561	1060	16.83	1203	135	3.98	
	67.1	85.81	410	179	14.4	8.8	1.59	24391	1191	16.86	1365	153	3.99	
18" x 7 1/2" 457 x 190	74.5	94.80	413	180	16.0	9.7	1.43	27430	1327	17.01	1548	172	4.04	
	82.1	104.5	460	191	16.0	9.9	1.66	33298	1457	18.7	1669	175	4.20	
	89.1	113.6	463	192	17.7	10.5	1.50	37045	1611	18.8	1869	195	4.20	
	96.7	123.2	466	193	19.1	11.4	1.37	40957	1770	18.9	2085	218	4.30	
18" x 11" 457 x 279	105.3	134.2	469	194	20.6	12.6	1.27	44537	1917	19.0	2281	236	4.30	
	112.9	143.9	463	280	17.3	10.8	1.18	48699	2081	19.1	2510	259	4.30	
	128.1	163.2	467	282	19.6	12.2	0.96	55359	2393	19.6	6327	452	6.60	
	144.3	183.9	472	283	22.1	13.6	0.85	63683	2720	19.7	7284	518	6.70	
	157.5	200.7	476	284	23.9	15.0	0.76	72840	3081	19.9	8366	592	6.70	
177.8	226.5	482	286	26.9	16.6	0.70	79500	3343	19.9	9157	646	6.80		
							0.63	91154	3785	20.0	10531	736	6.80	

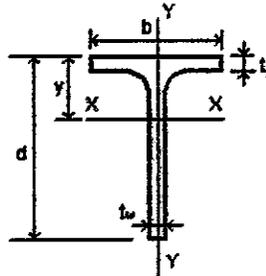
Capítulo III. Procedimientos de construcción de estructuras metálicas.



PERFIL d x b	Peso kg/m	Área cm ²	Peralte d mm	PATÍN		ESPESOR		d mm	EJE X-X				EJE Y-Y		
				Ancho b mm	Esp. t _f mm	ALMA t _w mm	I cm ⁴		S cm ³	r cm	y cm	I cm ⁴	S cm ³	r cm	
3 x 4	6.70	8.84	75	100	5.5	4.3	17.4	39.5	6.7	2.14	1.58	45.7	9.1	2.30	
78.2x101.6	8.95	11.45	77	102	7.1	5.8	13.1	54.9	9.2	2.19	1.72	62.3	12	2.33	
	11.90	15.23	80	102	10.3	6.6	12.1	70.2	11	2.15	1.72	92.2	18	2.46	
4 x 4	7.45	9.55	100	100	5.2	4.3	23.2	89.5	12	3.07	2.43	43.5	8.7	2.13	
101.6x101.6	9.70	12.39	101	102	6.5	5.8	17.4	120.7	16	3.12	2.62	56.8	11	2.14	
	11.15	14.32	103	102	8.0	6.2	16.6	136.9	17	3.10	2.54	71.0	14	2.22	
4 x 5 1/4	13.40	16.97	103	133	8.4	5.8	17.7	141.8	17	2.89	2.12	165.8	25	3.12	
101.6x133.4	15.60	19.87	105	134	10.2	6.3	16.6	162.3	19	2.85	2.11	203.3	30	3.20	
5 x 4	8.95	11.42	125	101	5.3	4.8	26.0	181.0	20	3.98	3.46	45.4	9	1.99	
127x101.6	11.15	14.22	127	102	6.9	5.8	21.7	227.3	25	3.99	3.48	60.1	12	2.05	
	12.65	16.09	128	102	8.4	6.1	21.1	252.6	26	3.96	3.35	74.1	15	2.15	
	14.15	18.13	130	102	10.0	6.4	20.5	278.9	28	3.94	3.25	89.3	18	2.22	
5 x 6 3/4	16.40	20.93	129	146	9.1	6.1	21.1	286.5	28	3.70	2.72	237.3	33	3.37	
127x146	19.35	24.55	131	147	11.2	6.6	19.9	327.2	31	3.65	2.68	293.4	40	3.45	
	22.30	28.51	133	148	12.9	7.6	17.4	386.3	37	3.68	2.79	347.6	47	3.48	
6 x 4	10.40	13.42	151	101	5.7	5.1	29.8	319.4	30	4.88	4.47	49.1	9.8	1.91	
152.4x101.6	11.90	15.20	152	101	6.7	5.6	27.3	362.1	33	4.88	4.42	58.7	12	1.96	
	14.15	17.97	154	102	8.9	6.0	25.9	420.6	37	4.84	4.18	78.3	15	2.09	
	16.40	20.66	156	102	10.8	6.6	23.7	486.9	42	4.82	4.14	97.0	19	2.15	
6 x 6 1/2	19.35	24.67	155	165	9.6	5.8	26.6	486.0	39	4.44	3.16	360.0	44	3.83	
152.4x165.1	22.30	28.35	157	166	11.2	6.6	23.7	561.0	45	4.45	3.22	422.5	51	3.86	
	26.05	33.23	159	167	13.2	7.6	20.8	664.4	53	4.46	3.31	509.9	61	3.91	
6 x 8	29.80	38.06	152	203	13.1	7.5	20.3	599.4	48	3.96	2.74	917.8	90	4.91	
152.4x203.2	33.55	42.58	153	204	14.6	8.5	17.9	690.9	56	4.04	2.87	1041	102	4.94	
	37.25	47.42	155	205	16.3	9.4	16.4	778.4	62	4.06	2.97	1172	114	4.97	

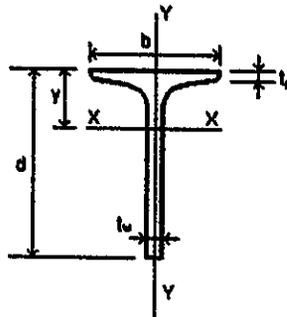
PERFIL T 1/2 IPR TPR (Continuación)

PROPIEDADES PARA DISEÑO



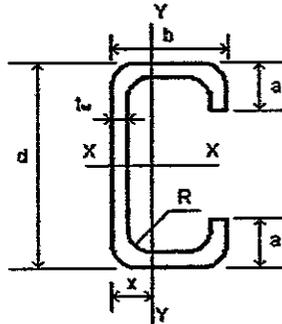
PERFIL d x b	Peso kg/m	Área cm ²	PATÍN		ESPESOR		d mm	t _w mm	EJE X-X			EJE Y-Y		
			Peralte d mm	Ancho b mm	Esp. t _f mm	ALMA t _w mm			I cm ⁴	S cm ³	r cm	y cm	I cm ⁴	S cm ³
7 x 6 1/2 177.8x171.4	22.35	28.42	176	171	9.7	6.9	25.7	790.8	58	5.28	4.03	364	42	3.58
	25.35	32.26	178	171	11.5	7.3	24.4	878.2	63	5.20	3.93	443	51	3.70
	28.30	36.03	179	172	13.0	7.9	22.6	978.1	69	5.20	3.96	511.5	60	3.76
7 x 8 177.8x203.2	32.05	40.65	173	203	13.5	7.7	22.5	924	66	4.75	3.36	940.7	93	4.80
	35.75	45.39	175	204	15.1	8.6	20.3	1036	73	4.77	3.43	1070	105	4.85
	39.50	50.32	177	205	16.8	9.4	18.8	1153	81	4.78	3.51	1201	117	4.88
8 x 7 203.2x177.8	28.80	34.19	201	177	10.9	7.5	26.8	1282	84	6.12	4.80	509.9	57	3.86
	29.80	36.06	203	178	12.8	7.7	26.4	1382	88	6.02	4.62	601.5	68	3.96
	33.55	42.91	205	179	14.4	8.8	23.3	1573	100	6.07	4.72	682.6	77	3.99
8 x 7 1/2 203.2x190.5	37.25	47.42	207	180	16.0	9.7	21.3	1756	111	6.10	4.80	774.2	86	4.04
	37.10	47.30	228	190	14.5	9.0	25.3	2227	128	6.83	5.34	832	87.7	4.17
	41.00	52.30	230	191	16.0	9.9	23.2	2477	141	6.88	5.43	937	97.8	4.21
9 x 8 228.6x190.5	44.70	56.90	232	192	17.7	10.5	22.0	2693	152	6.85	5.46	1041	108.6	4.26
	48.4	61.60	233	193	19.1	11.4	20.4	2943	166	6.88	5.55	1140	118.3	4.28
	52.70	67.10	235	194	20.6	12.6	18.7	3255	184	6.93	5.70	1253	129.3	4.31
9 x 11 228.6x279.4	56.70	72.3	231	280	17.3	10.8	21.4	2988	161	6.42	4.56	3172	226	6.26
	64.30	81.9	234	282	19.8	12.2	19.2	3430	184	6.46	4.70	3646	259	6.66
	72.4	92.3	236	283	22.1	13.6	17.4	3904	206	6.49	4.83	4182	295	6.72
9 x 11 228.6x279.4	79.0	100.7	238	284	23.9	15.0	15.9	4329	231	6.55	4.96	4679	322.8	6.74
	88.6	112.9	241	286	26.9	16.6	14.5	4853	261	6.59	5.13	5245	368.7	6.81

Nota: Este perfil se obtiene cortando un perfil IPR a la mitad de su peralte



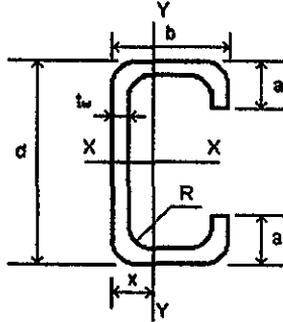
PERFIL	Peso	Área	PATÍN		ESPESOR		ALMA	d	EJE X-X				EJE Y-Y		
			Ancho	Espesor	ALMA	d			I	S	r	Y	I	S	r
d	kg/m	cm ²	b	t _f	t _w	t _w	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
1 1/2	4.24	5.29	59.18	6.60	4.32	8.82	5.0	1.87	0.97	0.83	9.5	3.30	1.35		
38.1	5.58	7.00	63.73	6.60	8.66	4.30	8.5	3.15	1.12	1.09	12.3	3.85	1.32		
2	5.73	7.13	67.56	7.44	4.83	10.52	13.0	3.28	1.35	1.13	16.0	4.75	1.50		
50.8	7.07	8.91	71.02	7.44	8.28	6.14	20.1	5.45	1.50	1.39	18.9	5.35	1.47		
2 1/2	7.44	9.26	76.20	8.28	5.33	11.91	27.5	5.59	1.72	1.43	24.9	6.55	1.65		
63.5	10.98	13.84	83.41	8.28	12.55	5.06	52.8	12.14	1.95	2.00	35.4	8.45	1.60		
3	9.30	11.85	84.58	9.12	5.84	13.05	52.9	9.01	2.13	1.75	37.4	8.85	1.79		
76.2	12.83	16.20	90.55	9.12	11.81	6.45	88.7	16.79	2.34	2.34	47.8	10.60	1.73		
3 1/2	11.38	14.29	92.96	9.96	6.35	14.01	90.7	13.32	3.65	2.08	56.1	12.10	1.98		
88.9	14.88	18.81	98.04	9.96	11.43	7.78	139.8	22.38	4.73	2.64	64.5	13.15	1.85		
4	13.69	17.23	101.60	10.80	6.86	14.81	145.7	18.75	4.33	2.39	79.1	15.55	2.14		
101.6	17.11	21.65	105.94	10.80	11.20	9.07	208.9	28.98	5.39	2.95	91.6	17.25	2.06		
6	18.90	23.81	118.36	12.47	7.87	16.14	325.1	33.69	5.80	3.05	143.6	24.25	2.48		
127.0	26.05	32.97	125.58	12.47	15.09	8.42	520.3	59.53	7.72	3.96	178.9	28.20	2.31		
6	23.66	29.87	127.00	13.82	8.89	17.14	620.2	54.50	7.38	3.88	197.7	31.15	2.57		
152.4	26.05	32.97	128.98	13.82	10.87	14.02	715.9	64.79	8.05	4.19	208.1	32.25	2.52		

CANALES DE LAMINA DOBLADA



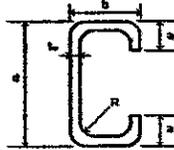
PERFIL	EFECTIVO Fb=2310 kg/cm ²	EJE X-X				EJE Y-Y				m cm	FACTOR COL. Q Fb=2130 cm
		Ix cm ⁴	Sx cm ²	rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ²	ry cm	x cm			
12	153.10	2333.24	153.10	11.58	164.52	25.00	3.08	2.31	3.59	0.70	
	118.07	1820.11	119.43	11.61	126.59	19.05	3.06	2.24	3.57	0.64	
10	119.27	1514.78	119.27	9.84	155.00	24.44	3.15	2.55	3.82	0.77	
	92.05	1183.61	93.20	9.87	119.41	18.62	3.14	2.48	3.80	0.70	
	60.53	850.22	66.95	9.93	82.83	12.67	3.10	2.35	3.63	0.56	
9	98.69	1128.07	98.69	8.86	124.91	21.51	2.95	2.45	3.63	0.80	
	75.88	870.54	76.16	8.90	91.84	15.44	2.89	2.31	3.53	0.73	
	51.26	634.98	55.55	8.96	66.86	11.14	2.91	2.26	3.44	0.60	
	38.28	505.05	44.19	8.97	51.69	8.51	2.87	2.18	3.38	0.52	
8	78.87	801.37	78.87	7.89	94.13	17.66	2.70	2.29	3.36	0.83	
	61.71	626.99	61.71	7.93	72.33	13.38	2.69	2.22	3.33	0.77	
	42.54	458.63	45.14	7.99	52.83	9.68	2.71	2.16	3.25	0.65	
	31.68	364.86	35.91	8.01	40.80	7.37	2.68	2.09	3.18	0.56	
7	61.28	544.78	61.28	6.91	68.89	14.17	2.46	2.13	3.10	0.87	
	48.75	433.37	48.75	6.95	55.83	11.48	2.50	2.13	3.15	0.81	
	34.43	318.17	35.79	7.02	40.95	8.33	2.52	2.07	3.05	0.70	
	25.91	253.23	28.48	7.04	31.60	6.33	2.49	2.00	3.00	0.61	
6	45.86	349.47	45.86	5.93	48.45	11.05	2.21	1.97	2.84	0.92	
	36.61	278.93	36.61	5.97	39.47	9.00	2.15	1.97	2.89	0.86	
	26.91	209.02	27.43	6.04	30.77	7.05	2.32	1.98	2.87	0.76	
	20.42	166.50	21.85	6.06	23.73	5.34	2.29	1.91	2.81	0.67	
5	30.65	194.62	30.65	4.88	25.93	7.53	1.78	1.64	2.32	0.92	
	24.60	156.19	24.60	4.92	21.32	6.19	1.82	1.63	2.38	0.91	
	18.28	116.10	28.28	4.99	15.79	4.51	1.84	1.58	2.31	0.81	
	14.33	92.45	14.56	5.01	12.11	3.39	1.81	1.51	2.24	0.74	
	11.04	74.53	11.74	5.02	9.87	2.76	1.83	1.51	2.26	0.67	

CANALES DE LAMINA DOBLADA (Continuación)



PERFIL	EFECTIVO Fb=2310 kg/cm ²	EJE X-X			EJE Y-Y				m cm	FACTOR COL. Q Fb=2130 cm
		I _x cm ⁴	S _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	r _y cm	x cm		
4	22.52	114.38	22.52	3.95	23.52	7.19	1.79	1.81	2.49	1.00
	18.15	92.18	18.15	3.99	19.37	5.92	1.83	1.81	2.53	0.97
	13.60	69.09	13.60	4.06	14.51	4.26	1.76	1.75	2.43	0.88
	10.68	55.21	10.87	4.09	11.15	3.28	1.84	1.68	2.39	0.82
	8.21	44.58	8.78	4.11	9.10	2.67	1.85	1.68	2.39	0.73
3 1/2	18.74	83.29	18.74	3.48	22.06	6.97	1.79	1.91	2.58	1.00
	15.14	67.31	15.14	3.51	18.19	5.75	1.83	1.91	2.62	0.99
	11.42	50.75	11.42	3.59	13.74	4.26	1.87	1.85	2.51	0.92
	8.98	40.65	9.15	3.62	10.58	3.20	1.85	1.77	2.45	0.86
	6.89	32.86	7.39	3.63	8.63	2.61	1.86	1.78	2.47	0.77
3	11.10	42.31	11.10	2.98	12.25	4.54	1.60	1.75	2.38	1.00
	8.33	31.72	8.33	3.07	8.72	3.08	1.61	1.61	2.19	0.95
	6.80	25.94	6.81	3.09	7.22	2.55	1.63	1.62	2.21	0.91
	5.22	20.58	5.40	3.11	5.45	1.87	1.60	1.54	2.15	0.83

CANALES DE LAMINA DOBLADA

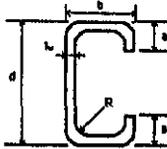


**CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS
FORMADO EN FRÍO**

**CPL2
DIMENSIONES PARA DETALLAR**

PERFIL	Calibre	Espesor tw	Peso	Área	d	b	a	R
pulg.		mm	kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm
12 - 3 1/2	10	3.42	13.74	17.39	304.8	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	10.66	13.49	304.8	88.9	22.9	4.8
10 - 3 1/2	10	3.42	12.37	15.65	254.0	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	9.59	12.14	254.0	88.9	22.9	4.8
	14	1.90	6.82	8.63	254.0	88.9	17.8	2.4
9 - 3 1/4	10	3.42	11.34	14.35	228.6	82.6	25.4	4.8
	12	2.66	8.68	10.99	228.6	82.6	20.3	4.8
	14	1.90	6.24	7.90	228.6	82.6	17.8	2.4
	16	1.52	4.96	6.27	228.6	82.6	15.2	2.4
8 - 3	10	3.42	10.17	12.88	203.2	76.2	22.9	4.8
	12	2.66	7.88	9.98	203.2	76.2	20.3	4.8
	14	1.90	5.67	7.18	203.2	76.2	17.8	2.4
	16	1.52	4.50	5.69	203.2	76.2	15.2	2.4
7 - 2 3/4	10	3.42	9.01	11.40	177.8	69.9	20.3	4.8
	12	2.66	7.08	8.96	177.8	69.9	20.3	4.8
	14	1.90	5.10	6.46	177.8	69.9	17.8	2.4
	16	1.52	4.04	5.11	177.8	69.9	15.2	2.4
6 - 2 1/2	10	3.42	7.84	9.92	152.4	63.5	17.8	4.8
	12	2.66	6.17	7.82	152.4	63.5	17.8	4.8
	14	1.90	4.53	5.73	152.4	63.5	17.8	2.4
	16	1.52	3.58	4.53	152.4	63.5	15.2	2.4
5 - 2	10	3.42	6.47	8.19	127.0	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	5.11	6.46	127.0	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.69	4.67	127.0	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.91	3.69	127.0	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.33	2.95	127.0	50.8	12.7	2.4
4 - 2	10	3.42	5.78	7.32	101.6	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.57	5.79	101.6	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.31	4.18	101.6	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.61	3.30	101.6	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.09	2.65	101.6	50.8	12.7	2.4

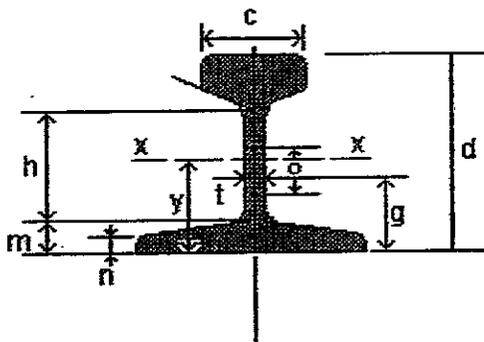
CANALES DE LAMINA DOBLADA (Continuación)



**CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS
FORMADO EN FRÍO
CPL2
DIMENSIONES PARA DETALLAR**

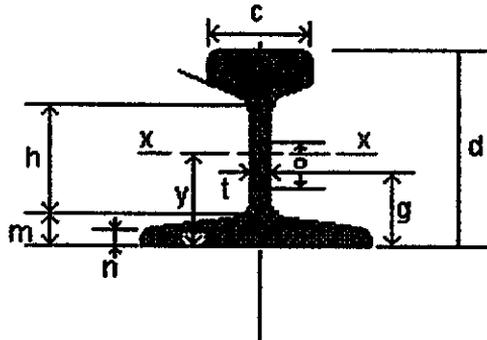
PERFIL pulg.	Calibre	Espesor tw mm	Peso kg/m	Área cm ²	d mm	b mm	a mm	R mm
3 1/2 - 2	10	3.42	5.44	.88	88.9	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.31	5.45	88.9	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.12	3.94	88.9	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.45	3.11	88.9	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	1.97	2.49	88.9	50.8	12.7	2.4
3 - 1 3/4	12	2.66	3.77	4.78	76.2	44.5	17.8	4.8
	14	1.90	2.66	3.37	76.2	44.5	12.7	2.4
	16	1.52	2.15	2.72	76.2	44.5	12.7	2.4
	18	1.21	1.68	2.12	76.2	44.5	10.2	2.4

RIELES



Identificación por Peso	Peso en kg/m	DIMENSIONES EN MILÍMETROS					
		Peralte d	BASE		CABEZA		
			Ancho b	Espesor		Ancho	
			m	n	Sup	Inf	
115	57.05	168.3	139.7	28.6	11.1	67.5	69.1
112	55.70	168.3	139.7	28.6	11.1	66.4	69.0
100	50.35	152.4	136.5	27.0	9.9	64.2	68.3
85	42.16	131.8	131.8	22.6	7.4	65.1	65.1
80	39.78	127.0	127.0	22.0	7.5	63.5	63.5
60	29.76	107.9	107.9	29.4	7.0	60.3	60.3
30	14.88	79.4	79.4	13.5	4.4	42.9	42.9
25	12.40	69.8	69.8	12.3	4.2	38.1	38.1
20	9.92	66.7	66.7	11.1	3.4	34.1	34.1
16	7.94	60.3	60.3	9.5	2.6	29.8	29.8

RIELES



DIMENSIONES					PROPIEDADES				Identificación por peso
EN MILÍMETROS		Gramil g	Ago o	Área cm ²	EJE XX				
Esp. Mín t	ALMA h				I cm ⁴	S cm ³	r cm	y cm	
15.9	96.8	73.8	30.2	72.6	2678	303.7	6.07	75.7	115
15.1	96.8	73.0	30.2	71.03	2726.3	299.6	6.17	76.2	112
14.3	83.3	63.5	30.2	64.19	2022.9	244.2	5.61	69.6	100
14.3	69.8	57.5	31.8	53.74	1252.9	181.9	4.83	62.7	85
13.9	69.8	55.6	31.8	50.71	1098.9	163.9	4.65	60.2	80
12.3	57.5	48.2	25.4	33.26	607.7	109.3	3.99	52.3	60
8.3	43.6	35.3	19.0	19.35	170.7	41.8	2.97	38.6	30
7.5	37.7	31.1	15.9	15.48	104.1	28.8	2.59	33.8	25
6.3	37.3	29.8	15.9	12.90	80.3	23.1	2.49	32.0	20
5.6	35.3	26.8	15.9	10.06	51.2	16.4	2.26	29.0	16

III.2. ELEMENTOS DE UNIÓN.

