

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO II: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 13 al 17 de junio de 1994.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 13	9:00 a 9:30 hrs.	Inauguración	Ing. Alejandro Graf López
	9:30 a 13:00 hrs.	Principios Grales. sobre concreto hidráulico	
	15:00 a 16:00 hrs.	Características de los materiales: Cemento	
	16:00 a 19:00 hrs.	Características de la materiales: Agregados.	
Martes 14	9:00 a 11:00 hrs.	Características de los materiales: Agua y aditivos	Ing. José A. Tena Colunga
	11:00 a 13:00 hrs.	Características de los materiales: Acero de Refuerzo	Ing. Benito Toledano
	15:00 a 17:00 hrs.	Diseño y selección de las mezclas	Ing. Víctor A. Rodríguez
	17:00 a 19:00 hrs.	Fabricación del concreto	Ing. Víctor A. Rodríguez
Miércoles 15	9:00 a 11:00 hrs.	Transporte de concreto	Ing. J. Antonio Tena Colunga
	11:00 a 13:00 hrs.	Colocación de concreto	Ing. J. Antonio Tena Colunga
	15:00 a 17:00 hrs.	Compactación, acabado y curado	Ing. Víctor Manuel Mena Ferrer
	17:00 a 19:00 hrs.	Durabilidad	Ing. Víctor Manuel Mena Ferrer
Jueves 16	9:00 a 11:00 hrs.	Cimbras	Ing. Efraín Gutiérrez
	11:00 a 13:00 hrs.	Concretos especiales	Ing. Mario Tena Bernal
	15:00 a 17:00 hrs.	Elementos prefabricados	Ing. Mario Tena Bernal
	17:00 a 19:00 hrs.	Estudios petrográficos	Ing. Roberto Uribe Afif
Viernes 17	9:00 a 11:00 hrs.	Control de calidad	Ing. José A. Rangel Jaramillo
	11:00 a 13:00 hrs.	Reglamento o aseguramiento de la calidad	Ing. Alejandro Graf López
	15:00 a 17:00 hrs.	Papel del ingeniero	Ing. Efraín Gutiérrez
	17:00 a 19:00 hrs.	Conclusiones y Clausura.	

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: V Curso Internacional de Construcción; Módulo II Construcción de Estruct. de Con.

FECHA: Del 13 al 17 de junio de 1994.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. Alejandro Graf López				
Ing. José M. Villaseñor				
Ing. José A. Rangel Jaramillo				
Ing. José A. Tena Colunga				
Ing. Benito Toledano				
Ing. Víctor A. Rodríguez				
Ing. Víctor M. Meña Ferrer				
Ing. Efraín Gutiérrez				
Ing. Mario Tena Bernal				
Ing. Roberto Uribe Afif				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

--

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

C U R S O S A B I E R T O S

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO: II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

MATERIALES: CARACTERISTICAS DE AGREGADOS

ING. JOSE ANTONIO RANGEL J.

ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS PARA CONCRETO -
COEFICIENTE VOLUMETRICO (DE FORMA) EN AGREGADO GRUESO - METODO
DE PRUEBA.

BUILDING INDUSTRY - AGGREGATES FOR CONCRETE - VOLUMETRIC RATIO IN
COARSE AGGREGATE - TEST METHOD.

NOM - - 1991

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece el método de prueba para determinar, (bajo condiciones normalizadas), el coeficiente volumétrico del agregado grueso que se retenga en la criba 4.75 (No. 4), también conocido como factor de forma o coeficiente de forma.

2. REFERENCIAS

Para efectos de esta norma debe observarse lo que corresponda de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas en vigor:

- NOM - B - 231 Industria siderúrgica - Cribas de Laboratorio para clasificación de materiales granulares - Especificaciones.
- NOM - C - 30 Industria de la Construcción - Agregados - Muestreo.
- NOM - C - 77 Industria de la construcción - Agregados para concreto - Análisis Granulométrico.
- NOM - C - 111 Industria de la Construcción - Concreto - Agregados - Especificaciones.
- NOM - C - 164 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la masa específica y absorción de agua del agregado grueso.
- NOM - C - 170 Industria de la Construcción - Agregados - Reducción de muestras de agregados obtenidas en el campo al tamaño requerido para las pruebas.

3. DEFINICIONES

Para los efectos de esta norma son aplicables las definiciones siguientes:

Coeficiente volumétrico

Es la relación que existe entre la suma de los volúmenes de las partículas representativas del agregado grueso que componen una muestra y la suma de los volúmenes de las esferas que circunscriben a cada partícula de dicha muestra.

3.2 Masa específica aparente saturada y superficialmente seca

Es la masa del material por unidad de volumen, siendo el volumen el ocupado por el material en un recipiente especificado.

4. AFARATOS Y EQUIPO

4.1 Picnómetro de sifón

Recipiente de sifón soldado, con dimensiones y forma según muestra en la figura 1 o similar, de tal modo que pueda medirse un volumen para determinar la masa específica del material a ensayar con una aproximación de $0.001 \text{ kg} / \text{dm}^3$ ($1 \text{ g} / \text{l}$).

4.2 Probeta

De lucita, de acrílico transparente o de vidrio, con una capacidad de 1000 cm^3 y graduación mínima de 10 cm^3 , o bien, de capacidad menor y mayor aproximación, en función del volumen desalojado.

4.3 Calibrador

De tipo Vernier o pie de rey con una exactitud de 0.1 mm .

4.4 Charola

De material resistente, no absorbente y con dimensiones suficientes para poder extender la muestra.

4.5 Equipo Complementario

Recipientes, franela o jerga y guantes.

PROCEDIMIENTO

5.1 Tomar el material para esta prueba de acuerdo con la NOM - C - 10 y reducir por cuarteo de acuerdo con la NOM - C - 170 (Véase 1, referencias), hasta obtener una muestra representativa del material, lo suficientemente grande para seleccionar por lo menos 50 partículas de agregado grueso de los tamaños que componen la muestra.

5.2 Extender la muestra en la charola y seleccionar al azar 50 partículas de agregado grueso como mínimo, de diferentes tamaños, pero representativa de la granulometría del material.

Medir con el Vernier la longitud mayor de cada partícula seleccionada, la cual se denomina como, d_i , en donde: $i = 1, \dots, n$ siendo $n =$ número de partículas seleccionadas (Véase figura 2).

5.3 Lavar las partículas seleccionadas sobre la criba 4.75 (No. 4), para eliminar el polvo o cualquier otro material adherido a la superficie. A continuación, sumergirlas en agua a la temperatura ambiente por un período de 24 ± 4 horas.

5.4 Colocar el picnómetro de sifón en un sitio plano, firme y horizontal. Obturar la salida del picnómetro y llenar con agua hasta sobrepasar la salida del mismo y, cuando la superficie libre del agua quede tranquila, retirar la obturación para permitir la salida del agua, hasta que cese el flujo.

5.5 Una vez transcurrido el período de saturación, extraer del agua las partículas seleccionadas, secar superficialmente con una tela húmeda, hasta que las superficies pierdan el brillo acuoso, para que las partículas queden en condición de saturadas y superficialmente secas.

5.6 Obturar la salida del picnómetro de sifón, introducir a este las partículas seleccionadas en condición de saturadas y superficialmente secas, (con cuidado) sin salpicar y sin arrastrar burbujas de aire. X

5.7 Colocar la probeta limpia y seca a la salida del picnómetro de sifón y, cuando la superficie libre del agua quede tranquila, retirar la obturación para permitir la salida del agua desalojada por las partículas seleccionadas.

5.9 Determinar en la probeta el volumen de agua desalojada que corresponde al de las partículas seleccionadas, al cual se denomina como V_p (Volumen real).

6. CALCULO

6.1 Calcular el volumen teórico de la esfera que circunscribe a cada una de las partículas seleccionadas, mediante la siguiente expresión :

$$V_i = \frac{\pi d_i^3}{6}$$

En donde :

V_i = volumen teórico de la esfera que circunscribe a cada partícula seleccionada ($i = 1, \dots, n$).

$\pi = 3.1415927$

d_i = longitud mayor de cada partícula seleccionada ($i = 1, \dots, n$)

6.2 Obtener la sumatoria de los volúmenes de las esferas individuales, correspondientes a cada partícula seleccionada, con la siguiente expresión :

$$V_e = \sum_{i=1}^n V_i$$

En donde:

V_e = suma de los volúmenes de todas las esferas que circunscriben a cada partícula seleccionada.

$$\sum_{i=1}^n V_i = V_1 + V_2 + \dots + V_n$$

6.3 Calcular el coeficiente volumétrico del agregado grueso con la siguiente expresión :

CAL

Coefficiente volumétrico del agregado grueso.

Ve

Volumen de las partículas seleccionadas o volumen real.

Ve

Suma de los volúmenes de todas las esferas que circunscriben a cada una de las partículas seleccionadas o volumen teórico.

depende

El procedimiento de cálculo puede tomarse como el que se indica en el Apéndice A

BIBLIOGRAFIA

FAHMY, Le Beton. Editions Dunod. Paris 1958.

LEONARDI, Au pied du mur. Editions Société de Diffusion des Travaux et des Travaux Publics.

CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Este documento no concuerda con Normas Internacionales por no haberse elaborado en el momento de su elaboración.

APENDICE A

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE CALCULO

A continuación se presenta una alternativa para simplificar el procedimiento de cálculo del coeficiente volumétrico:

1. Elevar a la potencia del cubo la longitud mayor de las partículas seleccionadas ($i = 1, \dots, n$).

$$(d_i)^3$$

2. Realizar la sumatoria de los resultados que se obtenga del punto anterior.

$$\sum_{i=1}^n (d_i)^3$$

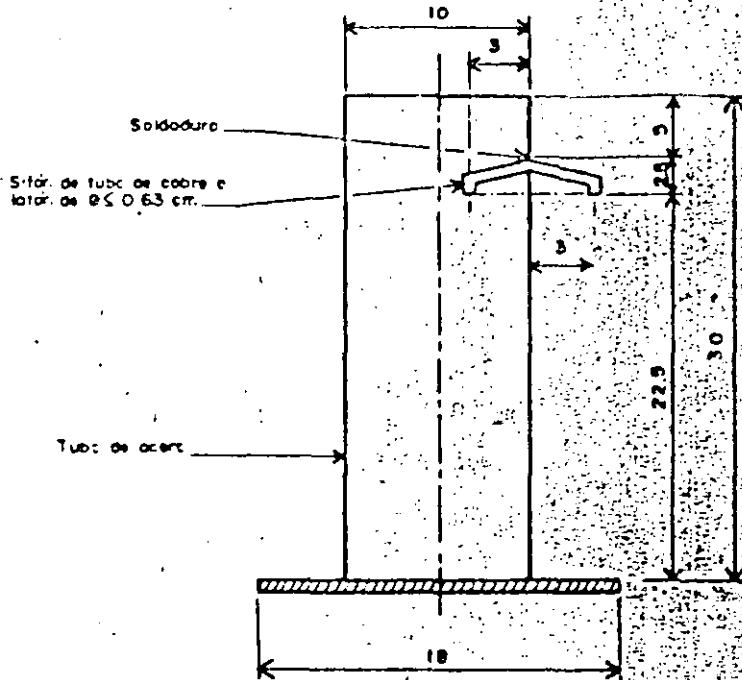
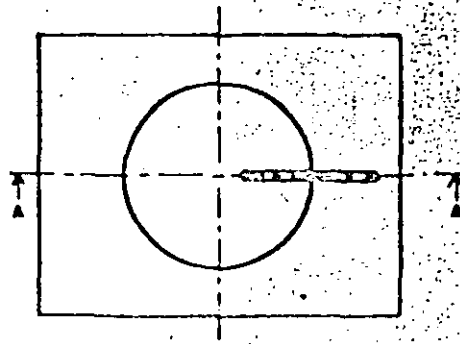
3. Calcular el volumen teórico o volumen de la suma de las esferas que circunscriben a cada partícula seleccionada:

$$V_e = 0.523987 \sum_{i=1}^n (d_i)^3$$

4. Calcular el coeficiente volumétrico del agregado grueso con la siguiente expresión:

$$C_{VOL} = \frac{V_p}{V_e}$$

5. En la figura 3 se muestran valores de coeficientes volumétricos típicos en agregados gruesos.



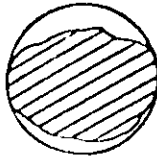
CORTE A-A

NOTA: Para un espécimen con diámetro mayor de 15 cm las dimensiones deben ser 1/2 vez de las que se anotan, y para uno de 20 cm el doble de las mismas.

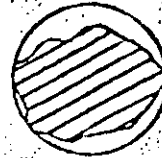
Escala no Acot. cm Dibujó F.J.Q.G.	PICNOMETRO DE SFON	NOM - Fig 1
--	---------------------------	--------------------

NATURAL REDONDEADO

NATURAL ANGULOSO



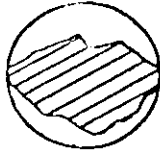
C=0.35



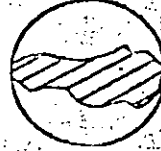
C=0.30

TRITURADO POR IMPACTO

TRITURADO POR COMPRESION



C=0.20



C=0.15

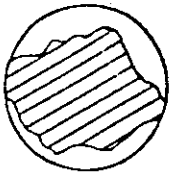
INFLUENCIA DEL TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO EN EL VALOR DEL COEFICIENTE VOLUMETRICO.

GRAVA 3" - 1 1/2"

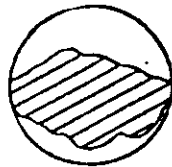
GRAVA 1 1/2" - 3/4"

GRAVA 3/4" - 3/8"

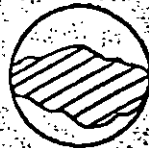
GRAVA 3/8" - Nº 4



C=0.20



C=0.15



C=0.13



C=0.09

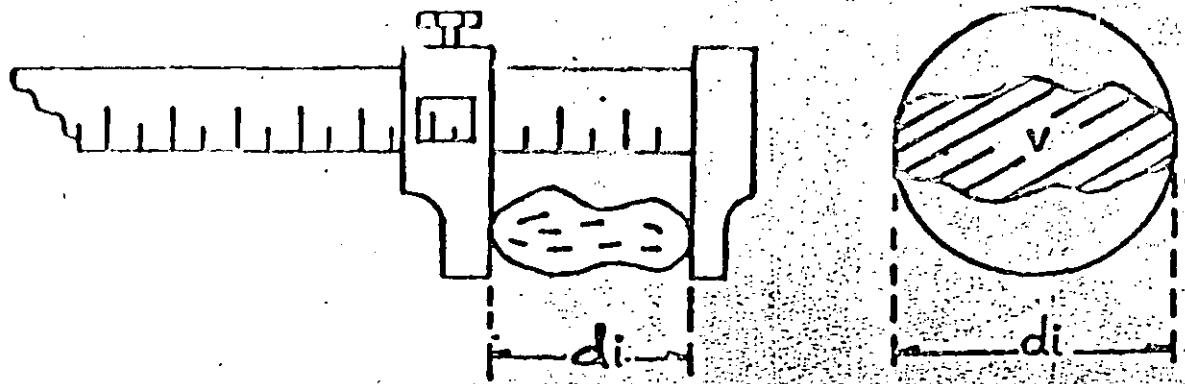
Escala no

NOM - C -

Acot. mm

COEFICIENTES VOLUMETRICOS TÍPICOS EN
DIFERENTES AGREGADOS GRUESOS

Fig. 3



$$C \text{ VOL} = \frac{V_p}{\frac{\pi}{6} \sum_{i=1}^n (d_i)^3}$$

En donde:

$$C \text{ VOL} = \frac{\text{VOLUMEN REAL}}{\text{VOLUMEN TEÓRICO}}$$

Escala no

Acot. mm

MEDICION DE LAS PARTICULAS

NOM - C -

Fig. 2

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

CONCRETO

GRAVA EN UNA MATRIZ DE MORTERO

MORTERO

ARENA EN UNA MATRIZ DE PASTA { CEMENTO
AGUA

LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS MAS SIGNIFICATIVAS EN LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA.

- TAMAÑO MAXIMO
- GRANULOMETRIA
- FORMA Y TEXTURA DE LAS PARTICULAS

AL DISEÑAR MEZCLAS SE RECOMIENDA LO SIGUIENTE:

- 1) EL T. M. Y COMPOSICION GRANULOMETRICA DEBEN SELECCIONARSE TOMANDO EN CUENTA
 - GRANULOMETRIA DE AGREGADOS DISPONIBLES.
 - GEOMETRIA Y REFUERZO EN LAS ESTRUCTURAS.
 - EQUIPO DE MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION.
 - RESISTENCIA REQUERIDA.

- 2) LOS EFECTOS ADVERSOS DE GRANULOMETRIA INADECUADA EN LA ARENA O FORMA DEFICIENTE DE LA GRAVA SE PUEDEN MINIMIZAR:
 - INCREMENTANDO CONTENIDO DE MORTERO Y/O PASTA.
 - USO DE ADITIVO INCLUSOR DE AIRE (PLASTIFICANTE)

- 3) LA FALTA DE MANEJABILIDAD Y TENDENCIA AL SANGRADO QUE SE PRESENTA CON AGREGADOS DE TEXTURA SUPERFICIAL ASPERA PUEDEN REDUCIRSE:
 - AUMENTANDO EL CONTENIDO DE PASTA.
 - USO DE INCLUSOR DE AIRE.

EFFECTOS EN EL CONCRETO POR VARIACION EN
LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS

TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA

AL AUMENTAR T. M.

- DISMINUYE LA SUPERFICIE ESPECIFICA Y CONTENIDO DE VACIOS. . .
- DISMINUYE EL REQUERIMIENTO DE PASTA.

T.M	1/4"	3/4"	1 1/2"	3"
AGREGADOS	58	68	76	78
PASTA	42	32	24	22

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, ES CONVENIENTE POR ECONOMIA Y MENOR CONTRACCION EMPLEAR EL T.M. MAS GRANDE QUE RESULTE COMPATIBLE CON LA ESTRUCTURA Y EQUIPOS.

LO ANTERIOR SE VE LIMITADO POR LA ADHERENCIA ENTRE PASTA Y AGREGADO.

SI DEFINIMOS COMO TAMAÑO MAXIMO OPTIMO AQUEL CON EL CUAL SE LOGRA LA MAYOR EFICIENCIA DEL CEMENTO, SE PUEDE DECIR QUE CONFORME AUMENTA LA RESISTENCIA REQUERIDA DISMINUYE EL TAMAÑO OPTIMO.

POR EJEMPLO DE ACUERDO AL U. S. BUREAU RECLAMATION

RESISTENCIA	TAMAÑO MAXIMO OPTIMO APROX
lb/pulg ²	pulg.
4000	6"
4500	4 1/2"
5000	3"
5500	1 1/2"

DE LO ANTERIOR EN TERMINOS GENERALES.

CONCRETOS CON RESISTENCIA REQUERIDA HASTA 300 kg/cm² ES VALIDO EL CRITERIO DE EMPLEAR EL TAMAÑO MAS GRANDE DE GRAVA COMPATIBLE CON LAS CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA Y EQUIPO.

EN EL CASO DE CONCRETOS A FLEXION PARA UNA RELACION A/C FIJA, LA RESISTENCIA A FLEXION DISMINUYE AL AUMENTAR EL TAMAÑO MAXIMO.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA

PARA LA RESISTENCIA NO AFECTA LA GRANULOMETRIA.

GRANULOMETRIA CONTINUA

- MEZCLAS TRABAJABLES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA

- MEZCLAS POCO TRABAJABLES
- CONCRETO MAS COMPACTO

GRANULOMETRIA CONTINUA

- USOS NORMALES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA

(BIEN SELECCIONADA)

- CONCRETOS DE MUY ALTA RESISTENCIA CON EQUIPO QUE PERMITA UNA EFICIENTE COMPACTACION.

GRANULOMETRIA DE LA ARENA

MODULO DE FINURA

- MENOR DE 2.30 ARENA MUY FINA
- MAYOR DE 3.20 ARENA MUY GRUESA

EL REQUERIMIENTO DE PASTA PUEDE ESTAR RELACIONADO CON LA GRANULOMETRIA DE LA ARENA, SIN EMBARGO ESTE EFECTO PUEDE MINIMIZARSE SI EXPERIMENTALMENTE SE DETERMINA EL CONTENIDO OPTIMO CON ARENAS DENTRO DE UN INTERVALO ACEPTABLE.

CON ARENAS MUY GRUESAS PUEDE EMPLEARSE AIRE INCLUIDO.

N O M

C - 1 1 1

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

AGREGADOS PARA CONCRETO

AGREGADOS

**MATERIALES NATURALES, NATURALES
PROCESADOS O MANUFACTURADOS QUE
SE MEZCLAN CON CEMENTANTES PARA
HACER MORTEROS O CONCRETOS**

AGREGADOS FINOS

MATERIAL CONOCIDO COMO ARENA, QUE PASA POR LA CRIBA 4.75 (No. 4) Y SE RETIENE EN LA CRIBA 0.075 (No. 200)

AGREGADO GRUESO

MATERIAL CONOCIDO COMO GRAVA QUE ES RETENIDO POR LA CRIBA 4.75 (No. 4) Y QUE PASA LA CRIBA 90 (3 1/2"), CONSTITUIDA POR MATERIAL DE CANTOS RODADOS, TRITURADOS O PROCESADOS ROCAS TRITURADAS, ESCORIA DE ALTO HORNO, CONCRETO RECICLADO O UNA COMBINACION DE ELLOS U OTROS.

INTERFERISMO

ES LA ACCION DEL MEDIO AMBIENTE SOBRE UNA CONSTRUCCION EN SERVICIO.

LIMITES DE CONSISTENCIA

LA PLASTICIDAD ES UNA PROPIEDAD DE LOS SUELOS QUE LES PERMITE CAMBIAR SU FORMA, SIN AGRIETARSE, CUANDO SE LES SUJETA A UNA PRESION RETENIENDO SU NUEVA FORMA CUANDO DESAPARECE EL ESFUERZO APLICADO

MODULO DE FINURA

ES UN VALOR EMPIRICO IGUAL A LA CENTECIMA PARTE DE LA SUMA DE LOS PORCENTAJES EN MASA RETENIDOS ACUMULADOS EN CADA UNA DE LAS SIGUIENTES CRIBAS: 3" , 2" , 1 1/2" , 1" , 3/4" , 1/2" , 3/8" , No. 4 , No. 8 , No. 16 , No. 30 , No. 50 Y No. 100.

REACTIVIDAD POTENCIAL

ES LA MEDIDA DE LA SUCEPTIBILIDAD QUE OCURRAN REACCIONES QUIMICAS CUYOS EFECTOS SON CAMBIOS VOLUMETRICOS ADVERSOS A LA INTEGRIDAD DEL CONCRETO, QUE TIENE LUGAR CON CIERTA CLASE DE AGREGADOS, CUANDO ENTRAN EN CONTACTO CON LA PASTA DE CEMENTO. LAS REACCIONES OCURREN ENTRE LA SILICE O EL CARBONATO DE CIERTAS ROCAS O MINERALES, QUE FORMAN PARTE DE LOS AGREGADOS Y LOS ALKALIS QUE NORMALMENTE PROCEDEN DEL CEMENTO.

LIMITES GRANULOMETRICOS DE
 ABREGADOS FINOS

CRIBA PULG.	MAT. RET. ACUM. EN MASA, %
3/8	0
4	0-5
8	0-20
16	15-50
30	40-75
50	70-90
100	90-98
CHAROLA	100

ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS PARA CONCRETO -
ESPECIFICACIONES.

BUILDING INDUSTRY - AGGREGATES FOR CONCRETE - SPECIFICATIONS.

NOM - C - 111 - 1992

(Esta norma cancela la N.O.M. - C - 111 - 1988)

0. INTRODUCCION

Esta Norma Oficial Mexicana es adecuada para asegurar materiales satisfactorios para la mayoría de los concretos. Pero, se reconoce que en ciertos trabajos o en ciertas regiones del país, puede ser más o menos restrictiva que lo necesario. El Proyectista debe asegurarse que los agregados especificados estén disponibles en la región de trabajo, con respecto a las propiedades físicas y químicas, granulometría o ambas.

En la medida en que estas especificaciones se cumplan al producir concreto, van a obtenerse productos de mejor calidad, ahorros en el consumo de cemento, concretos con mejor trabajabilidad y consistencia y otras características deseables.

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION.

Esta Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones recomendables para los agregados naturales y procesados, fino y grueso, para usarse en la fabricación del concreto de masa normal (masa unitaria de 1 800 a 2 400 kg / m³). Esta norma no incluye las especificaciones de los agregados ligeros y de los de alta masa específica.

La información de esta norma puede usarse para especificar, por el Proyectista, Ingeniero, Arquitecto u otros, la calidad y granulometría de los agregados para concreto de una estructura. La especificación puede usarse por el Contratista, Productor de concreto u otro, como documento de compra describiendo al material que va a ser suministrado por el productor de agregados.

2. REFERENCIAS.

Para los efectos de esta norma debe observarse lo que corresponda de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas en vigor:

- NOM - B - 231 Industria de la Construcción - Cribas para la clasificación de materiales granulares - Especificaciones.
- NOM - C - 30 Industria de la Construcción - Agregados - Muestreo.
- NOM - C - 71 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de terrones de arcilla y partículas deleznales.
- NOM - C - 72 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de partículas ligeras.
- NOM - C - 73 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Masa volumétrica - Método de prueba.
- NOM - C - 75 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la sanidad por medio del sulfato de sodio o sulfato de magnesio.
- NOM - C - 76 Industria de la Construcción - Agregados - Efecto de las impurezas orgánicas en los agregados finos sobre la resistencia de los morteros.
- NOM - C - 77 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Análisis granulométricos - Método de prueba.
- NOM - C - 83 Industria de la Construcción - Concreto - Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto.
- NOM - C - 84 Industria de la Construcción - Agregados - Partículas más finas que la criba 0.075 (No. 200) por medio de lavado - Método de prueba.
- NOM - C - 88 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de impurezas orgánicas en el agregado fino.
- NOM - C - 158 Industria de la Construcción - Agregados - Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método volumétrico.

- NOM - C - 160 Industria de la Construcción - Concreto -
Elaboración y curado en obra de especímenes-
de concreto.
- NOM - C - 162 Industria de la Construcción - Concreto -
Determinación del peso unitario, cálculo del
rendimiento y contenido de aire del concreto
fresco por el método gravimétrico.
- NOM - C - 164 Industria de la Construcción - Agregados -
Determinación de la masa específica y absorción
de agua del agregado grueso. Método de prueba.
- NOM - C - 165 Industria de la Construcción - Agregados -
Masa específica y absorción de agua del agregado
fino - Metodo de prueba.
- NOM - C - 166 Industria de la Construcción - Agregados -
Contenido total de humedad por secado -
Metodo de prueba.
- NOM - C - 170 Industria de la Construcción - Agregados -
Reducción de las muestras de agregados,
obtenidas en el campo, al tamaño requerido
para las pruebas.
- NOM - C - 180 Industria de la Construcción - Agregados -
Determinación de la reactividad potencial de los
agregados con los álcalis del cemento por medio
de barras de mortero.
- NOM - C - 191 Industria de la Construcción - Concreto -
Determinación de la resistencia a la flexión del
concreto usando una viga simple con cargas en
los tercios del claro.
- NOM - C - 196 Industria de la Construcción - Agregados -
Resistencia a la degradación por abrasión e
impacto de agregado usando la máquina de los
ángeles - Metodo de prueba.
- NOM - C - 205 Determinación de la resistencia del concreto a
la congelación y deshielo acelerados.
- NOM - C - 219 Industria de la Construcción - Concreto -
Resistencia a la compresión a edades tempranas
y predicción de la misma a edades posteriores -
Método de prueba.
- NOM - C - 251 Industria de la Construcción - Concreto -
Terminología.

- NOM - C - 265 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Examen Petrográfico - Método de prueba.
- NOM - C - 270 Industria de la Construcción - Agregados - Resistencia al rayado de las partículas del agregado grueso.
- NOM - C - 271 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Determinación de la reactividad potencial (Método químico).
- NOM - C - 272 Reactividad potencial de rocas de carbonatos en agregados para concreto con los álcalis (Método del cilindro de roca).
- NOM - C - 282 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Cambio de volumen de combinaciones cemento-agregado - Método de prueba.
- NOM - C - 298 Industria de la Construcción - Concreto - Aditivos minerales. Determinación de la efectividad para prevenir una expansión excesiva del concreto debida a la reacción álcali-agregado.
- NOM - C - 305 Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Descripción de sus componentes minerales naturales.
- NOM - - - Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Coeficiente volumétrico (de forma) en agregado grueso - Método de prueba.

3. DEFINICIONES.

Para los efectos de esta norma son aplicables las definiciones siguientes:

3.1 Agregados.

Materiales naturales, naturales procesados o manufacturados que se mezclan con cementantes para hacer morteros o concretos.

3.2 Agregados finos.

Material conocido como arena, que pasa por la criba 4.75 (No. 4) y se retiene en la criba 0.075 (No. 200).

3.3 Agregados gruesos.

Material conocido como grava que es retenida por la criba 4.75 (No. 40) y que pasa por la criba 90 (3 1/2 "), constituida por material de cantos rodados, triturados o procesados, rocas trituradas, escoria de alto horno, concreto reciclado o una combinación de ellos u otros.

3.4 Concreto con aire incluido.

Es el concreto que tiene un contenido de aire mayor del 3% del volumen absoluto, determinado con el método de prueba de la NOM - C - 158 (Véase 2, referencias), fabricado con un cemento con inclusor de aire o mediante el uso de un aditivo inclusor de aire.

3.5 Concreto de masa normal.

Es el concreto que tiene una masa unitaria de 1 800 a 2 400 kg / m³, determinada con el método de prueba de la NOM - C - 162 (Véase 2, referencias).

3.6 Intemperismo.

Es la acción del medio ambiente sobre una construcción en servicio, tal como congelación y deshielo, saturación y secado, variaciones de temperatura extremas y contaminación por sustancias que atacan al concreto.

3.7 Límites de consistencia.

Tienen por objeto determinar la plasticidad de la porción de material que pasa por la criba 0.425 (No. 40) o la 0.300 (No. 50) y que forma parte de los agregados. La plasticidad es una propiedad de los suelos que les permite cambiar su forma, sin agrietarse, cuando se les sujeta a una presión, reteniendo su nueva forma cuando desaparece el esfuerzo aplicado. La porción de material que pasa por la criba antes referida, presenta una consistencia plástica para una humedad comprendida entre dos límites, el límite plástico y el límite líquido y su amplitud es medida como su índice plástico (Véase Apéndice A1).

3.8 Módulo de finura.

Es un valor empírico igual a la centésima parte de la suma de los porcentajes en masa retenidos acumulados en cada una de las cribas siguientes:

75 (3 "), 50 (2 "), 37.5 (1 1/2 "), 25.0 (1 "), 19.0 (3/4 "), 12.5 (1/2 "), 9.5 (3/8 "), 4.75 (No. 4), 2.36 (No. 8), 1.18 (No. 16), 0.600 (No. 30), 0.300 (No. 50) y 0.150 (No. 100).

3.9 Reactividad potencial.

Es la medida de la susceptibilidad para que ocurran reacciones químicas cuyos efectos son cambios volumétricos adversos a la integridad del concreto, que tiene lugar con cierta clase de agregados, cuando entran en contacto con la pasta de cemento. Las reacciones ocurren entre la sílice o el carbonato de ciertas rocas y minerales, que forman parte de los agregados y los álcalis (Oxidos de sodio y de Potasio), que normalmente proceden del cemento. Estas reacciones se conocen como reacción álcali-sílice y álcali-carbonato.

4. CLASIFICACIÓN.

Los agregados objeto de esta norma de acuerdo con su tamaño se clasifican en dos tipos:

- Agregados finos.
- Agregados gruesos.

5. ESPECIFICACIONES

5.1 Granulometría.

5.1.1 Agregados finos.

Deben cumplir con los límites granulométricos que se indican a continuación:



- a). Estar dentro de los límites que establece la tabla 1 de esta norma.

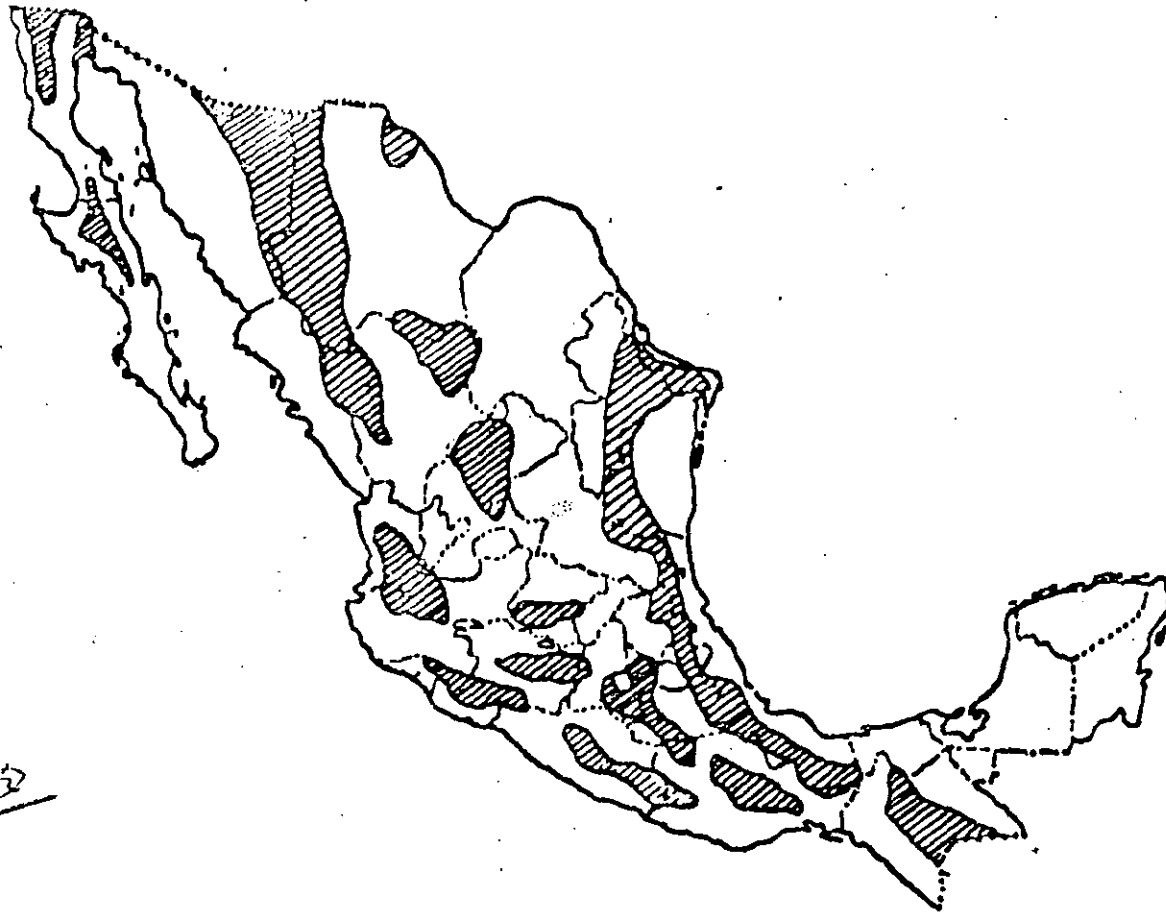
- b). El módulo de finura debe estar comprendido entre 2.30 y 3.20, con una tolerancia de variación de ± 0.20 con respecto al valor de módulo de finura empleado en el diseño del proporcionamiento del concreto. El módulo de finura puede ser determinado con pruebas previas, o de no existir estas, con el promedio del valor obtenido de las primeras 10 pruebas consecutivas (o, del promedio de las pruebas que haya cuando no se completa este número). El proporcionamiento del concreto se hace conforme a este valor, no obstante cuando el módulo de finura del agregado fino difiere considerablemente de dicho valor, entonces es necesario hacer un ajuste en el proporcionamiento.
- c). El retenido parcial de la masa total en cualquier criba no debe ser mayor de 45%. Pueden aumentarse los porcentajes del retenido acumulado de la masa ensayada en las cribas 0.300 (No. 50) y 0.150 (No. 100) a 95 y 100% respectivamente, siempre y cuando el contenido de cemento sea mayor de 250 kg/m³ para concreto con aire incluido, o mayor de 300 kg/m³ para concreto sin aire incluido, o bien, supliendo la deficiencia del material que pase por estas cribas, mediante la adición de un material finamente molido y aprobado.
- d). En el caso de no cumplir con las tolerancias indicadas en los incisos a)., b). y c)., los agregados pueden usarse siempre y cuando el concreto fabricado con material proveniente de esa fuente tenga antecedentes de comportamiento aceptables, o bien, que los resultados de las pruebas realizadas a estos concretos sean satisfactorias. En este caso, pueden utilizarse dichos agregados siempre que se haga un ajuste apropiado en el proporcionamiento del concreto, para compensar las deficiencias en la granulometría.

TABLA 1

LIMITES GRANULOMETRICOS DE LOS AGREGADOS FINOS

Criba	Material retenido acumulado en masa, en porcentaje.
9.5 (3/8")	0
4.75 (No. 4)	0 - 5
2.36 (No. 8)	0 - 20
1.18 (No. 16)	15 - 50
0.600 (No. 30)	40 - 75
0.300 (No. 50)	70 - 90
0.150 (No. 100)	90 - 98
Charola	28 100

 INTEMPERISMO MEDIO
 INTEMPERISMO DESPRECIABLE



Escola: Sin

Acot.

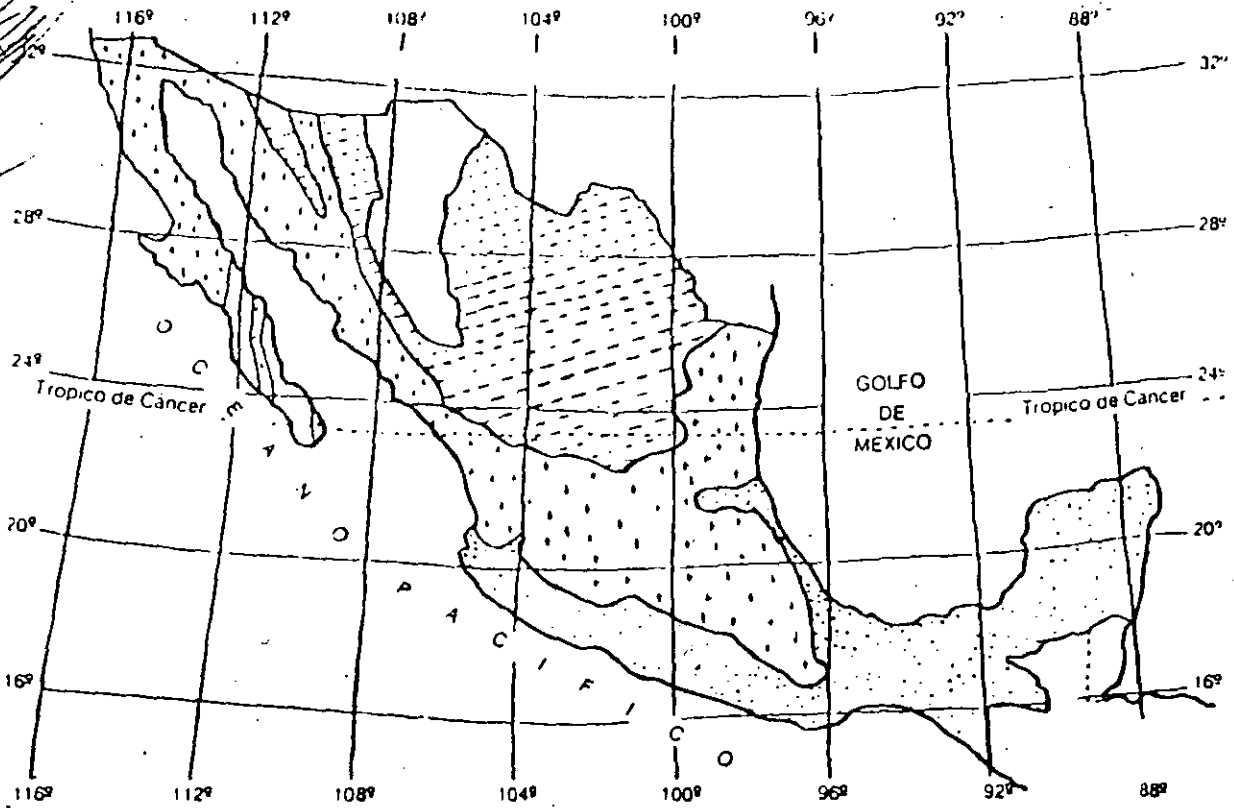
Dibujo:

GRADOS DE SEVERIDAD DEL INTEMPERISMO

29

NOM - C - 111

Fig. 1



Zonas (Símbolos)	Temperaturas mínimas extremas absolutas	Riesgo de congelación del concreto
[Symbol: Dotted pattern]	Menores de -16°C	Importante
[Symbol: Horizontal dashed lines]	Entre -16° y -10°C	Moderado
[Symbol: Vertical dashed lines]	Entre -10° y 0°C	Leve
[Symbol: Solid white]	Mayores de 0°C	Nulo

escala: Sin

Acot.

Dibujó:

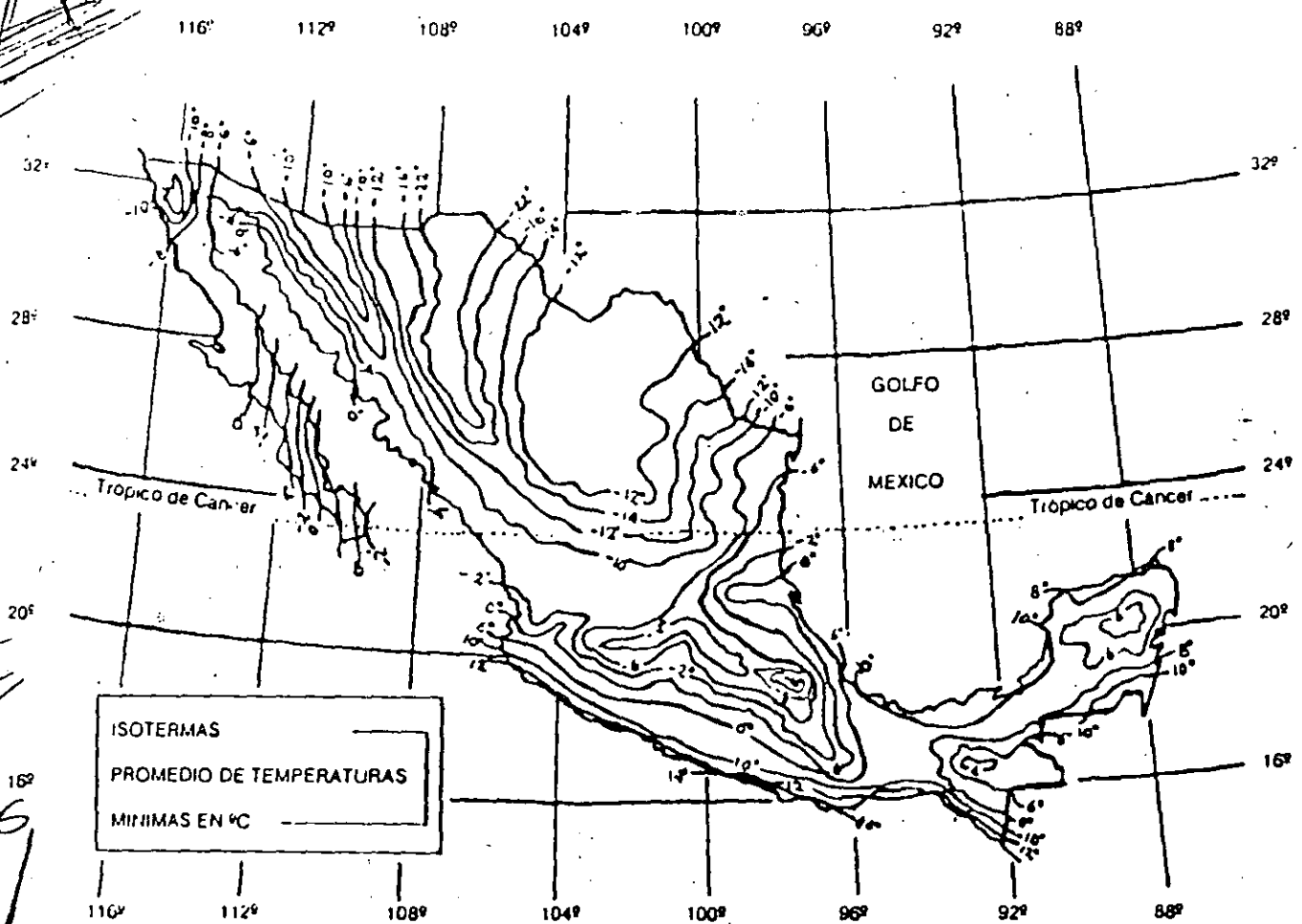
CARTA DE RIESGO DE CONGELACION Y DESHIELO (TAMAYO J.L.)

30

NOM - C - 111

Fig. 2

[Handwritten notes and scribbles on the left margin, including a signature and the date '20 JUN 72']



Escala: Sin	CARTA ISOTERMICA CORRESPONDIENTE A LAS TEMPERATURAS MINIMAS EXTREMAS ABSOLUTAS 1941 - 1977 (TAMAYO J.L.). 31	NOM - C - 111
Acot.		
Dibujó:		Fig. 3

TABLA 2. LIMITES GRANULOMETRICOS DEL AGREGADO GRUESO
(PORCI) QUE PASA)

TAMAÑO NOMINAL (MM)	100 (4.0")	90 (3.5")	75 (3.0")	63 (2.5")	50 (2.0")	37.5 (1.5")	25.0 (1.0")	19.0 (3/4")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")	4.75 (No. 4)	2.36 (No. 8)	1.18 (No. 16)
90.0 A 37.5 (3.5" A 1.5")	100	90 A 100	--	25 A 60	--	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--	--
63.0 A 37.5 (2.5" A 1.5")	--	--	100	90 A 100	35 A 70	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--	--
50.0 A 25.0 (2.0" A 1.0")	--	--	--	100	90 A 100	35 A 70	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--
50.0 A 4.75 (2.0" A No. 4)	--	--	--	100	95 A 100	--	35 A 70	--	10 A 30	--	0 A 5	--	--
37.5 A 19.0 (1.5" A 3/4")	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--
37.5 A 4.75 (1.5" A No. 4)	--	--	--	--	100	95 A 100	--	35 A 70	--	10 A 30	0 A 5	--	--
25.0 A 12.5 (1" A 1/2")	--	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 10	0 A 5	--	--	--
25.0 A 9.5 (1" A 3/8")	--	--	--	--	--	100	90 A 100	40 A 85	10 A 40	0 A 15	0 A 5	--	--
25.0 A 4.75 (1" A No. 4)	--	--	--	--	--	100	95 A 100	--	25 A 60	--	0 A 10	0 A 5	--
19.0 A 9.5 (3/4" A 3/8")	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 15	0 A 5	--	--
19.0 A 4.75 (3/4" A No. 4)	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	--	20 A 55	0 A 10	0 A 5	--
12.5 A 4.75 (1/2" A No. 4)	--	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	40 A 70	0 A 15	0 A 5	--
9.5 A 2.36 (3/8" A No. 4)	--	--	--	--	--	--	--	--	100	85 A 100	10 A 30	0 A 10	0 A 5

32

5.1.2 Agregados gruesos.

Deben cumplir los límites granulométricos que establece la tabla 2 de esta norma. Para controlar la calidad de producción, puede desarrollarse una granulometría promedio de los agregados y mantenerse la producción con ciertas tolerancias razonables a este promedio.

Cuando se tengan agregados gruesos fuera de los límites indicados en la tabla 2, deben procesarse para que satisfagan dichos límites. En el caso de aceptar que los agregados no cumplan con estos límites, debe ajustarse el proporcionamiento del concreto para compensar las deficiencias granulométricas, por lo tanto, debe demostrarse que el concreto fabricado tiene un comportamiento adecuado.

5.1.2.1 Coeficiente volumétrico (De forma)

Los agregados gruesos deben tener un coeficiente volumétrico no menor de 0.15, conforme al método de prueba de la NOM - -
(Véase 2, referencias).

5.2 Sustancias nocivas.

5.2.1 En agregados finos.

La cantidad de sustancias nocivas en el agregado fino no debe exceder los límites que establece la tabla 3.

TABLA 3

LIMITES MAXIMOS DE SUSTANCIAS NOCIVAS EN AGREGADOS FINOS

Concepto	Material máximo permisible en masa de la muestra total, en porciento
Grumos de arcilla y partículas oleznables.	3.0
Carbón y lignito:	
- En concreto aparente	0.5
- En otros concretos	1.0

5.2.2 En agregados gruesos.

Deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, tomando como base la severidad del intemperismo en la región donde se construya la obra (Véase figura 1). El mapa de la figura 1, sirve solamente de guía para una probable severidad de intemperismo.

Para aquellas construcciones localizadas en los límites de regiones (Véase figura 1), deben considerarse los parámetros que correspondan al mayor grado de severidad de intemperismo de ambas zonas, o bien, para evaluar mejor el intemperismo que pueda esperarse, deben consultarse las cartas de riesgo de congelación y deshielo, así como las isotérmicas de la oficina meteorológica local (Véase figuras 2 y 3) o, en ausencia de ésta, de la unidad rectora de esta información a nivel nacional (INEGI). Estos datos deben usarse para asignar el grado de severidad del intemperismo y, con base a ello, establecer las especificaciones para el agregado grueso. Para construcciones de concreto en regiones cuya altitud sea mayor de 3000 m sobre el nivel del mar, los valores de estos requisitos deben reducirse en un 1 % (Véase nota 4 de la tabla 4).

Puede aceptarse el agregado grueso cuyos resultados en las pruebas no cumplan los límites que establece la tabla 4, si se demuestra que en concretos de propiedades semejantes, elaborados con agregados del mismo banco, acusan un comportamiento satisfactorio en condiciones de intemperismo semejantes a las que va a someterse al nuevo concreto, o bien: puede aceptarse si se demuestra que el concreto en general cumple con los requisitos de las siguientes normas: Intemperismo acelerado, desgaste, congelación y deshielo y otras normas aplicables (Véase 2, referencias).

5.2.3 Impurezas orgánicas (Materia orgánica).

Los agregados finos deben estar libres de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Los agregados que al efectuar la prueba a que se refiere la NOM - C - 88 (Véase 2, referencias), den un color más oscuro que la coloración No. 3 deben rechazarse, excepto, si se demuestra que la coloración es debida a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas semejantes, o bien, si se demuestra que el efecto de las impurezas orgánicas en morteros ensayados a la edad de 7 días, dan resistencias calculadas no menores del 95 %, conforme al método que establece la NOM - C - 76 (Véase 2, referencias).

TABLA 4. LIMITES MAXIMOS DE CONTAMINACION Y REQUISITOS FISICOS DE CALIDAD DEL AGREGADO GRUESO (EN PORCIENTO).

ELEMENTOS	TOTAL DE TIRONES DE ARCILLA Y PARTICULAS DELETERIALES.	PARTICULAS DE ROCAS DE SILICE CON MASA ESPECIFICA MENOR DE 2.4 (VEASE NOTA 1)	SUMA DE LOS CONCEPTOS ANTERIORES	MATERIAL FINO QUE PASA POR LA CRIBA 0.075 (No. 200). (VEASE NOTA 2)	CARBON Y LIGNITO	PERDIDA POR ABRASION (VEASE NOTA 3)	PERDIDA EN LA PRUEBA DE SANGRE (INTEMPERISMO ACCELERADO), EN 5 CICLOS	
	X	X	X	%	%	%	SULFATO DE SODIO %	SULFATO DE MAGNESIO %
REGION DE INTEMPERISMO MODERADO								
1 M NO EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: ZAPATAS DE CIMENTACION, CIMENTACIONES, COLUMNAS, VIGAS Y PISOS INTERIORES CON RECUBRIMIENTO.	10.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--
2 M PISOS INTERIORES SIN RECUBRIMIENTO.	5.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--
3 M EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: MUROS DE CIMENTACIONES, MUROS DE RETENCION, PILAS, MUELLE Y VIGAS.	5.0	6.0 VEASE NOTA 4	8.0	2.0	0.5	50	12	18
4 M SUJETOS A EXPOSICION FRECUENTE DE HUMEDAD: PAVIMENTOS, LOSAS DE PUENTES, AUTOPISTAS, ANDADORES, PATIOS, PISOS DE ENTRADA Y ESTRUCTURAS MARITIMAS.	4.0 VEASE NOTA 4	5.0	6.0	2.0	0.5	50	12	18
5 M EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: CONCRETOS ARQUITECTONICOS.	2.0	3.0	4.0 VEASE NOTA 4	2.0	0.5	50	12	18
REGION DE INTEMPERISMO NO APRECIABLE								
1 M LOSAS SUJETAS A TRAFICO ABRASIVO; LOSAS DE PUENTES, PISOS, ANDAMIOS Y PAVIMENTOS, CONCRETO ARQUITECTONICO.	4.0	--	--	2.0	0.5	50	--	--
2 M OTRAS CLASES DE CONCRETO	8.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--

NOTAS: ES DE ESPERARSE QUE LOS LIMITES PARA EL AGREGADO GRUESO, CORRESPONDIENTE A CADA CLASE DESIGNADA, SON SUFICIENTES PARA ASEGURAR UN COMPORTAMIENTO SATISFACTORIO DEL CONCRETO PARA LOS DIFERENTES TIPOS Y PARTES DE LA OBRA, EN MUCHAS LOCALIDADES PUEDEN CONSEGUIRSE AGREGADOS QUE SUPEREN LAS ESPECIFICACIONES DE CALIDAD AQUI ENLISTADAS. CUANDO NO PUEDAN CONSEGUIRSE ESTOS AGREGADOS DE CALIDAD ADECUADA PARA SATISFACER, POR LO MENOS, ALGUNOS DE LOS USOS MENCIONADOS, ESTOS PUEDEN CUMPLIR AL SER SOMETIDOS AL TRATAMIENTO ADECUADO.

- ESTA LIMITACION SE APLICA A MATERIALES EN DONDE LA ROCA DE SILICE ALTERADA SE ENCUENTRA COMO IMPUREZA. NO ES APLICABLE AL AGREGADO GRUESO QUE ES PREDOMINANTEMENTE ROCA DE SILICE ALTERADA. LA LIMITACION DE USO DE TALES AGREGADOS, ESTA BASADA EN EL ANTECEDENTE DE SERVICIO EN DONDE SE EMPLEAN TALES MATERIALES.
- EN EL CASO DE AGREGADOS TRITURADOS, SI EL MATERIAL QUE PASA POR LA CRIBA 0.075 (No. 200) ES EL PRODUCTO DE LA PULVERIZACION DE ROCAS EXENTAS DE ARCILLA Y/O PIZARRAS, ESTE LIMITE PUEDE INCREMENTARSE AL 3%.
- LA PERDIDA POR ABRASION DEL AGREGADO GRUESO DEBE SER DETERMINADA EN UNA MUESTRA CON GRANULOMETRIA LO MAS CERCANA A LA QUE VA A SER USADA EN LA PRODUCCION DEL CONCRETO, CUANDO SE USE MAS DE UN TAMAÑO O MAS DE UNA GRANULOMETRIA EN UN SOLO TAMAÑO, EL LIMITE DE ABRASION DEBE APLICARSE A CADA UNA DE ELLAS (VEASE REFERENCIAS). LAS ESCOPIAS DE ALTOS MONTAÑAS, ENFIADAS AL AIRE TRITURADAS, QUEDAN EXCLUIDAS DE LOS REQUISITOS DE ABRASION, LA MASA VOLUMETRICA COMPACTA DE ESTOS MATERIALES DEBE SER MAYOR QUE 1120 Kg/m³.