III.2.1. TORNILLOS

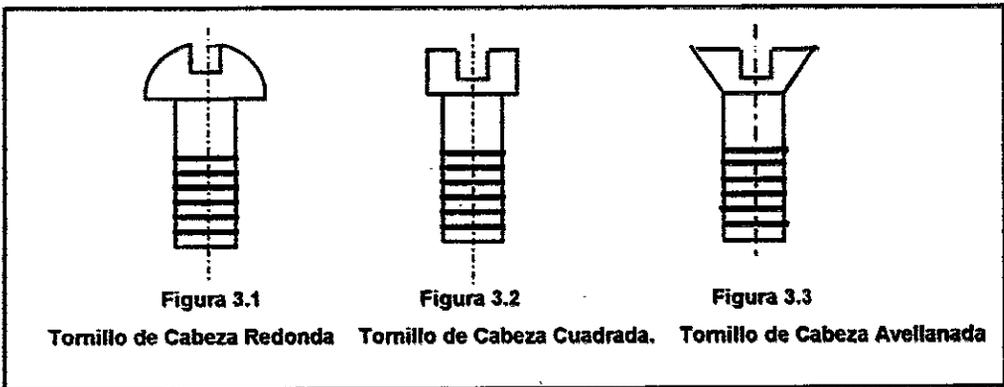
Los tornillos están formados por un vástago redondo fileteado según un roscado helicoidal, uno de cuyos extremos lleva una cabeza de forma tal que es posible comunicarle un movimiento de rotación destinado a hacer penetrar el tornillo en las piezas que debe unirse.

Los tornillos utilizados para unir piezas metálicas se llaman "tornillos de metales". Sus vástagos llevan fileteado de sección triangular de características normalizadas.

II.2.1.1. FORMA DE LOS TORNILLOS DE METALES.

Existen varias clases de tornillos de metales; se distinguen según la forma de sus cabezas y son:

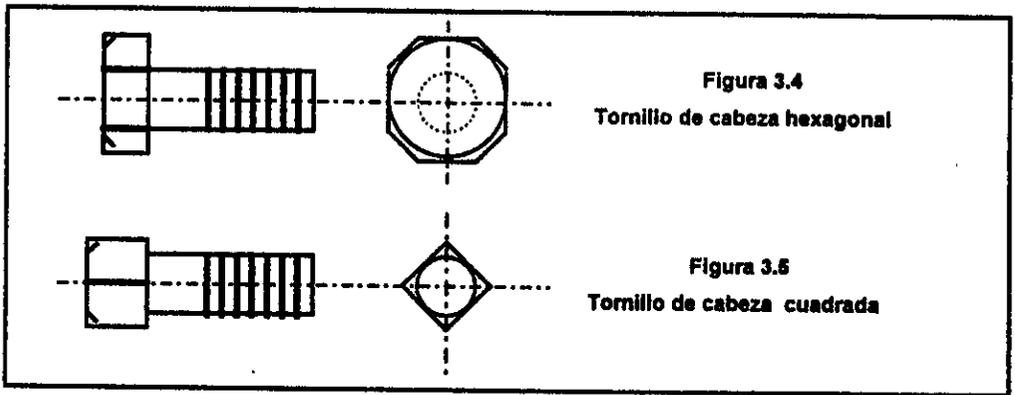
- 1.- Los tornillos de cabeza hendida y,
- 2.- Los tornillos de cabeza prismática.



El tornillo de cabeza hendida lleva en ella una hendidura diametral destinada a recibir el extremo de la herramienta denominada "destornillador" que comunica a ese órgano de empalme el movimiento de rotación gracias al cual el vástago roscado penetra en el agujero cilíndrico también roscado practicado en las piezas que deben unirse.

En los tornillos de cabeza hendida, se distinguen: los tornillos de cabeza redonda (figura 3.1); y los tornillos de cabeza cilíndrica (figura 3.2), cuya cabeza va a apoyarse sobre la superficie exterior de la pieza que debe unirse y los tornillos de cabeza avellanada (figura 3.3), cuya cabeza redonda se apoya en el interior mismo de la pieza de forma que no se produzca resalte alguno sobre la cara exterior de la misma.

En los tornillos de cabeza prismática se distinguen: los tornillos de cabeza hexagonal (figura 3.4) y los tornillos de cabeza cuadrada (figura 3.5).



III.2.2 PERNOS

En general, los pernos sólo se utilizan como medio de unión de las armazones metálicas cuando no es posible remachar o soldar. Pueden, sin embargo, reemplazar ventajosamente a lo remaches cuando éstos trabajan de forma que puedan desprenderse las cabezas; en fin, se emplean también para facilitar el montaje o la limpieza de los elementos.

Los pernos están constituidos por dos elementos:

- 1.- El cuerpo del perno y
- 2.- La tuerca.

El cuerpo del perno es un vástago redondo uno de cuyos extremos va roscado en una cierta longitud y el otro lleva una cabeza.

La tuerca que tiene por lo general la misma forma que la cabeza del perno lleva en su centro un agujero circular roscado de forma que pueda atornillarse sobre el vástago del perno.

El material empleado para la fabricación de los pernos y las tuercas es el acero dulce o semiduro.

Los pernos se fabrican generalmente a partir de vástagos redondos que se forjan en caliente o en frío y que en algunos casos sufren después un tratamiento térmico.

Las tuercas se fabrican por lo general en barras, agujereadas en caliente; el mecanizado de la tuerca se termina después en frío.

El principio de la junta: el perno se introduce en un agujero circular practicado en las piezas que deben unirse cuyo diámetro corresponde salvo la holgura al de su vástago; la unión se obtiene apretando las piezas entre la cabeza del perno y su rosca.

II.2.2.1. FORMA DE LOS PERNOS.

Existen varios tipos de pernos; éstos se diferencian, como los tornillos, por la forma de su cabeza; son: los pernos de cabeza redonda y los pernos de cabeza prismática.

En los pernos de cabeza redonda se distinguen: los pernos de cabeza cilíndrica, los pernos de cabeza en forma de casquete esférico, construidos con remaches, los pernos de cabeza avellanada cuya cabeza penetra por completo en el espesor de las piezas que deben unirse, construidos con remaches de cabeza avellanada; en fin los pernos de cabeza avellanada en "gota de sebo" cuya cabeza penetra sólo parcialmente en el espesor de las piezas que deben empalmarse y que, por otra parte, se utilizan poco en construcción metálica (figura 3.6).

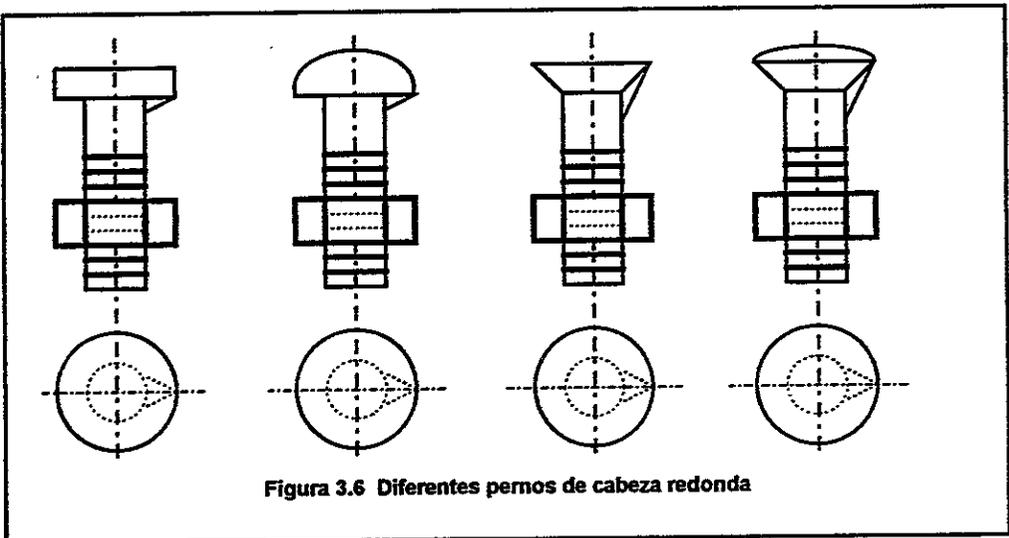


Figura 3.6 Diferentes pernos de cabeza redonda

En los pernos de cabeza prismática se distinguen los pernos de cabeza hexagonal y los pernos de cabeza cuadrada.

Los pernos de cabeza prismática son desde hace mucho tiempo los más utilizados en construcciones metálicas, sobre todo los pernos de cabeza hexagonal sobre los que precisaremos algunos puntos: la altura de la cabeza es igual al diámetro del vástago "D" y en planta, el hexágono corresponde al círculo de diámetro a 2D. A veces, la altura de la cabeza se reduce a 0.7 D (figura 3.7).

Los pernos de cabeza cuadrada tiene también una altura igual a 0.7 D y en planta el lado cuadrado tiene por valor 1.73 D (figura 3.8). Los pernos utilizados en construcciones metálicas tiene diámetros que varían de 4 a 80 mm; los diámetros más empleados son los siguientes: 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27 y 30.

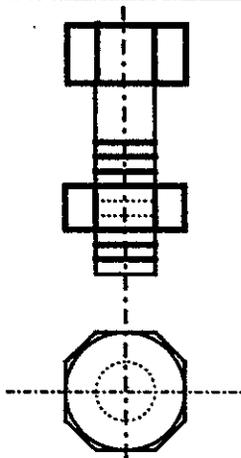


Figura 3.7
Perno de cabeza hexagonal

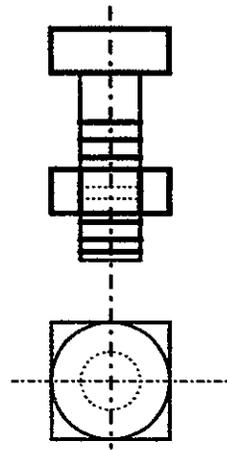


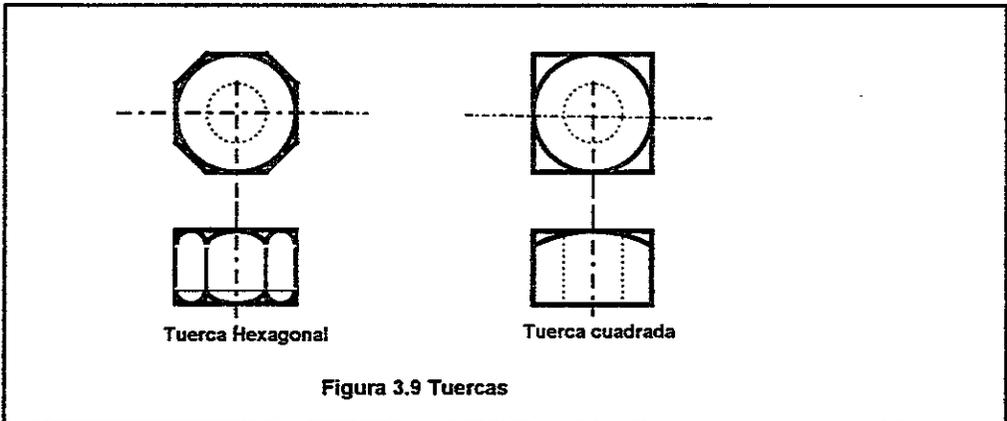
Figura 3.8
Perno de cabeza cuadrada

III.2.2.2. TUERCAS.

Las tuercas, que son de forma redonda, hexagonal o cuadrada, tiene dimensiones normalizadas.

Para las construcciones metálicas se emplean casi siempre tuercas hexagonales o cuadradas (figura 3.9).

Normalmente las tuercas tiene una altura igual al diámetro del vástago del perno correspondiente; sin embargo; es preciso señalar que cuando el perno está sometido a un esfuerzo de tracción importante en la cabeza, ésta puede reforzarse en espesor; en este caso, la tuerca tiene también reforzado el espesor y a menudo se obtiene el esfuerzo añadiendo una segunda tuerca llamada "contratuerca", cuyo espesor es por lo general igual a $0.5 D$.



III.2.3 REMACHES

Los remaches están constituidos por un vástago redondo; uno de sus extremos lleva una cabeza que tiene generalmente la forma de un casquete esférico.

El remache se calienta al blanco; después, su vástago se introduce en un agujero circular practicado en las piezas que deben empalmarse de forma que la cabeza del remache se apoye sobre ella.

El agujero es de diámetro ligeramente superior al del vástago para permitir una introducción fácil del remache. Como el vástago del remache tiene una longitud superior al espesor total de la junta, se aplasta la parte del mismo que rebasa a fin de formar una segunda cabeza.

Cuando se aplasta el vástago, éste se introduce en el agujero y llena el juego practicado en las piezas. En el curso de la refrigeración que sigue a la construcción de la segunda cabeza, el vástago se contrae y ajusta enérgicamente sobre las piezas unidas.

III.2.3.1. FORMA DE LOS REMACHES.

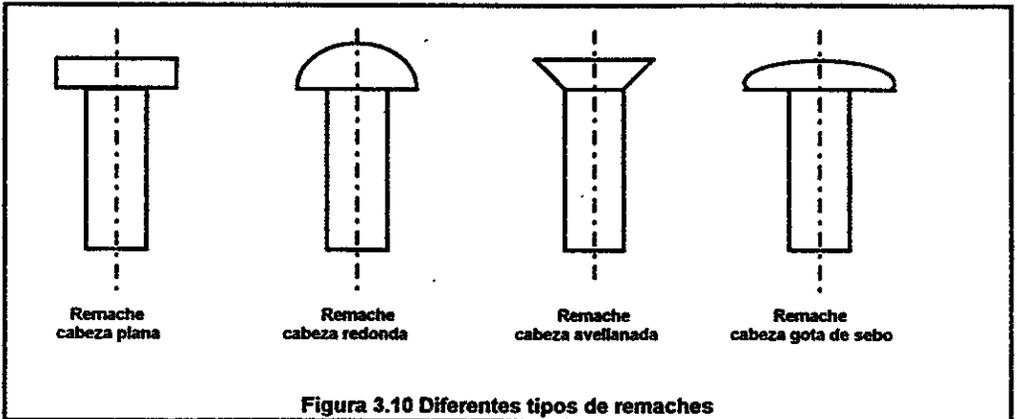
Existen varios tipos de remaches (ver figura 3.10), los cuales se diferencian por la forma de su cabeza y son:

- 1.- Los remaches de cabeza redonda,
- 2.- Los remaches de cabeza plana,
- 3.- Los remaches de cabeza avellanada y,
- 4.- Los remaches de cabeza de gota de sebo.

Los remaches utilizados en las construcciones metálicas son los remaches de cabeza redonda y los remaches de cabeza avellanada.

Cualquiera que se la forma de la cabeza del remache, la segunda cabeza formada por aplastamiento del extremo del vástago puede ser redonda o avellanada.

La forma corriente de los remaches es la redonda; los remaches de cabeza avellanada sólo se emplean en los casos particulares en los que no es posible conservar un resalte sobre la superficie de los elementos unidos.



III.2.4 SOLDADURA.

La soldadura es en nuestros días la forma de unión más común en las estructuras metálicas.

La soldadura es el proceso que permite efectuar la unión de piezas metálicas mediante la acción del calor, con ó sin empleo de materiales de aporte, de tal manera que en los puntos de unión, se verifique la continuidad entre las piezas citadas.

En la tabla 3.2.4.1, vemos un esquema de clasificación de los diferentes y más comunes procedimientos de soldadura.

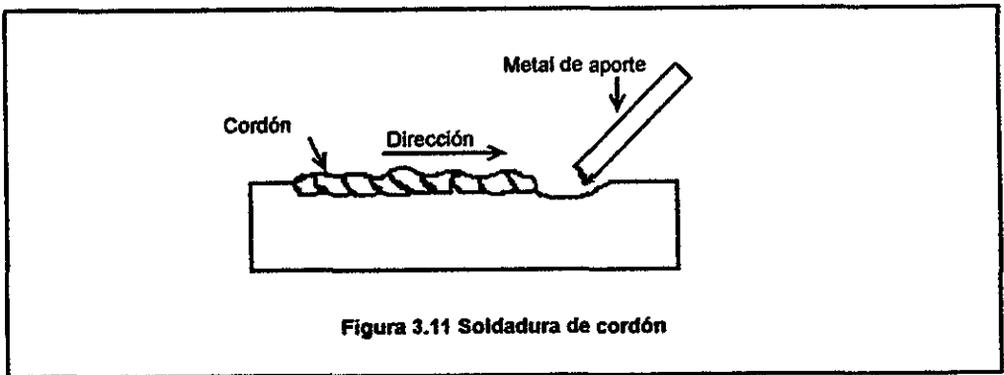
TABLA 3. 2.4. 1. PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA	
<p>Soldadura por fusión (vulgarmente llamadas autógenas). La unión se produce, con o sin material adicional, por efecto de la fusión localizada de los bordes de las piezas que se han de soldar.</p>	<p>Soldadura por gas. El calor necesario se produce por la combustión de un gas (acetileno, hidrogeno, etc.). La unión se efectúa generalmente con material adicional, en forma de alambre o varilla.</p>
	<p>Soldadura por arco. El calor necesario lo produce un arco voltaico establecido entre la pieza que se suelda y un electrodo. Se puede tener:</p> <p>a) Soldadura con electrodo metálico; éste, al fundirse, suministra el material adicional.</p> <p>b) Soldadura con electrodo de carbón. El material adicional eventual lo proporciona la fusión, originada por el mismo arco, de alambres o varillas. El metal en fusión puede estar o no cubierto por un gas de protección.</p>
	<p>Soldadura en hidrógeno atómico (Arcatom). El calor necesario para la fusión lo proporciona un arco voltaico, que salta entre electrodos metálicos de elevado punto de fusión, en atmósfera de hidrogeno. Generalmente la unión se efectúa con material adicional.</p>
	<p>Soldadura por termita. El calor necesario lo produce la reacción química exotérmica, provocada entre el aluminio y óxido de hierro, componentes de la << termita >>. El material adicional es el hierro fundido resultante.</p>
<p>Soldadura por presión. Las piezas, calentadas localmente hasta llegar al estado pastoso o aun de fusión, se unen mediante presión mecánica o de percusión. Generalmente no se emplean materiales adicionales.</p>	<p>Soldadura por fuego (forja, soldadura por gas de agua, etc.). Las piezas que se calientan a la temperatura necesaria por medio de la fragua, horno o adecuados quemadores de gas, de agua u otro gas, se unen mediante martilleo o presión mecánica.</p>
	<p>Soldadura por resistencia. El calor necesario lo produce la resistencia óhmica que se opone al paso de una corriente eléctrica a través de las superficies de contacto de las piezas que se han de soldar.</p>
	<p>Soldadura por chispa. El calor necesario se produce por los arcos voltaicos que saltan entre los bordes encerrados de las piezas que se han de soldar. Es una soldadura a tope.</p>
<p>Soldadura fuerte. La unión se efectúa de modo semejante al de la soldadura por gas, pero en que los bordes que se han de unir llegan a fundirse, empleando un material adicional distinto del material base y que tenga un punto de fusión más bajo que este material.</p>	
<p>Soldadura por caldeo. La unión se obtiene generalmente por infiltración, entre las superficies superpuestas de las piezas que se han de unir de material metálico que funde por el calentamiento de dichas superficies. Este procedimiento se distingue, según que el material tenga un punto de fusión más o menos elevado, en soldadura fuerte y soldadura dulce.</p>	

III.2.4.1. TIPOS DE SOLDADURAS.

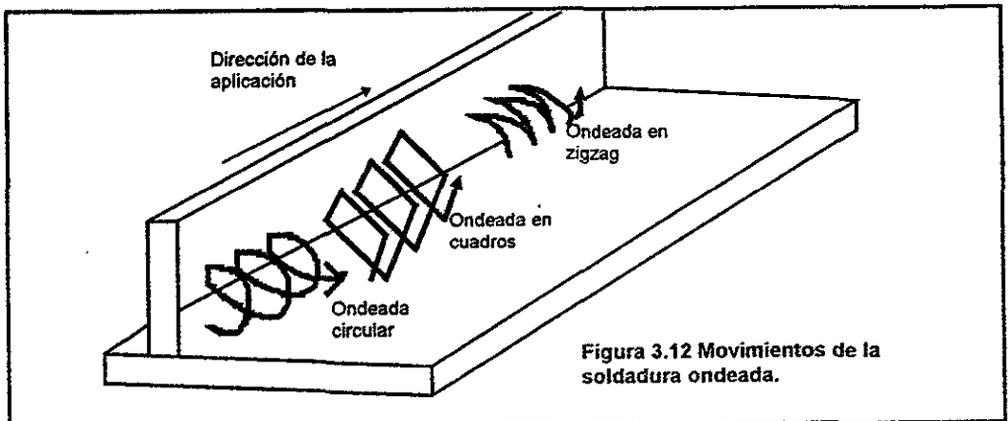
Existen cinco tipos básicos de soldaduras: la de cordón, la ondeada, la de filete, la de tapón, y la de ranura.

La selección del tipo de soldadura esta tan ligada a la eficiencia de la junta como en el diseño mismo de esta. Se elige un tipo de soldadura con preferencia sobre otro por razón de su relación específica con la eficiencia de la junta.

Las soldaduras de cordón se hacen en una sola pasada, con el metal de aporte sin movimiento hacia uno u otro lado. Esta soldadura se utiliza principalmente para reconstruir superficies desgastadas, y en muy pocos casos se emplea para juntas. En la figura 3.11 aparece ilustrado este tipo de soldadura.



Las soldaduras ondeadas se logran haciendo un cordón con algo de movimiento hacia uno y otro lado (figura 3.12). El ancho del cordón depende del diseño o de la necesidad. Entre las soldaduras hay también varios tipos, como el de zigzag, el circular, el oscilante y otros. Las soldaduras ondeadas también se usan primordialmente para la reconstrucción de superficies.



Las soldaduras de filete son similares a las de ranura, pero se hacen con mayor rapidez que estas, y a menudo se las prefiere en condiciones similares por razones de economía.

Pero, las soldaduras de un solo filete no son a veces tan resistentes como las soldaduras de ranura, si bien una soldadura de doble filete se compara favorablemente en cuanto a resistencia (ver figura 3.13).

Las juntas soldadas de filete son simples de preparar desde el punto de vista de preparación y ajuste del borde, aunque a veces requieren de más soldadura que las juntas soldadas de ranura.