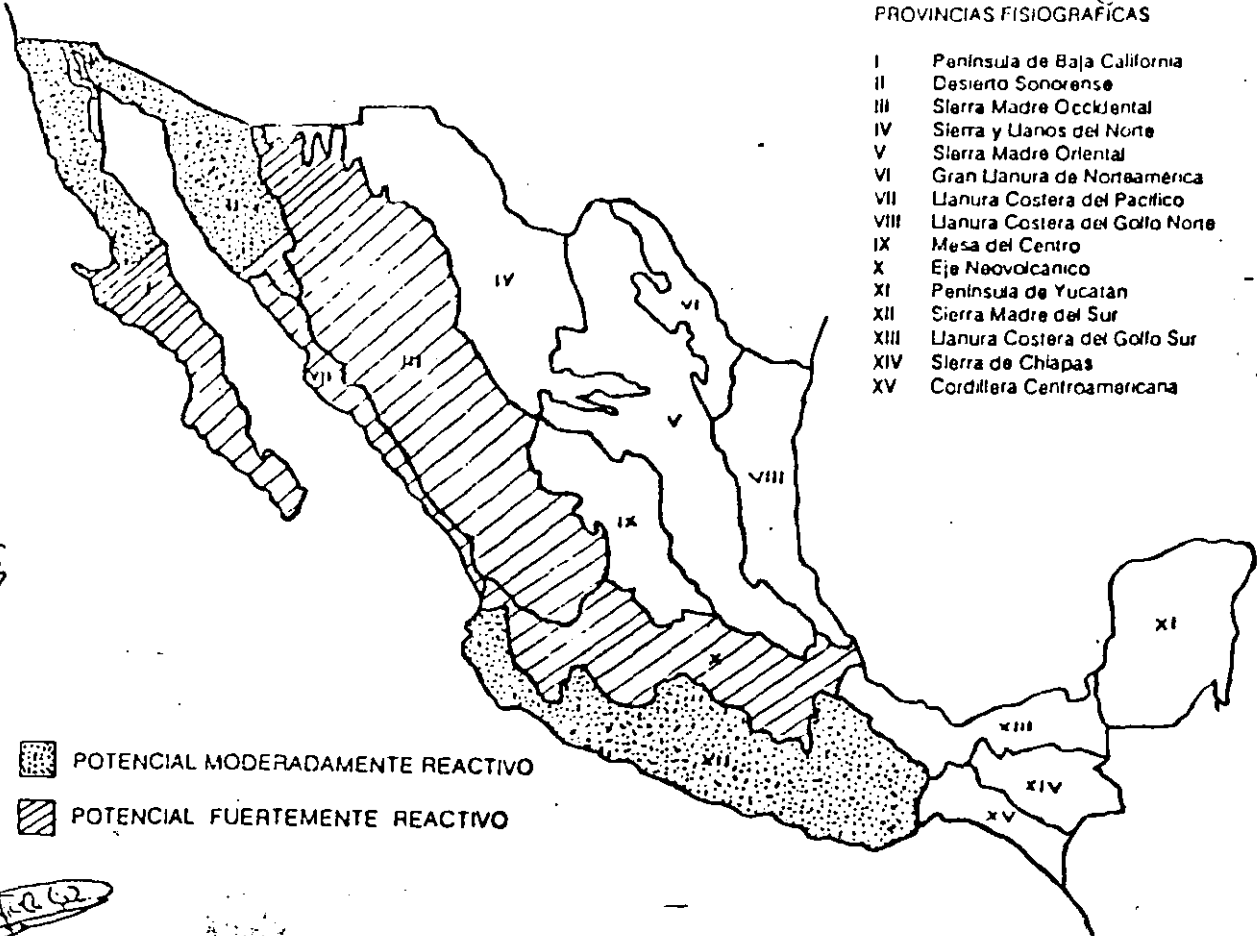
PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO EN REGIONES CUYA ALTITUD SEA MAYOR DE 3000 m SOBRE EL NIVEL DEL MAR, ESTOS REQUISITOS DEBEN REDUCIRSE EN UN 1%.



[Handwritten signatures and notes on the right side of the page, including a large signature at the top and several smaller ones below.]

REACTIVIDAD ALCALI-SILICE

PROVINCIAS FISIOGRAFICAS

- I Península de Baja California
- II Desierto Sonorense
- III Sierra Madre Occidental
- IV Sierra y Llanos del Norte
- V Sierra Madre Oriental
- VI Gran Llanura de Norteamérica
- VII Llanura Costera del Pacífico
- VIII Llanura Costera del Golfo Norte
- IX Mesa del Centro
- X Eje Neovolcánico
- XI Península de Yucatán
- XII Sierra Madre del Sur
- XIII Llanura Costera del Golfo Sur
- XIV Sierra de Chiapas
- XV Cordillera Centroamericana



-  POTENCIAL MODERADAMENTE REACTIVO
-  POTENCIAL FUERTEMENTE REACTIVO

Escala: Sin

Acot.

Dibujó:

REGIONES CON MATERIALES SILICEOS POTENCIALMENTE REACTIVOS CON LOS ALCALIS.

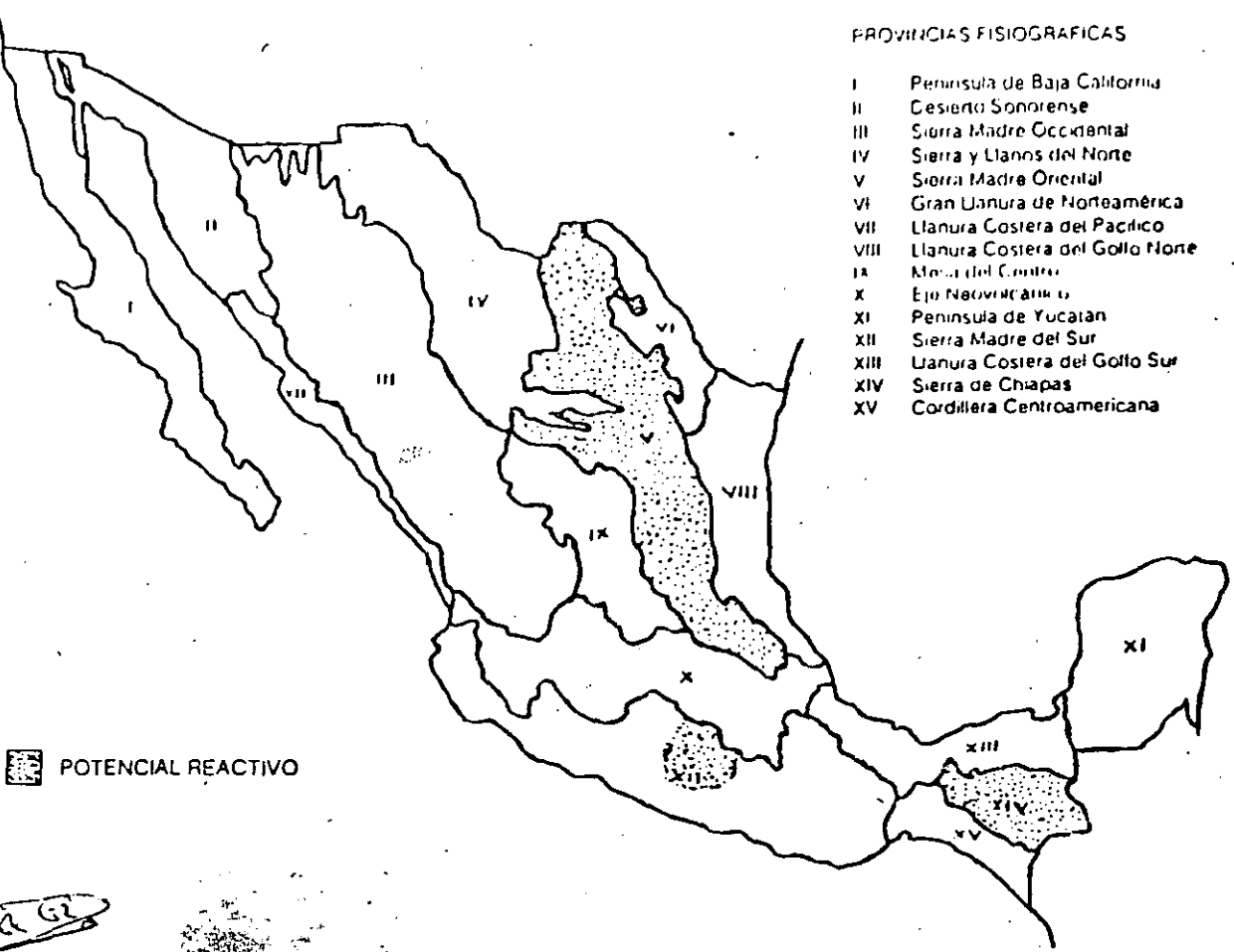
NOM - C - 111

Fig. 4

REACTIVIDAD ALCALI - CARBONATO

PROVINCIAS FISIOGRAFICAS

- I Peninsula de Baja California
- II Desierto Sonorense
- III Sierra Madre Occidental
- IV Sierra y Llanos del Norte
- V Sierra Madre Oriental
- VI Gran Llanura de Norteamérica
- VII Llanura Costera del Pacifico
- VIII Llanura Costera del Golfo Norte
- IX Montañas del Centro
- X Eje Neovolcánico
- XI Península de Yucatán
- XII Sierra Madre del Sur
- XIII Llanura Costera del Golfo Sur
- XIV Sierra de Chiapas
- XV Cordillera Centroamericana



 POTENCIAL REACTIVO

Escala: Sin

Acot.

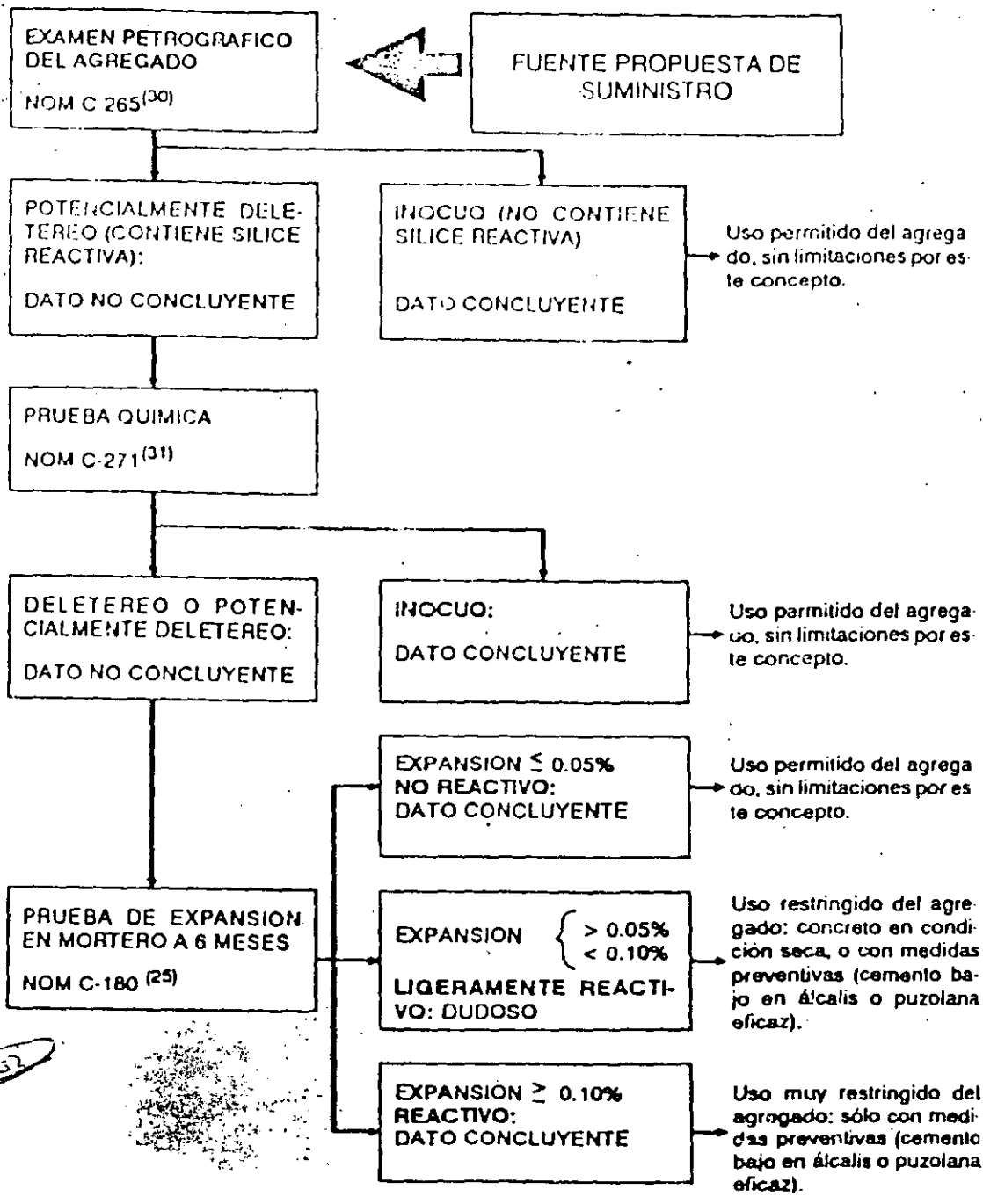
Dibujó:

REGIONES CON MATERIALES CARBONATADOS
POTENCIALMENTE REACTIVAS CON LOS ALCALIS

37

NOM - C - 111

Fig. 5

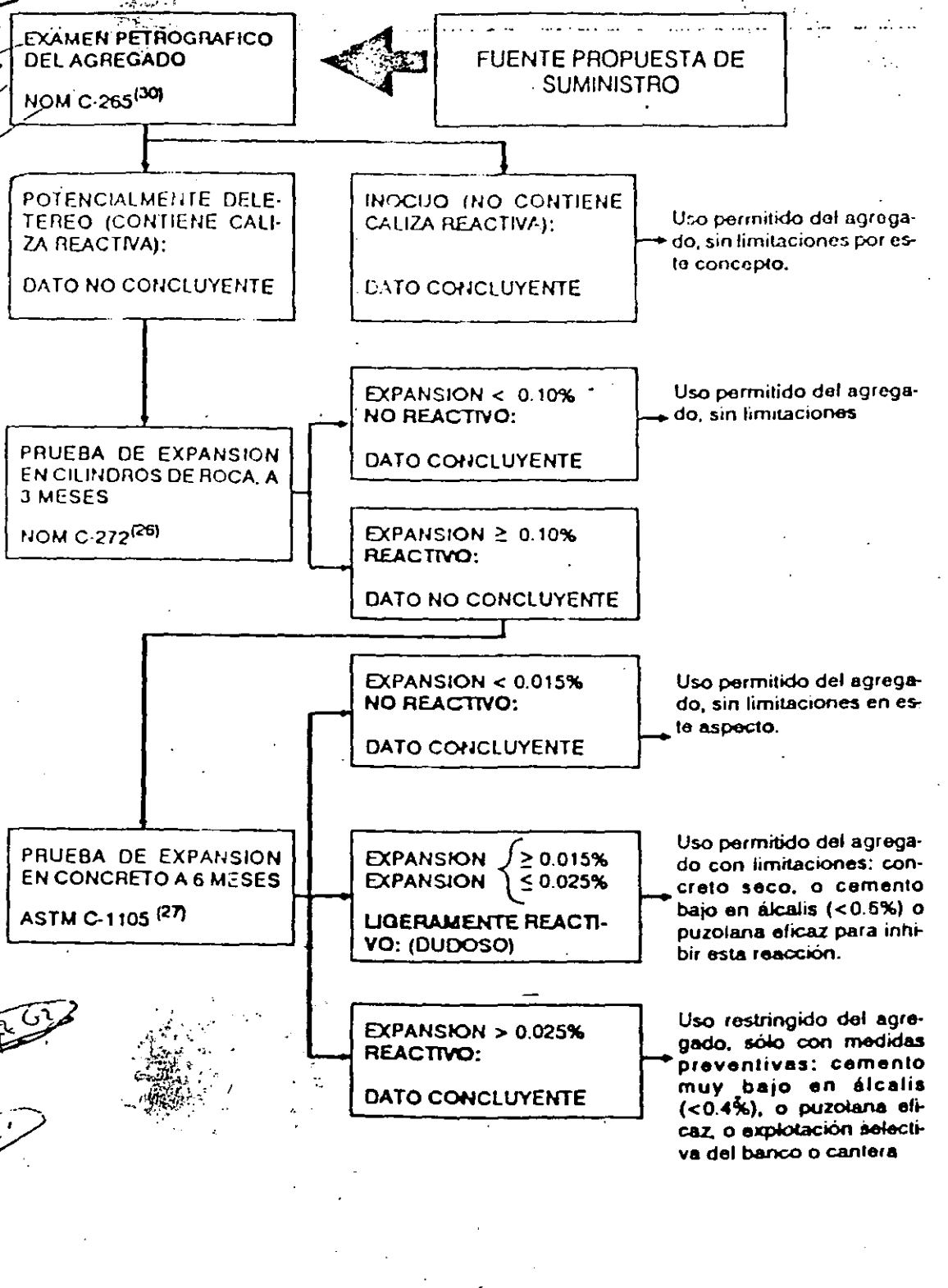


Escala: Sin
 Acot.
 Dibujó:

CRITERIOS DE INTERPRETACION DE RESULTADOS CUANDO LOS AGREGADOS PRESENTAN REACTIVIDAD POTENCIAL ALCALI - SILICE. 38

NOM - C -111
 Fig. 6

Handwritten notes and scribbles on the left margin, including a signature and some illegible text.



Escala: Sin	CRITERIOS DE INTERPRETACION DE RESULTADOS CUANDO LOS AGREGADOS PRESENTAN REACTIVIDAD POTENCIAL ALCALI - CARBONATO. 39	NOM - C -111
Acot.		
Dibujó.:		Fig. 7

5.3 Materiales finos que pasan por la criba 0.075 (No. 200).

La determinación del contenido máximo permisible de materiales finos que pasan por la criba 0.075 (No. 200), se lleva a cabo conforme al método de prueba de la NOM - C - 84, con una muestra de material que pasa por la criba 0.425 (No. 40) o por la 0.300 (No. 50). Esta determinación se hace en agregados finos, en agregados gruesos y en la mezcla de ambos. Para considerar que se cumple con este requisito, los agregados para concreto deben cumplir con todas y cada una de las condiciones siguientes:

5.3.1 En agregados finos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), está en función de los límites de consistencia (Límites de Atterberg, obtenidos de acuerdo al Anexo A1), los cuales determinan las propiedades de plasticidad de estos finos, y no deben exceder los límites que establece la tabla 5 de esta norma.

TABLA 5

CANTIDAD DE MATERIAL MAXIMO PERMISIBLE MENOR DE LA CRIBA 0.075 (No. 200) EN AGREGADOS FINOS.

Límite líquido	Índice plástico	Material máximo permisible que pasa por la criba 0.075 (No. 200), en por ciento.
0 - 25	0 - 5	18.0
0 - 25	5 - 10	16.0
0 - 25	10 - 15	6.0
0 - 25	15 - 20	4.0
0 - 25	20 - 25	1.0
25 - 35	0 - 5	16.0
25 - 35	5 - 10	14.0
25 - 35	10 - 15	11.0
25 - 35	15 - 20	8.0
25 - 35	20 - 25	1.0
35 - 45	0 - 5	15.0
35 - 45	5 - 10	9.0
35 - 45	10 - 15	6.0
35 - 45	15 - 20	2.0
35 - 45	20 - 25	1.0
45 - 55	0 - 5	9.0
45 - 55	5 - 10	8.0
45 - 55	10 - 15	5.0
45 - 55	15 - 20	4.0
45 - 55	20 - 25	1.0

5.3.2 En agregados gruesos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), debe cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma.

5.3.3 En la mezcla de agregados finos y gruesos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), está en función de los límites de consistencia (Límites de Atterberg, obtenidos de acuerdo al Anexo A1) y no deben exceder los límites que establece la tabla 6 de esta norma.

TABLA 6

MATERIAL MAXIMO PERMISIBLE MENOR DE LA CRIBA 0.075 (No. 200) EN LA MEZCLA DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.

Límite líquido	Índice plástico	Material máximo permisible que pasa por la criba 0.075 (No. 200), en por ciento.
0 - 25	0 - 5	10.0
0 - 25	5 - 10	9.0
0 - 25	10 - 15	4.0
0 - 25	15 - 20	3.0
0 - 25	20 - 25	1.5
25 - 35	0 - 5	9.0
25 - 35	5 - 10	8.0
25 - 35	10 - 15	6.5
25 - 35	15 - 20	5.0
25 - 35	20 - 25	1.5
35 - 45	0 - 5	8.5
35 - 45	5 - 10	6.5
35 - 45	10 - 15	4.0
35 - 45	15 - 20	2.0
35 - 45	20 - 25	1.5
45 - 55	0 - 5	5.5
45 - 55	5 - 10	5.0
45 - 55	10 - 15	3.5
45 - 55	15 - 20	3.0
45 - 55	20 - 25	1.5

5.4 Reactividad potencial (Reacción álcali-agregado).

Para la elaboración de concreto debe evitarse el uso de agregados finos y gruesos, que contengan rocas y minerales identificados como potencialmente reactivos con los álcalis. Los mapas de las figuras 4 y 5, pretenden servir solamente de guía para conocer las regiones con materiales silíceos y carbonatos, potencialmente reactivos con los álcalis.

Para determinar la reactividad potencial de los agregados, debe realizarse un examen petrográfico con el método de prueba de la NOM - C - 265. Si los agregados disponibles contienen esa clase de rocas y minerales, y no hay alternativa de cambio, debe hacerse lo siguiente.

En el caso de los agregados constituidos por sílices, previamente se hace un análisis químico conforme al método de prueba de la NOM - C - 271 y se verifica experimentalmente la expansión conforme al método de prueba de la NOM - C - 180. Para los agregados constituidos por carbonatos se determina la expansión en roca con el método de prueba de la NOM - C - 272 y la expansión en concreto conforme al método de prueba del Apéndice A2.

Si las expansiones obtenidas rebasan los límites máximos permisibles, tal como se ilustra en las figuras 6 y 7, se considera confirmado el carácter reactivo de los agregados y su empleo debe quedar condicionado a la aplicación de la siguiente medida:

Utilizar un cemento Portland con bajo contenido de álcalis: menos de 0.60 % si la reacción es álcali-sílice y menos de 0.40 % si es álcali-carbonato. Completar esta medida haciendo las mediciones y ajustes necesarios para que el contenido total de álcalis en la mezcla de concreto, aportados por sus diversos componentes, no exceda de 3 kg por m³ de concreto. Si este recurso no es factible, entonces la medida pertinente consiste en incorporar al concreto un material que sea efectivo para inhibir la reacción ~~previsible~~ *álcali-agregado*.

En el caso de la reacción álcali-sílice, ciertas puzolanas son capaces de inhibir satisfactoriamente sus efectos, lo cual puede verificarse mediante pruebas de expansión en mortero hecho con un cemento de ~~altos~~ ^{alto} álcalis, la puzolana en cuestión y vidrio de borosilicato como agregado, mediante el método de prueba de la NOM - C - 298. *(ver el 2 referenciado)*

Cuando la reacción es álcali-carbonato, hay menos expectativas de éxito con el uso de una puzolana para inhibir sus efectos. En este caso, la capacidad inhibidora de la puzolana se determina en pruebas de expansión en concreto con los agregados reactivos en cuestión y un cementante compuesto por el cemento de uso previsto y la puzolana propuesta, aplicando el método de prueba del Apéndice A2.

Si aún así la expansión resulta excesiva, las opciones que deben evaluarse para evitar el riesgo de una reacción deletérea álcali-carbonato son:

1. Cambiar la fuente de suministro de los agregados por otra no reactiva.
2. Efectuar una explotación selectiva de los bancos o canteras para desechar el material reactivo, o bien mezclar con otro material para reducir su proporción, en ambos casos, a no más del 15 % en el total de los agregados.
3. Seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis sea ~~como máximo de 0.40%~~ ^{ADICION} para producir una expansión tolerable en la prueba del concreto por el método de prueba del ~~Apéndice A2.~~ _{CONCRETO}

5.5 Sanidad (Intemperismo acelerado).

5.5.1 Agregados finos.

Los agregados finos que se sujetan a cinco ciclos del método de prueba que establece la NOM - C - 75 (Véase 2. referencias), deben tener una pérdida en masa no mayor del 10 % con sulfato de sodio, o 15 % si se usa para la prueba sulfato de magnesio, determinada con base a la granulometría original de la muestra, siempre que esta cumpla con lo establecido en 5.1.

Los agregados finos que no cumplan con lo descrito en el párrafo anterior, pueden aceptarse si existen antecedentes escritos del empleo de los mismos en concretos de propiedades semejantes, elaborados con agregados del mismo banco que acusan un comportamiento satisfactorio en condiciones de intemperismo semejantes a las que se va someter al nuevo concreto.

Los agregados finos que no cumplan con lo requerido en párrafos anteriores, pueden aceptarse si se obtienen resultados satisfactorios en concretos que se sometan a la prueba de congelación y deshielo, según el método que establece la NOM - C 205 (Véase 2, referencias).

5.5.2 Agregados gruesos.

Deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, conforme al método de prueba de la NOM - C - 205 (Véase 2, referencias).

5.6 Abrasión (Desgaste).

Los agregados finos y gruesos deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, determinada con base a la granulometría original de la muestra.

6. MUESTREO.

Debe tomarse una muestra representativa de los agregados conforme a la NOM - C - 30 y reducirla por cuarteo conforme a la NOM - C - 170 (Véase 2, referencias), hasta dejar una muestra del tamaño requerido para poder hacer las pruebas que indica la presente norma.

7. METODOS DE PRUEBA.

Para verificar el cumplimiento de las especificaciones que establece la presente norma, deben utilizarse los métodos de prueba que establece el capítulo 2 y el Apéndice A.

8. BIBLIOGRAFIA.

A.S.T.M. C - 33

Standard Specification for Concrete Aggregates (1990).

Suplemento Mexicano al Informe ACI 201

Guía para la Durabilidad del Concreto

Título No. 85 M 44
207.5R

Roller Compacted Mass Concrete ACI Reported by ACI Comitée 207 September - October (1988).

9. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES.

La presente norma no concuerda con normas internacionales por no existir referencias en el momento de su elaboración.

APENDICE A

- A.1 SCT. Parte IX, Tomo 1 Determinación de los límites de Atterberg y Pruebas Complementarias
- A.2 ASTM C 1105 Standard Method for Length Change of Concrete due to Alkali-Carbonate Rock Reaction Philadelphia, Pa. (1989).

N. O. M.

C - 30

MUESTREO

AGREGATES - SAMPLING

N. O. M.

C - 73

MASA VOLUMETRICA

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 77

AGREGADOS PARA
CONCRETO.- ANALISIS
GRANULOMETRICO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 84

PARTICULAS MAS FINAS QUE
LA CRIBA F 0.075 POR
MEDIO DE LAVADO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 88

DETERMINACION DE
IMPUREZAS ORGANICAS
EN EL AGREGADO FINO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 164

DETERMINACION DE LA
MASA ESPECIFICA Y
ABSORCION DE AGUA
DEL AGREGADO GRUESO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 165

MASA ESPECIFICA Y
ABSORCION DE AGUA
DEL AGREGADO FINO

METODO DE PRUEBA

N. O. M.

C - 166

CONTENIDO TOTAL DE
HUMEDAD POR SECADO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 170

REDUCCION DE LAS MUES-
TRAS DE AGREGADOS
OBTENIDAS EN EL CAMPO
AL TAMAÑO REQUERIDO
PARA LAS PRUEBAS.

- METODO -



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

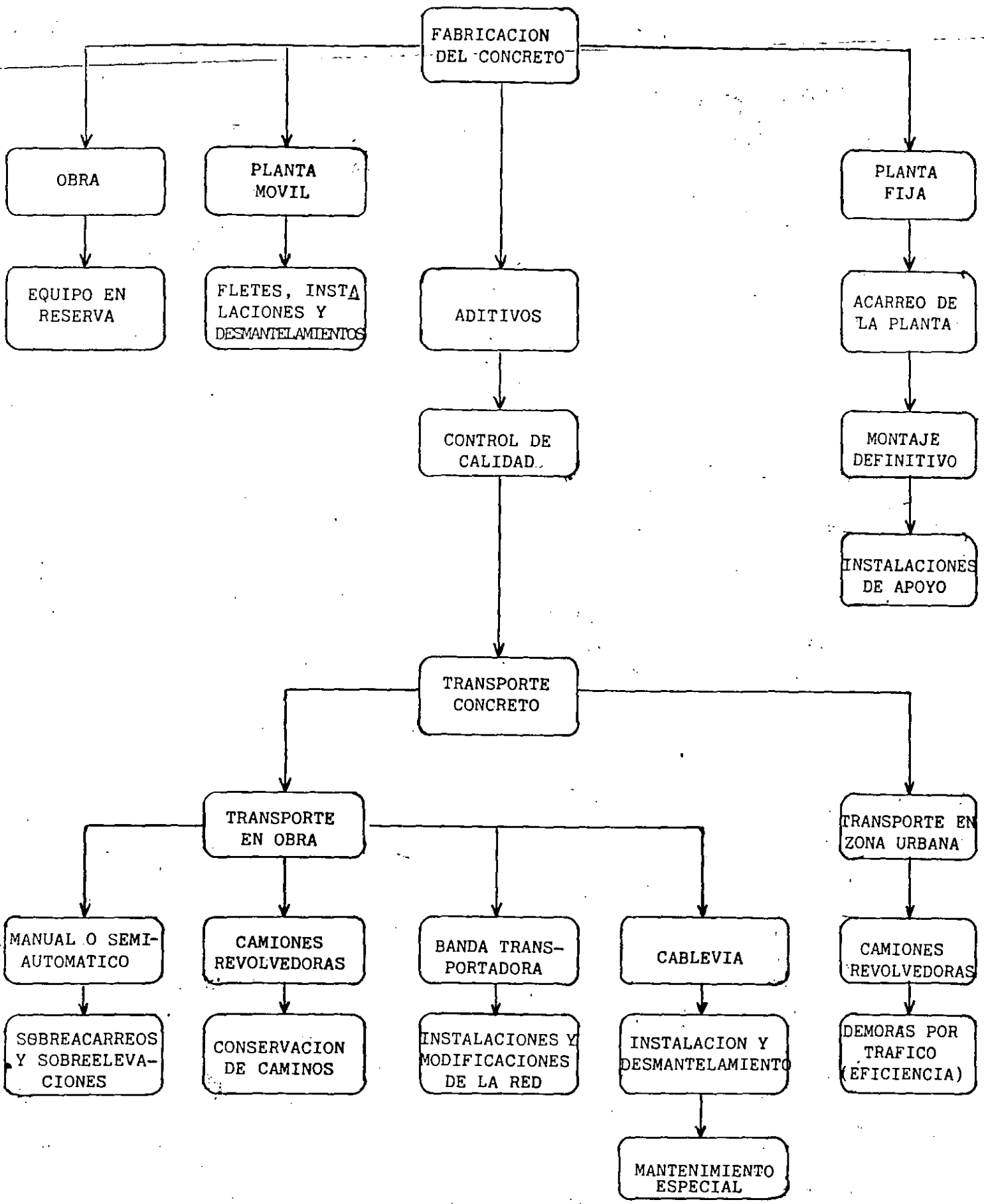
CURSOS ABIERTOS

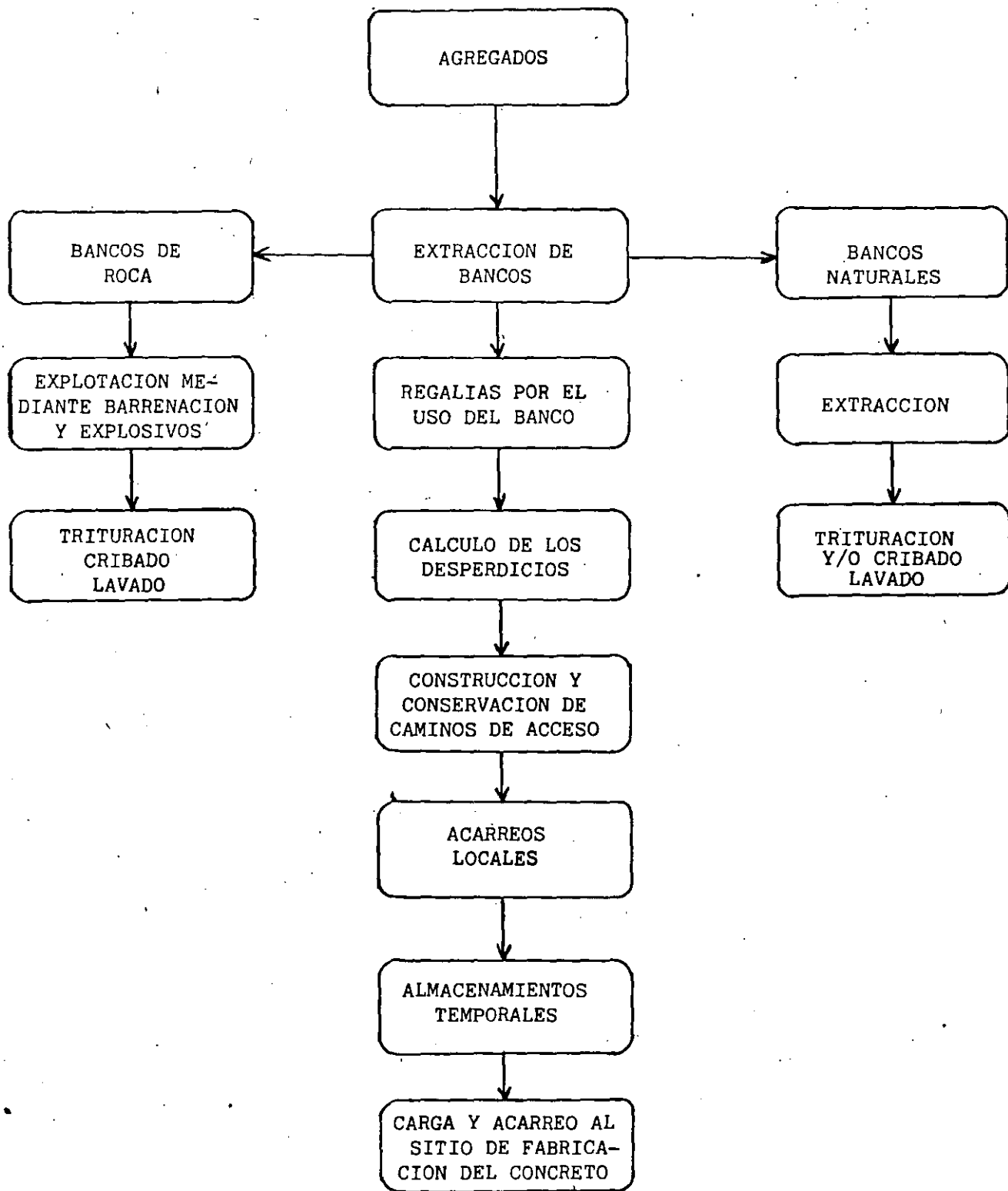
V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

**MODULO: II
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

TEMA MATERIALES: CARACTERISTICAS DE LOS AGRADOS

ING. JOSE A. RANGEL JARAMILLO





CONCRETO FRESCO

COMPONENTES

A) COMPONENTES PRIMARIOS

SELECCIONAR LA CALIDAD INDIVIDUAL

B) PASTA DE CEMENTO Y AGREGADOS

- FINES DE DISEÑO.
- LA MAYOR PARTE DE LAS CUALIDADES Y LIMITACIONES DEL CONCRETO DEPENDEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LA PASTA Y DE SU GRADO DE PARTICIPACION EN LA MEZCLA.

C) MORTERO Y GRAVA

UTIL PARA JUZGAR EL COMPORTAMIENTO COMO UNA MASA COHERENTE EN EL CURSO DE SU ELABORACION, TRANSPORTE Y COLOCACION UN REQUISITO BASICO CONSISTE EN QUE NO SE PRODUZCA SEGREGACION.

PERMITE EFECTUAR AJUSTE EN LA RELACION GRAVA-ARENA.

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO FRESCO
N.O.M. C-155

UNIFORMIDAD

TRABAJABILIDAD

FACILIDAD QUE PRESENTA EL CONCRETO PARA SER TRANSPORTADO, COLOCADO Y COMPACTADO SIN SEGREGACION.

- GRANULOMETRIA
- FORMA DE PARTICULAS
- PROPORCIONES
- AIRE
- CONSISTENCIA

CONSISTENCIA

HUMEDAD DE LA MEZCLA - SE MIDE EN TERMINOS DE REVENIMIENTO
(FLUIDEZ) TO₃

PARA UN MISMO REVENIMIENTO LA CANTIDAD DE AGUA:

- AUMENTA CON AGREGADOS MAS ANGULARES Y TEXTURA MAS ASPERA.
- DISMINUYE AL AUMENTO TAMAÑO MAXIMO
- DISMINUYE AL INCLUIR AIRE Y CON ADITIVOS.

SEGREGACION Y SANGRADO

SEGREGACION:

ES LA SEPARACION DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN LA MEZCLA HETEROGENEA.

SANGRADO:

FORMA DE SEGREGACION EN LA CUAL UNA PARTE DEL AGUA DE MEZCLA TIENDE A ELEVARSE A LA SUPERFICIE.

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

CONCRETO

GRAVA EN UNA MATRIZ DE MORTERO

MORTERO

ARENA EN UNA MATRIZ DE PASTA

CEMENTO

AGUA

LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS MAS SIGNIFICATIVAS EN LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA.

- TAMAÑO MAXIMO
- GRANULOMETRIA
- FORMA Y TEXTURA DE LAS PARTICULAS

CONCRETO ENDURECIDO

PROPIEDADES

RESISTENCIA MECANICA (COMPRESION, TENSION, CORTANTE, ETC.)

DURABILIDAD

RESISTENCIA A LA ACCION DEL CLIMA, ATAQUES QUIMICOS, A LA ABRASION, O CUALQUIER OTRO PROCESO QUE CAUSE DETERIORO.

RESISTENCIA MECANICA

RESISTENCIA A COMPRESION

RESISTENCIA A TENSION



A/C

DURABILIDAD

- CALIDAD DE LOS AGREGADOS
- RELACION A/C
- CONTENIDO DE AIRE

CAUSAS DE DETERIORO

- CONGELAMIENTO Y DESHIELO
- EXPOSICION A SUBSTANCIAS QUIMICAS AGRESIVAS
- ABRASION
- CORROSION DEL ACERO Y DE OTROS MATERIALES AHOGADOS.
- REACCIONES QUIMICAS DE LOS AGREGADOS

AL DISEÑAR MEZCLAS SE RECOMIENDA LO SIGUIENTE:

- 1) EL T. M. Y COMPOSICION GRANULOMETRICA DEBEN SELECCIONARSE TOMANDO EN CUENTA
 - GRANULOMETRIA DE AGREGADOS DISPONIBLES.
 - GEOMETRIA Y REFUERZO EN LAS ESTRUCTURAS.
 - EQUIPO DE MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION.
 - RESISTENCIA REQUERIDA.
- 2) LOS EFECTOS ADVERSOS DE GRANULOMETRIA INADECUADA EN LA ARENA O FORMA DEFICIENTE DE LA GRAVA SE PUEDEN MINIMIZAR:
 - INCREMENTANDO CONTENIDO DE MORTERO Y/O PASTA.
 - USO DE ADITIVO INCLUSOR DE AIRE (PLASTIFICANTE)
- 3) LA FALTA DE MANEJABILIDAD Y TENDENCIA AL SANGRADO QUE SE PRESENTA CON AGREGADOS DE TEXTURA SUPERFICIAL ASPERA PUEDEN REDUCIRSE:
 - AUMENTANDO EL CONTENIDO DE PASTA.
 - USO DE INCLUSOR DE AIRE.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA

PARA LA RESISTENCIA NO AFECTA LA GRANULOMETRIA.

GRANULOMETRIA CONTINUA

- MEZCLAS TRABAJABLES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA

- MEZCLAS POCO TRABAJABLES
- CONCRETO MAS COMPACTO

GRANULOMETRIA CONTINUA

- USOS NORMALES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA

(BIEN SELEC-
CIONADA)

- CONCRETOS DE MUY ALTA RESISTENCIA CON EQUIPO QUE PERMITA UNA EFICIENTE COMPACTACION.

GRANULOMETRIA DE LA ARENA

MODULO DE FINURA

- MENOR DE 2.30 ARENA MUY FINA
- MAYOR DE 3.20 ARENA MUY GRUESA

EL REQUERIMIENTO DE PASTA PUEDE ESTAR RELACIONADO CON LA GRANULOMETRIA DE LA ARENA, SIN EMBARGO ESTE EFECTO PUEDE MINIMIZARSE SI EXPERIMENTALMENTE SE DETERMINA EL CONTENIDO OPTIMO CON ARENAS DENTRO DE UN INTERVALO ACEPTABLE.

CON ARENAS MUY GRUESAS PUEDE EMPLEARSE AIRE INCLUIDO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO : II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO

ING. ALEJANDRO GRAF LOPEZ

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

1. INTRODUCCION:

1.1 GENERALIDADES

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos constructivos usados en su fabricación, que las distinguen de -- las estructuras de otros materiales.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes para soportarlo mientras adquiere una resistencia suficiente para que la estructura sea -- autosoportante. Esta característica implica ciertas restricciones pero al mismo -- tiempo aporta algunas ventajas. Una de éstas es su "moldeabilidad", propiedad que brinda al proyectista una gran libertad en la elección de formas. Gracias a ello -- es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serían muy difíciles de obtener.

Otra característica importante es la facilidad con que puede obtenerse la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que esto supone. Mientras que en estructuras metálicas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos -- implica serios problemas en el diseño y en la ejecución, en las de concreto reforzado el monolitismo es una consecuencia natural de las características constructivas.

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva se dice que la -- estructura ha sido colada "in situ" o colada en el lugar. Cuando los elementos se fabrican en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

El primer procedimiento obliga a una secuencia de operaciones determinada, ya que -- para poder iniciar cada etapa es necesario esperar a que se haya concluido la anterior. Por ejemplo, no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada. Además, es necesario a menudo construir obras falsas muy elaboradas y transportar el concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva; operaciones que influyen decisivamente en el costo.

Con el segundo procedimiento se puede economizar tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco, y se pueden realizar simultáneamente varias etapas constructivas. Por otra parte este procedimiento presenta el inconveniente del costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados y además el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos.

El proyectista debe elegir entre estas dos alternativas guiándose siempre por las ventajas económicas, constructivas y técnicas que pueden obtenerse en cada caso. Cualquiera que sea la alternativa constructiva que escoja, esta elección influye en forma importante en el tipo de estructuración que se adopte.

Otra característica peculiar de las estructuras de concreto reforzado es el agrietamiento, que debe tenerse en cuenta al estudiar su comportamiento bajo condiciones de servicio.

UNIVERSIDAD NACIONAL-AUTONOMA-DE-MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

1.2.- HISTORIA Y DESARROLLO

Por lo anteriormente dicho, parece ser que en esta primera sesión del curso deberemos ver las siguientes 4 partes:

La Historia del Uso del Cemento y del Concreto, ya que a través del tiempo se ha demostrado qué tan indispensable ha sido el cemento o sus antecesores, para el Hombre, deberemos ver el desarrollo que ha tenido el uso del Cemento y del Concreto, pero -- principalmente a partir del siglo pasado, en que se comienza a desarrollar técnicamente. Deberemos estudiar cómo se aprecia su calidad. Cuando está o debe estar satisfecho el usuario del concreto. Con el desarrollo tecnológico el uso del cemento y del concreto se ha complicado y por lo tanto, su calidad se vuelve más importante cada vez.

Con este crecimiento tecnológico nacen industrias conexas o derivadas del cemento para controlar mejor su uso y para su empleo más eficiente se crean industrias: del -- Concreto Premezclado, de la Prefabricación, del Presfuerzo, Tubos, Blocks, etc. La organización de todos los elementos que intervienen en la construcción, la deberemos incluir en nuestro análisis, puesto que influye definitivamente en la calidad o en el buen uso del cemento y del concreto. Ya es imposible construir grandes estructuras de concreto sin una buena definición de las funciones de cada uno de los elementos que intervienen en la construcción: propietario, contratista, autoridades, supervisor, trabajadores, laboratorios de verificación, etc. Todo esto nos ayudará a comprender cómo se ha normado la construcción del concreto, es decir, la Normatividad del Concreto.

Además, veremos cuál es la función de los Reglamentos de la Construcción, diferenciándolos de lo que son las normas y especificaciones. En especial trataremos los cambios que se generaron con motivo de los sismos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Compararemos las funciones que cumple este Reglamento y el Reglamento de las Construcciones del ACI (American Concrete Institute).

Trataremos además de dar una breve descripción de todas las organizaciones que internacional o nacionalmente se han instituido como auxiliares de cada uno de los componentes que intervienen en la construcción. Organismos que soportan la investigación, normalización y difusión de los nuevos métodos y materiales de construcción.

Por último, la investigación en la Industria de la Construcción la analizaremos con

una vista prospectiva al concreto en el año 2000, tal como lo sugiere el Instituto - Americano del Concreto que dice:

"Habrá muchas innovaciones tecnológicas en el concreto durante los próximos años, lo que hará posible que el material se use más ampliamente y con mayores ventajas.

Esto es importante, pues a causa de las necesidades y mejoras de tecnología de la - sociedad, todo esfuerzo se debe hacer para aplicar sabia y eficientemente la tecnología del concreto para la solución de los problemas del Hombre durante estos años.

Esto requerirá de la cooperación continua de la industria, los ingenieros, los arquitectos, los obreros, los directores, los contratistas, la sociedad, el cliente, o el propietario quien será, en última instancia, el usuario del producto. Estos cambios y el uso efectivo del material no llegarán fácilmente y requerirán de un esfuerzo -- continuado y un interés de todas las partes involucradas."

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

2.- LA MEDIDA DE LA CALIDAD DEL CONCRETO. LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

Introducción:

La propiedad más estudiada del concreto, es sin duda la resistencia a la compresión. Sin embargo es un concepto que se usa frecuentemente con mucha ambigüedad. Se le usa en ciertas ocasiones como un valor absoluto, en otras como un valor mínimo aceptable, y en general podría decirse que desde el diferente punto de vista de las responsabilidades, que tienen las diferentes actividades de las personas que -- tratan este material, es diferente el concepto que tienen de la resistencia. Así, el investigador al verlo como un material de estudio se adentra en las características de éste con una precisión que a veces es irrealizable en las prácticas de construcción usuales. Esta precisión se ve afectada cuando el especificador señala un límite de tolerancia en el número de las fallas, el cual se puede alcanzar con diferente promedio de las pruebas. En el terreno de la educación se ha tratado con demasiada el tema de diseño de estructuras de concreto y por otro lado, se ha orientado poco con respecto al análisis de resultados de las pruebas de resistencia, se le ha puesto poca atención al manejo de especificaciones y casi se ha eliminado las Normas para el diseño de mezclas apropiadas a las solicitaciones. En las relaciones de compra-venta en muchas ocasiones, se ignoran las especificaciones del concreto, creándose situaciones de interpretación de este concepto con las consiguientes confusiones.

Esta presentación del tema se referirá principalmente a los problemas prácticos que afectan a este concepto y al del módulo de elasticidad.

Ambos conceptos están íntimamente ligados, si se considera que el objeto del diseño, consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura, para que ésta cumpla con cierta función, con un grado de seguridad razonable, comportándose además, satisfactoriamente bajo condiciones de servicio. Estos requisitos hacen necesario conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura, las solicitaciones que debe soportar y -- los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura. En otras palabras, es necesario conocer las características acción-respuesta del elemento estudiado. Las acciones son las solicitaciones a que pueden estar sujetos; entre éstas se - -

encuentran por ejemplo el peso propio, las cargas vivas, las presiones del viento, las aceleraciones por sismo, los asentamientos, etc. La respuesta de un elemento - es su comportamiento bajo una acción determinada, puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración, etc. Estas características acción-respuesta pueden describirse claramente mediante curvas esfuerzo-deformación de especímenes - ensayados bajo distintas condiciones. En este caso el esfuerzo es comúnmente una - medida de la acción ejercida en el espécimen y la deformación una medida de la res-
puesta.

En estos términos, la resistencia de una estructura o elemento a una acción determi-
nada es el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la re-
sistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo con el valor correspon-
diente bajo las condiciones de servicio. De esta comparación se origina el concep-
to de factor de seguridad o factor de carga. De un modo rudimentario, éste puede -
definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción --
correspondiente bajo las condiciones de servicio.

En cambio, del estudio de las curvas esfuerzo-deformación resulta obvio que el con-
cepto convencional de módulo de elasticidad no tiene un sentido concreto. Para es-
timar deformaciones debidas a cargas de corta duración, en donde se puede admitir -
un comportamiento elástico sin errores importantes, se puede y es necesario definir
un valor de módulo de elasticidad, mediante definiciones arbitrarias basadas en con-
sideraciones empíricas. Así se puede definir como el módulo tangencial inicial o -
tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación, o el módulo secan-
te entre dos puntos de la misma.

A continuación se enumeran a ustedes las diferentes causas que afectan el conoci-
miento de la resistencia en el concreto y que se tratarán durante el curso, median-
te la presentación de diapositivas:

- Efecto de la permanencia de la carga.
- Efecto de la velocidad de deformación.
- Influencia del tipo de carga en la resistencia última.
- Efecto de la edad al ensayar en la resistencia.
- Curva típica deformación-tiempo.
- Efecto de la relación agua-cemento en el módulo de elasticidad.
- Compresómetros y extensómetros combinados. La ASTM C-469, lo define como la lí-
nea que une los puntos de la curva correspondientes a una deformación de 0.05 mi-
lésimas y el 40% de la carga.
- Fórmulas empíricas del módulo de elasticidad.
- Correlación de los datos de las pruebas efectuadas para determinar la fórmula del
Comité ACI 318-71.
- Resistencia a la compresión, a la flexión, a la tensión indirecta y al esfuerzo -
cortante.
- Falla de una viga de concreto simple.
- Falla de un cilindro ensayado en tensión indirecta.

- Relación entre la resistencia a la compresión y diferentes resistencias a la tensión.

Establecida esta relación y debido a lo dicho al principio de esta charla, de que la resistencia a la compresión es la más estudiada, les presentaré los factores que la afectan. Veámoslo primeramente desde un ángulo que puede ser novedoso.

La Porosidad:

- Influencia de la porosidad sobre la resistencia de varios materiales.
- Diagrama de los cambios de volumen debidos a la hidratación de la pasta con una relación W/c = 0.42.

De toda el agua se combina sólo el 23% del peso del cemento.

La determinación de los pesos específicos de los productos de hidratación, han de mostrado que el volumen hidratado se reduce a la suma de los volúmenes del cemento y el agua, menos 0.254 del volumen del agua no evaporada.

Se consideró en el ejemplo que la pasta en su totalidad tienen porosidad característica del 28%.

- Relación agua-cemento y la resistencia mostrando curvas de compactación insuficiente.
- Investigación de la macroporosidad en el concreto, por medio de luz ultravioleta, después de impregnar el concreto con una resina fluorocromada.

1 mm x 1.5 mm

Los poros de aire redondo, con diámetros de menos de 0.1 mm y aire incluido con forma irregular, aparece como áreas verdes. A partir de esto, se ve una grieta muy fina que va diagonal a través de toda la fotografía. Esta microgrieta corre primero a lo largo de un grano anguloso azul de arena hacia el centro de la fotografía y luego se hace algo más difícil de ver, corriendo a la esquina opuesta de la figura.

- Investigación de la macroporosidad del concreto con luz roja monocromática.

.4 mm x .6 mm

Dentro de partículas café rojizo, se ven unas de alrededor de 0.2 mm y las partes más finas de la mezcla (arena y cemento). Los poros de aire contenido, se pueden ver como áreas rojo oscuro.

Se puede ver que los poros están bien distribuidos y no chocan con el material de agregado nunca. Los poros de aire son redondos y todos son de diámetro menor a 0.15 mm. Este orden de magnitud de los poros de aire dan una resistencia al congelamiento y no tienen un efecto debilitador en la estructura.

- Investigación de la microporosidad en el concreto.

0.2 x 0.3 mm

Se ve un poro perfectamente redondo de diámetro = 0.11 mm embebido en una estructura excepcionalmente densa, formada por pasta de cemento endurecido y las más finas partículas del concreto.

El poro de aire está localizado a una distancia de 0.01 de la partícula del agregado más cercano, y por eso no tiene un efecto debilitador de la estructura.

Los otros poros de aire tienen diámetros de aproximadamente 0.03 mm. Este concreto no tiene aditivo inclusor de aire, por tanto es una partícula de aire atrapado natural.

- Investigación de la microporosidad en el concreto, con luz ultravioleta después de impregnarlo con una resina sintética fluorocromada.

0.1 mm x 0.15 mm

Estructura excepcionalmente densa de la pasta de cemento endurecido entre los agregados.

Los microporos aparecen como áreas amarillas.

Poros de aire aislados de 0.02 mm de diámetro se han unido para formar poros mayores debido al efecto del vibrador durante la compactación. Sin embargo, no han alcanzado el tamaño peligroso (vg. mayores de 0.2 mm de diámetro).

Los puntos muy pequeños amarillos que se pueden ver, representan la estructura capilar de poros en la pasta del cemento endurecido.

- Agua ligada a la pasta de cemento para diferentes relaciones agua-cemento a cada edad.
- Relación entre la relación agua-cemento y las diferentes proporciones de hidratación del cemento a cada edad.
- Relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua-cemento efectiva calculada sobre la proporción de hidratación.
- Influencia del curado húmedo en la resistencia del concreto con una relación agua-cemento de 0.50.
- Corazones.
- Efecto de la temperatura durante las primeras 2 horas en el desarrollo de la resistencia.
- Curva de Abrams. Relación entre la resistencia y la relación agua-cemento.
- Relación de la resistencia desarrollada por concretos hechos con diferentes tipos de cemento.
- Requisitos aproximados de agua para diferentes reventimientos y tamaño máximo de los agregados.

Agregados.

Tres características afectan a la resistencia: Sanidad Estructural, Graduación -- uniforme y conveniente, y la Forma y Textura favorable.

- Relación esfuerzo-deformación de la pasta de cemento, agregado y concreto.
 - Influencia de la relación agregados-cemento en la resistencia del concreto.
 - Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la compresión de concreto sin aire incluido.
 - Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la flexión de -- concreto sin aire incluido.
 - Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a compresión de -- concreto con aire incluido.
 - Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la flexión de -- concreto con aire incluido.
 - Cantidad de cemento contra 3 relaciones agua-cemento y diferentes tamaños máximos.
 - Resistencia a la compresión contra diferentes contenidos de cemento y diferentes tamaños máximos del agregado.
 - Eficiencia del cemento contra tamaño máximo y para diferentes concretos.
 - Eficiencia del cemento contra contenido de cemento y diferentes tamaños máximos.
 - Relaciones agua-cemento típicas para diferentes tamaños máximos de agregado grueso.
 - Tabla de % de arena aproximados para diferentes tamaños máximos de agregado grueso con distintas graduaciones de la arena y diferentes contenidos de cemento.
- Técnicas especiales para producir más altas resistencias en el concreto.
- Efecto de los reductores de agua en la resistencia a la compresión.
 - Resistencia del concreto con diferentes retardantes y reductores de agua.
 - Efecto de la ceniza volcánica en la resistencia del concreto.
 - Efecto del mezclado a alta velocidad de la pasta de cemento en la resistencia a la compresión.
 - Efecto de la revibración en la resistencia a la compresión.
 - Efecto del espolvoreado de cemento hidratado.

Conclusión.