Las soldaduras de filete se combinan a menudo con otras soldaduras para mejorar las distribuciones de esfuerzo, como por ejemplo, en una junta T.

Las soldaduras de filetes cóncavos y tiene su máxima eficacia cuando la dirección del esfuerzo es transversal a la junta.

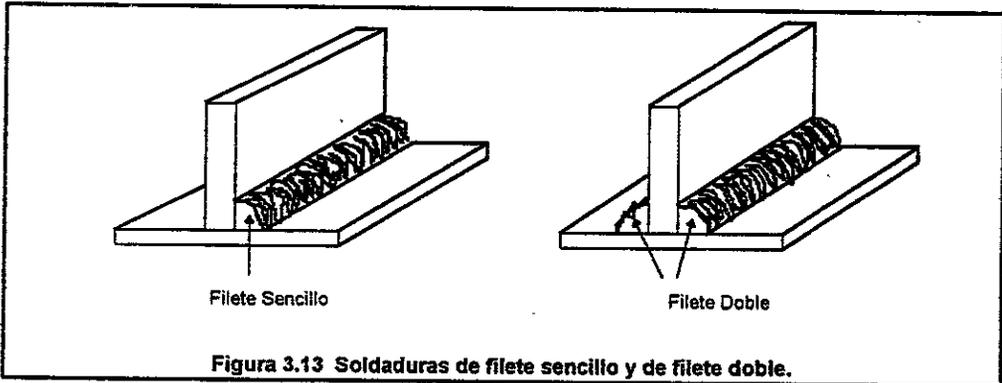


Figura 3.13 Soldaduras de filete sencillo y de filete doble.

Las soldaduras de tapón y de agujero alargado sirven principalmente para hacer las veces de remaches. Se emplean para unir por fusión dos piezas de metal cuyos bordes, por alguna razón, no pueden fundirse. Puede soldarse un círculo interior (de tapón), o una abertura o ranura alargada, dejando las orillas libres (ver figura 3.14).

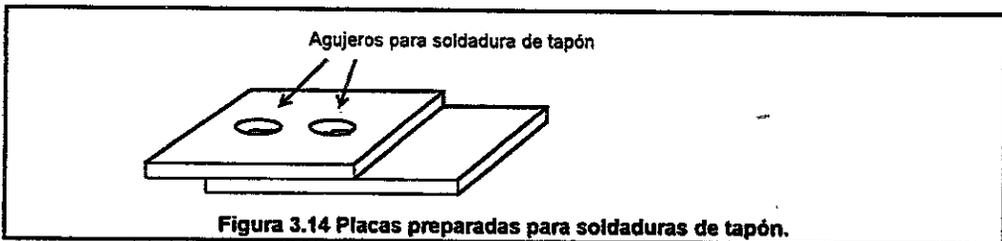
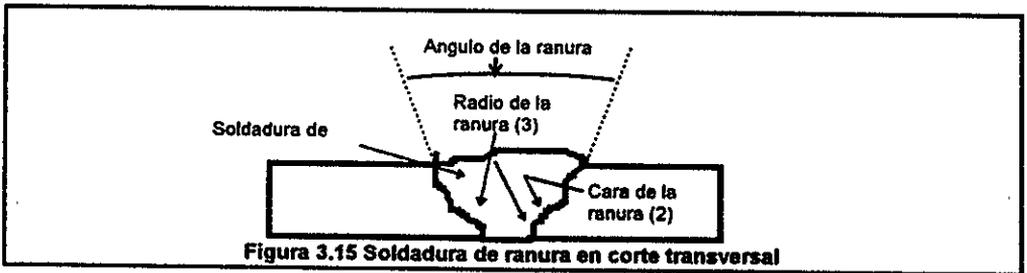


Figura 3.14 Placas preparadas para soldaduras de tapón.

Las soldaduras de ranura (de holgura entre bordes de piezas) se hacen en la ranura que queda entre dos piezas de metal. Estas soldaduras se emplean en muchas combinaciones, dependiendo de la accesibilidad, de la economía, y del tipo de proceso de soldadura que se aplique (ver figura 3.15).

La ranura comprende:

- 1.- El ángulo de ranura;
- 2.- La cara de la ranura y,
- 3.- El radio de la ranura.



III.2.4.2 TIPOS DE JUNTAS.

Existen cinco estilos básicos de juntas: la junta a traslape, la junta a tope, la de esquina, la de brida y la junta en T. Las características de las juntas anteriormente nombradas se desglosan en la siguiente tabla.

TIPOS DE JUNTAS	
TIPO DE JUNTA	CARACTERÍSTICAS
Junta a traslape	Estas están formadas en esencia por dos piezas de metal solapadas o traslapadas, que se unen por fusión mediante soldadura de puntos, de filete, de tapón o de agujero alargado.
Junta a tope	Este tipo esta comprendida entre planos de las superficies de las dos partes. Las juntas a tope pueden ser simples, escuadradas, biseladas en V, de ranuras de una sola J, de ranura de una sola U, o dobles.
Junta de esquina	Estas juntas son lo que implica su nombre: soldaduras hechas entre dos partes situadas a un ángulo de 90 grados. Estas pueden ser de medio traslape, de esquina a esquina, o de inserción completa, y pueden prepararse para formar un solo bisel, una sola V, o ranuras de una sola U
Junta de brida o junta de onlla	Son el resultado de la fusión de la superficie adyacente de cada parte, de manera que la soldadura quede dentro de los planos superficiales de

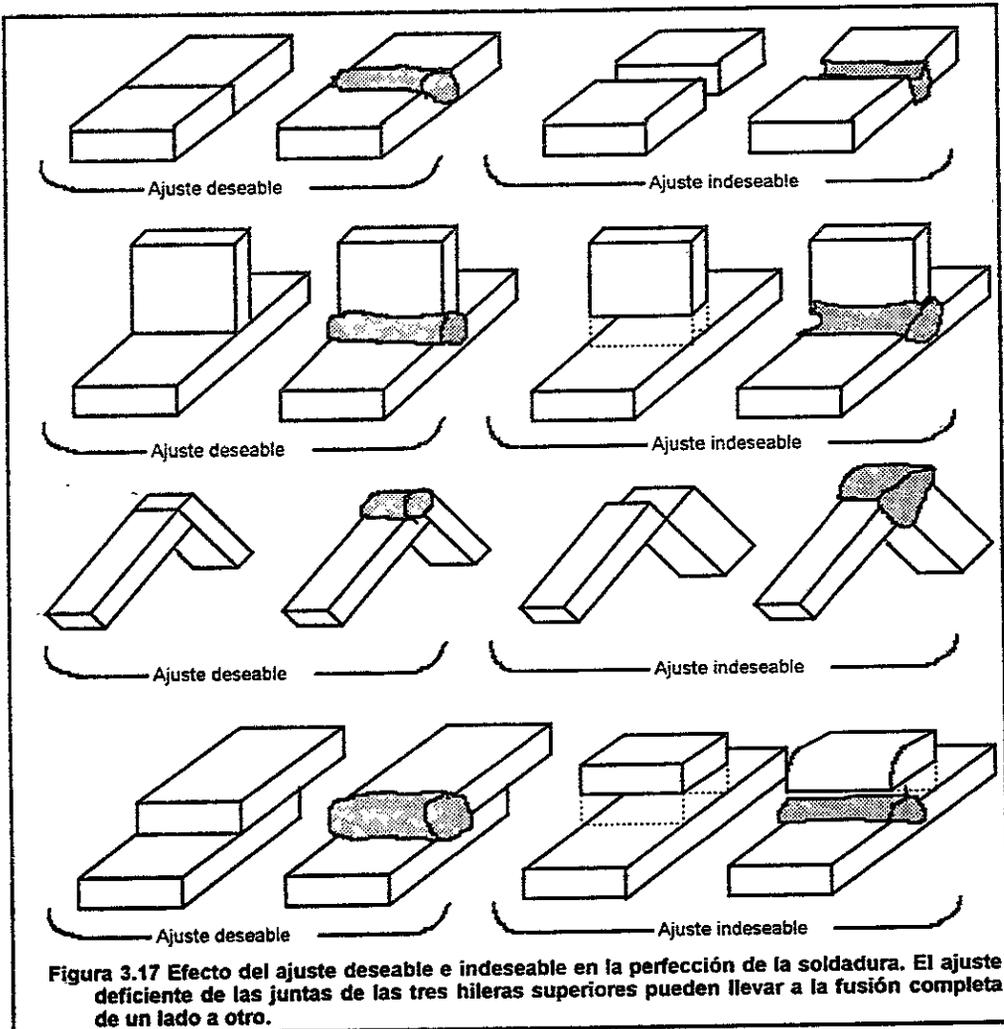
Continuación ...

Juntas en T

ambas partes. Estas pueden ser de una sola brida o de doble brida.

Las juntas en T son precisamente lo que su nombre indica, pero también pueden ser de un solo bisel, de doble bisel, de una sola J y de doble J.

Los efectos de un ajuste deficiente (entre hierro entre los bordes de las placas) debidos a la deformación y al agrietamiento se ilustran en la figura 3.17.



Las ranuras mismas, dependiendo de su uso final (mantenimiento normal y reparación; uso en alta presión, con sellamiento hermético; y así sucesivamente) pueden prepararse por cualquiera de los métodos siguientes: corte a llama, esmerilado, corte en sierra, fresado y cizallado.

La selección de las aberturas en la raíz y los ángulos de ranura está influida también en alto grado por los materiales a unir, la localización de la junta en el conjunto soldado y el desempeño requerido. Las juntas de ranura en J y en U pueden usarse para minimizar la cantidad de metal soldado que se requiere, cuando los ahorros son suficientes para justificar las operaciones de biselado, más difíciles y costosas. Estas juntas son particularmente útiles en la soldadura de piezas de gran espesor. Una desventaja de las juntas de ranura en J y de ranura biselada es la de que son difíciles de soldar para lograr juntas perfectas, debido al problema común de atrapamiento de escoria a lo largo de su lado recto.

III.2.4.3. POSICIONES PARA SOLDAR.

Las posiciones usuales de soldar son: plana, horizontal, vertical y hacia arriba (ver figura 3.16).

La posición plana es por supuesto, la más fácil. El metal fundido se mantiene en posición (hasta que comienza a solidificarse) por la fuerza de gravedad. Esta posición permite también lograr los máximos regímenes de depósito. La siguiente, en cuanto a facilidad de aplicación, es la soldadura horizontal, en el cual la fuerza de gravedad ayuda también en cierto grado.

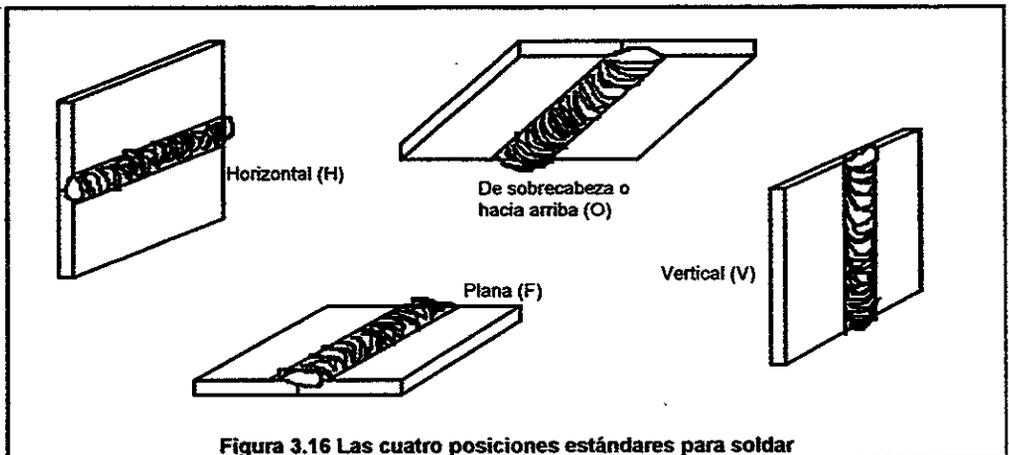


Figura 3.16 Las cuatro posiciones estándares para soldar

III.2.4.4 SÍMBOLOS DE SOLDADURA.

La American Welding Society (AWS) establece una distinción entre las expresiones símbolo del tipo de soldadura (Weld Symbol) y el símbolo de soldadura (Welding Symbol):

El primero es el símbolo que se usa para indicar el tipo deseado de soldadura.

El segundo está formado por los siguientes elementos, o por el número de éstos que resulte necesario:

- 1.- Línea de referencia con flecha,
- 2.- Símbolos básicos de soldadura (weld symbols),
- 3.- Las dimensiones,
- 4.- Símbolos suplementarios,
- 5.- Símbolos de acabado y,
- 6.- La cola; la cual contiene especificaciones, el proceso y otras referencias.

La información que se transmite por medio del símbolo de soldadura se lee así con facilidad y precisión, con lo cual resultan innecesarias las notas descriptivas largas.

A continuación se muestran los símbolos básicos del tipo de soldadura (Weld Symbol).

SÍMBOLOS BÁSICOS DEL TIPO DE SOLDADURA ²								
Filete	Tapón o ranura alargada	Puntos o resalto	Costura	DE RANURA				
				Escuadrada	V	Biselada	U	J

DE RANURA		De	De	DE BRIDA	
Acampanada	De bisel y acampanada	Respaldo	recubrimiento superficial	De orilla	De esquina

² Welding Handbook, American Welding Society, 6a. Edición.

En la siguiente figura se muestra el símbolo de soldadura (Welding Symbol).³

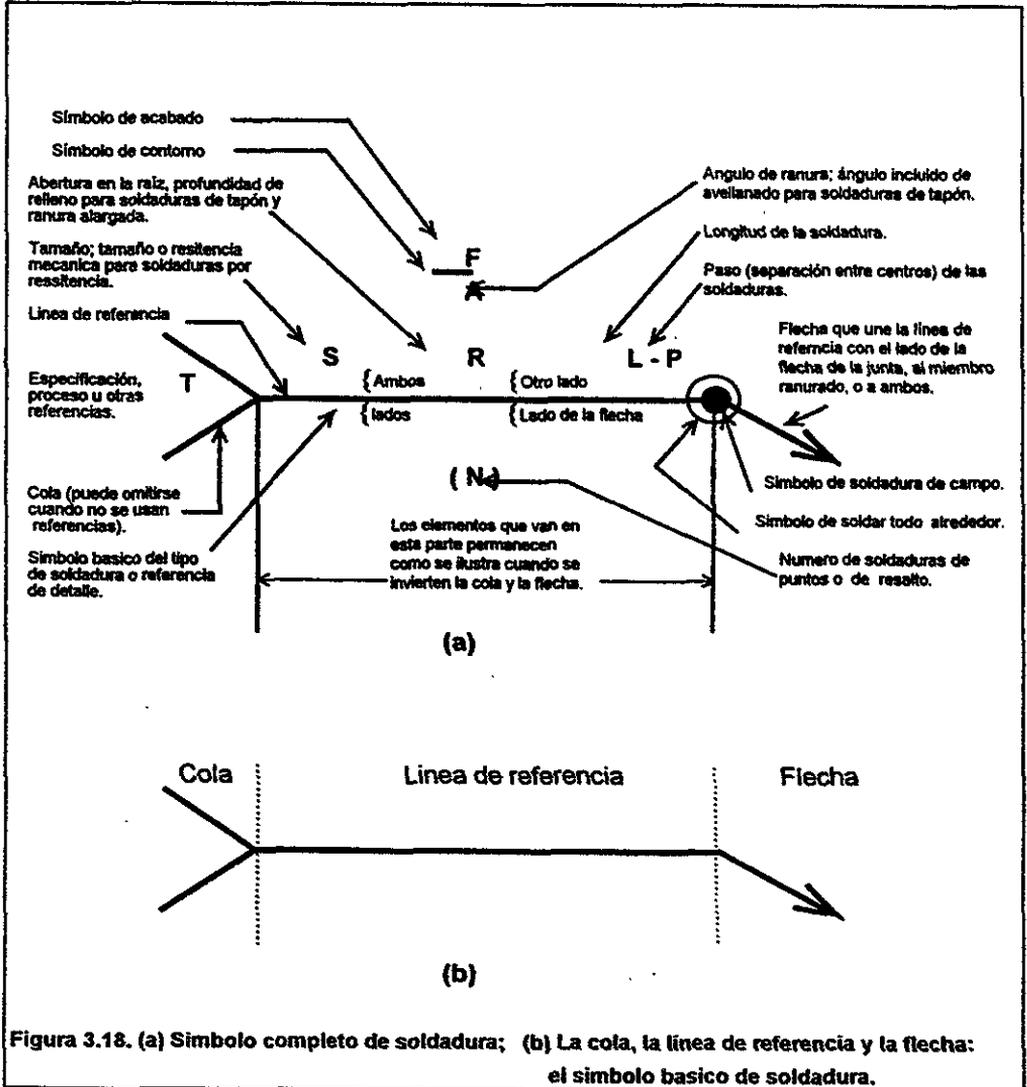


Figura 3.18. (a) Símbolo completo de soldadura; (b) La cola, la línea de referencia y la flecha: el símbolo básico de soldadura.

³ Según la America Welding Society.

III.3. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Objetivo.

Reglamentar el método para realizar las actividades comprendidas en el montaje de estructuras de acero.

Definiciones

- Montaje.

Son todas las acciones previas, durante y posterior para la erección de una estructura.

- Arriestar.

Referente a la colocación de piezas que, puestas oblicuamente, asegura la invariabilidad de la forma de un armazón.

- Soldadura.

Es la unión de piezas metálicas por fusión, en la cual existe un material de aporte y un material base.

- Metales ahogados.

Son elementos comúnmente de acero que quedan embebidos en el concreto y que tiene una utilización posterior en el proceso constructivo como: anclas para recibir estructuras y/o equipo, placas y soleras para soportar estructuras y/o equipo, etc..

PROCEDIMIENTO

III.3.1 FABRICACIÓN

Enderezado.

Todo el material que se vaya a utilizar en la estructura debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto debe tener forma curva. El enderezamiento debe hacerse de preferencia en frío por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas medida por medio de procedimientos adecuados no debe sobrepasar 650 grados centígrados.

Cortes.

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos deben hacerse de preferencia a maquina. Los cortes con soplete requieren un acabado

correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo deben cepillarse.

Tolerancias.

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajaran en compresión de la estructura no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de 1 milésimo de distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas de longitud no mayor a 10 metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a tres milímetros cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

Identificación.

Todas las piezas deben salir de la planta debidamente identificadas con marcas que correspondan a la indicadas en los planos de montaje.

Pintura.

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores de la estructura no deberán limpiarse, y las que vayan a quedar ahogadas en el concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosamente y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, aun como sirva como base para la pintura final que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles despues del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentran a no más de 5 cm de distancia de las zonas en que se depositen soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural este expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

III.3.2 ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS.

Agujeros

El diámetro de los agujeros para remaches o tornillos deben ser un milimetro y medio mayor que el diámetro nominal de estos.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos mas 3 mm, pero pueden taladrarse o punzonarse a un diámetro menor y despues limarse cuando el material es mas grueso.

No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

Armado.

Todas las partes de miembros que estén remachando deben mantenerse en contacto entre sí rígidamente, por medio de pernos o tornillos. los agujeros que haya que agrandar para poder colocar los remaches o tornillos, tienen que limarse.

Colocación

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, den llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semiesferica, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calienta uniformemente a una temperatura no mayor de 1000 ° C, la que no debe bajar a menos de 540 ° C durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisara la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobara que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y si se han colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.



ESTRUCTURA ATORNILLADA

III.3.3 ESTRUCTURAS SOLDADAS.

Preparación del material.

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, oxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, pero se permite que haya costas de laminado que resistan un cepillado vigoroso hechos con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico deben efectuarse con sopletes guiados mecánicamente.

Armado.

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto sea posible, sus separación no deberá exceder de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentara en una cantidad iguala a la separación.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en le alineamiento mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible las piezas por soldar se dlocaran de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

Soldaduras de penetración completa.

En placas de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados en posición plana, dejando entre las dos una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa mas delgada, y sin prepara sus bordes.

En todos los demás casos deben biselarse los extremos de las placas entre las que se va a colocarse la soldadura para permite el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr la fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. No es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar el metal base.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello debe usarse placas de extensión, siempre que sea posible, las que se quitan despues de terminar la soldadura, dejando los extremos de esta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada una de ellos antes de colocar el siguiente.

Precaentamiento.⁴

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precaentarse a la temperatura indicada en la tabla 12.1.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el arado de la estructura que se volverán a fundir y quedaran incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido. Cuando el metal base este a una temperatura inferior a 0° C debe precaentarse a 20° C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla, si esta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Todo el metal base situado a no mas de 7.5 cm de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura especificada, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante todo el proceso de colocación del metal de aportación.

TABLA 1.2.1 TEMPERATURAS DE PRECALENTAMIENTO		
Grupos de espesor de metal base con el tipo de colocación de soldadura (mm)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo de revestimiento que no sea de bajo contenido de hidrogeno	Arco eléctrico con electrodo cubierto de bajo contenido de hidrogeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes
Hasta 19, incl	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38, incl	70	25
Más de 38 a 64, incl	110	70
Más de 64	150	110

Inspección.

Deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocara la soldadura, antes de depositarla, para cerciorarse que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente y se separaran las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como: tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se completara por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un numero de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formarse una idea general de su calidad.

En soldaduras de campo se aumentara el numero de pruebas y estas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en materiales mas de 2 cm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

⁴ NTC Para Construcción De Estructuras De Acero

III.3.4 MONTAJE.

Condiciones generales.

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material y durante el montaje, se adoptaran las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

III.3.4.1 PROCEDIMIENTO DE MONTAJE.

Obras auxiliares en el montaje.

Para la realización de obras auxiliares en el montaje debe hacerse un estudio completo de los planos así como una investigación del lugar en que se llevara acabo la obra.

Por medio de lo anterior se podrá determinar el medio de montaje en el cual se presentan factores tales como:

- 1.- Rapidez.
- 2.- Equipo disponible.
- 3.- Economía.

Dichos factores obligan al estudio de varios métodos para determinar cual es el mejor; es claro suponer que de la decisión sobre cual es el equipo que deberá utilizarse, surgen otros factores como son:

- 1.- Tiempo de instalación; se compara el tiempo en el que un equipo se encuentra disponible para ejecutar un trabajo con otro.
- 2.- El espacio con que cuenta un equipo para poder maniobrar en forma adecuada no olvidando el factor costo, en caso de que se necesite ampliación del lugar para poder trabajar.
- 3.- El aspecto estructural de la obra, en la cual se montara su estructura, esto es el tamaño (altura, ancho, etc.)
- 4.- El aspecto social de la obra, esto es limitaciones de trafico, leyes, etc.
- 5.- La capacidad de la grúa para llevar a cabo el montaje.
- 6.- Las condiciones climatológicas del lugar de la obra.
- 7.- Restricciones por obras vecinas.
- 8.- Capacitación de la persona encargada del montaje.
- 9.- Aspectos de seguridad.