- Se han analizado los factores materiales que afectan al problema de acción-respuesta en torno a la resistencia del concreto, sin embargo, existe un factor más y es al que nos referíamos al principio de esta plática; la actitud humana frente a esta propiedad del concreto.

La respuesta del concreto también depende de nosotros, cualquiera que sea la actividad que desempeñemos, ya sea de: investigadores, especificadores, productores, educadores y supervisores. La observación y estudio serios del compartamiento-resistencia de los elementos fabricados con este versátil material, facilitará el uso más eficiente de él y la creación de nuevos empleos, que está reclamándonos - el mismo desarrollo económico y social de nuestro País.

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS
OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

3.- NORMALIZACION DEL CONCRETO

Se describe la necesidad de la norma en todo proceso industrial y como freno al desarrollo de cualquier industria la ausencia de ellas.

El concreto premezclado es un caso aún más complicado dentro de los materiales de construcción, debido a las peculiaridades muy especiales que le dan sus dos características fundamentales: no se almacena y su calidad se comprueba después de haberse usado. De tal manera que por ejemplo, es imposible que este producto pueda ser manejado a través de Sellos de Garantía. Se define qué es una norma y las características especiales de las del concreto premezclado que incluyen detalles de la manufactura y equipos de producción. Se definen las responsabilidades del productor y del consumidor pero también, las de los fabricantes de equipo y cómo contribuye esto a la estandarización y progreso de las de construcción de plantas y camiones revoledora.

Al definir las responsabilidades del productor, se presentan los diferentes métodos mediante los cuales, se puede producir, entregar y vender concreto: 1° mezclas prescritas, 2° garantía de resistencia con contenido mínimo de cemento y 3° garantía de resistencia. Se hace hincapié en cómo las especificaciones a base de garantía de resistencia, han contribuido al desarrollo de la industria del concreto premezclado en diferentes países.

El progreso de la tecnología del concreto, así como la modernización de los equipos de producción, hace necesario la revisión de las normas y de esta manera se demuestra cómo es necesario que la normalización se entienda como un proceso continuo en el cual, la participación de los diferentes sectores en forma continua establece -- los criterios comunes de aceptación y rechazo del concreto en cualquier país.

Se relacionan los incentivos que tienen todos estos sectores que deben participar en la elaboración de las normas, con el objeto de promover la creación de Comités -- respectivos que empiecen a establecer los criterios que sean la base para el principio de un entendimiento en cualquier país.

Finalmente se describe el desarrollo del proceso de la elaboración de las normas -- con una especial mención a los diferentes obstáculos que se encuentren, el objetivo, es dar a conocer la forma de cómo grupos similares los han superado con la experiencia de elaboración de normas en México. Se llega al detalle de cómo lograr una mayor asistencia, cómo obtener una representación más amplia, cómo dirigir las discusiones, qué clase de apoyo se necesita de las asociaciones de productores y cuáles son las fuentes de información para los proyectos de normas.

1.- Necesidad de la norma para cualquier industria:

Independientemente que la ausencia de normas permite una competencia desordenada y desleal, las normas son necesarias en una industria, puesto que es uno de los tres vértices del desarrollo de ella misma: la práctica en primer lugar, las normas y en un tercero la investigación.

Por muy incipiente que cualquiera de estos vértices del triángulo se encuentren, se desarrolla en cuanto los otros dos o aún uno de ellos crece. Todo esto opera implícita o explícitamente, se toman modelos de normas extranjeras si no existen las nacionales. La necesidad de normas en un país puede ser tal en un momento dado, que obliga al establecimiento de los Comités de Normalización. Generalmente los desarrollan las entidades que representan a los propietarios de las obras en el caso de la construcción, pero el usuario directo del producto o sus representantes son los primeros que especifican. Lo hacen de una manera aislada y según criterios diversos derivados de la copia o uso de normas extranjeras. La industria en este momento sufre una desorientación, en la cual se ve exigida por diversas entidades que -- consumen su producto. Lo que es bueno para una de ellas es malo para otra, cuando se satisfacen los requerimientos de la segunda, la primera tiene una nueva exigencia. En esta situación los conflictos continuamente se repiten, por lo encastillado de las posiciones, a veces dogmáticas, que no logran ningún acercamiento entre -- las partes: productor y consumidor. Los métodos de prueba se justifican encareciendo las pruebas de verificación y control de calidad. Se importan problemas de -- otros países al usar caprichosamente normas extranjeras.

Es así como se vuelve urgente crear los Comités de Normas para la industria, se impone sentar en una mesa a los involucrados en las especificaciones del uso de un -- producto para estandarizar los métodos de prueba, para uniformizar los criterios de aceptación y rechazo, en fin, se hace necesario explicitar lo que se ha desarrollado implícitamente en la práctica de la producción, entrega y consumo. Poner de -- acuerdo a todos, autoridades, productores y consumidores, se hace indispensable en un momento dado para conservar la posibilidad de operación de una industria.

2.- Las normas y su papel en el progreso tecnológico del concreto:

La práctica de la construcción está basada, debido a su propia naturaleza en: conocimiento. Existen básicamente solo dos fuentes para este conocimiento: investigación y experiencia. Consideremos cómo este conocimiento es o puede ser transmitido desde su fuente de origen hasta el ingeniero que lo ha de aplicar en la práctica.

En la vida de un constructor debemos considerar dos fases o períodos. El primero -- es aquel de la educación académica, al final del cual se obtiene un título. En este período las fuentes de conocimiento para el estudiante son principalmente indirectas; o sea, que él recibe el conocimiento casi exclusivamente de sus maestros y de sus libros; relativamente poco lo recibe de participación directa en investigación o de experiencia. El maestro puede haber obtenido su conocimiento directa o -- indirectamente. En otras palabras, el maestro puede ser un investigador o un constructor que participa en la práctica y por lo tanto, transmite al estudiante conocimientos que ha obtenido de primera mano; o bien, el maestro puede haber dedicado --

bastante tiempo al estudio de los resultados de investigaciones, y a coleccionar y dirigir esta información para que sea transmitida a los estudiantes. En muchos casos los resultados de investigaciones y de la experiencia han sido condensados en libros de texto de donde el estudiante puede obtener sus conocimientos bajo la guía de su maestro.

El proceso de obtener conocimiento académico tiene sin embargo, una limitación. El conocimiento obtenido por el estudiante no puede ser mayor que aquel que existía durante el tiempo que él estuvo en la escuela. Realmente, en la mayoría de los casos, las escuelas y los profesores no pueden mantenerse completamente al día, y el conocimiento que el estudiante recibe es por lo menos de dos o tres años antes. Mientras se trate de las ciencias básicas, matemáticas, etc., el conocimiento probablemente no cambia mucho con el tiempo; pero la ingeniería es una profesión que se está expandiendo constantemente y nuevos conocimientos se le agregan cada día. Esto quiere decir simplemente que el ingeniero debe continuar aprendiendo y estudiando, aún después de que ha recibido su título. Se considerarán ahora los procedimientos por medio de los cuales el conocimiento es adquirido en esta segunda etapa en la -- carrera del profesionista.

Las fuentes de conocimiento son aún las mismas: investigación y experiencia. Como el ingeniero está ya practicando su profesión, una parte de este conocimiento adicional provendrá de su propia experiencia, o quizá de sus propias investigaciones, si es que tiene la oportunidad de hacer algunas. Esto no es suficiente, sin embargo, ya que el constructor debe también beneficiarse de las investigaciones y experiencias obtenidas por otros en la profesión.

Si suponemos que los resultados de estudios y los frutos de la experiencia se hacen públicos en artículos técnicos (en la revista del ACI, por ejemplo), es entonces -- por lo menos posible teóricamente que el constructor aumente su conocimiento ac--- diendo a estas fuentes de información. Esto es obviamente un procedimiento muy de seable y hay sin duda muchos ingenieros que tienen el tiempo, la habilidad y la pa--- ciencia de hacer estudios detallados de los reportes de investigación y artículos - técnicos, de obtener las porciones de información de más importancia, y de aplicarlas directamente a su práctica profesional.

Sin embargo, excepto para aquellos ingenieros realmente prominentes, parece que el proceso de estudio individual de los resultados de investigaciones o artículos técnicos, algunos basados en la experiencia directa de campo, puede ser reemplazado -- por un proceso alternativo en donde un pequeño grupo de profesionistas forma un Comité para estudiar colectivamente los resultados de investigaciones y la práctica - en vigor. Este grupo entonces, a través de su juicio colectivo, puede preparar un resumen del conocimiento existente que resulta en un grupo de recomendaciones y nor--- mas para diseño y construcción, que ahora conocemos como una especificación o una - norma. Se ve entonces que las normas de las construcciones son, o pueden ser, un - medio efectivo y potente de coleccionar y diseminar conocimiento. Este conocimien--- to proviene de investigación y de experiencia ganada en la práctica. Se usa en la práctica, y naturalmente, también en la Universidad.

Esta es una razón por la cual una norma se interpone frecuentemente entre los resul--- tados de la investigación y su aplicación a la práctica. Otra razón es que las nor--- mas son casi siempre restrictivas de una o más maneras y se encuentra a menudo que

Los resultados de investigaciones no pueden ser aplicados directamente por el constructor porque se obtienen diseños que no están permitidos por las normas. En tales casos, los resultados de la investigación tienen que modificar las normas antes que puedan modificar la práctica.

Se ilustra en la figura el complejo flujo de conocimiento entre la investigación, las normas y la práctica. Este es como se dijo, un diagrama completo pero realista.

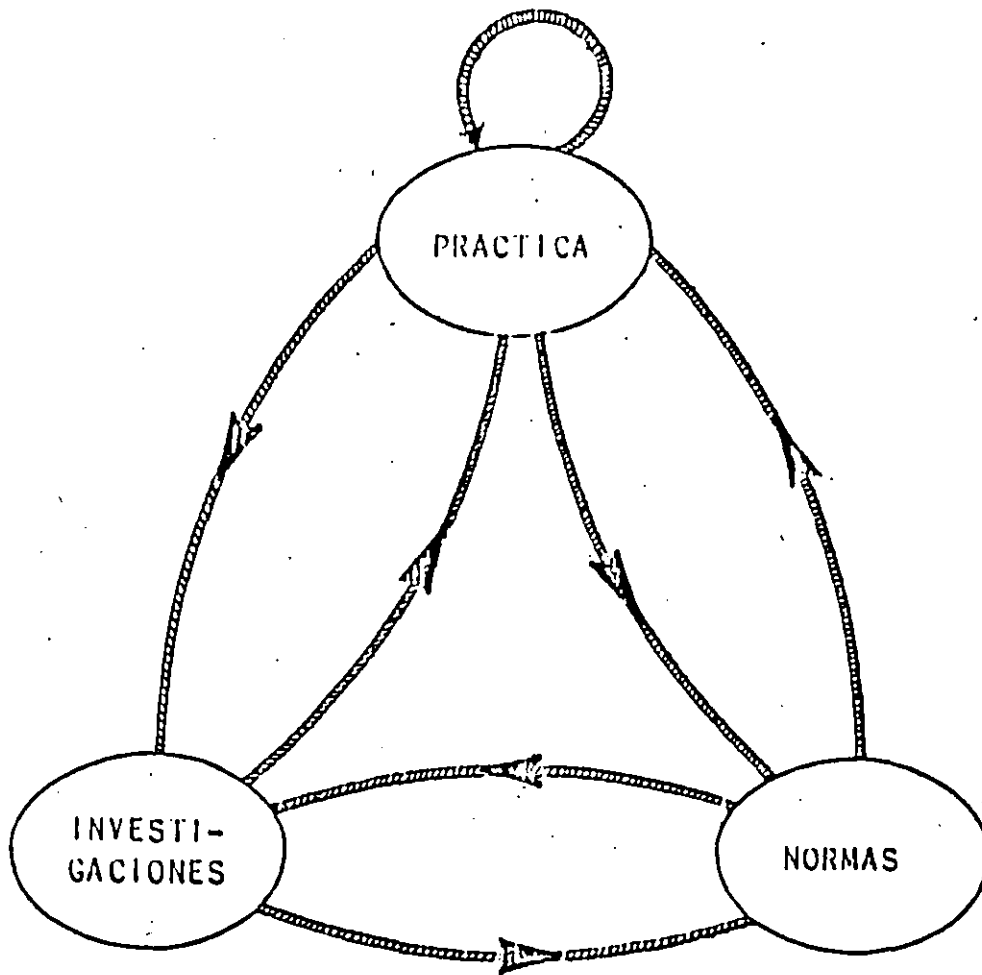
La práctica, naturalmente, se originó primero, y durante un tiempo, era completa -- dentro de sí misma. En otras palabras el conocimiento ganado de la experiencia en la práctica revertía a ella misma como se indica por la flecha de la parte superior de la figura. Esto todavía se verifica hoy, pero muy limitadamente. El constructor puede naturalmente utilizar el conocimiento ganado de su experiencia en su propia práctica, siempre que al hacerlo no viole ninguna especificación de las normas existentes. Por otra parte, el constructor puede utilizar directamente el conocimiento de la experiencia de otros, siempre que estas experiencias hayan sido publicadas en artículos técnicos o libros de texto, y siempre que él tenga la habilidad y la paciencia para estudiar esas fuentes y absorber y aplicar el conocimiento que ellas contienen. En muchos casos el conocimiento de la experiencia de otros fluye primero hacia el Comité que escribe la normalización y después hacia la práctica, como se muestra en la figura.

Analogamente, el conocimiento obtenido de la investigación debería en condiciones ideales influenciar la práctica directamente. Pero bajo los sistemas actuales es mucho más probable que fluya hacia la normalización donde se incorpora con el conocimiento ganado de la experiencia, antes de hacerlo utilizable en la práctica.

A pesar de que las normas se interponen entre las fuentes de conocimiento y las personas que deben usarlo en la práctica, y esto es sin duda restrictivo, esta interferencia no es necesariamente mala. Aunque es muy deseable que el conocimiento obtenido de cualquier fuente se utilice tanto como sea posible y para el beneficio de todos, es igualmente importante que este conocimiento se use correctamente y que no se permita una mala aplicación de él. Por ejemplo, no toda la investigación es igualmente buena, no todos los resultados de una investigación son igualmente válidos, y muchas investigaciones no pueden ser aplicadas directamente a la práctica -- excepto por un constructor que tenga una experiencia considerable y que posea un sentido de precaución basado en esa experiencia.

Analogamente, el conocimiento ganado de la experiencia es frecuentemente muy limitado en su campo de acción, y siempre existe la posibilidad de que pueda ser extrapolado a aplicaciones para las cuales no es válido. En muchos casos, la función de la investigación es determinar los límites de aplicabilidad del conocimiento obtenido de la experiencia, o extenderlos, o definirlos para que pueda ser aplicado por todos con seguridad.

Por lo tanto, se ve que la combinación de la investigación y la práctica en la norma es potencialmente capaz de obtener lo mejor de cada una, presentando a la profesión una síntesis de conocimiento y prácticas actuales.



3.- Características especiales de las normas del concreto premezclado:

El concreto premezclado dentro de los materiales para la construcción, es uno de -- los más probados por diversas razones inherentes a la naturaleza del mismo: el concreto premezclado no se puede almacenar, aún una vez entregado, su calidad medida -- por la resistencia, se conoce hasta que cumpla la edad de 28 días; y tercero, por -- que no siendo un material homogéneo, esta medida de su calidad, que es la resisten -- cia, da valores que según una curva de distribución normal y que por lo tanto deben -- ser analizados mediante las matemáticas estadísticas.

- 3.1 Para hacer un concreto "bueno" es necesario hacerlo "bueno" antes de hacerlo. Esta afirmación es consecuencia de la imposibilidad de almacenar, muestrear, -- probar y por lo tanto, certificar la calidad de un lote determinado como puede -- hacerse con otros productos de la construcción, tales como el tabique, el block, -- el tubo, etc.

Por lo tanto las normas del concreto premezclado nos hablan de cómo hacer bue -- no el concreto antes de hacerlo y por lo tanto, hablarán de la calidad de la -- materia prima usada, hablarán también de los procedimientos para la recepción, -- manejo y almacenamiento de estos ingredientes: cemento, agregados, agua y adi -- tivos. Sobre la medición en básculas de las proporciones que deben de ponerse, -- las normas se extienden mucho y exigen la precisión de las básculas, la secu -- encia de carga y descarga de ellas. En algunos países los fabricantes de plan -- tas para producir concreto premezclado, ofrecen sus productos bajo ciertas es -- pecificaciones que cumplen con estas normas.

Las normas por esta misma razón se extienden mucho sobre el mezclado del con -- creto, son muy precisas al señalar los tipos de mezclado con relación al volu -- men que se mezcla en ellas y la velocidad de rotación de las revolventoras mon -- tadas en camión. Los fabricantes asociados de revolventoras para montar en ca -- mión ofrecen productos estandarizados para cumplir con estas normas.

Las normas también nos hablan de los límites de tolerancia para la entrega del -- concreto y las condiciones de la consistencia del concreto en el momento de es -- ta entrega, determinando las tolerancias de la prueba del revenimiento.

- 3.2 El concreto es "usado" cuando todavía no se sabe si es "bueno", la medida de -- la calidad y por tanto de la aceptación o rechazo del concreto, es la resisten -- cia a la compresión, el fraguado y alcance de resistencia inherente al cemento -- y por lo tanto al concreto, obliga a esperar la edad en que se garantiza un ni -- vel de resistencia especificado; por lo tanto, las normas hablarán de este ni -- vel de resistencia y la edad a la que debe ser alcanzada mientras el concreto -- ya fue transportado, colocado, vibrado y curado.

En este momento se me antoja todo lo expuesto como una serie de asuntos muy co -- nocidos por todos los productores de concreto, pero que son básicos para enten -- der la diferencia de las normas de calidad y pruebas que tiene el concreto con -- tra otros materiales de la construcción.

Debido a esta espera "peligrosa" de saber si la calidad es la adecuada, ha -- obligado a que los métodos de prueba sean seguidos al pie de la letra de lo --

que las normas especifican, las normas de muestreo, revenimiento, elaboración y curado de especímenes y determinación de resistencia a la compresión mediante la ruptura de los especímenes han sido elaboradas y revisadas continuamente en forma minuciosa y escrupulosamente. Cualquier desviación de lo dicho en -- las normas provoca conflictos que vuelven hacer necesario la revisión. Programas de prueba entre varios laboratorios han sido desarrollados para determinar la precisión de muchos de éstos métodos.

- 3.3 Debido a que el concreto no puede considerarse como un material homogéneo y mucho menos son homogéneos o parecidos los especímenes de prueba del concreto, -- aún después de haber seguido todo lo especificado en las normas para la producción del concreto y haber seguido todos los métodos de muestreo y pruebas fielmente, los resultados del concreto se dispersan dentro de una gama de valores que comparándolos con otros resultados de pruebas de otros materiales de construcción, es demasiada amplia.

Se impone la pregunta "qué tan bueno es suficientemente bueno", las normas por esta razón especifican las tolerancias de falla abajo de una resistencia que -- en algunos países se llaman Especificado, en otros Resistencia Característica, o bien, optan por la prescripción de cantidades determinadas de cemento, agregados y agua, asumiendo la responsabilidad del nivel de resistencia requerida. De tal manera que existen dos clases de mezcla: mezclas bajo la especificación de resistencia y mezclas prescritas.

En algunos países para las mezclas bajo especificación de resistencia, las normas especifican el promedio que debe alcanzar todos los especímenes de prueba y la desviación estándar, en vez de la tolerancia de fallas del por ciento de -- fallas tolerado. En otras ocasiones, el promedio de un cierto número de pruebas consecutivas es exigido que no baje de un mínimo; esta última forma incluye la especificación de un promedio y una desviación estándar y se puede probar matemáticamente que cubre más adecuadamente el problema de la medición de la resistencia del concreto, por lo tanto su control de calidad.

- 4.- Incentivos para la creación o participación en un Comité de Normas de concreto premezclado:

En el Segundo Congreso Iberoamericano, se apuntaron los incentivos para la participación de los productores en un Comité de Normas y todo lo dicho hasta el momento -- hace atractivo o del interés del productor la normalización del producto y su prueba; sin embargo, conviene puntualizar cuales han sido estos incentivos en los últimos años en la experiencia en México.

El incentivo económico..- El tener un producto normalizado para la industria del -- concreto en México, ha significado la eliminación de malentendidos en la compra y -- en la venta del concreto, estos malentendidos ocasionaban retrasos al consumidor y costos de comprobación de pruebas de concreto endurecido al productor.

El consumidor ha entendido que la norma admite un porcentaje de fallas y al partici -- par en la elaboración de una norma o bien, a través de la preparación académica del ingeniero o arquitecto. El constructor en los casos extraordinarios de una falla --

atiende los reportes de los laboratorios de prueba y a través de memorándums o advertencias de los mismos de posibles fallas dadas en base a los reportes de resistencia a edades tempranas, tres y siete días generalmente. El consumidor actualmente se comunica con la planta para dar a conocer esta advertencia del laboratorio y está atento a los resultados a la edad especificada. En algunas ocasiones lleva un control estadístico para controlar que el porcentaje de fallas quede dentro de los límites tolerados; en otras ocasiones permite que el personal técnico de las compañías sea informado de todos los resultados de su obra y este personal puede analizar más oportunamente estas anomalías.

Por lo general, el productor actualmente elabora una sola clase de concreto con un solo grado de calidad, simplificando su comercialización y producción. Su control de calidad por esta razón tiene una sola referencia, pudiendo controlar por diversos sistemas el cumplimiento de las normas, ofrece un producto de consumo masivo, ya sea para el contratista mayor o para el pequeño consumidor, pudiendo ofrecer las mismas garantías en ambos casos. Todas las compañías en México se disponen a ofrecer el producto que ofrezca la calidad "A" de la Norma Oficial Mexicana.

Mejoramiento de la imagen de la industria.- La participación en los Comités de Normas amplía las relaciones de la industria en el medio técnico de la construcción. En estos Comités se debe lograr la participación de los sectores de los gobiernos, que pueden ser los consumidores más importantes en una etapa dada; pero también deben lograrse la participación de las Asociaciones de constructoras que representan a un consumidor quizá más pequeño o al gran constructor que trabaja a su vez en los contratos con el Gobierno. Al normalizar el concreto, la industria ha dado un servicio a los constructores contratistas del Gobierno, puesto que la norma logra especificaciones racionales en contra de la imposición de especificaciones de un organismo gubernamental, que quizá tenga un aparato técnico más especializado en concreto premezclado en los staff técnicos de las compañías constructoras. Los contratistas se ven defendidos al comprar y a su vez vender el concreto bajo normas que el productor y el Gobierno están oficializando. De esta manera la industria al dar un servicio en estos Comités hizo su imagen más técnica, más seria puesto que adquiere el compromiso de cumplir una norma. Hay implícito un reconocimiento a una aportación de la industria.

Unifica criterios.- En México antes de la actividad de estos Comités de Normas, para la industria era necesario servir concreto que cumpliera especificaciones no diversas, tanto de organismos oficiales como particulares, ya sean nacionales o extranjeros. Los criterios de estas normas tanto para la calidad del concreto, como para los métodos de prueba, provenían de diversas instituciones y por lo tanto ponían diferentes énfasis en cada una de las características del concreto. Unos buscaban permeabilidad en el concreto, otros resistencia, otros durabilidad, etc., y en el mismo concreto podría satisfacer una de las especificaciones, pero no la otra.

Oficializa una actividad.- Al aceptar todos los sectores involucrados en el proceso de la producción y construcción con concreto la Norma Oficial, el productor tiene el incentivo de poder defender su producto que cumple con esta norma, delante de autoridades que exigen un grado de calidad demasiado alto para el servicio último que va a dar en elemento estructural construido con el concreto premezclado. Los Comités de Normalización de materiales para la construcción en México, son constituidos y reconocidos en la Ley General de Normas, por lo tanto las normas que ellos

aprueben son oficiales y deben reconocerla todo organismo gubernamental.

Desarrollo del personal técnico de las industrias.- El personal técnico de las compañías al participar en los Comités de Normalización, conocen las experiencias de otros profesionistas que se han dedicado al concreto y con esto se amplían sus conocimientos sobre su especialidad.

5.- Cómo nace un Comité de Normas:

Los Comités de Normalización deben ser grupos de expertos que voluntariamente "se quitan el saco, se arremangan las mangas de la camisa y sacan el lápiz" para emprender su tarea. Deben ser personas que se esfuerzan por conseguir el beneficio mutuo que se logra a través del consenso.

Las normas necesitan del apoyo de pruebas, las personas expertas pueden ofrecer estas pruebas, ya sea realizadas en el pasado por ellos mismos o ya sea de su conocimiento personal alguna experiencia que demuestre la validez de las proposiciones -- que se discutan. Hechos y no opiniones son lo que estos expertos ofrecen. En algunas ocasiones son ellos los más indicados para organizar en las instituciones que pertenecen la investigación necesaria. Generalmente están en sus manos la organización de los laboratorios y la investigación que realicen será la necesaria y no la innecesaria. Estos Comités de expertos son indispensables eslabones para lograr la aplicación de la investigación en la práctica.

Las personas que elaboran una norma deben ser representantes de todos los sectores involucrados. Estos sectores son los productores, los usuarios y los representantes del interés general de la sociedad que generalmente en el caso de la construcción, lo cubren expertos del sector oficial.

Es ideal que en un Comité, no exceda el número de los representantes de los productores al de los consumidores; es también ideal que el coordinador del Comité no sea un representante de los productores para evitar que se imponga su criterio. Es una necesidad que el Comité escuche a todos los individuos calificados para emitir una opinión. Es también una necesidad que los miembros de un Comité estén dispuestos a que sus sesiones estén abiertas a visitantes. Pero, si estas condiciones ideales no pueden darse, por el desconocimiento o falta de interés en la normalización, es absolutamente recomendable empezar con el grupo de voluntarios decididos a emprender la tarea para lograr los primeros proyectos de normas. Los consumidores, o bien los representantes oficiales se verán obligados a hacer las objeciones, que deberán ser salvadas por actitudes persuasivas de ambas partes. Por lo tanto, las personas que forman los Comités deberán tener cualidades de apertura y consideración muy especiales.

En México y quizá dado el desarrollo de la Normalización Internacional en el concreto, un grupo que intenta una norma de calidad y sus respectivas normas para los métodos de prueba, empieza con la elaboración de un proyecto nacional teniendo en cuenta las Normas Extranjeras. El paso inicial ideal es quizá cuando se establece un grupo con una tarea: hacer un proyecto de norma que debe estudiar el Comité desde la base de la experiencia práctica de todos los días y sin recurrir a ningún proyecto extranjero. El Comité discute estos proyectos en sesiones, párrafo por párrafo.

Dependiendo del desarrollo de los Comités de Normalización, el anteproyecto por medio de la discusión en el Comité pasa hacer un proyecto de norma. Mucho cuidado de de ponerse en que este proyecto sea encuestado porque las disposiciones contenidas en la norma deben ser conocidas por el mayor número posible de personas en el medio. Es muy frecuente escuchar objeciones serias a una norma después de estar aprobadas y publicadas. Además, es necesario tener abierta la oportunidad a la revisión posterior de una norma. En los países altamente desarrollados esta revisión se hace - periódicamente por sistema.

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS
OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

4.- REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

Un Reglamento de Construcciones a diferencia de lo que son las normas y especificaciones del concreto, regula todas las operaciones necesarias para la obtención de estructuras que satisfagan condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto en que se realicen. Regula por lo tanto, permisos y planos; supervisión; especificaciones; materiales; calidad del concreto; mezcla y colado; cimbras; tuberías ahogadas y juntas de construcción; detalle de refuerzo; análisis y diseños; resistencia y servicialidad; cargas axiales y de flexión; cortante y torsión; desarrollo de refuerzo; sistema de losas, muros y zapatas; concreto prefabricado y presforzado; elementos de placas delgadas y cascarones; y evaluación de la resistencia de estructuras existentes.

Por el contrario, la calidad y las pruebas de los materiales empleados en la construcción, están cubiertos por las referencias a las especificaciones de las Normas Oficiales Mexicanas (NOM). El funcionamiento de los laboratorios está acreditado por una autoridad competente, complementando con ésto la normalización de la calidad de los productos y de sus métodos de prueba.

En nuestro país, esta labor la hace la Dirección General de Normas (D.G.N.) como cabeza rectora del Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Pruebas (SINALP), auxiliada por un Comité de expertos en especificaciones y pruebas de la Industria de la Construcción.

Las especificaciones son diferentes de las normas de la siguiente manera: Especificación es lo que quiere el cliente o usuario; es lo que determina la función para la que fue diseñado un elemento estructural. Las especificaciones a fuerza de ser repetidas por haber demostrado ser eficaces para cumplir la función que las generó, pasan a ser normas de construcción y así los organismos que elaboran estas normas las adoptan como requisito. Pero aún así, si existe una especificación más estricta por alguna razón especial, las normas generales como las NOM o las ASTM reconocen que imperará en la construcción la especificación especial sobre lo que especifique la norma.

El Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83), se ha elaborado de modo que pueda emplearse como parte de un Reglamento de Construcciones legalmente adoptado y por lo tanto, difieren en forma y en esencia de los documentos que proporcionan especificaciones detalladas, prácticas recomendadas y procedimientos completos de diseño o ayudas de diseño. Estos últimos son desarrollados por Comités de especialistas en cada una de estas materias y generalmente especifican requisitos más estrictos.

Cualquier autoridad, considerando su deber esencial de otorgar y brindar a los gobernados los servicios de seguridad en las edificaciones e instalaciones de concreto, establece los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las construcciones -- que se realicen en su jurisdicción. Por esta razón, el Gobierno del Departamento del Distrito Federal emite su Reglamento de Construcciones. Este Reglamento es de carácter muy diferente al mencionado anteriormente del ACI; obliga al constructor a cumplir con lo ahí especificado, puede estar basado en parte, en criterios de otro Reglamento y en efecto en nuestra nación, los reglamentos, normas y especificaciones son influenciados por la práctica norteamericana en la construcción.

En todo caso, un Reglamento no puede sustituir ni el conocimiento, ni la experiencia, ni el criterio del Ingeniero. Un Reglamento de Construcciones establece solamente los requisitos mínimos necesarios para proporcionar salud y seguridad pública. Para cualquier estructura, el propietario o el estructurista pueden requerir que la calidad de los materiales y la construcción sea superior a los requisitos mínimos necesarios, que establece el Reglamento para proteger al público o al elemento estructural cumpla con su función eficazmente.

Considerando las experiencias adquiridas en razón de los sismos ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985, y con la intención de reducir el nivel de riesgo para los habitantes del Distrito Federal, el Gobierno del Departamento del Distrito Federal, expidió un nuevo Reglamento de Construcciones basado en algunas modificaciones al que tenía vigente antes del 6 de julio de 1987, fijando requisitos y restricciones para toda clase de construcciones, adjudicándose la vigilancia del cumplimiento y observancia de esas disposiciones técnicas.

Dentro de estas modificaciones, creó la existencia de un concreto diferente al que venía especificándose en los anteriores Reglamentos; por lo tanto, reconoce la existencia de dos clases de concreto que denomina con los números 1 y 2. Esto es un -- ejemplo de cómo un Reglamento puede especificar dos clases de concreto en función de las diferentes características del subsuelo, de la altura e importancia de las edificaciones, por lo que nos da una idea de la diferencia que hay entre el Reglamento y las especificaciones. Las normas en el texto de un Reglamento son referencias a la calidad y prueba de los materiales empleados en la construcción, dentro de la jurisdicción del Reglamento.

Un Reglamento no tiene carácter legal a menos que lo adopte un cuerpo gubernamental que tenga jurisdicción para reglamentar el diseño y la construcción de edificios, -- por ejemplo, el Reglamento del ACI donde no se haya adoptado legalmente el Reglamento, puede servir como referencia de una buena práctica, aunque no tenga carácter legal.

Un buen Reglamento deberá tener como objetivo, evitar o solucionar conflictos entre propietario, ingenieros supervisores, director responsable de obra, estructurista, laboratorio de verificación, contratista y productor de los diferentes materiales de construcción. No puede definir la responsabilidad del contrato de cada una de las partes en una construcción común, pero su objetivo será planear para prevenir problemas.

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

5.- ORGANIZACIONES QUE ELABORAN NORMAS, ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTOS EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Dirección General de Normas (D.G.N.):

Elabora normas para la calidad de los productos, métodos de prueba de éstos y funcionamiento de los laboratorios que usan esos métodos de prueba para saber si los productos cumplen con las normas de calidad especificados. Se auxilia de los Consejos Consultivos de Normalización y de los Comités de expertos del SINALP; porque una autoridad no puede ser perita en todo y además tiene que conocer a las partes involucradas en una industria para promover y obtener el consenso de todos los participantes.

American Concrete Institute (A.C.I.):

Es un organismo de carácter privado que aglutina en sus labores a profesionistas expertos en todas las actividades que se realizan alrededor de la construcción de elementos de concreto. Tiene un gran prestigio mundial y desarrolla sus actividades técnicas en una forma ejemplar de apertura y dedicación que significan un muy amplio intercambio de conocimientos, experiencia de sus agremiados en la investigación y desarrollo de la construcción de concreto. Esta labor la hace reuniendo a los expertos más reconocidos en Comités de una infinidad de aplicaciones de la construcción del concreto.

Los Comités elaboran reportes de prácticas recomendadas en procedimientos de construcción y del conocimiento de nuevas aplicaciones de nuevos materiales de concreto. Para México, ha tenido una gran influencia por la cercanía con los Estados Unidos, que es el país de origen, teniendo tres grupos regionales en la Ciudad de México, - Guadalajara y Monterrey. Los ingenieros mexicanos, miembros de estos grupos están interesados en la información técnica contenida en las revistas y reportes de sus Comités. Adquieren una muy valiosa capacidad para resolver problemas mexicanos.

Estos reportes generan especificaciones que no obligan, a menos que se acepten voluntariamente por las partes interesadas. Uno de estos Comités, el 318 ha elaborado el Reglamento de las Construcciones que opera como se ha descrito anteriormente.

American Society for Testing and Materials (A.S.T.M.)

Otro organismo privado que realiza por medio de Comités similares a los del A.C.I.

unas normas que regulan la producción y prueba de los materiales y servicios en los Estados Unidos de Norteamérica. No reportan procedimientos de construcción, solo - procedimientos de prueba estandarizados en base a la experiencia de sus miembros. - Fija además los requisitos que deberán cumplir los materiales y servicios en normas de calidad.

La Calidad es especificada por el cumplimiento de requisitos necesarios para una -- función determinada. Determina en los métodos de prueba el nivel de precisión de - la misma.

Otras:

International Organization for Standardization (I.S.O.):

Igual que la A.S.T.M. a nivel internacional.

The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (RILEM):

Igual que la A.S.T.M. a nivel Europeo, con alguna influencia en el cono sur de Lati noamérica.

International Laboratory Accreditation Conference (ILAC):

Igual que el SINALP a nivel internacional.

PARTES PRINCIPALES

Las partes principales que intervienen en la especificación, pedido, producción y uso del concreto premezclado, así como sus responsabilidades, son las siguientes:

El que especifica: (ingeniero, arquitecto u otro asesor profesional), es quien, en representación e interés de su cliente, prepara especificaciones claras y realizables del concreto, las cuales deberán incluirse en el contrato entre el cliente y el contratista.

Las cláusulas de las especificaciones deben incluir los puntos siguientes:

- a) Características del concreto, incluyendo el criterio utilizado para juzgar su cumplimiento.
- b) Producción del concreto.
- c) Personal que elabora el concreto (1)

- (1) Las especificaciones del concreto relacionadas con el manejo, colocación, compactación y curado del concreto, no forman parte del contrato entre el constructor y el productor.

El comprador del concreto premezclado (el constructor: contratista o dueño), es quien acuerda con el productor del concreto premezclado, los procedimientos y métodos de prueba para juzgar el cumplimiento y los requisitos de producción requeridos. Estos requerimientos son las bases del contrato a celebrarse con el productor de concreto premezclado.

El productor de concreto premezclado es una entidad con amplia capacidad técnica que elabora y suministra el concreto hasta las instalaciones de la obra, de acuerdo con las especificaciones del contrato celebrado con el comprador.

Supervisión. Está a cargo de una persona (ingeniero, arquitecto o responsable competente) designada por el propietario con el objeto de lograr una construcción satisfactoria, de acuerdo con los planos de diseño, especificaciones y disposiciones especiales.

Laboratorio de verificación de calidad. Es una entidad con vasta capacidad técnica que ejecuta pruebas para verificar la calidad del concreto. Este servicio es contratado, igualmente, por el propietario, el que especifica, el supervisor o el constructor.

Laboratorio de control de calidad. Es donde se realizan las pruebas necesarias para efectuar las modificaciones que aseguren la calidad del producto. Con la información oportuna de este tipo de laboratorio, el productor, quien ejecuta este control de calidad, vigila así todos los elementos que intervienen en el proceso productivo.

ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL

Material	Tipo	Cumplen con:
Cemento	<ul style="list-style-type: none"> - Portland (Bajo en álcalis) - Resistente a los sulfatos (Tipo II o Tipo V) - Resistencia rápida (Tipo III) - Portland blanco - Portland de escoria de alto horno - Portland puzolánico (Puz-1) 	<p>NOM C-1</p> <p>NOM C-175</p> <p>NOM C-2</p>
Agregados	<ul style="list-style-type: none"> - Ligeros - Pesados - Escoria de alto horno - Tamaño máximo nominal 10 mm. - Tipos especiales de concretos - arquitectónicos (color, forma, textura, etc.) - De granulometría discontinua: (arquitectónicos, impermeables) 	<p>NOM C-299</p> <p>NOM C-111</p>
Aditivos (Ver - 1.4.4)	<ul style="list-style-type: none"> - Retardante (Tipo II) - Acelerante (Tipo III) - Retardante y reductor de agua (Tipo IV) - Acelerante y reductor de agua (Tipo V) - Superfluidificante (Tipo VI) - Superfluidificantes y retardante (Tipo VII) - Impermeabilizante - Incluser de aire - Expansores - Expansores estabilizadores de volumen - Colorantes - Tipos o marcas específicas 	<p>NOM C-255 o ASTM C-494 ó ACI-212 y otras</p> <p>Según acuerdo del comprador y productor, después de realizar pruebas que demuestren que no alteran la resistencia</p>

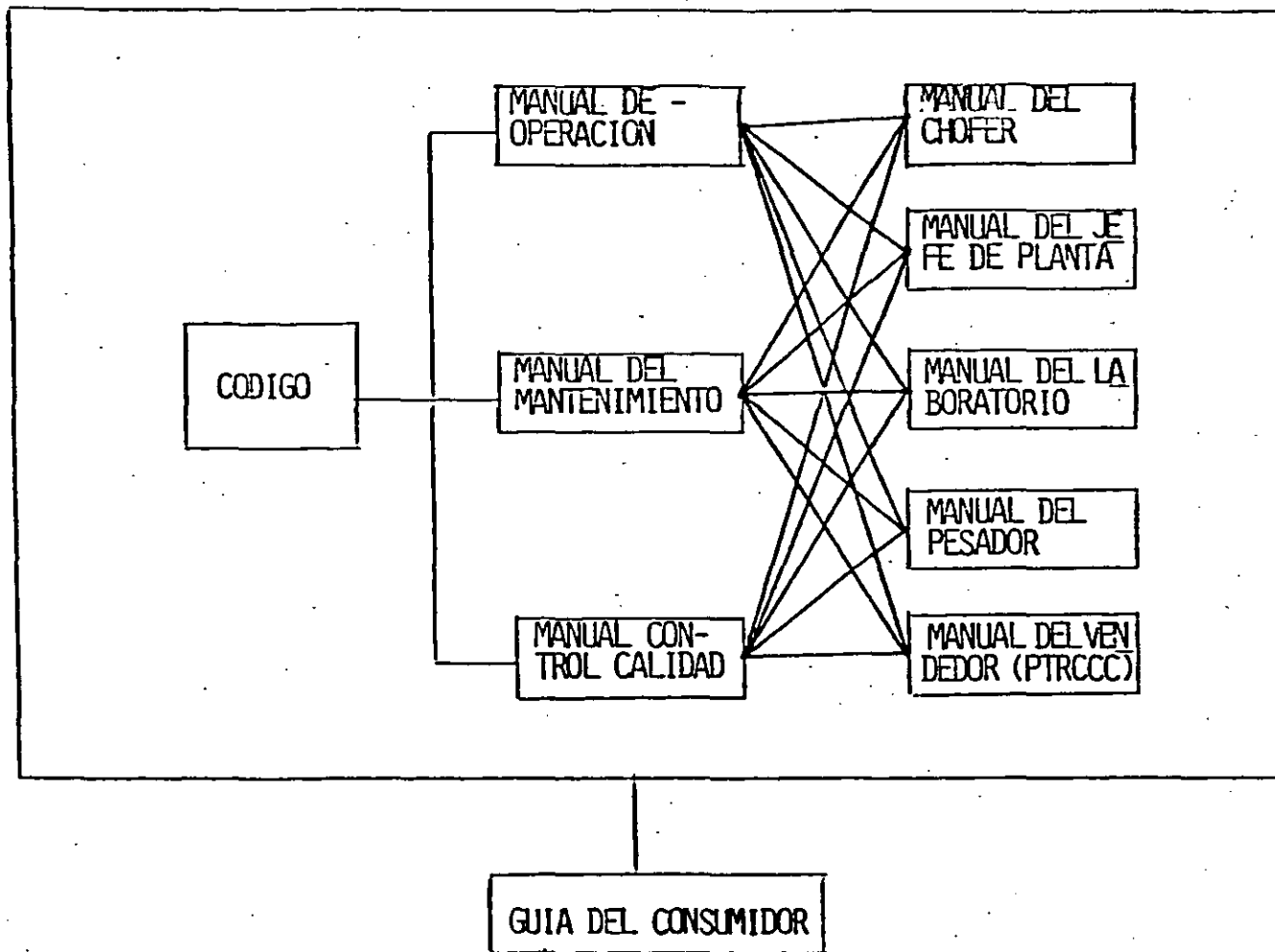
ESPECIFICACIONES PRACTICAS MAS IMPORTANTES

Concreto comercial	(Véase el inciso 1.4.1)
Cemento	Portland ordinario y/o Portland puzolánico.
Tamaño del agregado	20 mm y 40 mm
Tipo de agregado	De río o triturado
Trabajabilidad	(Véase el inciso 1.4.3)
Temperatura del concreto	Se recomienda suministrar el concreto con el mínimo de 10°C, y un máximo de 32°C.
Cantidades	Como mínimo 5 m ³ . Si el pedido es menor, se hará un cargo extra al cliente.
Tiempo	En el horario normal de trabajo.
Acceso	La obra deberá contar con un camino y espacio suficiente para realizar las maniobras de descarga.
Tiempo de descarga	Un máximo de 5 minutos por m ³ .
Frecuencia de entrega	Por acuerdo mutuo entre el productor y el comprador.
Condiciones especiales y métodos de colocación.	Por acuerdo mutuo entre el productor y el comprador.

DATOS PARA EL PEDIDO

1. Contratista																					
2. Identificación del contrato: - Dirección de la obra - Nombre del contratista																					
3. Tipo de contrato																					
4. Autoridad especificadora																					
5. Fecha de inicio de la obra (aproximadamente)																					
6. Tiempo estimado de construcción																					
7. Consumo diario de concreto (aproximadamente)	- Promedio - Máximo																				
8. Mezclas, resistencias, - - edad de la garantía y gra- dos de calidad (A o B)	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>100</td><td>150</td><td>200</td><td>250</td><td>300</td><td>350</td><td></td><td>N</td><td>R</td><td>B</td> </tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>	100	150	200	250	300	350		N	R	B										
100	150	200	250	300	350		N	R	B												
9. Trabajabilidad (reventimien <u>to</u> nominal en cm.)	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>10</td><td>14</td><td>18</td><td></td> </tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>	10	14	18																	
10	14	18																			
10. Tamaño máximo del agregado en mm.	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>20</td><td>40</td><td></td> </tr> <tr> <td></td><td></td><td></td> </tr> </table>	20	40																		
20	40																				
11. Cantidad a solicitar de -- concreto en m ³ .																					

UN SISTEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD



BIBLIOGRAFIA

- 1) "Algunos aspectos del pasado, presente y futuro del concreto"
Revista IMCYC Noviembre-Diciembre 1973
Ing. Cutberto Díaz Gómez
- se anexa copia -
- 2) "El concreto reforzado"
Texto IMCYC (Suplemento al No. 9 de la Revista IMCYC, Julio 1964)
Roger Díaz de Cossio, Juan Casillas y Francisco Robles
- 3) "Normas Oficiales Mexicanas"
Anexo de la Guía del Consumidor de Concreto Premezclado
Grupo Tolteca
- 4) Publicaciones del IMCYC, sobre procedimientos de construcción.
Consultar Catálogo de Publicaciones.
- 5) "ACI Manual of Concrete Practice"
Part 1, 1980: Materials and general properties of concrete.
Part 2, 1980: Construction practices and inspection.
Pavements.
Part 3, 1980: Use of concrete in buildings - design, specifications
and related topics.
Part 4, 1980: Bridges, substructures, sanitary and other special
structures.
Structural properties.
Part 5, 1980: Masonry.
Precast concrete.
Special processes.
- 6) "Annual Book of ASTM Standards 1987"
Section 4, Volume 04.02 Concrete and Aggregates
- 7) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"
Gaceta Oficial del D.D.F., 6 de julio de 1987

- 8) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del D.D.F., 26 de noviembre de 1987
- 9) "Guía del Consumidor de Concreto Premezclado"
2a. Edición
Grupo Tolteca
- 10) "El Control de Calidad del Concreto Premezclado"
Revista IMCYC No. 203
Ing. Alejandro Graf López

algunos aspectos del pasado, presente y futuro del concreto

Cutberto Díaz Gómez**

INTRODUCCION

De manera simplificada, el desarrollo del concreto podría dividirse en las siguientes etapas:

- *sus orígenes*, en Roma, a fines del siglo 2 antes de Cristo
- *el olvido de su uso*, en el siglo 7 de nuestra era, después de la caída del Imperio Romano.
- *su redescubrimiento por los ingleses*, a mediados del siglo 18
- *la invención del concreto reforzado*, en Francia, a mediados del siglo 19
- *el esplendor del concreto reforzado*, entre 1880 y 1910
- *una etapa oscura*, de 1910 a 1920
- *la búsqueda de nuevos caminos*, entre 1920 y 1930
- *un renacimiento en los métodos de cálculo*, de 1930 hasta nuestros días, y
- *un resurgimiento del interés en el concreto como material*, de 1950 a la fecha

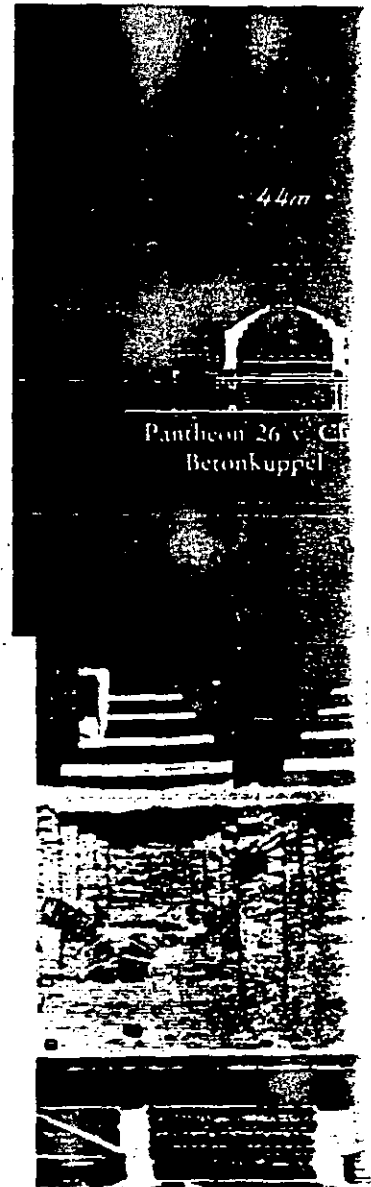
Con excepción de los métodos de cálculo recientes a continuación repasaremos parcial y brevemente, a base de ilustraciones, las etapas antes mencionadas:

Conferencia dictada durante la Sesión Plenario de Chetumal, El Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Mérida, Yuc., noviembre 23 de 1970.

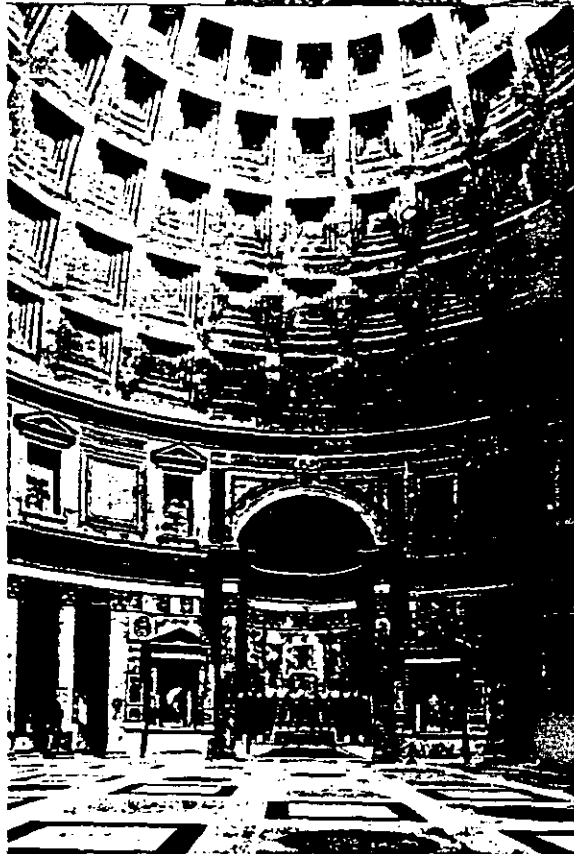
Orador invitado del Instituto Mexicano del Concreto y del Consejo A. C. Ingenieros Civiles, UNAM. Maestro en ciencias, Universidad de Hércules. Candidato sobre concreto reforzado en Francia. Excmo. del Instituto Panamericano de Alta Dirección de Empresas. Miembro de varias sociedades profesionales y técnicas, del país y del extranjero, entre ellas el Colegio de Ingenieros Civiles de México. Los primeros congresos del X. Congreso Cubano. Miembro fundador del Instituto Americano del Concreto, con el que colabora en un sinnúmero de actividades educativas y actividades internacionales.



Una bóveda, construída alrededor de cien años antes de Cristo, representativa de los colados de esa época



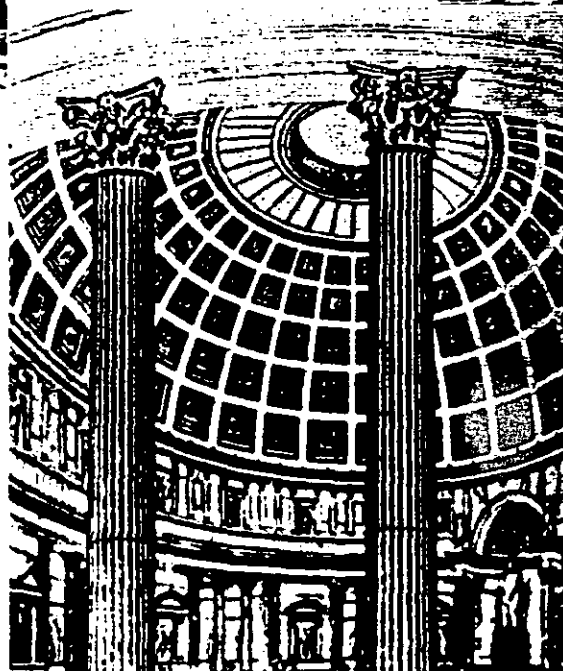
Pantheon 26 y 27 Betonkuppel



2

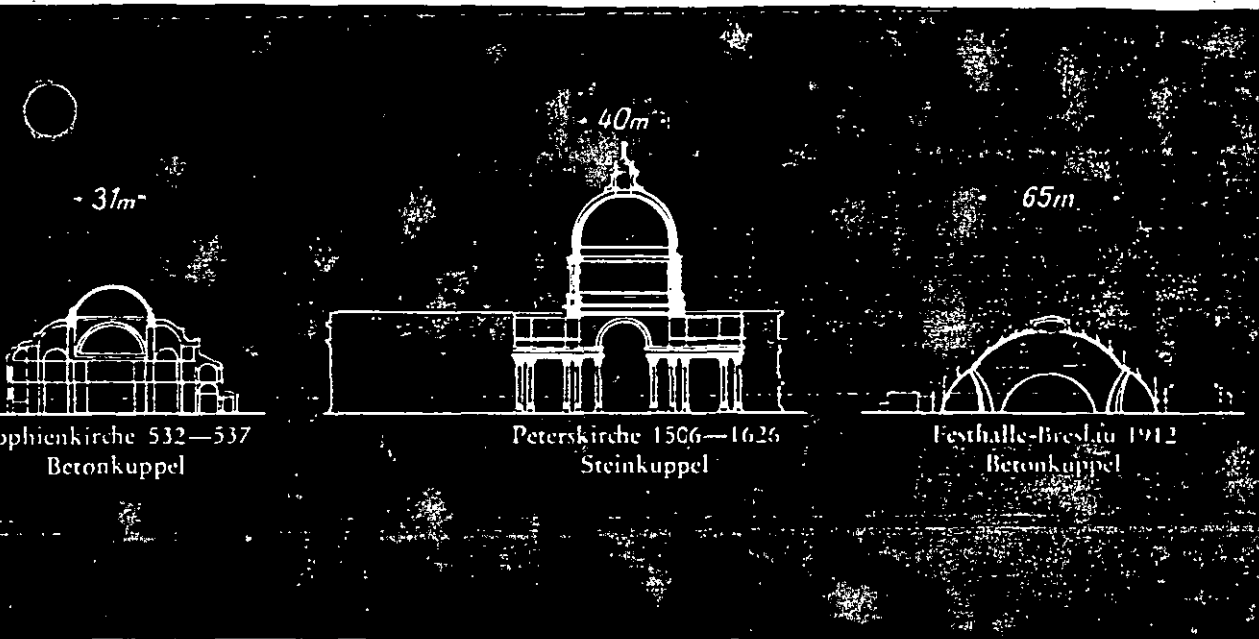
El Panteón, en Roma, construído por Agripa el año 27 antes de Cristo, y restaurado después de un incendio por Adrián el año 120 de nuestra era, ha desafiado el tiempo sin daños, y a partir del año 609 es la Iglesia de Santa María de los Mártires, abierta al culto en esa ciudad.

Su cúpula, de 44 m de claro, es de concreto simple. Todo el recinto no tiene ninguna ventana, la luz penetra por un lucernario de gran diámetro, abierto en su parte superior. La cúpula está aligerada por medio de casetones



Un detalle de concreto utilizado

3



ophienkirche 532—537
Betonkuppel

Peterskirche 1506—1626
Steinkuppel

Festhalle-Breslau 1912
Betonkuppel

5

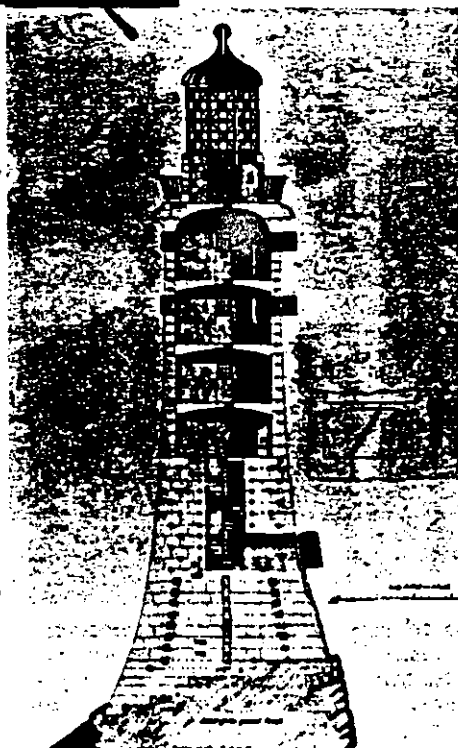


6

Se necesitaron muchos siglos para superar el claro de esta cúpula. La de la Basílica de Santa Sofía tiene 31 m, la de San Pedro en Roma 40 m, y la del Festival de Breslau, construída en 1912 en Alemania, 65 m.