Es necesario que el ingeniero residente, determine el equipo a usar sin olvidar un factor primordial; la experiencia del mismo que permitirá en ocasiones conocer de antemano el equipo que deberá usarse.

III.3.4.2 TRAZO DE LAS ESTRUCTURAS PARA EL MONTAJE.

Especificaciones.

Se tomarán en cuenta estas para poder determinar cualquier impedimento antes de la ejecución del montaje, lo cual da por resultado un plan de montaje más apegado con la realidad de la obra.

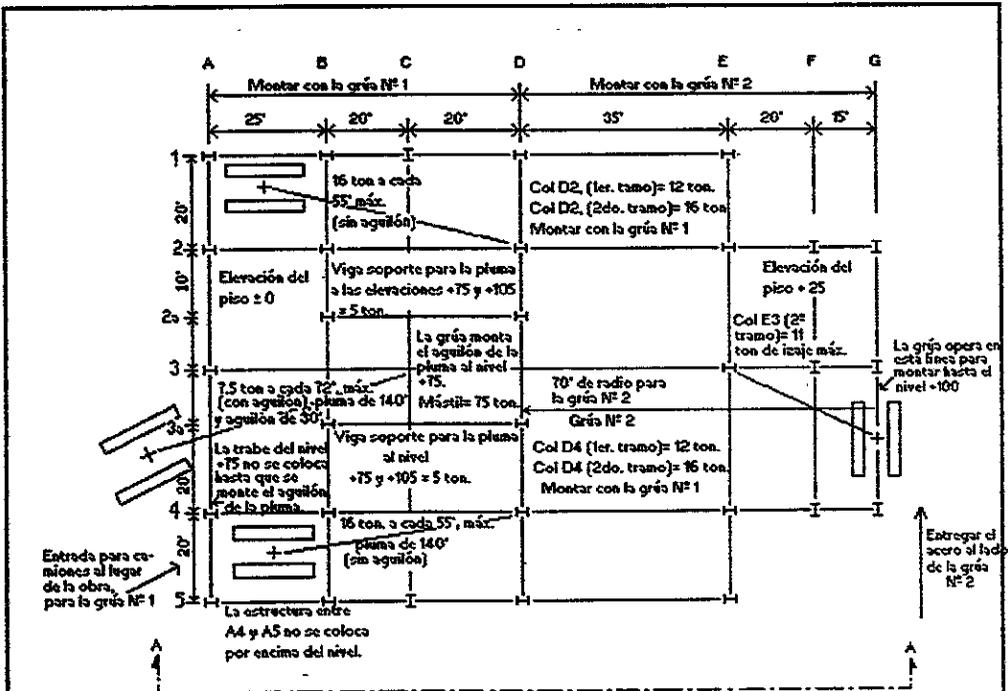
- 1.- Deberá conocerse la pieza más pesada, así como las cargas más pesadas para efectos de determinar la capacidad de grúa requerida.
Hay ocasiones que resulta favorable económicamente hablando montar con dos grúas y así bajar la capacidad de grúa necesaria para el montaje, lo cual significa un costo mayor.
- 2.- Se deben determinar las piezas que serán necesarias armar en taller, logrando con esto un menor número de piezas armadas en campo, con menor calidad por lo mismo,
- 3.- Se indicarán los elementos estructurales que presenten problemas de flexión y deformación ya sea en el transporte o montaje para poder reforzarlos adecuadamente.

El ingeniero que esté encargado de la visita al taller, revisará la calidad de empalmes, así como lo de campo.

En el levantamiento de las armaduras se revisará su estabilidad lateral, sobre todo cuando se montan por el centro atendiendo también los casos en que se hagan por los extremos. Cuando se consideren inestables lateralmente debe preguntársele al estructurista si es necesario reforzar los miembros o reforzarla por medio de arriostamiento temporal generalmente hecho a base de ángulos o canales.

Hay ocasiones en que se arriesta por medio de soleras o cables uniendo los dos extremos de una pieza con estos dos elementos colocados con polines intermedios que sobresalen del patín de la pieza que está a compresión al montarla, sobre estos se fijan las varillas, roscadas para permitir su ajuste.

Cualquier empalme complicado se debe asegurarse de que el material de dicho empalme esté sujeto a una de las partes de la armadura o de la trabe, de manera que las piezas puedan ensamblarse en campo sin mucha dificultad.



PLANTA

Notas de montaje

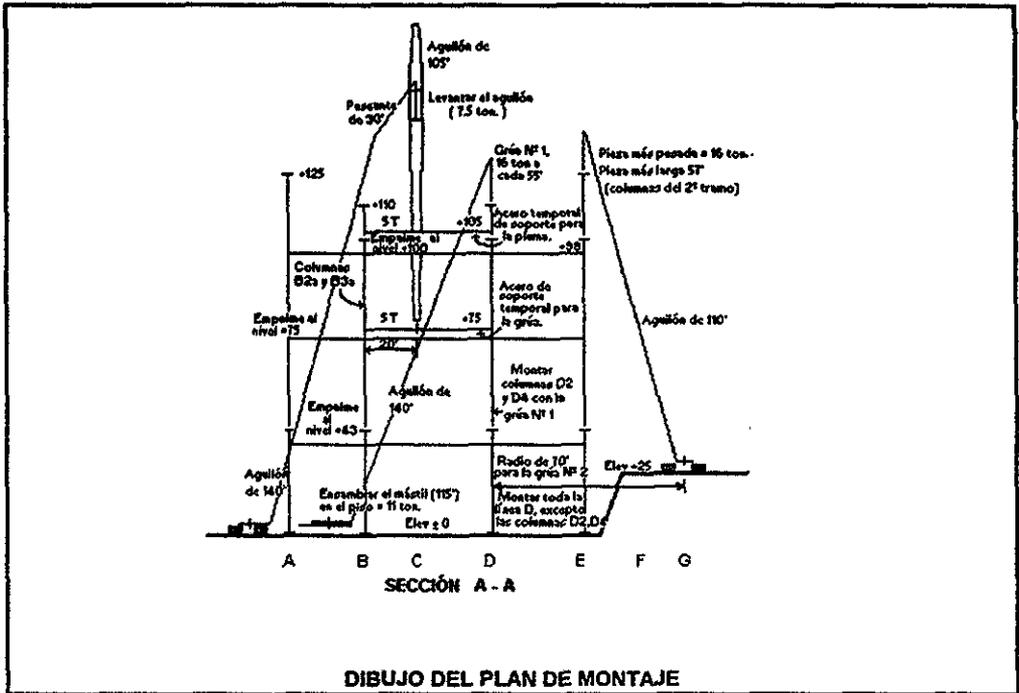
- 1 Aparejar la grúa N° 1 con pluma de 140', y aguijón de 30'.
- 2 Aparejar la grúa N° 2 con pluma de 110', sin aguijón.
- 3 Colocar la grúa N° 2 en la línea G según se muestra. Usar madera y camas como camino, entre F y G
- 4 Los camiones deben entregar el acero a las grúas según se muestra.
- 5 Ensamblar el aguijón de la pluma en el piso. Colocarlo sobre el soporte temporal de acero al nivel +75
- 6 Ensamblar el mástil de la pluma en el piso, con la grúa. Colocarlo en su sitio con el aguijón de la pluma al a nivel +75
- 7 Elevar la pluma al soporte temporal de acero al nivel +105 de la manera usual.
- 8 Usar las columnas B1, D1, E2, E4, D5, A4, A2 como tirantes para la pluma.
- 9 Montar el acero hasta el nivel +100, con las grúas. Montar el acero por encima de este nivel con pluma.

Notas generales.

Las grúas deben estar niveladas, el mástil de la pluma debe estar a plomo y las líneas de carga verticales. revisar el terreno y usar camas para mantener las presiones de apoyo dentro de los límites de seguridad.

No debe hacerse ningún cambio en la secuencia de montaje según se muestra, sin confirmar con la oficina principal

DIBUJO DEL PLAN DE MONTAJE



Plano de Montaje.

El jefe de Ingeniería Civil revisará que los planos de montaje contengan básicamente un plano lineal de cada piso y una vista lateral o alzado del mismo para poder así distinguir las alturas de cada columna, traveses, etc.

Se deberá verificar que el plano de montaje contenga los siguientes puntos:

- 1.- Las dimensiones de las columnas, las distancias entre estas, así como los miembros intermedios.
- 2.- El peralte de cada miembro (trabe) así como el montaje de cada armadura.
- 3.- La sección de cada pieza.

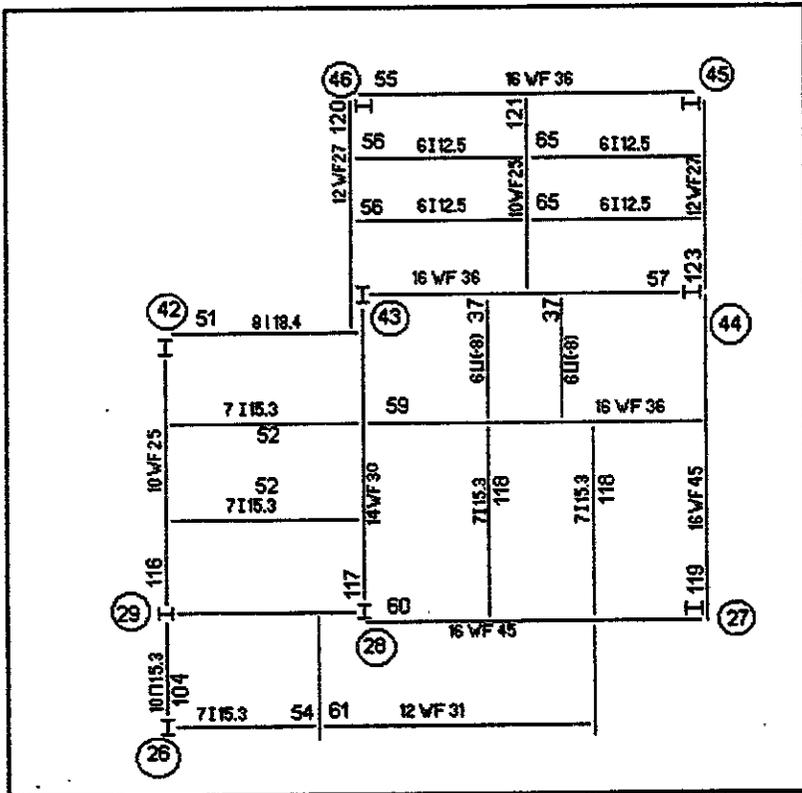
En base al plano de montaje se seleccionará el orden en que irán montando las piezas, para que en el taller se le asigne la misma clave a los miembros estructurales. Esta clave deberá ir pintada en un extremo de la pieza que se vaya a colocar y en el mismo extremo se deberá poner en el plano de montaje.

En el caso que lleven contraviento deberán moverse en el plano de montaje con una "X" seguida de un numero igual a su longitud, indicando su diámetro. En el caso de que existan conexiones deberán hacerse un detalle de éstas.

Se tendrán que mostrar las secciones transversales del elemento en el plano, para montar en forma correcta el elemento, o cuando se tenga una conexión muy complicada.

Es correcto que se indique si el elemento debe tener una contraflecha, en un croquis por separado para que el ingeniero encargado del montaje sepa como mantenerla.

Se revisará que el área este indicada en el plano por medio de una letra, indicando también el piso en que debe ir colocada.



PLANO DE MONTAJE

Ejecución del montaje.

El jefe de frente de la obra civil estudiará con detalle las diversas formas para ejecutar el montaje, verificando sencillez en el mismo así como seguridad y economía.

Dentro de los diversos equipos para montaje de estructuras se encuentran las siguientes:

EQUIPO	CARACTERÍSTICAS
Grúa (figura 3.19)	Este tipo de equipo se puede seleccionar cuando en el lugar de la obra se espera encontrar un terreno con condiciones adecuadas para la operación de grúas móviles, ya sea con o sin pisos.
Pluma de tirantes ó grúa torre, fija o levadiza (figura 3.20)	Este tipo de grúa se utilizará cuando las condiciones de la obra no son favorables para el montaje con grúa sobre camión, sobre orugas o grúas torre montadas sobre camión. La selección lógica puede ser una grúa de tirantes si la estructura es muy alta para utilizar los equipo antes mencionados.
Pluma viajera y pluma de patas rígidas (figura 3.21)	Esta es muy utilizada en excavaciones profundas, ya que se ensambla al nivel de la calle, fuera de la excavación y contrapesos adecuados. También es utilizada en hangares, cobertizos, salones para convenciones, y estructuras similares. La pluma de patas rígidas es el tipo más adecuado para montarse sobre una plataforma viajera. Su uso será muy satisfactorio cuando se pueda instalar en una posición desde la cual pueda montar toda la estructura, en vez de colocarla sobre la plataforma.

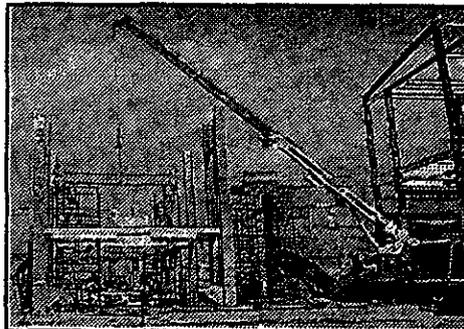


Figura 3.19 Grúa para montaje

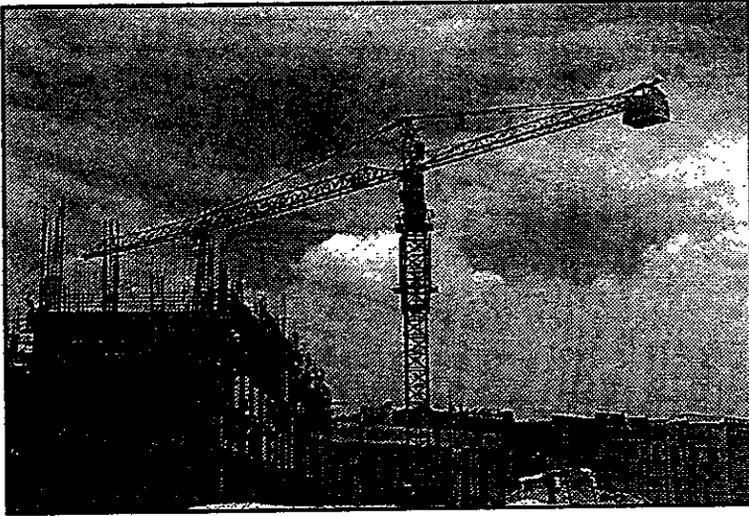


Figura 3.20 Grúa torre para montaje.

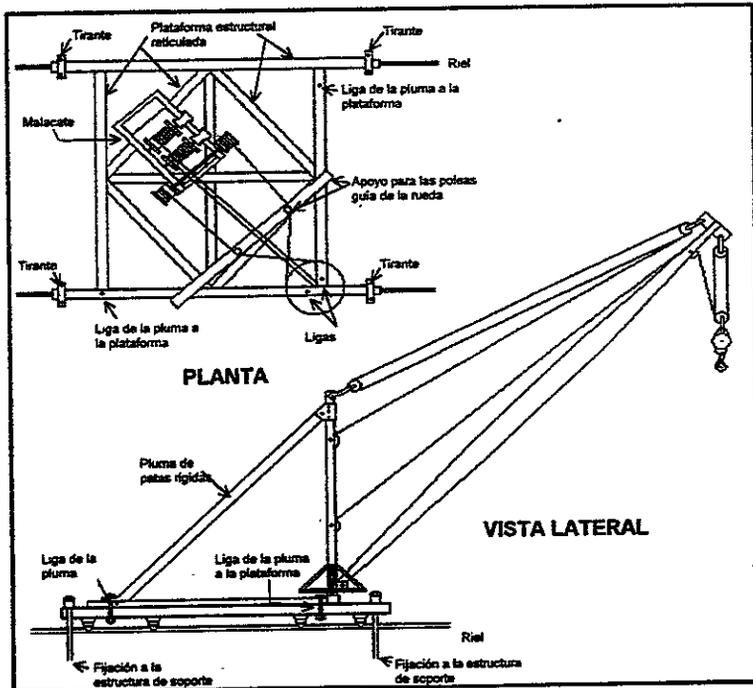


Figura 3.21 Pluma de patas rígidas.

III.3.4.3. ANCLAJES.

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisara la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en planos se tomaran las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

III.3.4.4. CONEXIONES PROVISIONALES.

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre si por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipos de montaje, etc.. Cuando sea necesario, se colocara en la estructura el contravento provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

III.3.4.5. TOLERANCIAS

Se considerara que cada una de las piezas que componen una estructura esta correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de $1/500$. En viga teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

III.3.4.6. ALINEADO Y PLOMEADO.

No se colocarán remaches pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos este alineada y plomeada.

CAPITULO IV.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA.

IV.1 DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA PARA ELEMENTOS DE CONCRETO.

DEFINICIÓN DE CIMBRA.

"Es un sistema integrado por formas de madera o metal y sus soportes, cuya función es la de contener al concreto hasta que este haya alcanzado su fraguado final y consecuentemente, la resistencia necesaria para autosoportarse".

CONFORMACIÓN DE LA CIMBRA.

En términos generales, una cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras:

- 1.- Cimbra de contacto.
- 2.- Obra falsa.

La cimbra de contacto es la que se encuentra directamente en contacto con el concreto, y cuya función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura; se compone principalmente por paneles, tarimas, moldes prefabricados, etc..

La obra falsa esta constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto; los elementos más comúnmente usados en la obra falsa son vigas madrinas, pies derechos, contravientos, etc..

Una cimbra debe poseer las siguientes propiedades:

Objetivos de la cimbra

- Tener la geometría del concreto.
- No deformarse más allá de las tolerancias del concreto.
- No permitir la pérdida de lechada.
- Facilitar el llenado.

Características de la cimbra

- Resistente.
- Durable.
- Indeformable.
- Textura adecuada al acabado.
- Hermética.
- Fácil de armar.
- Fácil de descimbrar.
- Fácil de limpiar.
- Económica.

El costo de la cimbra para una obra de concreto, puede representar entre el 35 y 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación, que garanticen economía y seguridad.

IV.1.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO.

Las cimbras u obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas, hasta que la estructura de concreto sea capaz de tomarlas por sí misma; estas cargas incluyen las siguientes:

- 1.- Altura de vaciado (m).
- 2.- Espesor del muro (cm) (cuando no es mayor de 50 cm).
- 3.- Velocidad a la cual se levanta la superficie del concreto (m/h).
- 4.- Revenimiento del concreto (cm) y la temperatura de colocación (°C).
- 5.- El peso del acero de refuerzo.
- 6.- Se ha supuesto que la densidad del concreto es de 2,400 kg/m³.

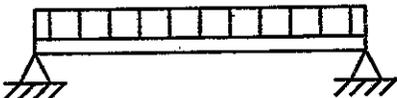
Para un concreto ligero o muy denso, cuya densidad varíe notablemente de los 2,400 kg/m³, sería mas seguro suponer una diferencia proporcional en la presión.

- 7.- Las cargas vivas.

Debe considerarse también: asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas por el concreto en los lugares de descarga.

IV.1.1.1. DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXIÓN.

Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante que para el caso:



$$M \text{ máx} = \frac{\omega l^2}{8}$$

y para el caso:



$$M \text{ máx} = \frac{\omega l^2}{12}$$

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio:

$$M \text{ flex. máx.} = \frac{\omega l^2}{10}$$

Después obtenido el momento máximo podremos dimensionar nuestro elemento a través de la fórmula de la esquadria:

$$\frac{M}{f_m} = \frac{I}{y}$$

donde:

M .- Momento flexionante.

f_m .- esfuerzo permisible a flexión.

I .- momento de inercia.

y .- distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

Se tiene las siguientes salvedades:

1.- Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente-

te que una viga de sección cuadrada de igual área.

2.- Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm, se debe introducir el siguiente factor F que multiplica al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde:

h .- peralte del miembro en cm.

IV.1.1.2. 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:

$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S [1 - (PL^2 / 2EI)]} \leq 1$$

donde:

- A = área de la sección transversal de la pieza (cm²).
- E = módulo de elasticidad (kg/cm²).
- f_m = esfuerzo permisible (kg/cm²).
- I = momento de inercia (cm⁴).
- M = momento flexionante (kg/cm).
- S = módulo de sección (cm³).

En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

IV.1.1.3. ESFUERZO CORTANTE.

Para el calculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales. Podemos considerar la tendencia de una viga a fallar cayendo entre los apoyos.

Esta tendencia de una parte adyacente se llama fuerza cortante vertical, y los esfuerzos dentro del miembro que resisten esta tendencia a fallar son esfuerzos cortantes.

La magnitud de la fuerza cortante en cualquier sección de una viga es la suma algebraica de las fuerzas verticales que hay a al izquierda o a al derecha de la sección.

Una forma conveniente de expresar esta proporción es: "la fuerza cortante vertical en cualquier sección de una viga es igual a la reacción menos las cargas".

El criterio puede generalizarse para a todos aquellos elementos de una estructura sujetos a esfuerzo cortante.

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.

$$\frac{3V}{2 b d_1} \cdot \frac{d}{d_1} \leq V_p$$

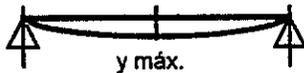
donde:

- V .- fuerza cortante.
- d₁ .- peralte efectivo
- V_p .- cortante permisible.
- b .- ancho
- d .- peralte

IV.1.1.4. FLECHA.

La deformación máxima, provocada por la flexión, se le denomina comúnmente flecha máxima; su valor depende principalmente del claro "l" y es función directamente proporcional de la carga por metro "ω", el módulo de elasticidad "E", y el momento de inercia centroidal de la sección "I".

Para el caso



$$\frac{5 \omega l^4}{384 E I} = y \text{ máx.}$$

Para el caso



$$\frac{\omega l^4}{384 E I} = y \text{ máx.}$$

Por lo que se acostumbra diseñar para la condición:

$$y = \frac{3 \omega l^4}{384 E I}$$

Existen dos criterios para los límites de y:

- 1.- El Americano que recomienda $y \text{ máx.} = 1/360$ del claro y,
- 2.- El Europeo, que indica $y \text{ máx.} = 1/500$ del claro.

Si aceptamos estos límites, tendremos dos fórmulas que, aplicadas a una sección y a una carga por metro dadas, nos permiten encontrar "l".

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 E I}{0.355 \omega}} \quad \text{Americano}$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{384 E I}{0.256 \omega}} \quad \text{Europeo}$$

donde:

ω .- carga vertical repartida en kg/cm.

E .- Módulo de elasticidad.

I .- Momento de inercia de la sección considerada en cm⁴.

IV.1.1.5. PANDEO LATERAL.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral, para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

IV.1.1.6. ELEMENTOS DE UNIÓN.

Generalidades.

Para determinar la capacidad 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)

IV.1.1.6.1. CLAVOS.

Solo se permiten para uso estructural clavos comunes de alambre de acero estirado en frío.

Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K D^3 / 2$$

donde :

D - diámetro del clavo en mm.

K - constante consignada en la siguiente tabla.

P - carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Valores de K para clavos	
Grupo	
- Coníferas livianas	3.50
- Coníferas densas	4.30
- Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean validas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- 1.- Que el clavo penetre cuando menos 2/3 partes de su longitud en la pieza principal.
- 2.- Que las separaciones entre clavos sean como sigue:
 - 2.1.- Paralelas a la carga:
 - 12 D del borde cargado.
 - 5 D del borde no cargado.
 - 10 D entre clavos de una hilera.
 - 2.2.- Normales a la carga:
 - 5 D entre hileras.

IV.1.1.6.2. 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:

$$P = K D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Valores de K para tornillos	
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 al diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

- 1.- Paralelos a la carga.
 - 8 D del borde cargado.
 - 4 D del borde no cargado.
 - 6 D entre tornillos.
- 2.- Normales a la carga.
 - 4 D entre hileras.

IV.1.1.6.3. PERNOS.

Se entiende que se trata de pernos de acero con la cabeza en un extremo o con dos extremos roscados y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

1.- Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

donde:

f_c - esfuerzo de compresión paralelo a la fibra.

t - doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.) para juntas traslapadas.

D - diámetro del perno en cm.

K - constante consignada en la siguiente tabla:

Valores de K para pernos	
t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85
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 deberá interpolarse linealmente.

2.- Carga aplicada normal a la fibra.

$$P = 0.66 f_c t D K K_2$$

donde:

f_c - es el esfuerzo normal a la fibra.

t - doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.) para juntas traslapadas.

D - diámetro del perno en cm.

K - constante consignada en la siguiente tabla.

K_2 - constante consignada en la siguiente tabla.

Cargas de diseño (kg/m²)			
h	k	s	l
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 más	1.03

IV .1.2 EJEMPLO DEL DISEÑO DE UNA CIMBRA.

IV.1.2.1. DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA.

Datos:

- La losa será de 20 cm. de espesor, concreto normal (2,400 kg/m³).
- La cimbra se usará varias veces.
- La carga viva considerada es de 200 kg/m².
- Altura libre de piso a techo 2.40 m.
- Tablero de losa de 4.50 x 4.50 m.

1.- Cargas de diseño.

$$\begin{array}{r}
 \text{Peso propio} \quad 2,400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Carga viva} \quad \quad \quad = \underline{200 \text{ kg/m}^2} \\
 \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 680 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

2.- Entarimado.

- Usar tabloncillos de 1" de espesor.
- El espesor efectivo de tablas de 1" es 2.54 cm (≈ 2.00 cm)
- Considerando una franja de 1.00 de ancho:

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3$$

Revisión por flexión:

$$M \text{ máx.} = \frac{\omega \times l^2}{10} \quad (\text{kg} \cdot \text{m})$$

para obtener el M en kg - cm:

$$M \text{ máx.} = \frac{\omega \times l^2}{10} \times 100 = 10 \omega l^2$$

Momento resistente:

$$M_r = f \times S$$

donde: S - modulo de sección
f - esfuerzo admisible en flexión en kg/cm²
M_r - momento resistente en kg - cm

igualando momentos:

$$f \times S = 10 \omega l^2$$

de donde:

$$l \text{ máx.} = \sqrt{(f \times S) / (10 \omega)} = 0.32 \sqrt{f \times S / \omega}$$

así:

$$f = (196) (\gamma) = (196) (0.4) \cong 80 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver tabla V'8})$$

Como la cimbra se usará varias veces, se incrementa el esfuerzo admisible en un 50%:

$$f_{ad} = 80 \times 1.5 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$l \text{ máx.} = 0.32 \sqrt{f \times S / \omega} = 0.32 \sqrt{(120 \times 66.67) / 680} = 1.10 \text{m}$$

Revisión por flecha:

considerando
$$y \text{ máx} = \frac{3 \omega l^4}{384 E I} \times 10,000$$

y
$$y \text{ máx admisible} = 1/360,$$

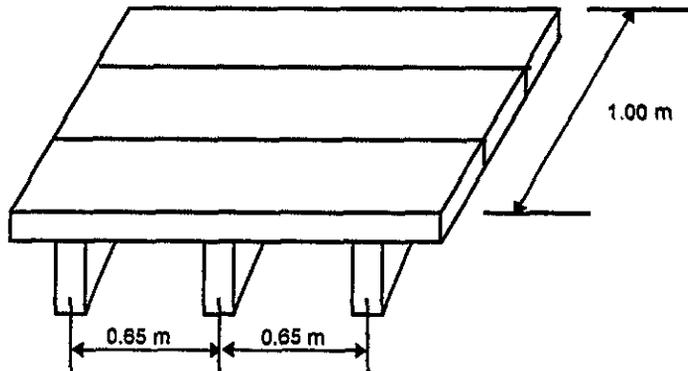
igualando flechas:

$$\frac{1}{360} = y \text{ máx} = \frac{3 \omega l^4}{384 E I} \times 10,000$$

da por resultado:

$$I \text{ máx.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78,400 \times 66.67}{680}} = 0.65 \text{ m}$$

Así, se usarán largueros @ 0.65 m, lo cual nos da 7 espacimientos de 0.65m \cong 4.50m de ancho del tablero.



3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamento de vigas mdrinas.

Se pueden fijar las medida de los largueros y calcular el claro admisible que será el espaciamento de mdrinas y calcular las medidas necesarias de los largueros.

En este caso, fijaremos largueros de 2" x 4", (el ancho efectivo de los largueros de 2" x 4" es 1 5/8", lo que nos da un ancho de 4.13 cm y una altura de 10.2 cm.), así

$$I = 365.23 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$$\text{Carga en largueros} = 680 \times 0.65 = 442 \text{ kg/m}$$

Por flexión:

$$l \text{ máx} = 0.32 \sqrt{\frac{f_s}{\omega}} = 0.32 \sqrt{\frac{80 \times 71.61}{442}} = 1.15 \text{ m}$$

Por flecha:

$$I \text{ máx} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{E I}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78.400 \times 365.23}{442}} = 1.33 \text{ m.}$$

Por corte:

$$v = \frac{3 V}{2 b h}$$

$V = 0.6 \omega l$ (viga continua con 3 o más claros)

$$v = \frac{3}{2 b h} (0.6 \omega l)$$

$$I \text{ máx} = 1.11 \frac{b h v}{\omega}$$

de la tabla 4.1, el esfuerzo de corte admisible = 35 y
 $v = (35) (0.4) = 14 \text{ kg/cm}^2$

Para varios usos:

$$v = 14 \times 1.50 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$I \text{ máx} = 1.11 \times \frac{21 (4.13 \times 10.2)}{442} = 2.23 \text{ m}$$

dado que el tablero mide 4.50 m se usarán 4 claros de 1.125 m que será el espaciamiento de las vigas madreñas.

4.- Dimensionamiento de vigas madreñas, espaciamiento de puntales.

Usando madreñas de 2" x 6"

$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1208.65 \text{ cm}^4$$

$$S = I / (h/2) = 159 \text{ cm}^3$$

$$\omega \text{ equivalente} = 680 \times 1.125 = 765 \text{ kg/m}$$

Por flexión:

$$l \text{ máx} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}} = 0.32 \sqrt{\frac{80 \times 159}{765}} = 1.30 \text{ m}$$

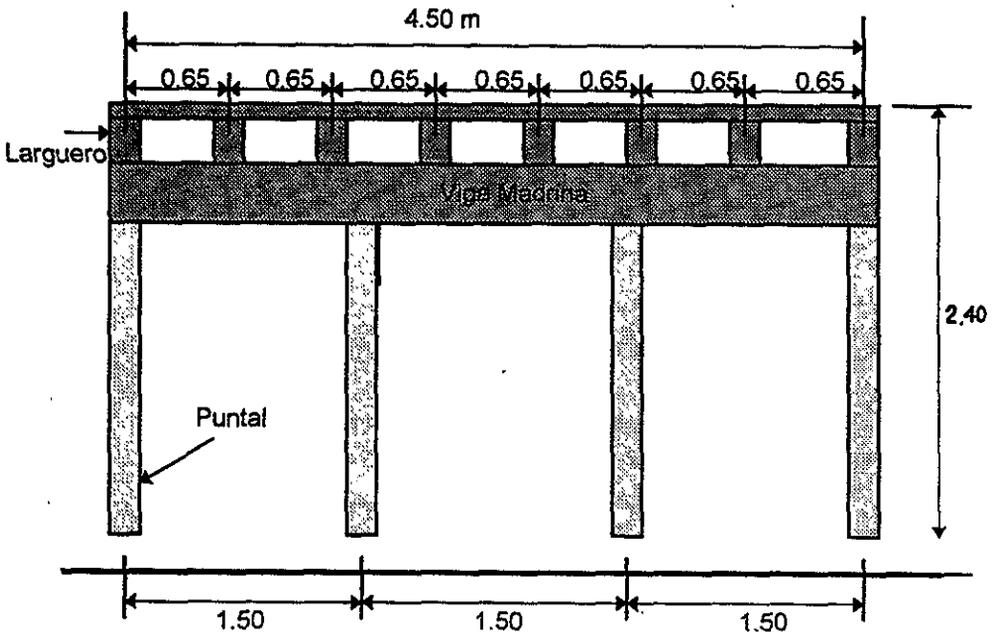
Por flecha:

$$l \text{ máx} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78,400 \times 1208}{765}} = 1.65 \text{ m.}$$

Por corte:

$$l \text{ máx} = [23.33 (b h)] / \omega = [23.33 (4.13 \times 15.2)] / 765 = 1.91 \text{ m.}$$

para el ancho de 4.50 m se usarán puntales @ 1.50 m



5.- Cálculo de los puntales.

$$\text{Área tributaria} = 1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga} = 680 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \text{Área tributaria} \times \text{carga} = 1,147.50 \text{ kg.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra. (ver tabla 4.1)

$$f_c = 143.5 \times \gamma = 143.5 \times 0.4 = 58 \text{ kg/cm}^2$$

Se probarán puntales de 3" x 3"

Revisión por esbeltez.

$$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$$

Esfuerzo admisible a compresión:

$$E = 95,000 \text{ (tabla 4.1)}$$

$$C = \frac{0.3 E}{(L / d)^2} = 27.83$$

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{adm} = 27.83 \times 44.46 \cong 1237 > 1147$$

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:

$$\text{Área de apoyo} = 4.13 \times 6.67 = 27.55 \text{ cm}^2$$

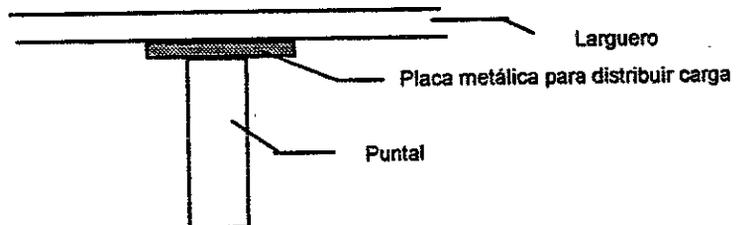
$$\text{Esf. admisible } \perp \text{ a la fibra} = 54.20 \times 0.4 = 21.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55$$

$$\text{Área requerida} = \frac{1147.50}{21.68} = 52 \text{ cm}^2$$

Usar una placa metálica de 2" x 5" (5.08 x 12.7 cm):

$$A = 4.13 \times 12.7 = 52.45 \text{ cm}^2$$



Apoyo de larguero en viga madrina:

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2$$

Carga de largueros sobre viga madrina:

$$C = (680 \times 0.65) \times 1.125 = 573.75 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

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:

$$\frac{L + 1\text{cm}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$fad = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

IV.1.2.2. TABLAS PARA DISEÑO DE CIMBRAS

Tabla 4.1. Esfuerzos permisibles para madera en función de su densidad.	
Concepto	Para cualquier γ
Esfuerzo en flexión tensión simple	196 γ
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple.	196,000 γ
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5 γ
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2 γ
Módulo de elasticidad en compresión	238,000 γ
Esfuerzo cortante	36 γ

Tabla 4.2. Esfuerzos permisibles en kg/cm ² ; condición verde.				
Solicitación	Selecciona	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra.	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra.	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra.	14	14	7	5
Modulos de elasticidad. ($\times 10^5$)	Medio	70	70	70
	Mínimo	40	40	40

IV.2. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.

Objetivo.

Reglamentar el método para llevar a cabo las actividades al construir una estructura de madera.

Definiciones.

- Pie tablón.- Se define como la cantidad de madera que integra un elemento de un pie de ancho por un pie de largo por una pulgada de espesor.
- Cuantificación.- Es la determinación de las piezas de madera necesarias para construir una estructura
- Preservadores de madera.- Son compuestos químicos que se incorporan a la madera a través de diferentes sistemas de preservación y que evitan la pudrición y el ataque por insectos aun en condiciones de humedad y temperatura favorables para su desarrollo, al hacer que su alimento, la madera, esté envenenado.

PROCEDIMIENTO.

IV.2.1. CLASIFICACIÓN DE LA MADERA.

Se podrán usar madera de coníferas de clases A ó B ó maderas latifoliadas de calidad estructural.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación de agentes biológicos como hongos e insectos. se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que estos hayan desaparecido al momento de usar madera en la construcción. Nos se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

TIPOS DE MADERAS COMERCIALES ¹	
Tipo de madera	Características
Polín	Es de 4" x 4" por una longitud estandar de 8', pero se pueden conseguir de la medida deseada.
Tabla o duela	Va de medidas desde 1" a 2" de espesor y de 2" a 8" de ancho por longitud deseada.

¹ Sondeo hecho en las madererías del D.F.

Continuación...

Tablón:	Los tablones son de 2" de espesor por 6 ó 10 " de ancho con longitudes variables desde 3 m, hasta la longitud deseada.
Tablero:	Es de 4' x 8' (1.22 x 2.44 m) y su espesor comercial varia de 1/4" a 3/4".
Puerta o ventana:	Es un tipo de madera especial que se une entre sí por una muesca. Sus dimensiones son: 1" de espesor por 2" a 4" de ancho.
Viga:	Es de 4" x 6" por longitud deseada.

IV.2.2. CUANTIFICACIÓN.

La madera deberá cuantificarse en "pie tablón". De manera practica, se proponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón:

1.- $\frac{a'' \times b'' \times c'}{12} = P.T.$

2.- $\frac{a'' \times b'' \times c \text{ m}}{3.657} = P.T.$

donde : a" - es la dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

b" - es la dimensión medida de la pieza en pulgadas.

c" - es la dimensión de la pieza en pies o metros.

Al cuantificar la madera se le deberán añadir al cálculo los siguientes factores:

1.- Factor de desperdicio "F.D."

Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera rota o perdida en la elaboración y durante diferentes usos de las estructuras (al hacer apuntalamientos, cimbras, etc.).

2.- Factor de usos "F.U."

Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de madera entre el número de usos que se darán antes de su colocación final, o como elemento provisional para soportar estructuras.

IV.2.3. PROTECCIÓN.

La madera deberá estar protegida de fuentes de humedad tales como lluvia, humedad proveniente del suelo o condensación de humedad dentro de edificios, o bien, de fuentes de calor como los rayos del sol, sistemas de calefacción artificial, etc..

Se cuidara que la madera este debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos y fuego durante toda la vida útil de la estructura. podrá protegérsele ya sea por medio de preservadores, recubrimientos apropiados o practicas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a ala construcción deberán cumplir con las especificaciones de la NOM-C-178-1983 "preservadores solubles en agua y en aceite".

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la NOM-C-332-1981 "madera preservada a presión - clasificación y requisitos".

Los preservadores se podrán aplicar a la madera por medio de brocha, aspersión o inmersión, o por métodos industriales con sistemas que utilizan presión para lograr una mayor penetración y retención del preservador.

La aplicación por brocha, aspersión y baño o inmersión se puede hacer en el sitio de construcción; estos métodos sólo logran una penetración superficial (2 - 5 mm).

De los tres, el de baño o inmersión es el que mejor garantiza que la solución preservadora cubra toda la superficie de la madera.

IV.2.4. TRANSPORTE Y MONTAJE.

La falta de precaución en el manejo de los elementos estructurales durante su transporte o en el ensamblaje de las estructuras, así como un inadecuado almacenamiento, originan la aparición de defectos que disminuyen la resistencia mecánica con la cual fueron clasificadas.

Para el transporte de vigas, tablas o tableros, éstos deben apilarse en forma horizontal procurando que los apoyos estén distribuidos uniformemente a lo largo de ellos. las maniobras de carga y descarga deberán realizarse de tal manera que no se golpeen los extremos de las aristas longitudinales de las piezas de la madera, incluidos los tableros contrachapados.

Así mismo estas maniobras no deberán efectuarse si esta lloviendo, para evitar que la madera se humedezca.

Es recomendable que la entrega del material en el sitio de obra se realice cuando ya vaya a ser usado, para que su permanencia a la intemperie sea únicamente la mínima indispensable. de otra manera se presentarían alteraciones en el contenido de humedad con los consecuentes cambios dimensionales en los elementos, ocasionando la aparición o aumento de grietas y distorsiones y/o problemas en el ensamblaje de uniones o juntas diseñadas para madera con un contenido de humedad constante.

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea practico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

El ensamble de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados.

Los miembros que no se ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados.

Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

El almacenamiento en el sitio de obra se recomienda hacerlo en una superficie horizontal; la estiba debe ser separada del suelo cuando menos 30 cm y con separadores distribuidos uniformemente a lo largo de las piezas de tal manera que no sufran esfuerzos o torceduras; además se deben cubrir con polietileno u otro material para protegerlas de la lluvia y de los rayos directos del sol, pero permitiendo la libre circulación de aire.

IV.2.5. TOLERANCIAS.

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformarse con los requerimientos prescritos en la NOM-C-224-1983 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción".

Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a la s especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no será menores que las de proyecto en más de 3%.

IV.2.6. ELEMENTOS DE UNIÓN.

La elección de los elementos de unión se hará buscando que se tenga la mayor seguridad, la rigidez y economía necesarias en la estructura.

Para unir los elementos estructurales entre sí se podrán emplear cualquiera de los diversos dispositivos que existen para ello, tales como:

1.- Piezas de madera: clavijas, espigas, cuñas, tacones.

2.- Piezas metálicas:

2.1.- Clavos y Tornillos.

Los clavos y tornillos se pueden emplear con mucha más seguridad que en tiempos pasados, pues los conocimientos sobre su resistencia permiten hacer diseños que sí no son comparables del todo a lo logrados con acero a base de remaches o en madera a base de pernos, cuando menos llegan a establecer un criterio firme para esta clase de trabajos.

2.2.- Pernos.

Los pernos deberán calcularse en número suficiente para no sobrefatigar ni la madera ni el acero.

2.3.- Conectores.

El empleo de estos simplifica en gran medida el problema de unión entre elementos estructurales. Con ellos se puede hacer la unión de piezas en tensión con el resto de la estructura con gran facilidad.

3.- Pegamentos.

Con ellos se logra una mayor uniformidad y resistencia, lo que permite mayor ligereza en los elementos y tiene también la ventaja de poder permitir la prefabricación, facilitar el transporte y la de librar grandes claros.

IV.3. CIMBRADO Y DESCIMBRADO

IV.3.1 CIMBRADO.

Definición.

“El termino cimbrado, se refiere a las operaciones que se realizan para la instalación de la cimbra”.

Las cimbras deberán cumplir con los siguientes puntos:

- 1.- Las cimbras serán limpiadas completamente de óxidos, virutas, aserrín y otros, antes de verter el concreto. Para conseguir una limpieza óptima, se recomienda el uso de aire comprimido o de agua a presión.
- 2.- Las caras interiores de las cimbras serán uniformes y lisas.
- 3.- El tratamiento con aceite se aplicará a las maderas, en lo posible, antes de su colocación en los cimbrados. En todo caso, el aceitado se hará antes de la colocación de los refuerzos. Antes del vertido del concreto, las cimbras se humedecerán debidamente. Las juntas no permitirán escapes de lechada de concreto.
- 4.- La fijación de las cimbras y sus diferentes elementos ha de ser tal, que permita la remoción sin producir daños o vibraciones al concreto.

El conocimiento de como realizar la colocación de una cimbra es de gran ayuda para el ingeniero, pero el conocimiento de los factores que pueden crear una falla en una cimbra es aún de mayor importancia, ya que estos suelen presentarse con gran frecuencia.

Las fallas que presenta el cimbrado no implican necesariamente una ruptura o un colapso en un sistema; sin embargo, los resultados producidos por estas fallas pueden ser igualmente drásticos, tomando en cuenta los daños y las pérdidas sufridas.

Las fallas en el cimbrado que a continuación se describirán, comprenden todas las situaciones en las que, a causa de factores provocados o intrínsecos, la cimbra no proporciona la superficie de concreto deseada, el grado de exactitud, la cantidad de usos repetidos, el reembolso económico por la inversión realizada, o una enumeración acorde al trabajo efectuado por parte de los operadores.

IV.3.1.1. FACTORES QUE PROVOCAN FALLAS EN EL CIMBRADO.

Especificaciones.

El aspecto más crítico que provocan las fallas en el cimbrado, es aquel que origina un perfil o un acabado imperfecto del concreto. Estas imperfecciones pueden

surgir debido a la mala aplicación en las tolerancias, marcadas en las especificaciones, o debido a problemas que surgen en el manejo de piezas de cimbrado muy grandes, las cuales requieren de ajustes precisos.

Deflexión e imperfecciones.

La deflexión de la superficie de contacto es un factor que, aunque inicialmente es tomado como un punto de exactitud, puede propiciar también una falla en el acabado del concreto; y provocar así una imperfección en dicha superficie. Bajo condiciones normales de trabajo, es posible que las deflexiones en las superficies de contacto varíen en las capas y secciones subsecuentes de colado.

La deflexión esta determinada también por otros factores, como son: la calidad y la textura de la superficie de triplay y, además, la rigidez de los amarres para fijar la superficie de contacto en el amazón.

Las imperfecciones se originan a partir de errores iniciales en el trazo; de la mala interpretación de las especificaciones del diseño, de las dificultades en el ajuste de los elementos de cimbra - especialmente cuando se utilizan paneles grandes, y a partir de los desplazamientos que ocurren durante las operaciones de colado del concreto.

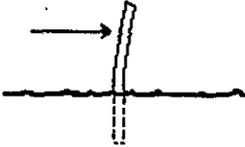
Defectos locales.