P.G. 35

El uso del concreto se olvidó hasta que John Smeaton lo redescubrió en 1756 durante la reconstrucción del Faro de Edystone en la costa sur de Inglaterra.



7





8

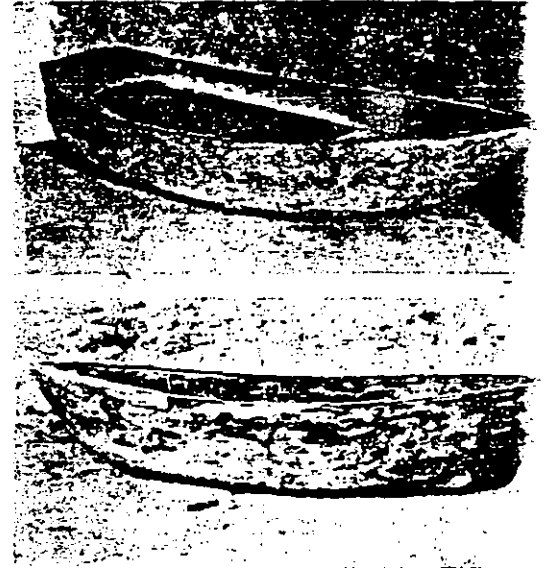
En 1817 Vicat propuso por primera vez el procedimiento de fabricación del cemento que en términos generales se sigue utilizando hoy día.

La primera patente para la fabricación del cemento Portland fue otorgada en 1824 a Joseph Aspdin, quien lo llamó Portland porque el color del concreto que obtenía se parecía a la piedra natural del lugar de ese nombre, al sur de Inglaterra.



9

Sus hijos James y William Aspdin lo sucedieron en su fábrica. Parece que no existen retratos del padre.



10



12

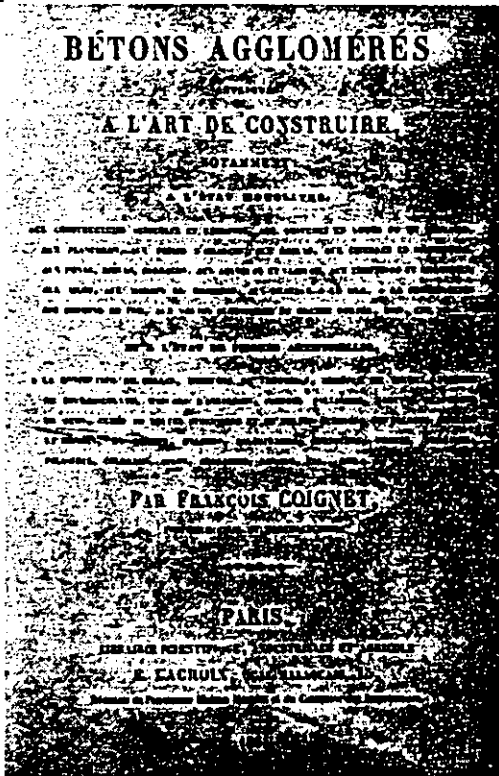
Desde 1845 Lambot comenzó a construir en el sur de Francia, objetos en que combinaba el concreto y el acero, naciendo así el concreto reforzado

El prototipo del cemento moderno fue producido en 1845 por Isaac Johnson, quien por primera vez utilizó una temperatura suficientemente elevada para formar clinker de la arcilla y la piedra caliza utilizadas como materias primas



14

Hasta 1861, François Coignet expresa por primera vez el papel que corresponde al concreto y al acero como partes del nuevo material en el libro que publicó ese año



En 1855 presentó a la Exposición Universal de París un bote de remos que aun se conserva en el Museo de Trabajos Públicos de esa ciudad.

13

15



16

A Joseph Monier corresponde el mérito de haber sido el primero en darse cuenta de la importancia industrial del concreto reforzado



Con sus ideas, en 1875 se construyó el primer puente de concreto reforzado del mundo, cerca de Chazelet, en Francia, con un claro de 16.5 m. Sin embargo, en Francia no avanzó el concreto y fue necesario que las patentes de Monier fueran adquiridas por la casa Wayss, de Berlín, para que se impulsara su desarrollo

17



18

En 1886, Mathias Koenen, Director Técnico de la empresa Wayss, publicó el primer método empírico de cálculo de piezas de concreto reforzado sujetas a flexión



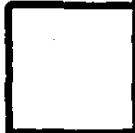
19

El primer método racional de dimensionamiento elástico de secciones sujetas a flexión fue publicado en 1884 por Edmond Coignet y de Tedesco.

En 1904 este último publicó un tratado muy completo sobre concreto reforzado, de más de 600 páginas



20





22

Pero fue gracias a Hennebique que el concreto pudo difundirse a todo el mundo y alcanzar una etapa de gran esplendor

21 -



23 -

Fue el primero en unir monolíticamente losas, trabes y columnas. Patentó su sistema y nombró concesionarios en numerosos países del mundo

En México, en 1901 se estableció la primera empresa constructora de concreto reforzado, formada por el contraalmirante Angel Ortiz Monasterio, representante de la casa Hennebique, el coronel Fernando González



24

y el ingeniero Miguel Rebolledo, gracias a cuyo entusiasmo y conocimientos el nuevo material encontró rápida aceptación en nuestro país.

Num. ~~5000~~

AGENCIA GENERAL EN LA REPUBLICA MEXICANA
CONSTRUCCIONES EN BETON ARMADO
SISTEMA HENRIERIQUE PATENTADO EN MEXICO.
Gran Premio en la Exposición Universal de París 1904

25

*Recibo al Sr. Virgencio Lora Miguel Rebolledo
la cantidad de ochenta y cuatro pesos, ochenta y ocho cent.
8 - 84 c - de \$8 por saldo de los derechos de Pa-
rente sobre obra n.º 59 (Cincuentos en la Boquería.)*

En esa época el "betón armado", como se llamaba entonces, estaba patentado.



México, 27 de Febrero de 1905
El Ingeniero General
Miguel Rebolledo

26



En el folleto *Cincuentenario del concreto armado en México*, publicado por el Ing. Rebolledo en 1952, se menciona que la primera obra de ese material construída en nuestro país, fue el sótano de un pequeño edificio situado en la esquina de Artes y París

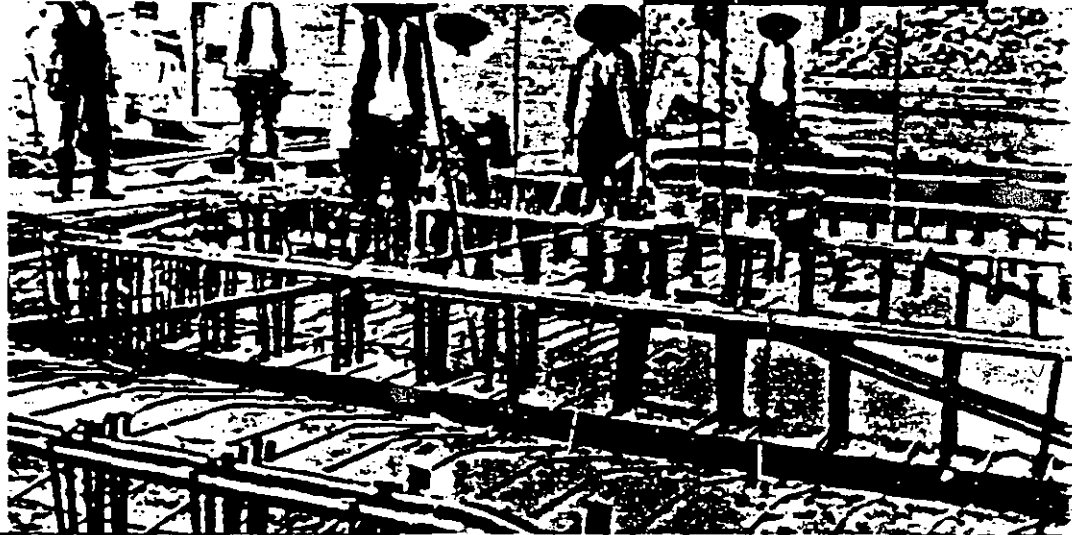
P.G. 40

24

Como parte de las obras de provisión de aguas potables para la ciudad de México, sobre las que publicó en 1914 una memoria de extraordinario interés



Con figuras como el Ing. Manuel Marroquín y Rivera, los primeros años de este siglo fueron muy brillantes para el concreto en México.

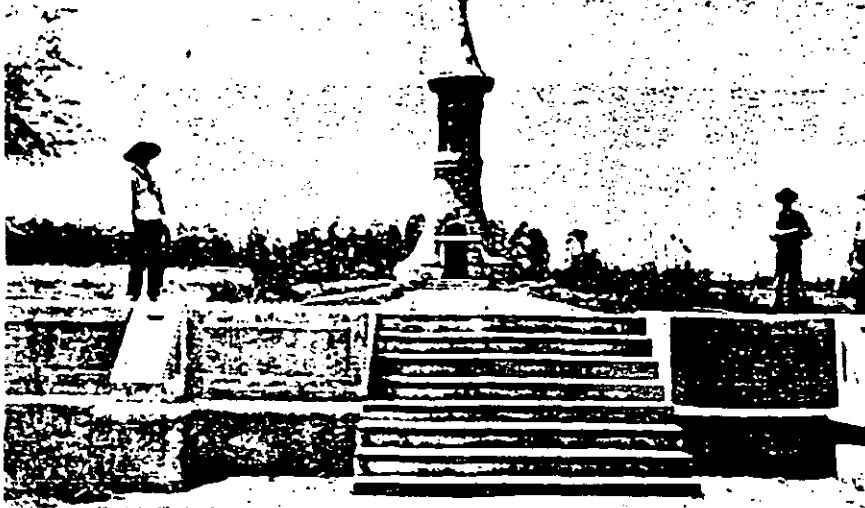


El sistema de refuerzo utilizado en las trabes era prácticamente igual al utilizado en la actualidad

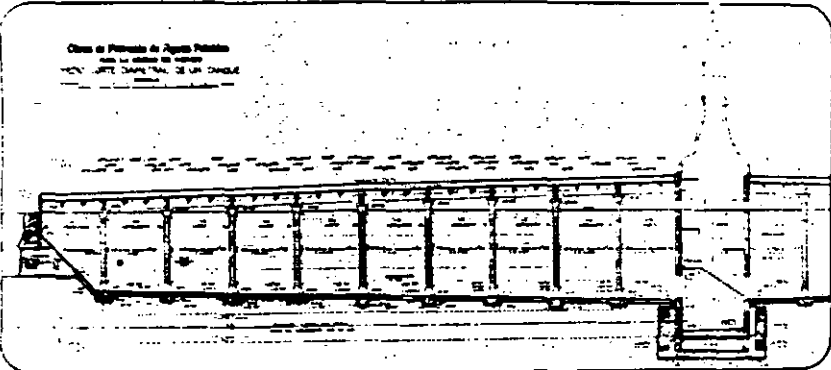


El primer edificio de concreto reforzado de la ciudad de México fue construido en 1903, como una ampliación hacia la calle de Colón de la Secretaría de Relaciones Exteriores. Fue demolido a fines de 1964, para dar paso a la ampliación del Paseo de la Reforma. La estructura de concreto estaba en perfectas condiciones, después de más de 60 años de uso continuo

31



El Ing. Marroquín inició el 3 de abril 1907 la construcción de los tanques de agua situados en lo que es ahora el Nuevo Bosque de Chapultepec, aun utilizados actualmente por la ciudad en perfecto estado



32

El diámetro de la parte superior de cada tanque es de 104.50 m



33

Sus 384 columnas, de 50 cm de diámetro, tienen longitudes entre 6.33 m y 8.13 m

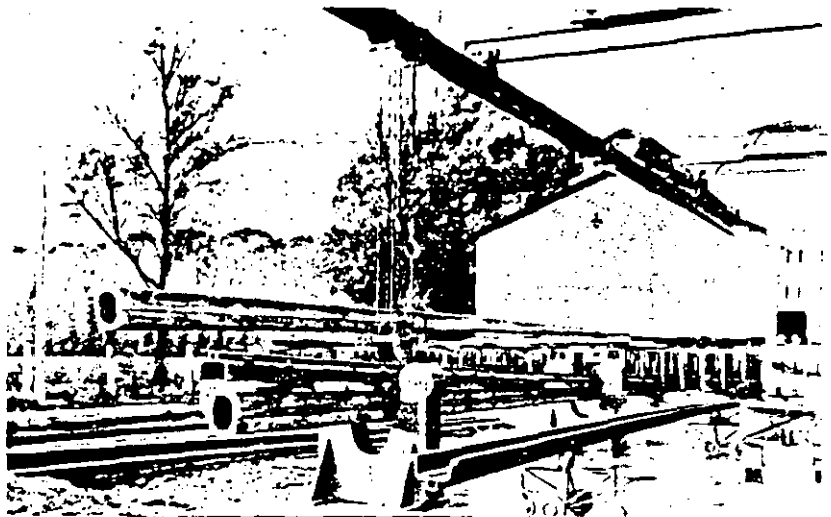


34

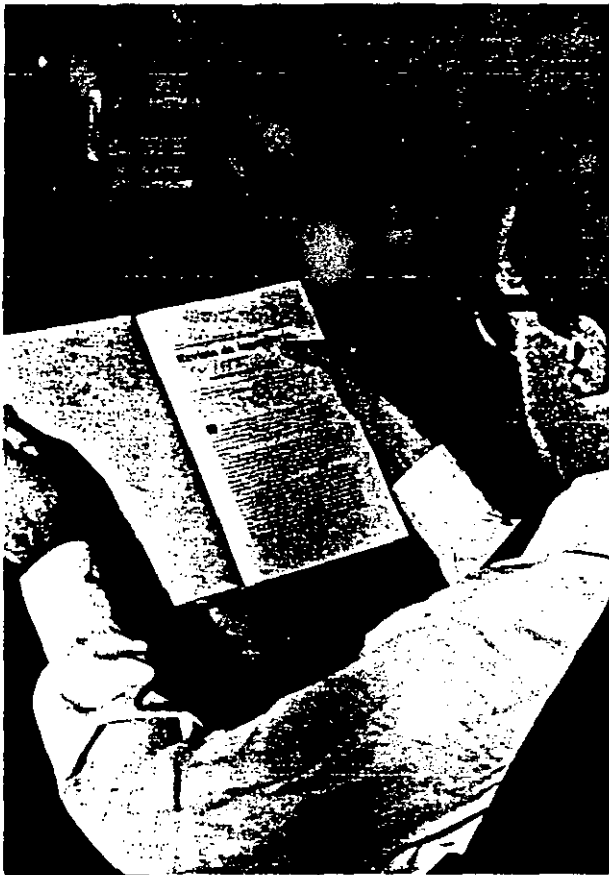
P.G. 42

Cuando el Ing. Marroquín las construyó no existían métodos de cálculo probados para columnas de esas dimensiones y tuvo que efectuar sus propias pruebas de columnas zunchadas

Las primeras realizaciones de Freyssinet fueron postes para transmisión de energía eléctrica construidos a principios de 1933



38



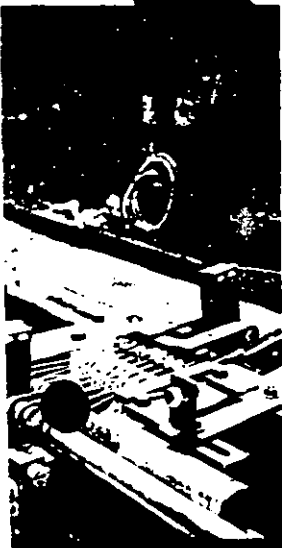
36



37

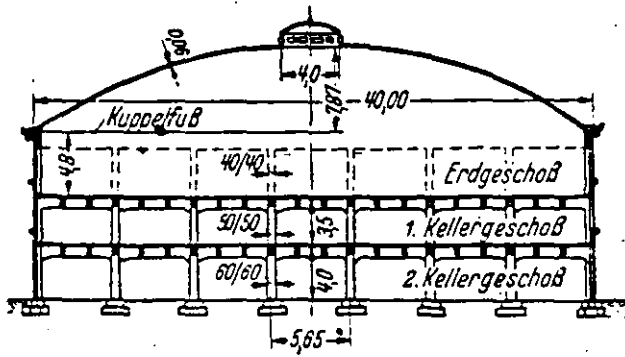
Aunque se hicieron intentos desde 1876, el desarrollo del concreto presforzado se debe fundamentalmente al francés Freyssinet, quien hasta su muerte en 1962, realizó grandes obras y difundió sus ideas a todo el mundo.

En esa época se escribieron también los primeros textos sobre la materia. El alumno Modesto C. Rolland y el profesor, ingeniero y arquitecto Manuel Torres Torija, ambos de la Escuela Nacional de Ingenieros, publicaron artículos seriados en la *Revista de Ingeniería*, fundada por los alumnos de esa institución, cuyo primer número apareció en septiembre de 1908



35

Antes de aplicar la carga axial, el Ing. Marroquín sometió el zuncho a diferentes tensiones. Es casi seguro que fue el primer ingeniero en el mundo en construir y probar columnas presforzadas; es decir, sometidas a esfuerzos previos a los de servicio



39

Entre 1923 y 1924 se construyó lo que se cree fue uno de los primeros cascarones: la cúpula del planetario de Jena, de 40 m de claro y 6 cm de espesor, con una relación claro-espesor de más de 600, superior a la del cascarón de un huevo



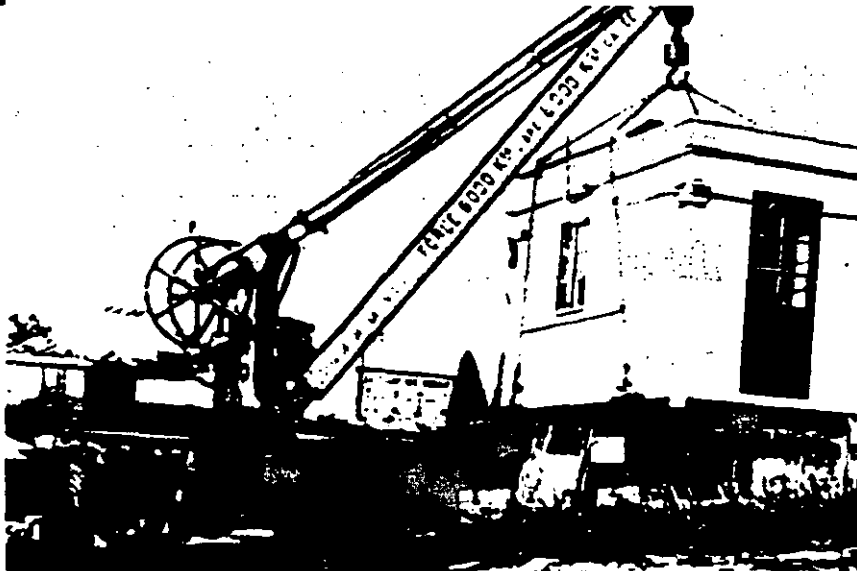
40

Su autor fue el Prof. Walther Bauersfeld

fue necesario que surgiera el italiano Pier Luigi Nervi, para que a las ventajas de la prefabricación, de reducir o eliminar la obra falsa, disminuir el tiempo de ejecución de las obras y hacer posible la producción en masa de partes iguales, se uniera la posibilidad de crear una gran riqueza de formas, y delicados refinamientos en las superficies.



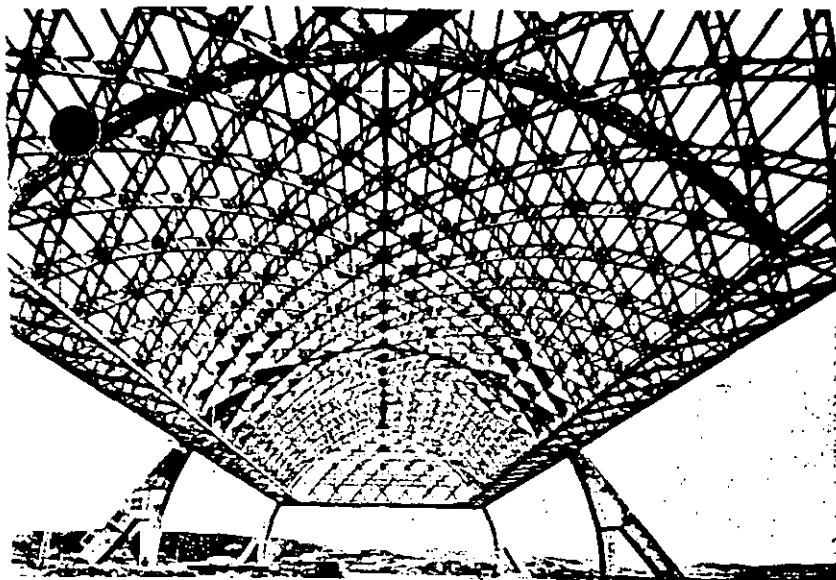
Pier Luigi Nervi



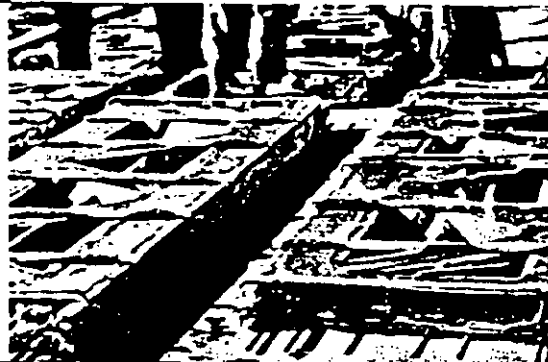
41

Aunque la prefabricación en concreto armado se inició casi junto con el mismo material; por ejemplo, en 1896 Hennebiel fabricaba en serie casetas de señales para los ferrocarriles franceses

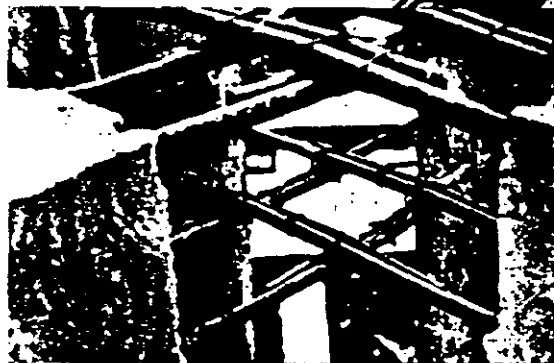
P.G. 44



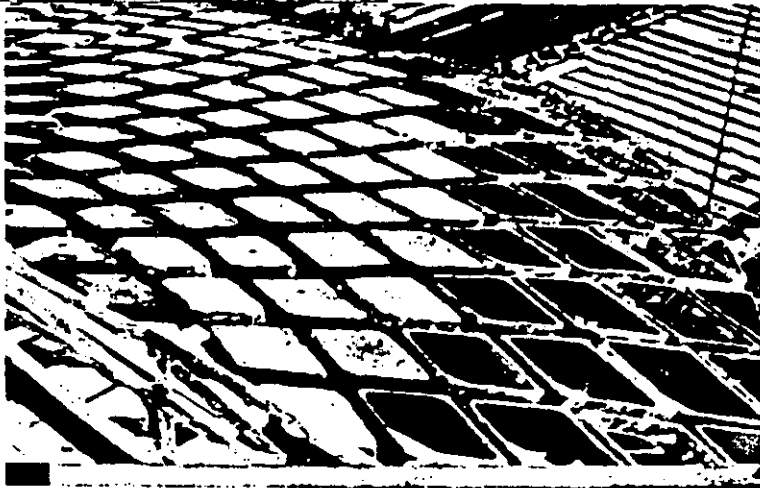
43



44



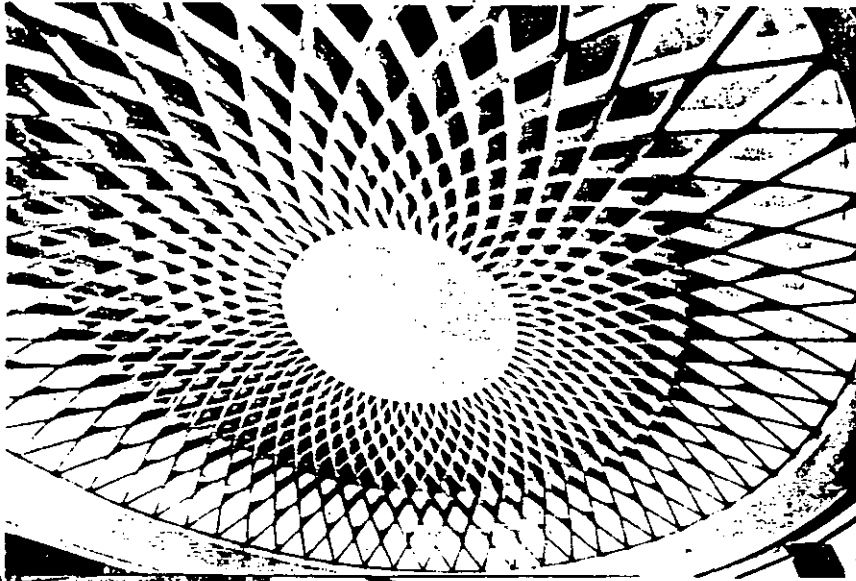
45



46

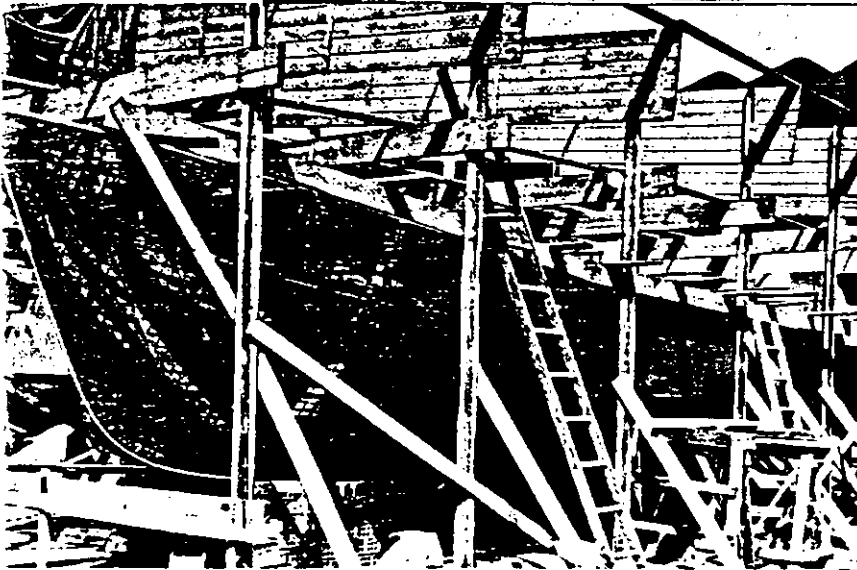
En 1939 construyó un hangar, destruído durante la guerra, de 100 x 40 m, con algunas partes coladas en el lugar pero la mayoría prefabricadas con métodos muy sencillos y después unidas con juntas coladas en el lugar. Con unidades prefabricadas que llama de ferrocemento,

47



usando los principios de Lambot y Monier, Nervi ha logrado obras extraordinarias, como esta cubierta construida en 1952

48



49

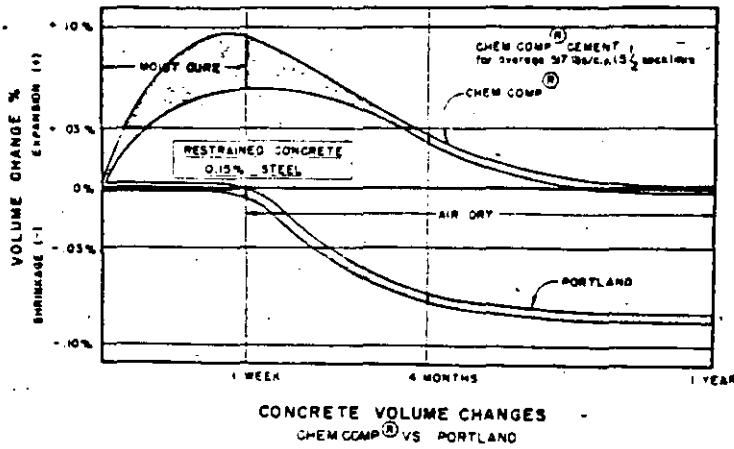
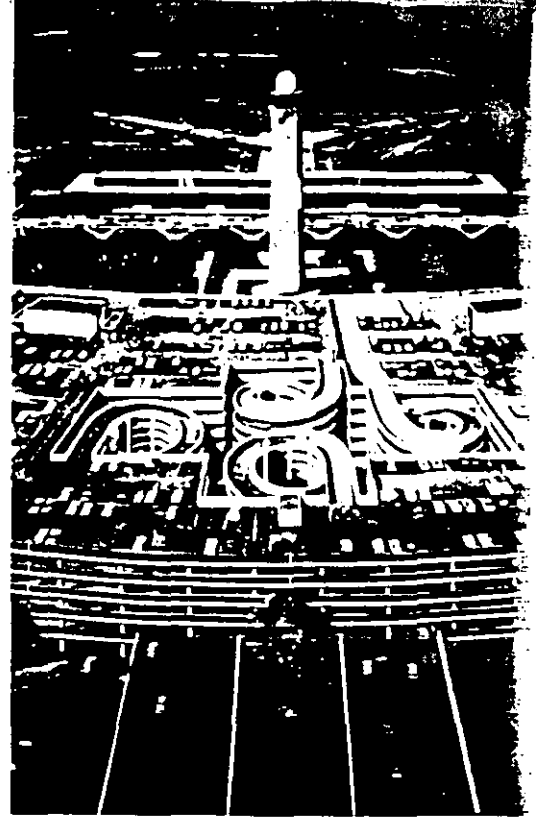


50



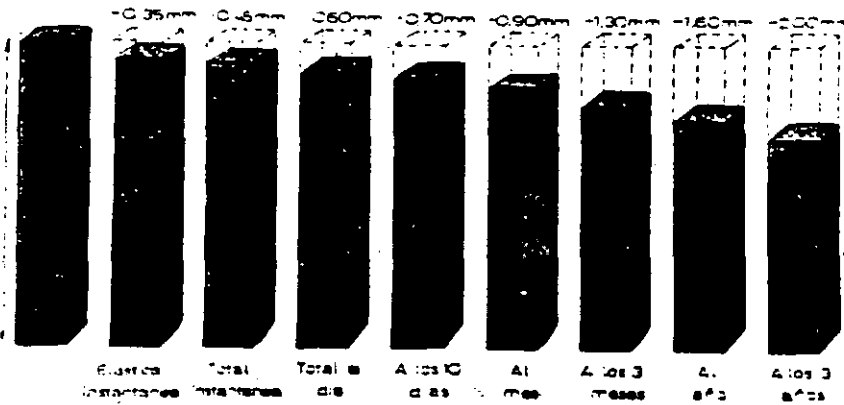
Utilizando la misma técnica, que no requiere sino sencillas habilidades manuales, son muy populares ahora los yates de ferrocemento

Entre otras obras, en 1972 se terminó un estacionamiento para 10,000 coches en el Aeropuerto Internacional O'Hare de Chicago, en el que se utilizaron más de 90,000 m³ de concreto. Las juntas de construcción se redujeron a un mínimo.