Una falla común en el cimbrado ocurre cuando se presentan desplazamientos durante el colado, en la cimbra para vanos de una puerta o de una ventana. las cimbras para aberturas, por lo general, se sostienen mediante tornillos o abrazaderas, los cuales están sujetos a la superficie de contacto; ya sea un impacto considerable o diferencias en la presión lateral, pueden provocar que la cimbra gire o se doble.

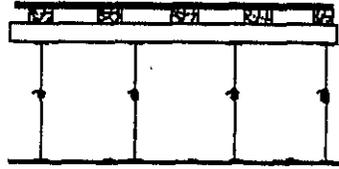
Juntas y tapas.

Una de las principales causas de la falla en el cimbrado, es el escurrimiento. La pasta de cemento que se encuentra sujeta a presión, puede desplazar completamente cimbras de gran tamaño, y al endurecerse durante el proceso de fraguado, daña el perfil y la superficie de contacto del concreto. Cualquier parte de la cimbra que muestre manchas de agua o de oscurecimiento local del concreto, indica que existe algún tipo de escurrimiento.

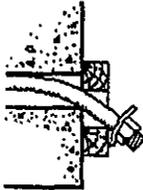
Las fallas pueden resultar de ...



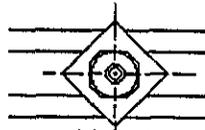
... cuando las espigas se doblan, o cuando el soporte no es apropiado ...



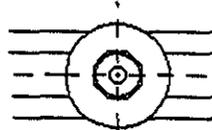
... o por apoyos sin contraventeo...



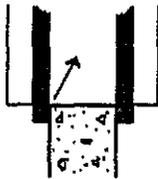
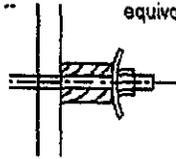
... cuando se emplean en el apoyo tornillos delgados o inadecuados...



... o en arandelas colocadas en forma incorrecta ...



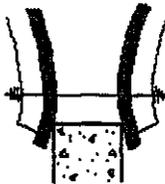
... o en forma equivocada ...



... un área de apoyo insuficiente para la cimbra en las juntas...



... o una rosca defectuosa ...

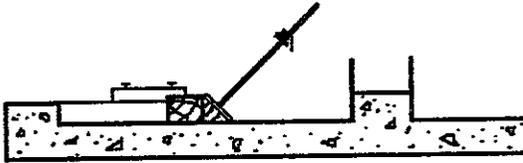


... debido a los amarres demasiado apretados...

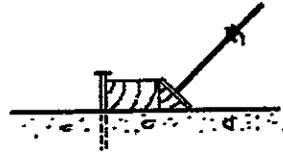


... y a las cuñas de tamaño inapropiado y sin clavar.

Figura 4.1. Fallas de la cimbra.



El puntal se puede apoyar en un elemento de concreto, previamente colado ...

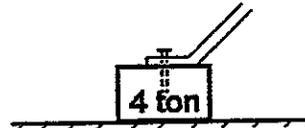
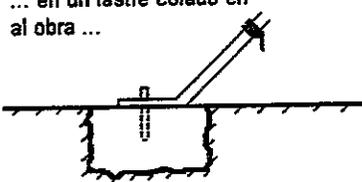


... en las espigas de soporte y en placas ...

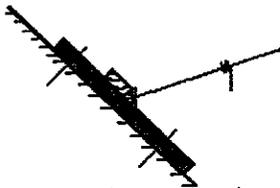


... en bloques de acodamiento ...

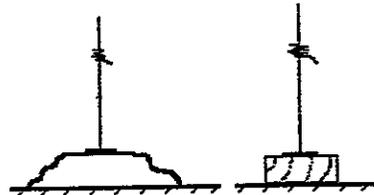
... en un lastre colado en obra ...



... en unlastre prefabricado en obra ...



... en las placas colocadas en una excavación ...



... en los durmientes de concreto o de madera ...

Figura 4.2 Fallas de la cimbra

También se debe recordar que las disposiciones de cimbrado deben prepararse para facilitar un acceso seguro dentro de la construcción, ya que, el trabajo que se lleva a cabo en forma improvisada y casual durante la construcción, propicia un grave peligro. Aun cuando el trabajo ha sido planeado con cuidado, puede llegar a ser peligroso, debido a las modificaciones improvisadas.

En las siguientes figuras se muestran algunas causas que pueden originar accidentes en el cimbrado.

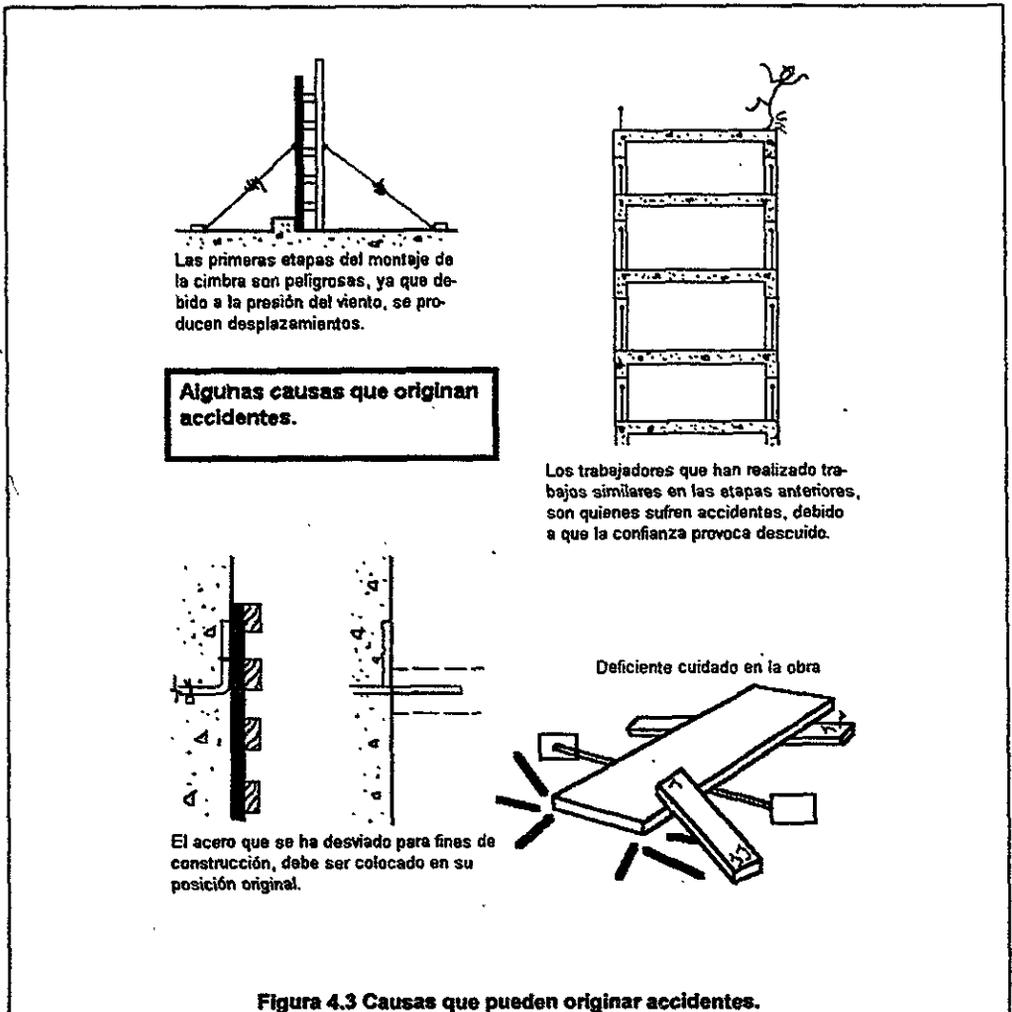
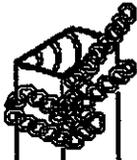
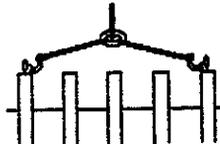


Figura 4.3 Causas que pueden originar accidentes.

Los accidentes pueden resultar de ...



... el uso de cadenas como un elemento de izaje...



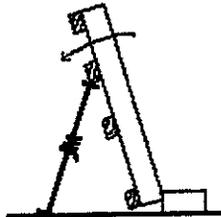
... el empleo de dispositivos gemelos cortos para izaje...



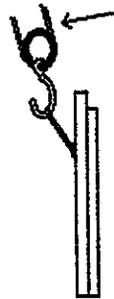
... uniones hechas de esta manera...



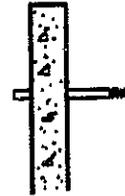
... clavos usados para indicar el nivel de colado...



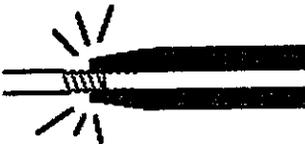
... disposición provisional de puntal...



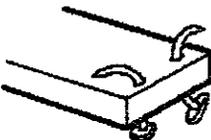
... descimbrar con grúa ...



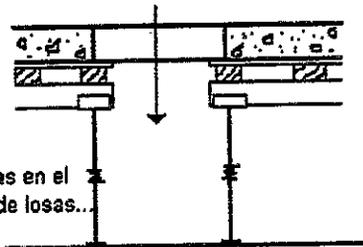
... las salientes de los tirantes...



... clavos salientes en la madera que ya no se utiliza...



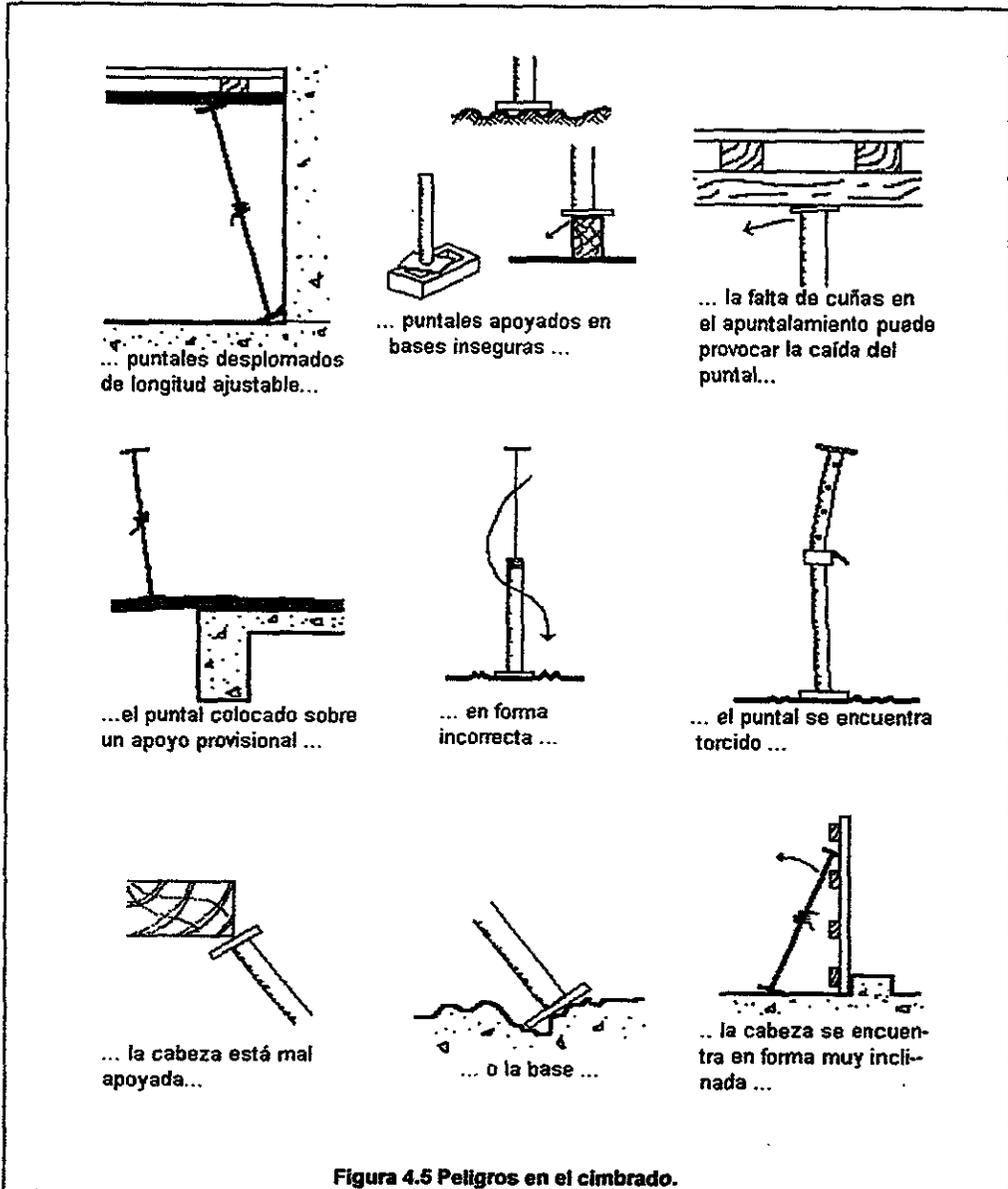
... paneles o triplay dejados por descuido, se adhieren al concreto después del descimbrado...



... aberturas en el cimbrado de losas...

Figura 4.4. Causas que pueden originar accidentes.

En la siguiente figura se muestran los peligros que se pueden encontrar en el cimbrado.



IV.3.2. DESCIMBRADO

Definición.

"Se denomina descimbrado a todas las operaciones que se realizan al retirar la cimbra cuando la estructura es autosoportante por si sola".

En el proceso de descimbrado es conveniente diseñar un sistema de trabajo en lugar de confiar en los conocimientos y la experiencia de los operadores, para llevar a cabo el trabajo del descimbrado satisfactoriamente.

Este sistema deberá detallarse y coordinarse de tal manera, que el proceso se lleve a efecto en la siguiente forma:

- 1.- En el momento adecuado considerando la edad del concreto.
- 2.- A tiempo para descimbrar la estructura y efectuar las operaciones posteriores al descimbrado.
- 3.- Sin ocasionar daños a la estructura del concreto o a la disposición de la cimbra
- 4.- Con el mínimo de trabajo en la obra para ejecutar el descimbrado de los paneles que están en contacto con el concreto.

IV.3.2.1. CHAFLANES Y OTROS MÉTODOS DE DESCIMBRADO.

El uso de diversos chaflanes y molduras en la superficie de contacto de la cimbra y los primeros apoyos del armazón garantizan que cualquier configuración del cimbrado debe llevarse a cabo, en tal forma, que no resulte dañada la cimbra, y pueda utilizarse en repetidas ocasiones con un mínimo de esfuerzo al volver a colocarla.

También deberán evitarse los golpes o las fuerzas excesivas sobre los elementos de la cimbra.

Así mismo, se cuenta con varios medios mecánicos de descimbrado, como en los que se emplean arietes neumáticos, gatos hidráulicos o tornillos.

Los sistemas menos complicados de cimbrado dependen, por lo general, de la habilidad del carpintero en los cortes biselados o chaflanados que evitan la contracción y el bloqueo entre los remetimientos, las superficies de las trabes contiguas o bajo los volados.

Los chaflanes en la superficie de contacto suprimen las contracciones o el bloqueo; sin embargo, el plomeado y el reglaje deberán ser lo suficientemente adecuados para permitir que los elementos de los paneles se puedan retirar de los remetimientos.

Cuando es posible dejar un poco desplomados los extremos del panel, éste podrá retirarse sin las juntas intermedias. Ahora bien, a menudo el diseñador estructural no permite ningún desplome, en cuyo caso el sistema de cimbrado deberá abarcar un panel grande de construcción.

Por otra parte, deberá insertarse un chaflán dentro de la superficie de contacto contigua a la superficie remetida, a fin de evitar las juntas en los paneles, provocando con ello trastornos en el sistema.

Esto deberá estar dispuesto en forma tal, que esté en contacto con el concreto, y retirando posteriormente el panel de la cimbra principal o, por el contrario, el chaflán deberá removerse para permitir que el panel principal se retire de los remetimientos.

Finalmente los métodos que dependen del descimbrado del panel principal y la remoción posterior de chaflán son los mas confiables.

Los chaflanes están de acuerdo con los paneles que están suspendidos o apoyados de modo que no puedan girar sobre su eje horizontal y, como consecuencia, forman una unión entre los elementos remetidos del concreto y el chaflán de descimbrado que queda en contacto con éstos.

IV.3.2.2. RECOMENDACIONES EN EL DESCIMBRADO

Cuando se utilizan los paneles pequeños o dispositivos de la cimbra en tres, o aun en cinco superficies de contacto con esquinas escuadradas, como para las ranuras del descimbrado, la cimbra requiere de hendiduras en dos direcciones, y cada junta achaflanada permitirá el descimbrado de los componentes individuales.

Resulta de gran utilidad si el dispositivo o la cimbra se coloca en el interior de la superficie de contacto, para evitar que los elementos queden ahogados en una rebaba de concreto, la que de otra forma se infiltra atrás de los elementos.

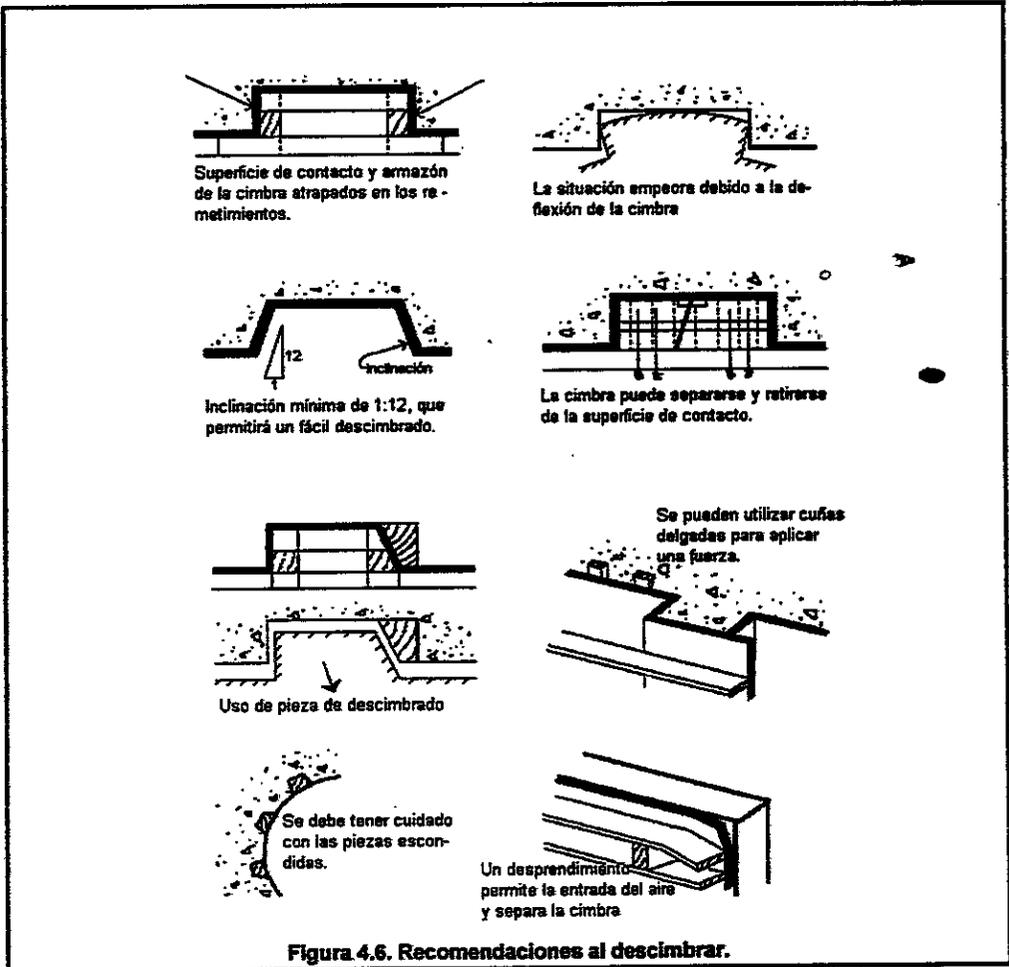
Una rebaba muy pequeña basta para atrapar una cimbra, y la combinación de la rebaba con la presión atmosférica puede incluso atrapar un panel de una tonelada o más de peso, lo cual ocasiona daños muy costoso, ya que se necesitará realizar un gran esfuerzo mecánico para descimbrar.

Lo más recomendable es que el descimbrado se efectúe a una edad temprana, se decir, antes de que la contracción normal de concreto cauce cualquier tipo de adherencia.

Ahora bien, la contracción y la adherencia pueden dificultar la separación de los elementos de madera, especialmente cuando el canto de las hojas esté en contacto con el concreto. Por lo que, cuando se fabrican las cimbras, los cantos deberán recibirse, a fin de evitar la adherencia.

Es importante que se tenga especial cuidado en la forma en que se traslapan las tablas individuales ó las hojas de triplay en las juntas, para así evitar la formación de vacíos causada por la infiltración de la lechada.

Cuando las cimbras deban permanecer adentro de elementos esbeltos de concreto durante algún tiempo, se deberá introducir una junta de hule para permitir la contracción del concreto sin que se dañe la cimbra.



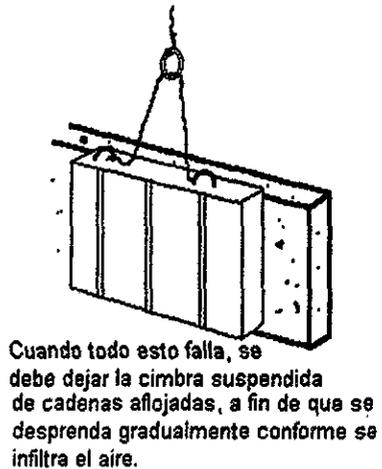
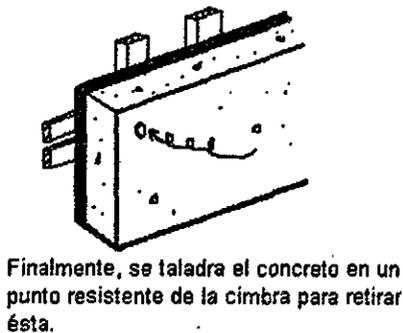
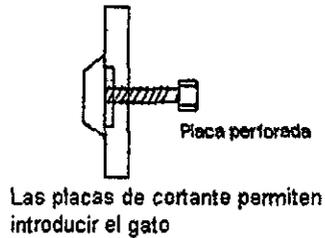
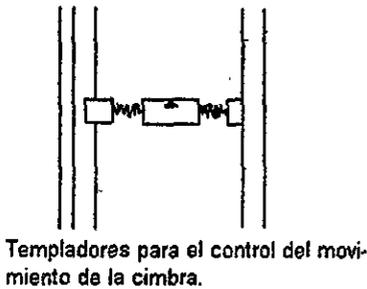
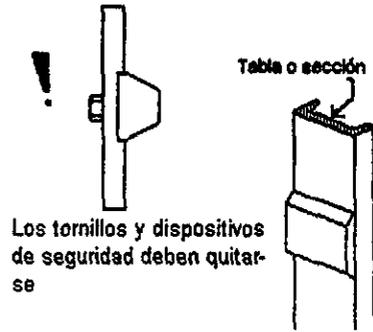
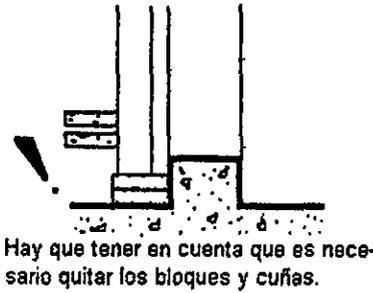


Figura 4.7. Recomendaciones al descimbrar.

Es preciso tomar en cuenta que las cimbras deberán ser bastante uniformes, similares a los casetones de una losa aligerada. Esto previene la adherencia en los bordes de los remetimientos. Como consecuencia, la corriente del aire no es un obstáculo entre la cimbra y el concreto durante el descimbrado.

La uniformidad de la superficie, el encintado de los cantos, el descimbrado temprano y el mantenimiento del plomeado o ángulo del chafalán serán la clave para lograr una separación sencilla de la cimbra y de los dispositivos.

Es conveniente la eliminación de la lechada que, de otro modo, formaría rebabas y trabaría las cimbras, lo cual representa otro factor decisivo.

La aplicación abundante de aceite en las superficies de contacto de la cimbra, evita que la madera se hinche y que la cimbra quede adherida al concreto.

Cuando una cimbra queda adherida al concreto en lugar de demoler dicha cimbra o de correr el riesgo de dañar el panel, se aconseja hacer un orificio en el lado opuesto de un muro para que así pueda separarse de la cimbra.

Si los extremos de la cimbra son accesibles, a menudo puede iniciarse el descimbrado mediante la inserción de cuñas muy delgadas y afiladas entre el concreto y la cimbra.

IV.3.2.3. CASOS ESPECIALES DE DESCIMBRADO.

Además de las precauciones normales que deben considerarse al descimbrar, algunos casos peculiares de construcción requieren de un cuidado especial, al grado de que en determinadas ocasiones los arreglos del descimbrado pueden estipularse claramente en las especificaciones.

Ahora bien, esto puede surgir cuando el peso de la cimbra es mayor que la carga viva; por ejemplo, en losas de techos o bóvedas catalanas, donde existe la tendencia a la compresión, o una situación donde el cimbrado, momentáneamente atrapado por la estructura, podría producir un daño al concreto recién fraguado. En este caso, deberá establecerse una secuencia de descimbrado, de preferencia enfocada para asegurar que una estructura compleja pueda adoptar una forma combada por requerimientos del descimbrado.

En el descimbrado parcial, el cual se lleva acabo frecuentemente con el objeto de recuperar el equipo aprovechable y volverlo a usar de inmediato, no deberá permitirse que se introduzcan deformaciones, pero deberá tomarse en cuenta que los voladizos pueden ser dañados por una secuencia errónea en el descimbrado.

Cabe destacar aquí que el remover el lecho bajo de la superficie de contacto, dejando el extremo del voladizo apoyado, produce el mismo efecto, como sucede

cuando se coloca incorrectamente el acero de refuerzo en una trabe apoyada de manera simple.

Las varillas de acero de refuerzo y las conexiones ahogadas en el concreto pueden producir dificultades durante el descimbrado, y el diseñador de la cimbra deberá asegurarse de que exista suficiente espacio libre proporcionado mediante la colocación de calzas removibles, ya sean adyacentes o alrededor de dichos elementos. Algunas veces, el acero de refuerzo puede doblarse a lo largo de la superficie de contacto y asegurarse hasta que la cimbra se retira y pueda enderezarse.

En colados importantes, las extensas áreas de cimbrado presentan problemas de adherencia, y a pesar del cuidado que se ha tenido al seleccionar los aditivos desmoldantes, pueden ocurrir desprendimientos en el elemento, los cuales precisan de la aplicación de algún tipo de fuerza.

En colados importantes, las extensas áreas de cimbrado presentan problemas de adherencia, y a pesar del cuidado que se ha tenido al seleccionar los aditivos desmoldantes, los cuales precisan de la aplicación de algún tipo de fuerza.

Todos los amarres de los dispositivos y las cimbras deberán colocarse a través de la superficie de contacto más próxima al concreto, de tal manera que los esfuerzos producidos durante el descimbrado se distribuyan en forma adecuada dentro del material o de la estructura de la cimbra. cuando se efectúe el colado de pisos encajonados, se deberá suministrar una entrada de aire en las superficies de contacto de las cimbras. Hay que resaltar que la introducción de aire rompe la succión que se forma entre la cimbra y la superficie de contacto.

CAPITULO V.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

V.1. TIPOS DE MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA.

V.1.1 PIEDRAS NATURALES.

Son aquellas que se encuentran en estado natural y de acuerdo a su constitución se clasifican en areniscas, basaltos, granitos y mármoles.

Para su empleo se requiere que tengan un peso determinado para su transportación manual o mecánica, dependiendo del fin destinado que se les dé.

Los usos a que se destinan son muy diversos, pueden emplearse desde su forma y estado natural hasta su transformación total (grano o polvo). Se usan como elementos estructurales o bien como recubrimientos en pisos o muros.

Tabla 5.1 Propiedades mecánicas de las piedras naturales.

Piedra	Peso volumétrico seco (ton/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Areniscas	1.75 a 2.65	150 a 3 200	60 a 120	40 000 a 200 000
Basaltos	2.30 a 3.00	800 a 5 800	200 a 300	100 000 a 300 000
Granito natural	2.40 a 3.20	800 a 3 000	100 a 200	400 000 a 500 000
Mármol	2.40 a 2.85	300 a 3 000	35 a 200	900 000

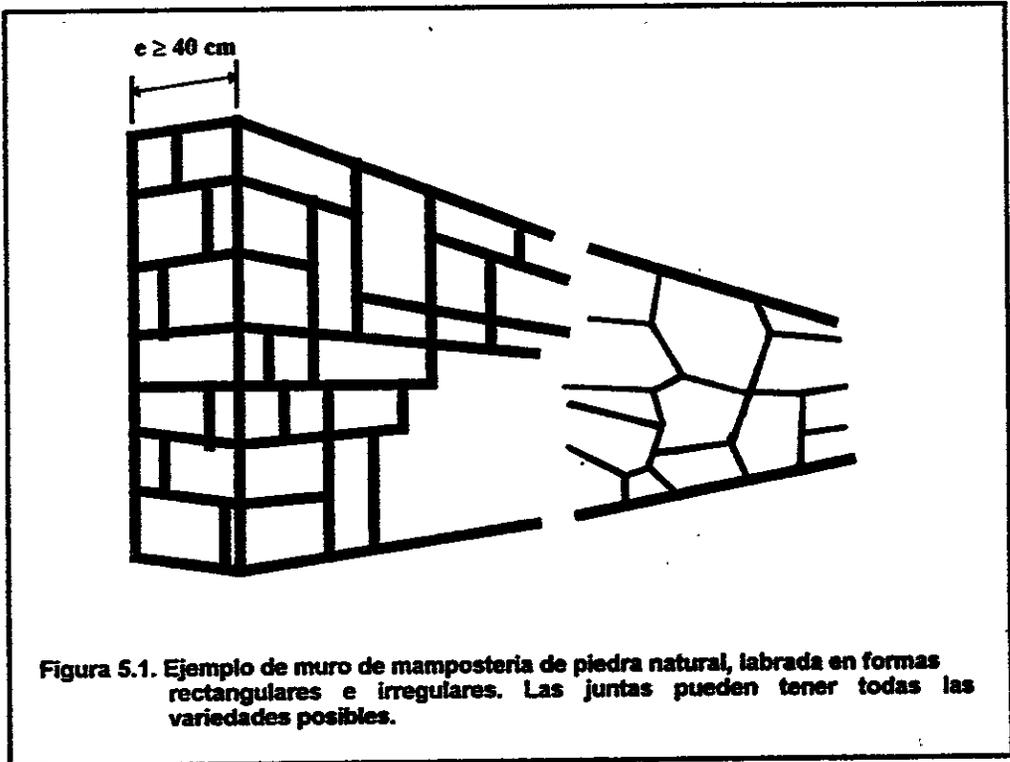
Tabla 5.2 Resistencia en compresión de la mampostería de piedras naturales en kg/cm²

	f _m
Mampostería juntada con mortero de resistencia en compresión no menor que 50 kg/cm ²	20
Mampostería juntada con mortero de resistencia en compresión menor que 50 kg/cm ²	15

En cuanto al empleo de la piedra natural para muros mamposteados ésta tiene diferentes tipos de terminado dependiendo, fundamentalmente, del tratamiento que se le dé par su apariencia final. La piedra puede, en cuanto a su forma, colocarse: labrada, senmilabrada y sin labrar (rústica).

En cuanto a las juntas éstas pueden ser de muy diversas maneras: en relieve plana o redondeada, a paño rústica o recortada, remetida oculta o visible, a tope (hueso).

Para un trabajo adecuado del muro de mampostería de piedra natural convendrá en su erección llevar a cabo un cuatrapeo alternado entre ambos paños laterales a fin de obtener dentro de lo posible un muro monolítico con el que las grietas por temperatura o diferenciales en su asentamiento se reduzcan al máximo.



La sección transversal de un muro puede ser rectangular o trapezoidal, esto depende básicamente de conceptos formales, aunque en ocasiones por razones de trabajo estructural puedan tener una justificación adicional.

Algunos tratamientos formales en los muros obligan a que la piedra se convierta en un recubrimiento anexo al muro estructural, sobre todo cuando el empleo de la piedra en la estructura del edificio forma parte de un porcentaje muy reducido del total de los materiales estructurales.

Para mamposterías como las de la figura 5.1 que ejemplifica el tipo de cuatrapeo y el rompimiento de continuidad en las juntas, se han obtenido resistencias hasta de 200 kg/cm^2 , y para mamposterías ordinarias con piedras semi-labradas la resistencia obtenida ha sido del orden de 120 kg/cm^2 . Para mamposterías de tercera se recomienda una resistencia a compresión de 15 a 20 kg/cm^2 (nótese la variabilidad de esta última con las anteriores).

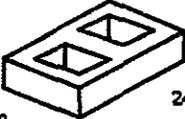
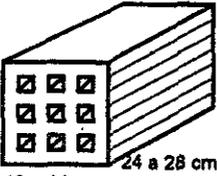
V.1.2 PIEDRAS ARTIFICIALES.

Son todas aquellas piezas fabricadas mediante un proceso de transformación para su uso en la construcción. son muy diversos los materiales empleados para su obtención, siendo los más comunes el barro recocido hecho a mano o prensado con máquina, de concreto simple con diferentes agregados y de mortero de cal arena con otros agregados, pueden ser macizas o huecas de secado natural u horneadas.

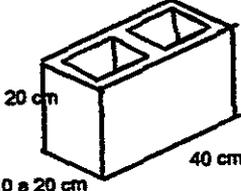
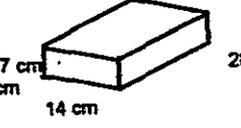
Existen diversos tipos de piezas para mampostería, las cuales se clasifican en :

- 1.- ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares y,
- 2.- Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.

Las características de las piezas mas usuales para mampostería se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 5. Tipos de piedras artificiales.			
Tipo de pieza	Geometría de la pieza	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Alcance (mts)
Tabique rojo de barro recocido hecho a mano.	 6.5 X 13 X 26 cm	35 - 115	1.30 - 1.50
Tabique extruido de barro perforado verticalmente.	 24 a 28 cm 10 a 12 cm	150 - 430 a 420- 570	1.65 - 1.98 a 2.08 - 2.13
Tabique extruido de barro macizo.	 10 a 12 cm	375 - 900	1.73 - 2.05
Tabique extruido de barro con huecos horizontales.	 24 a 28 cm 12 a 14 cm	75 - 80 a 50 - 80	1.25 - 1.32 a 1.69 - 1.78

Continuación ...

<p>Bloque de concreto ligero intermedio, pesado</p>	 <p>20 cm 40 cm 10 o 20 cm</p>	<p>20 - 50 20 - 80 70 - 145</p>	<p>0.95 - 1.21 1.32 - 1.70 1.79 - 2.15</p>
<p>Tabicón</p>	 <p>7 cm 28 cm 14 cm</p>	<p>45 - 120</p>	<p>1.05 - 1.60</p>

V.2. ESTRUCTURAS COMUNES DE MAMPOSTERIA.

V.2.1. MUROS.

Existen diversos tipos, dependiendo de su función estructural, los cuales se describen a continuación.

V.2.1.1. MUROS CONFINADOS.

Son aquellos cuyo refuerzo consta de castillos verticales (K) y dadas horizontales (d) que cumplen con los requisitos siguientes:

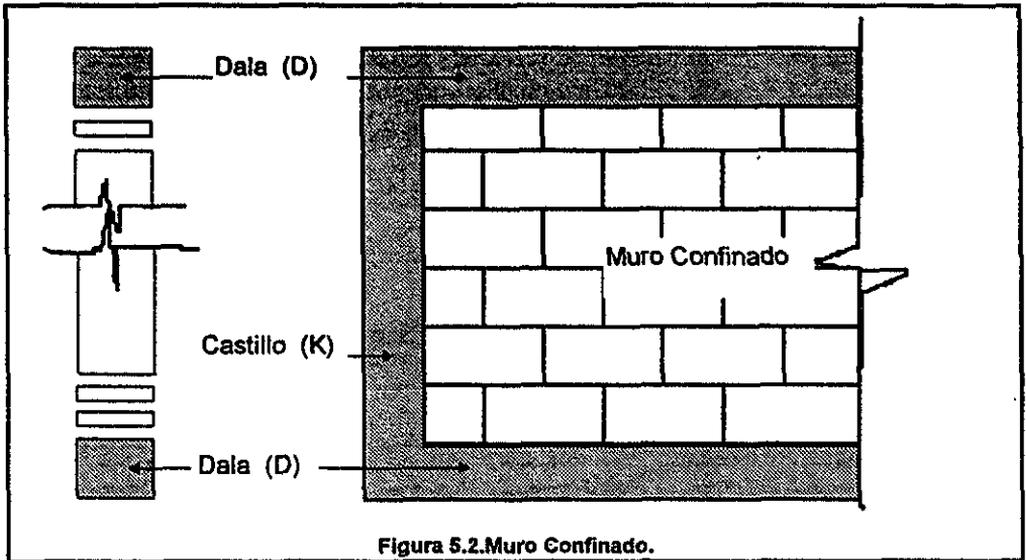
La dimensión mínima de las dadas y castillos será mayor o igual al espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión f_c no menor de 150 kg/cm² (concreto hecho en obra).

El refuerzo longitudinal estará formado por lo menos por tres barras corrugadas de acero o barras lisas en mallas electrosoldadas.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura.

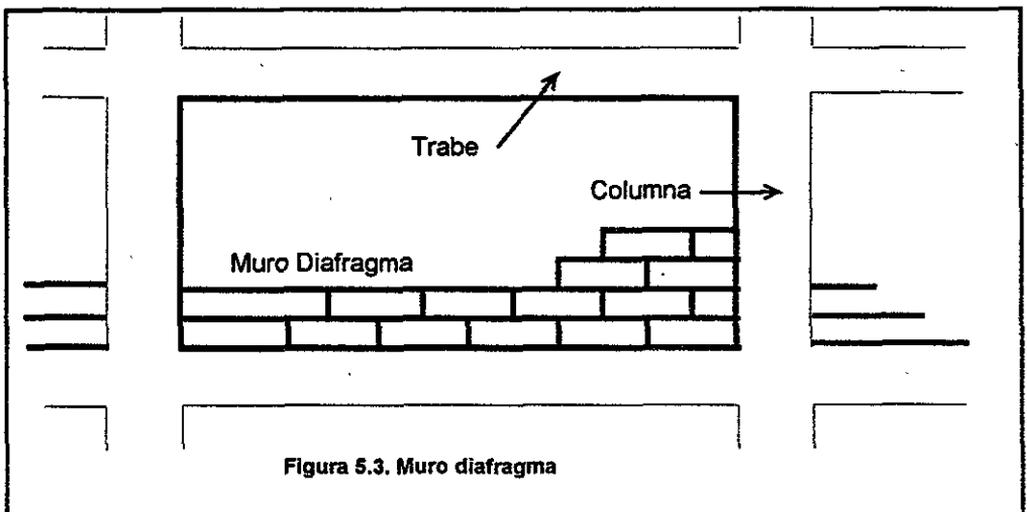
Existirá una dada horizontal en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último este ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. además existirán dadas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

La relación altura a espesor del muro no excederá de 30.



V.2.1.2. MUROS DIAFRAGMA.

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.



La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

V.2.1.3. MUROS REFORZADOS INTERIAMENTE.

Estos muros están constituidos por piezas huecas con refuerzo a base de mallas electrosoldadas o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos formados por las piezas o en los huecos horizontales o verticales de las mismas.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia mínima libre entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.

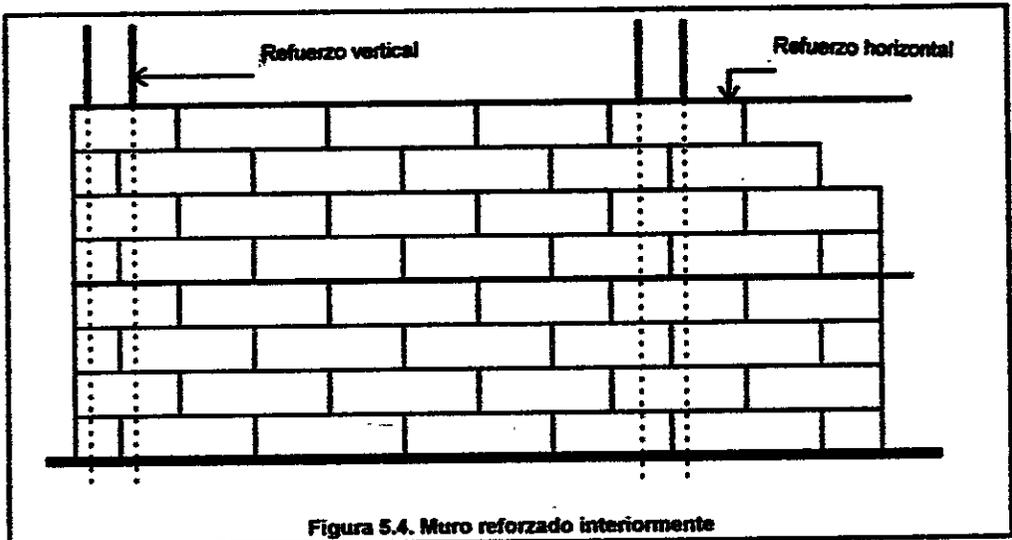


Figura 5.4. Muro reforzado interiormente

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en

todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación de 4 hiladas.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30.

V.2.2. CIMENTACIONES

La cimentación con piedras se ha empleado piedras de gran tamaño, limpias, no fracturadas, unidas con mortero de cemento, cal y arena (terciado) con un espesor medio no mayor de 2 cm rellenando las oquedades de las uniones con piedras de menor tamaño (lajas).

Deberá evitarse que las juntas o uniones entre el apoyo de una piedra sobre otra tengan inclinaciones en la dirección de la falla por deslizamiento por carga vertical. El talud de los paños exteriores no será menor de 60° con la base del cimiento. Las juntas o uniones verticales en ningún caso deben ser colineales.

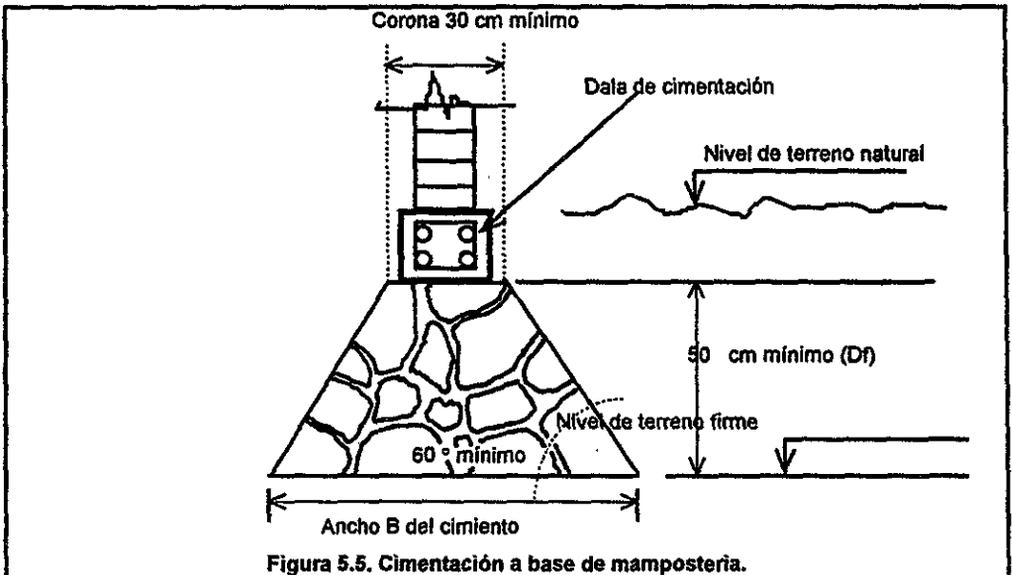


Figura 5.5. Cimentación a base de mampostería.

La corona del cimiento no será menor de 30 cm (se recomienda un ancho doble del espesor del muro), y éste deberá rematarse con piedras de gran tamaño que ofrezcan una superficie de apoyo adecuada evitando el lajeado, salvo en las juntas.

Deberá preverse los anclajes de los castillos de acuerdo con lo indicado en las notas de los muros. se dejará previstos los pasos de ductos de instalaciones: sanitarias, hidráulicas y eléctricas.

V.2.3 BÓVEDAS.

Existen un gran número de bóvedas dentro de las cuales, nos abocaremos a los principales tipos de cubierta que tiene vigencia en nuestros días, como son la bóveda plana o catalana, bóveda escarzana y bóveda curva.

V.2.3.1. BÓVEDA PLANA O CATALANA.

Es un sistema de cubierta constituido por elementos portantes horizontales, generalmente vigas de madera y una doble capa de ladrillo con una capa de mortero de cemento intermedia.

En la figura 5.6 se describe una bóveda formada con una primera capa de ladrillo de 40 X 60 cm llamada solera y que restringe la separación de las vigas a lo largo de la solera, es decir 60 cm. En este caso la variable del problema es la sección de la viga.

La figura 5.7 describe una bóveda formada por ladrillo de fabricación común de 13 X 26 cm y 2 cm de espesor mínimo en ambas capas, por lo que la separación de las vigas dependerá fundamentalmente de la sección propuesta de las mismas, empleándose por lo general para pendientes mayores al 5% del claro entre los apoyos de las vigas.

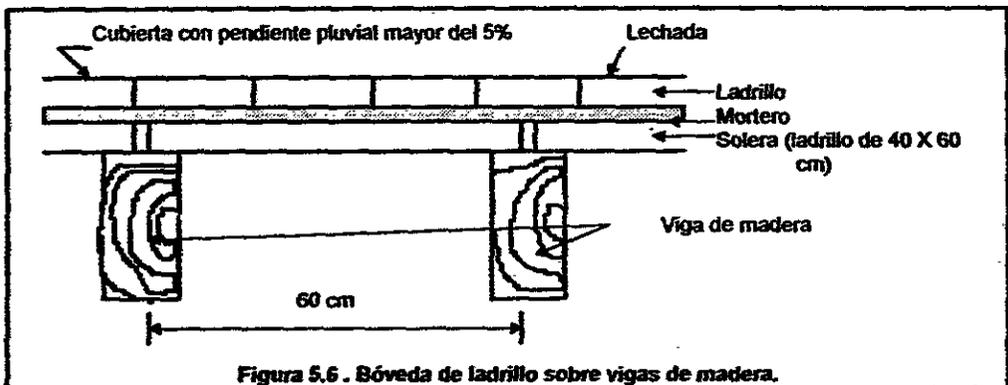


Figura 5.6 . Bóveda de ladrillo sobre vigas de madera.

En la misma figura se muestra los componentes para bóvedas sobre vigas horizontales que también requieren de rellenos para dar la pendiente pluvial. Por razones de carga se deduce que la separación de las vigas es menor al caso anterior si los claros son iguales y la sección es mayor.

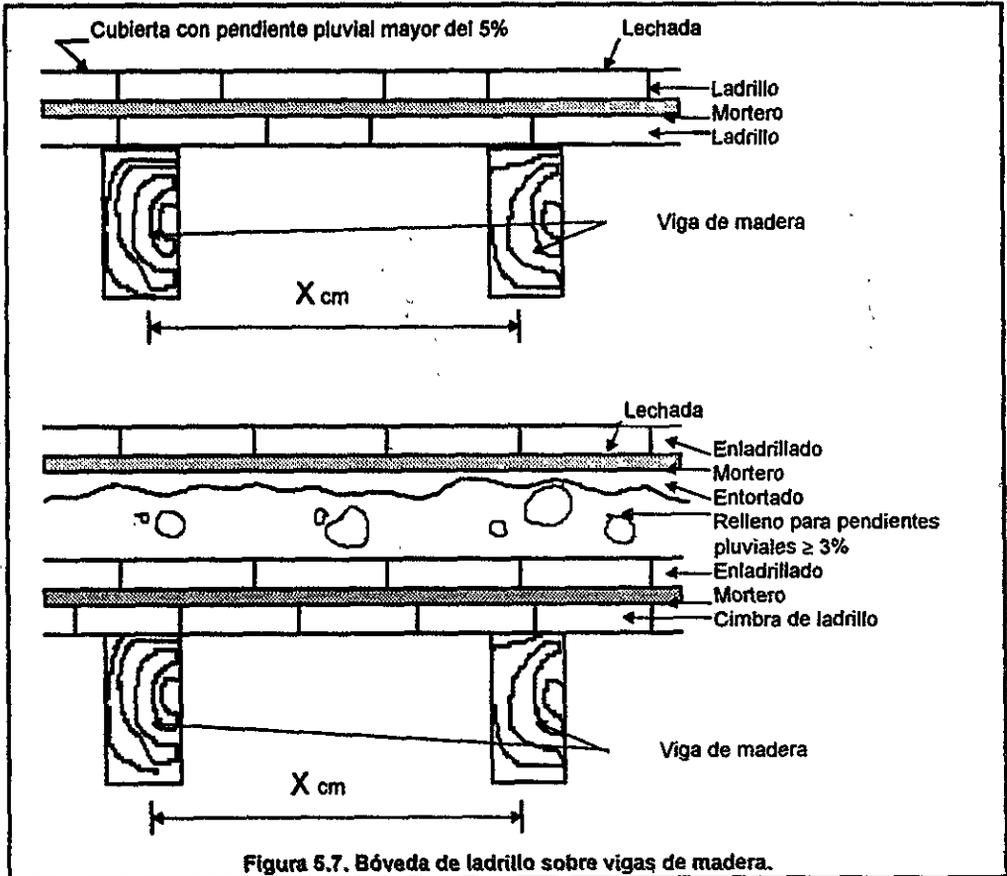


Figura 5.7. Bóveda de ladrillo sobre vigas de madera.

V.2.3.2. BÓVEDA ESCARZANA.

Es una bóveda que sigue una curva de trazo geométrico o de curva libre con flecha muy reducida, del orden de los 10 cm, apoyada sobre vigas metálicas tipo I.

El trazo de la cercha dependerá de la forma y de la distribución de los ladrillos.

El trazo generalmente se hace sobre una plantilla de papel y la curva se dibuja a mano alzada, dando una flecha mínima que satisfaga lo antes mencionado.

El objetivo de la flecha mínima sólo se sigue cuando se desea tener un entrepiso.

Es común diseñar la cercha a ladrillos enteros en su dimensión menor de la superficie, con el fin de lograr un polígono de más lados.

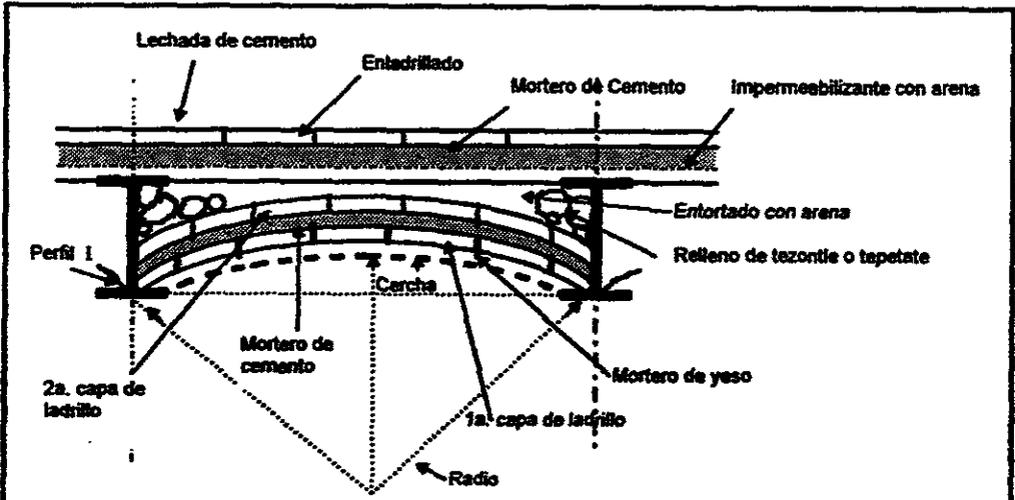


Figura 5.8. Bóveda escarzana para entrepiso o cubierta.

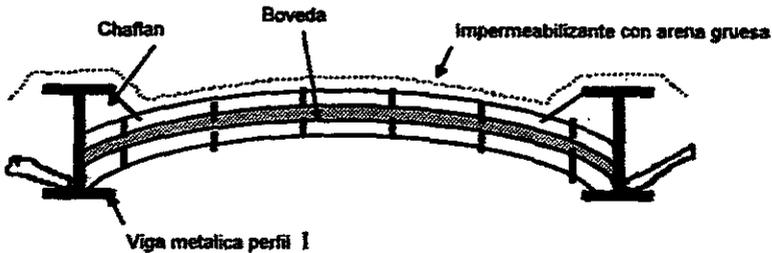
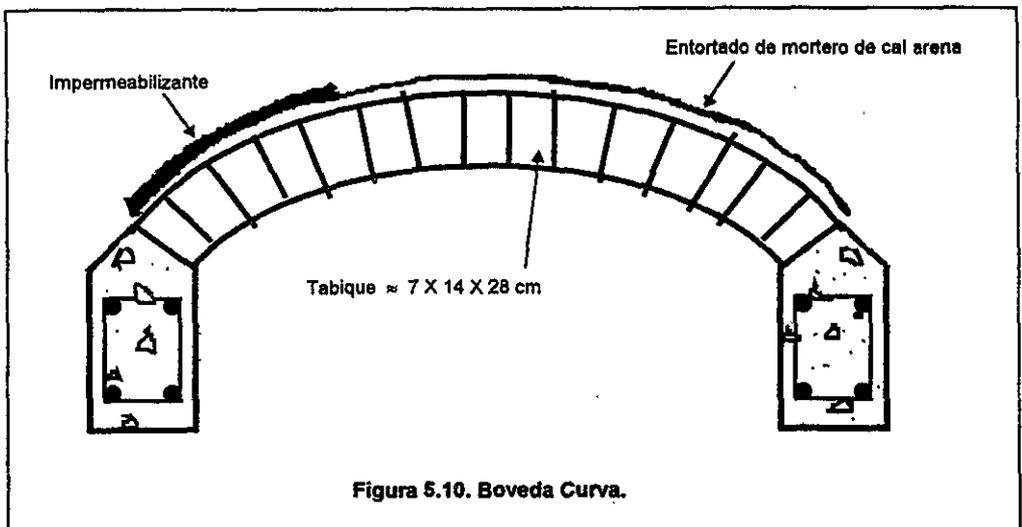


Figura 5.9. Bóveda escarzana para cubierta.

V.2.3.3. BÓVEDA CURVA.

Esta cubierta es similar a la bóveda escarzana con la variante de la curvatura que tiende a ser un semicírculo (arco de medio punto) y que en lugar de ladrillo puede emplearse tabique, por lo que el claro entre los apoyos se incrementa considerablemente.

Los apoyos pueden ser a base de viguetas de acero o de concreto, de ser estas últimas, se recomienda prever una pequeña ceja de apoyo en la bóveda (fig. 5.10).



V.2.4 MUROS DE CONTENCIÓN

Son estructuras que sirven para resistir la presión de la tierra, arena u otros materiales de relleno que se colocan detrás de el despues de construido, existen muros llamados de revestimiento que sirven para evitar caídas de tierras que permanecen en el sitio de su yacimiento (figura 5.11).

En la practica es imposible determinar exactamente la presión o empujes que ejerce la tierra sobre el muro, y por lo general hay que guiarse para su construcción en teorías basadas en la experiencia.

Es muy importante drenar la tierra por contener, ya que de su grado de humedad depende la mayor o menor tendencia a resbalarse y ofrecer mayor empuje.

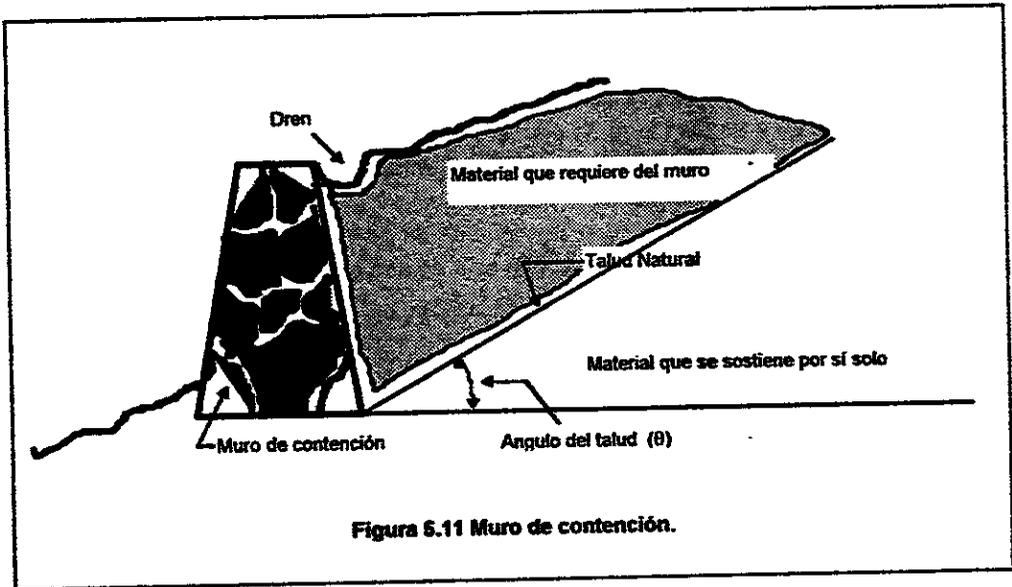


Figura 5.11 Muro de contención.

V.3. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Objetivo

Definir los métodos y lineamientos necesarios para la correcta ejecución de las actividades en la construcción de estructuras de mampostería.

Definiciones

- Mampostería.

La mampostería es una construcción o parte de ella a base de piedras sin labrar o semi-labradas, aparejadas en forma regular o irregular y unidas entre sí por un material cementante llamado mortero."

- Aparejo.

Método de disponer los mampuestos en una obra cualquiera.

- Junta.

Espacio entre piezas de mampostería contiguos en una estructura y que es rellenada con mortero o concreto.

PROCEDIMIENTO.

V.3.1. ACTIVIDADES PREVIAS A LA COLOCACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.

Se deberán efectuar los tazos y nivelaciones correspondientes para la correcta instalación de la mampostería, cuidando que se respeten las dimensiones indicadas en los planos de diseño.

Las características previas que deben verificarse antes de la colocación de las piezas son¹:

1.- Condiciones Físicas:

- Las piezas artificiales empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
 - Las piezas naturales que se empleen deberán estar limpias y sin rajaduras.
- No se emplearan piedras que presenten forma de laja.

2.- Humedecimiento de las piezas:

- Las piezas artificiales de barro deberán saturarse previamente a su colocación y; las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse.
- Las piezas naturales se mojaran antes de usarlas.

La saturación de las piezas podrá hacerse por medio de humedecer constantemente ya sea por medio de mangueras, botes, o algun otro medio similar las piezas en el area de almacenamiento, utilizando para ello agua clara, limpia y potable. Se deberá prever que el almacenamiento de este material este lo más cerca posible al área final donde será colocado.

V.3.2. MORTERO A UTILIZAR PARA EL PEGADO DE LA MAMPOSTERÍA.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- 1.- Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- 2.- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- 3.- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

¹ NTC para construcción de estructuras de mampostería.

La tabla siguiente muestra las características de algunos proporcionamientos recomendados.

Tabla de Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales. ²					
Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, en Kg/cm ²
I	1	-	0 a ¼	No menos de 2.25 ni mas de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
II	1	0 a ½	-		75
III	1	-	¼ a ½		40
	1	½ a 1	-		
	1	-	½ a ¾		

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Mezclado del mortero.

La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos.

Remezclado.

Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario.

Los morteros a base de cemento normal deberán usarse dentro del lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.

En casos en que el mortero se elabore; ya sea por las condiciones propias del proyecto o por la ubicación de a estructura donde esta siendo colocada la mampostería; en un lugar alejado de estas, el mortero tendrá que ser transportado invariablemente utilizando para ello una caretila.

Concretos.

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. El tamaño máximo del agregado será de 1 cm.

² NTC para construcción de estructuras de mampostería.

V.3.3. COLOCACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.

V.3.3.1. COLOCACIÓN DE PIEZAS ARTIFICIALES.

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor será mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. El espesor de las juntas no excederá de 1.5 cm.

Las piezas se colocarán en forma cuatrapeada; si se requiere otro tipo de aparejos, el comportamiento de los elementos verticales deberá deducirse de ensayos a escala natural.

En castillos y huecos interiores se colara de manera que se tenga un llenado completo de huecos. el colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de 1.5 m a menos que el área del hueco sea mayor de 65 cm², caso en el cual se permitirá el colado en tramos hasta de 3 m, siempre que sea posible comprobar, por aberturas en las piezas, que el colado llega hasta el extremo inferior del elemento.

El refuerzo se colocara de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado; para refuerzo colocado en las juntas regirá lo especificado en la sección 3.4. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales.

En la construcción de elementos verticales se deberán cumplir los siguientes requisitos:

La dimensión de la selección transversal del elemento vertical que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 10 cm.

Todos los elementos verticales que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí, salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

Los elementos verticales de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

Durante la construcción de todo elemento vertical se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.

En los planos de construcción deberán especificarse claramente: peso máximo admisible de las piezas, resistencia de las mismas y tolerancia en sus dimensiones, así como el mortero considerado en el diseño y los detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

Las tolerancias para estos elementos son:

- 1.- En ningún punto el eje de un elemento vertical que tenga función estructural distará más de 2 cm del de proyecto.
- 2.- El desplome de un elemento vertical no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm.

V.3.3.2. COLOCACIÓN DE PIEZAS NATURALES.

La mampostería de piezas naturales se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permite obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos.

Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocaran de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones.

Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero.

Deberán usarse piedras a tizón, que ocuparan por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular.

En estructuras en las que se requiera que se tenga una inclinación en alguna de sus caras (cimientos), la pendiente de las caras inclinadas, medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberán verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de los que señala la siguiente tabla:

Tabla de separaciones de cimientos perpendiculares. ³		
Distancia entre cimientos perpendiculares (m)	Caso (I)	Caso (II)
$p \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < p \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 < p \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < p \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < p \leq 5.0$	2.5	4.5

En la parte superior de toda estructura de piedras naturales que transmitan carga, se deberán colocarse dalas de concreto reforzado.

En cimientos, los castillos deben empotrarse no menos de 40 cm.

³ NTC para construcción de estructuras de mampostería.

CONCLUSIONES.

Los procedimientos de construcción aquí citados son procedimientos generales que son utilizables para los materiales tradicionales (concreto, acero, madera y mampostería), pero también hay que tomar en cuenta que al ser generales en muchas ocasiones no abarcan todos los tipos de estructuras construibles, por lo que habrá ocasiones en que estos procedimientos se tendrán que modificar o crear otro procedimiento en estructuras que tengan características especiales o que los materiales a emplear sean diferentes a los aquí tratados.

Un factor que es determinante en la forma de construcción y por consecuencia en el procedimiento constructivo, es el de los materiales a emplear dentro de la estructura.

Al construir una estructura las características de los materiales deben ser estudiadas a fondo, para diferenciar las características principales; que tiene el material y que al manejarlas adecuadamente nos beneficiarán al construir; de las características que nos ocasionaran efectos secundarios; aunque no siempre estos efectos son adversos, se deben controlar lo mas posible.

Al conocer las características de determinado material, estamos en condiciones de poder establecer normas para su utilización y poder establecer también las consecuencias que nos dará un mal manejo de éstos.

Los procedimientos aquí citados son una buena base teórica para poder llevar a cabo la construcción de una estructura determinada y son además un parámetro para que el Ingeniero Civil; que no posee experiencia; pueda saber si al construir una estructura, ésta lleva un control de calidad.

No se debe pensar que la construcción con los materiales tradicionales es lo único que existe y estar consciente en que el Ingeniero Civil debe siempre documentarse de los nuevos materiales, así de como van evolucionando las técnicas de construcción actuales, pero sin dejar de tomar en cuenta que también los materiales tradicionales; como el concreto, acero, madera y mampostería; van evolucionando en sus técnicas de fabricación y también se van mejorando sus características, por lo que serán siempre una buena opción en la construcción.

Estos procedimientos surgen de la experiencia, pero se justifican con bases teóricas y pruebas de laboratorio antes de poder normarlos.

La finalidad de reglamentar procedimientos de construcción es la de ir mejorando éstos conforme pase el tiempo e ir conociendo cada vez más la forma de manejo de los materiales a emplear.

Los procedimientos estudiados son para la construcción con diferentes tipos de materiales de forma aislada; sin embargo, si se requiere la construcción de una estructura en donde se tengan que unificar varios tipos de materiales, estos procedimientos pueden combinarse y aun así es válido lo aquí citado.

Por último, un buen control de calidad da como resultado una estructura segura y confiable, así el Ingeniero debe procurar tener la mayor cantidad de información sobre el material con el que construirá y además informarse del procedimiento constructivo que se debe emplear en esa estructura en particular; así mismo, de verificar que los procedimientos se cumplan en la práctica y no solo que éstos queden plasmados únicamente en el papel.

BIBLIOGRAFÍA.

Foundation Analysis and Design

Joseph E. Bowls
4ª Edición, U.S.A.
Mc Graw Hill, 1988

Diseño Estructural

Roberto Meli Piralla
7ª reimpresión, México
Limusa, 1995

Reglamento de construcción para el D.F.

México, Diario Oficial de la Federación
1993

Manual de Tecnología del Concreto.

Instituto de Ingeniería, UNAM
México
Limusa, 1994

Concrete Structures, Properties and Materials

P. Kumar Mehta
U.S.A.
Prentice-Hall, 1986

Practica para dosificar concreto Normal, concreto pesado y concreto masivo.

IMCYC
México
Limusa, 1989

Practica recomendable para la medición, mezclado, transporte y colocación del concreto.

IMCYC

México

Limusa, 1989

Tecnología del concreto, tomos I, II, III.

Adam M. Neville

México

Noriega Editores, 1989

Cartilla del concreto.

IMCYC

México, 1992

Control de calidad del concreto.

Ing. Alvaro Ortiz Fernandez

México

FUNDEC A.C., 1986

Manual AHMSA para construcción con acero.

Altos Hornos de México

México

Editorial de Monclova S.A. de C.V. , 1991

Soldadura: aplicaciones y práctica.

Henry Horwitz

Editorial Alfaomega, 1990

Cimbras

J. G. Richardson, IMCYC

México, 1990

Diseño de cimbras de madera.

Ing. Federico Alcaraz Lozano
México, FUNDEC, S. A., 1990

Estructuras de Madera

Francisco Robles Fernandez
México
Limusa, 1983

Mampostería y construcción.

Esteban Villasante Sánchez
Editorial Trillas
México, 1995

Normas Técnicas Complementarias:

- N.T.C. para Construcción de estructuras de concreto.
- N.T.C. para Construcción de estructuras de acero
- N.T.C. para Construcción de estructuras de madera
- N.T.C. para Construcción de estructuras de mampostería.

Departamento del Distrito Federal.
Gaceta oficial del departamento del Distrito Federal.
México, 1987

Normas ASTM

- C 143 - 90a Método de prueba estándar para la determinación del revenimiento en el concreto a base de cemento hidráulico.
- C 470 - 94 Especificaciones estándar para moldes para formar cilindros de concreto verticales para prueba.
- C 138 - 92 Método de prueba estándar para determinar el peso unitario, volumen producido y contenido de aire del concreto por medio del método gravimétrico.
- C 31 . 91 Práctica estándar para la fabricación y curado en la obra de especímenes de concreto para pruebas.