53

Hasta muy recientemente, en 1963, se hicieron las primeras aplicaciones de cementos con una expansión inicial suficiente para compensar al cabo de un año, aproximadamente, la contracción. En Estados Unidos existen ya varias marcas comerciales.



52

51



uno de ellos construido en la ciudad de México recientemente

El concreto es un material poroso con agua libre en su interior, que al evaporarse hace que se contraiga y que sus dimensiones disminuyan. El origen de este fenómeno está en la pasta de cemento. Una barra de pasta de cemento expuesta al aire seco, pierde cerca del 30 % del agua original de mezclado y su longitud disminuye en 1.6 mm por metro, al cabo de 1,000 días. Sellando la barra, sin que pierda agua, también se contrae, aunque menos. Si el concreto encuentra resistencia a su contracción, ya sea en los apoyos, por fricción, o en el refuerzo, puede agrietarse y en su proyecto debe tomarse en cuenta este fenómeno. Por lo anterior, desde 1891 se ha tratado de fabricar cementos sin contracción

También en 1972 se terminaron las pistas de taxi del Aeropuerto Love Field, de Dallas, de más de 3 Km de longitud. La separación de las juntas transversales varía entre 23 y 38 m



55

DEFINITIONS FOR CONCRETE POLYMER MATERIALS

CONSISTS OF AN AGGREGATE & MONOMER MIXED TOGETHER WITH THE MONOMER POLYMERIZED FOLLOWING PLACEMENT OF THE MATERIAL.

POLYMER-CEMENT CONCRETE

PRODUCED BY MIXING WATER, CEMENT, AGGREGATE & MONOMER TOGETHER, AND POLYMERIZING THE MONOMER AFTER PLACEMENT OF THE CONCRETE.

PREPARED BY IMPREGMATING ORDINARY PRECAST CONCRETE WITH A MONOMER & SUBSEQUENTLY POLYMERIZING THE MONOMER IN SITU.

56

En los últimos años se ha venido trabajando en los concretos polimerizados. (De un modo simple podría decirse que un polímero es una sustancia, generalmente sintética, formada de moléculas resultado de la unión de moléculas más pequeñas de un monómero). Conviene dar tres definiciones:

- un *concreto de polímeros*, es aquél hecho de agregados mezclados con un monómero, que se polimeriza después de colado ese concreto
- un *concreto de cemento y polímero*, es aquél hecho de agregados, cemento, agua y un monómero, que se mezclan juntos, y se polimeriza después de colado el concreto
- un *concreto polimerizado*, es aquél que resulta de impregnar un concreto precolado normal con un monómero que se polimeriza dentro del concreto

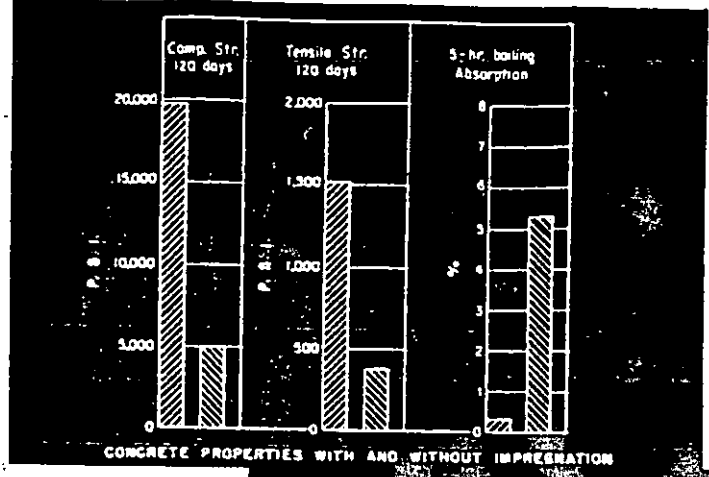
57



En esta figura puede verse un *concreto de polímeros*, es decir hecho de agregados y un monómero



Algunas de las ventajas que se obtienen con la polimerización son: un gran aumento en la resistencia a compresión, de 350 kg/cm² en un concreto normal, a cerca de 1,400 kg/cm². La resistencia a tensión, de unos 30 kg/cm² aumenta a más de 100 kg/cm². Su durabilidad aumenta grandemente, si se mide por una reducción en la absorción de más del 5 % en un concreto normal a mucho menos del 1/2 %.

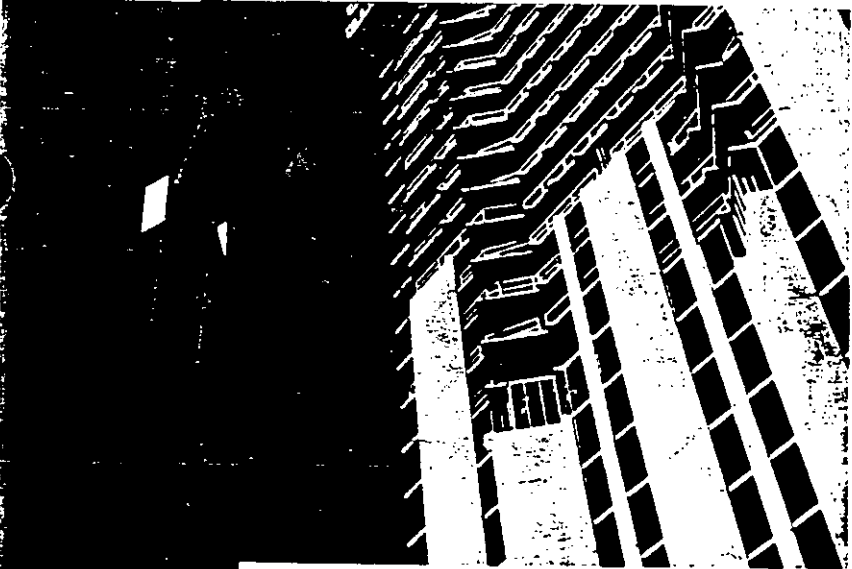


60

PREPARACION DE UN CONCRETO POLIMERIZADO

1. SEQUESE A 150°C DURANTE 2 H.
2. SUJETESE AL VACIO DURANTE 1/2 H.
3. SATURESE CON UN MONOMERO A UNA PRESION DE 1.8 KG/CM² DURANTE 2 H.
4. APLIQUESE CALOR PARA POLIMERIZARLO.

Un posible proceso de polimerización, entre varios, es el descrito en la figura

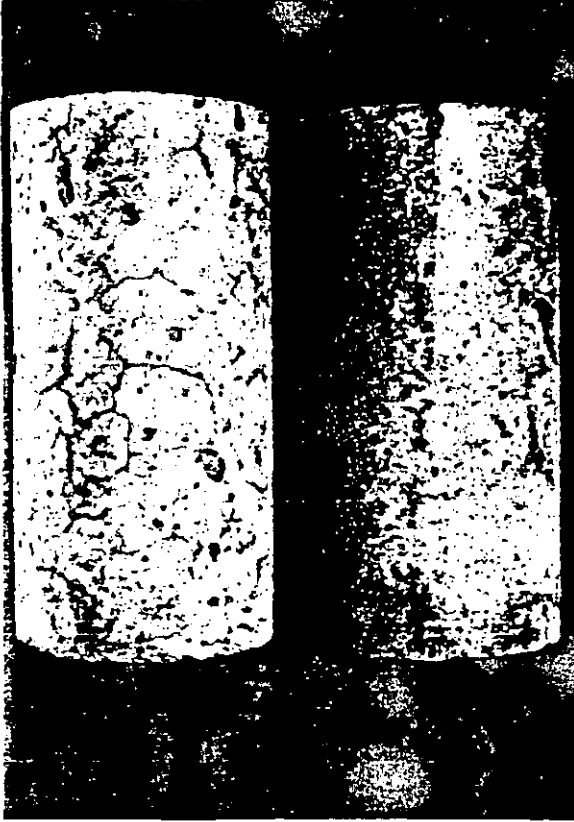


Esta pieza es de *concreto polimerizado*

En cambio aquí se aplica un *concreto de cemento y polímero*, que se polimerizará después de colado



La resistencia a los ácidos **62** aumenta enormemente



Lo mismo que la resistencia a los sulfatos 63



CONTROL-FABRICO AL 590 CICLOS
25-25 WEIGHT LOSS
FABRICA TRAJA

A la izquierda un espécimen de concreto normal sujeto a 590 ciclos de hielo-deshielo y a la derecha uno de concreto polimerizado sujeto a 120 ciclos

64



65

En algunas regiones del país pronto habrá, o ya hay, escasez de agregados naturales. Los mostrados en la figura, de arcillas expandidas, saldrán al mercado en la ciudad de México, cerca de marzo de 1974. Lograr agregados artificiales de poco peso es importante, además, por razones económicas: al reducirse el peso propio, disminuye el acero de refuerzo o presfuerzo necesario y el volumen de concreto; las cimentaciones reciben cargas más pequeñas; las fuerzas de inercia producidas por los sismos también se reducen; las piezas prefabricadas son más ligeras.



66 Las pruebas que se han realizado con los agregados antes mostrados han sido muy satisfactorias

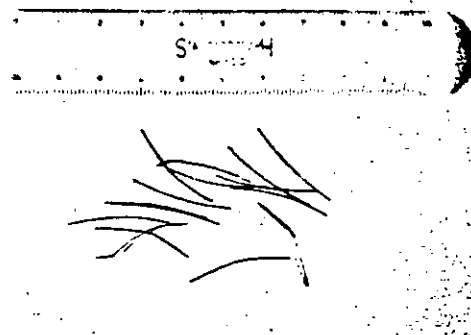
P.G. 50

67



71

Existen ya revolventoras especiales para este tipo de concreto

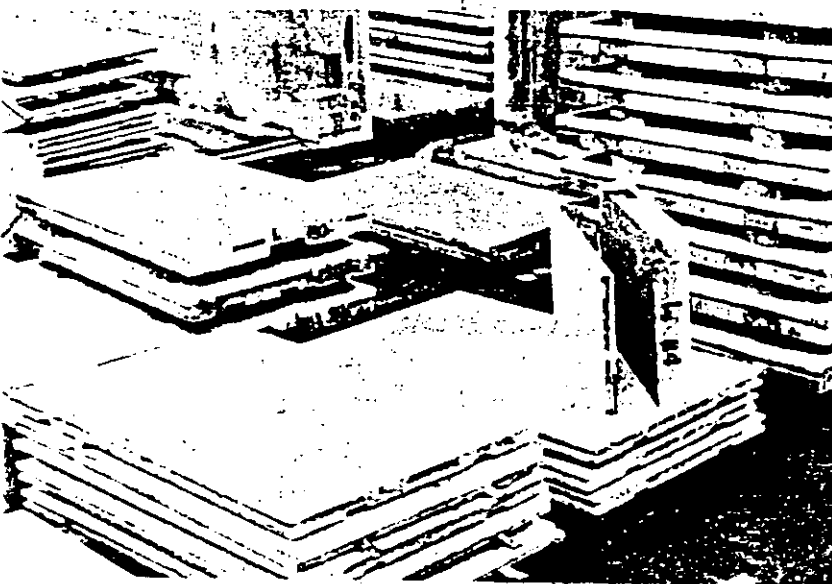


70

Las fibras cortas de refuerzo pueden ser de acero, de diversas longitudes y diámetros

Muchas piezas precoladas se refuerzan con acero únicamente para soportar esfuerzos durante su transporte y colocación. Durante su vida útil ese acero es inútil. Sólo por razones de recubrimiento y protección a la corrosión del acero, se hacen innecesariamente gruesas, costosas y pesadas. Las fibras cortas de refuerzo (de acción semejante al asbesto) mezcladas al concreto, como las utilizadas en la pieza de la izquierda, evitan ese problema. La de la derecha es de concreto normal

69

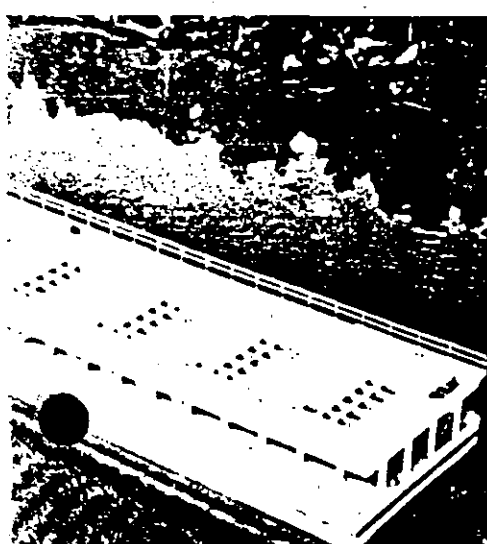


68



En Houston y Chicago se comienzan a utilizar experimentalmente como agregados los residuos de la incineración de basura, resolviéndose al mismo tiempo el problema de su eliminación y aprovechándose además como fuente de energía. En la parte superior se ve el residuo tal como sale de los incineradores, que puede usarse así, y abajo ya procesado.

Los agregados ligeros artificiales han hecho posible construir barcasas presforzadas, fáciles de remolcar, que, entre otros usos, en algunos países comienzan a utilizarse para explotar agregados en el fondo del mar





72

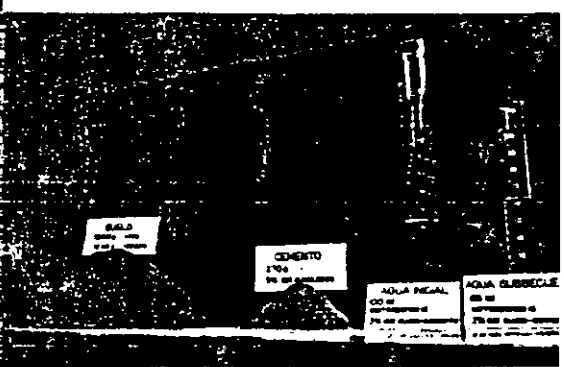
Las fibras cortas pueden ser también de polipropileno, como en la figura

MILLIMETRES



73

Se usan también de vidrio resistente a los álcalis, con las que se reforzó la viga de la figura y también pueden ser de nylon



74

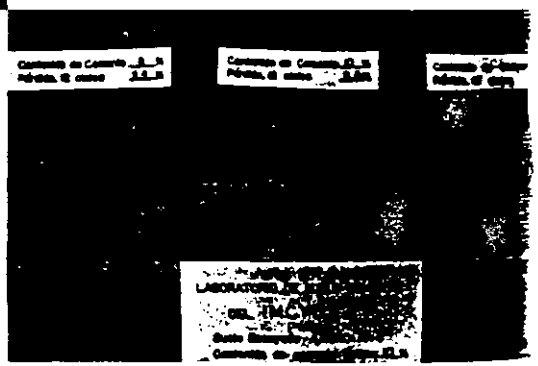


75

Aunque es mejor, no es necesario utilizar equipo especializado en su aplicación en caminos



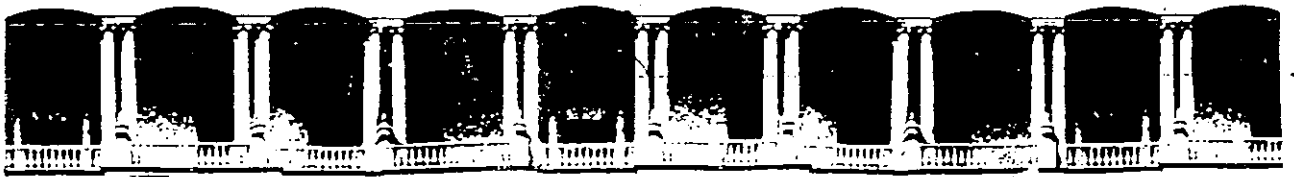
76



77

P.G. 52

De la figura puede deducirse que el suelo cemento puede aplicarse también a la construcción de adobes mejorados para muros de viviendas económicas



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

**M O D U L O : II
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**C A P I T U L O : V
MATERIAL UTILIZADOS EN LA ELABORACION DEL CONCRETO AGUA Y ADITIVOS**

**ING. MARIO TENA BERNAL
M. EN I. JOSE A. TENA**

- Plum, N.H., Cristiani and Nielsen Concrete Manual Boletín No. 39 Copenague Dinamarca 1944.
- Secretaría de Obras Públicas. Especificaciones Generales de Construcción Parte VIII 1976.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. Manual de Concreto. - 1970
- Steinhour, H.H. Concrete Mix Water How Impure Can It Be. 1960 Portland Cement Association Research and Development Laboratories.
- Testing And Inspection of engineering. Materials third edition. H.E. Davis, G.H. Troxell C.F. Wiskocil McGraw Hill book Company, Inc. N.Y. and London.

México, D. F., a

EL DIRECTOR GENERAL DE
NORMAS COMERCIALES DE LA
SECRETARÍA DE COMERCIO.

EL DIRECTOR GENERAL DE
NORMAS

LIC. HECTOR VICENTE BAYARDO
MORENO.

DR. ROMAN SERRA CASTAÑOS.

GLA/EPPR/JBDM/RAM/mept.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

AGUA PARA CONCRETO

El agua se utiliza para mezclado o para curado del concreto, generalmente se emplea tal como se encuentra en la naturaleza ya que casi todas las aguas naturales y las aguas tratadas son adecuadas como agua de mezclado para concreto, siempre y cuando no tengan un olor o sabor muy acentuados. Cuando los fines lo justifiquen, se compensan algunas deficiencias mediante el empleo de aditivos o cementos adecuados y en contadas ocasiones se tratan, para modificar su composición química, a fin de lograr su utilización óptima. Es por ésto que se le da poca atención al agua que se utiliza en el concreto, en contraste con la frecuente verificación del cemento y -- agregados que integran las mezclas de concreto.

Agua de mezclado:

Algunas especificaciones indican que un agua es adecuada para la elaboración de -- concreto si es limpia y libre de materiales deletereos; sin embargo, otras especificaciones señalan que si el agua no se obtiene de una fuente que ha sido aprobada, -- la resistencia del concreto o del mortero elaborado con el agua en cuestión, debe -- ser comparada con la resistencia obtenida con concretos o morteros elaborados con -- agua que ya ha sido aprobada.

Por ejemplo: El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.U.A. indican que el agua para elaboración de concreto debe tener un pH comprendido entre 6.0 y 8.0 y debe estar libre de materia orgánica. Estas especificaciones también establecen que la resistencia de los morteros elaborados con un agua cuya aceptación está en duda, debe ser por lo menos del 90% de la resistencia del mortero elaborado con agua destilada, tanto a 7 como a 28 días.

Sin embargo, hay dos interrogantes con respecto al agua de mezclado y son: ¿qué tipo de impurezas afectan al concreto? y ¿qué grado de contaminación es permisible?.

A) Cómo afectan las impurezas del agua de mezclado:

1. Las investigaciones realizadas en muchas partes, indican que el tiempo de -- fraguado del cemento portland en las mezclas elaboradas con agua que contiene impurezas, es el mismo que el de mezclas elaboradas con agua limpia, con algunas cuantas excepciones. Y en la mayoría de los casos, las aguas que -- producen largo tiempo de fraguado también reportan relativa baja resistencia a la compresión, por lo cual podemos generalizar que aguas que en las pruebas comparativas de tiempo de fraguado no acusaran resultados satisfactorios, no son adecuadas para emplearse como agua de mezclado en el concreto.

2. Cuando la cantidad de sustancias perjudiciales presentes en el agua es pequeña, los resultados obtenidos en las pruebas de resistencia, son buenos.
3. Ni el olor ni el sabor son buenos indicadores de la calidad del agua de mezclado. Muchas aguas que tienen mala apariencia han dado buenos resultados en las pruebas de resistencia.
4. Cuando la calidad del agua se determina por medio de pruebas comparativas, - si el agua en estudio alcanza solamente el 85%, su comparación con el agua pura, debe ser considerada como inadecuada para la elaboración de concreto. Estas aguas generalmente son: aguas ácidas, aguas alcalinas procedentes de tuberías, aguas carbonatadas procedentes de plantas galvanizadoras, aguas -- que contienen más de 3.0% de cloruro de sodio ó 3.5% de sulfatos y sobre todo aguas que contengan azúcar o similares.

La concentración de sólidos en estas aguas fue de más de 6000 p.p.m. excepto para las aguas carbonatadas que fue de 2140 p.p.m. También muchas aguas se definieron como satisfactorias con una relación de resistencias mayor a 85%, como por ejemplo: aguas con menos de 1% de SO_4 , aguas de mar (excepto para concreto reforzado), aguas alcalinas con menos de 0.15%, de sulfato de sodio o cloruro de sodio, aguas procedentes de cerveceras, fábricas de pinturas o jabones.

Muchas especificaciones excluirían a muchas de estas aguas contaminadas, sobre todo aquellas que señalan que el agua debe ser potable. Sin embargo, no debe generalizarse que las aguas de los tipos mencionados son inocuas para el concreto. Lo importante es primero definir qué tipo de impurezas están presentes en el agua y qué cantidades son las peligrosas. Los ingleses ya hicieron notar lo peligroso que es utilizar aguas con ácidos húmicos u otros ácidos orgánicos y aguas ácidas cuyo efecto no es muy evidente rápidamente - mientras que sales deletéreas tienen gran efecto en las resistencias a tempranas y largas edades. A continuación se presentan los límites de impurezas que sugiere el U.S. Bureau of Reclamation y la NOM C-122 Mexicana:

TABLE 2—Tolerable concentrations of impurities in mixing water.

Impurity	Maximum Tolerance Concentration
1. Sodium and potassium carbonates and bicarbonates	1 000 ppm
2. Sodium chloride	20 000 ppm
3. Sodium sulfate	10 000 ppm
4. Calcium and magnesium bicarbonates	400 ppm of bicarbonate ion
5. Calcium chloride	2% by weight of cement in plain concrete
6. Iron salts	40 000 ppm
7. Sodium iodate, phosphate arsenate and borate	500 ppm
8. Sodium sulfide	even 100 ppm warrants testing
9. Hydrochloric and sulfuric acids	10 000 ppm
10. Sodium hydroxide	0.5% by weight of cement is set not affected
11. Salt and suspended particles	2 000 ppm

El azúcar es probablemente el contaminante orgánico que se ha ganado más mala reputación como retardante y reductor de la resistencia. La cantidad de azúcares que pueden causar algunos de estos efectos, depende de varios factores, tales como la composición química del cemento, el contenido de cemento, condiciones ambientales, etc.

B) Agua de mar utilizada como agua de mezclado en el concreto:

De acuerdo a las investigaciones realizadas en varias partes del mundo, cuando se tiene una concentración de sales del 3.5% como máximo en el agua de mar, no se produce una reducción significativa en la resistencia del concreto, sin embargo, esta cantidad de sales puede acelerar la corrosión del acero de refuerzo.

En estas pruebas se mostró que la resistencia a 7, 28 y 90 días se redujo en un 6 a 8%, no se observaron eflorescencias, y en algunas de estas pruebas la resistencia a edades tempranas fue mayor en el concreto elaborado con agua de mar que en el concreto elaborado con agua limpia, aún cuando después de 28 días fue menor. En general podemos resumir que es correcto utilizar el agua de mar para la elaboración del concreto, aún cuando se puede incrementar el riesgo de corrosión del acero de refuerzo, por lo que generalmente no se especifica para concreto reforzado. Para concreto presforzado definitivamente no debe emplearse el agua de mar para su elaboración.

Agua de curado:

El objeto del agua de curado es mantener al concreto saturado para que se logre la casi total hidratación del cemento que influye de manera muy importante en la resistencia adquirida por el concreto, como se muestra en la Figura 1, ya que estudios recientes han demostrado que solamente la mitad del agua presente en el concreto se puede utilizar para las combinaciones químicas, aún cuando la cantidad total de agua presente en el concreto sea menor que la que se requiere para la combinación.

En el agua de curado debemos hacernos dos importantes preguntas:

1. ¿Hay la posibilidad de que el agua contenga ciertas impurezas que manchen el concreto? y
2. ¿Existen en el agua sustancias agresivas que sean capaces de atacar al concreto causando su deterioración?

En general es muy improbable que el agua utilizada para curado pueda atacar al concreto si el agua es del tipo adecuado para utilizarse en el mezclado, sin embargo, en algunas ocasiones ocurre que se mancha o decolora la superficie del concreto provocada por el agua de curado, pero esto no es objetable. La causa más frecuente del manchado es la concentración de fierro o materia orgánica en el agua; sin embargo, muchas veces aún una baja concentración de estas materias pueden causar el manchado cuando el concreto está sujeto a un humedecimiento prolongado en este tipo de aguas.

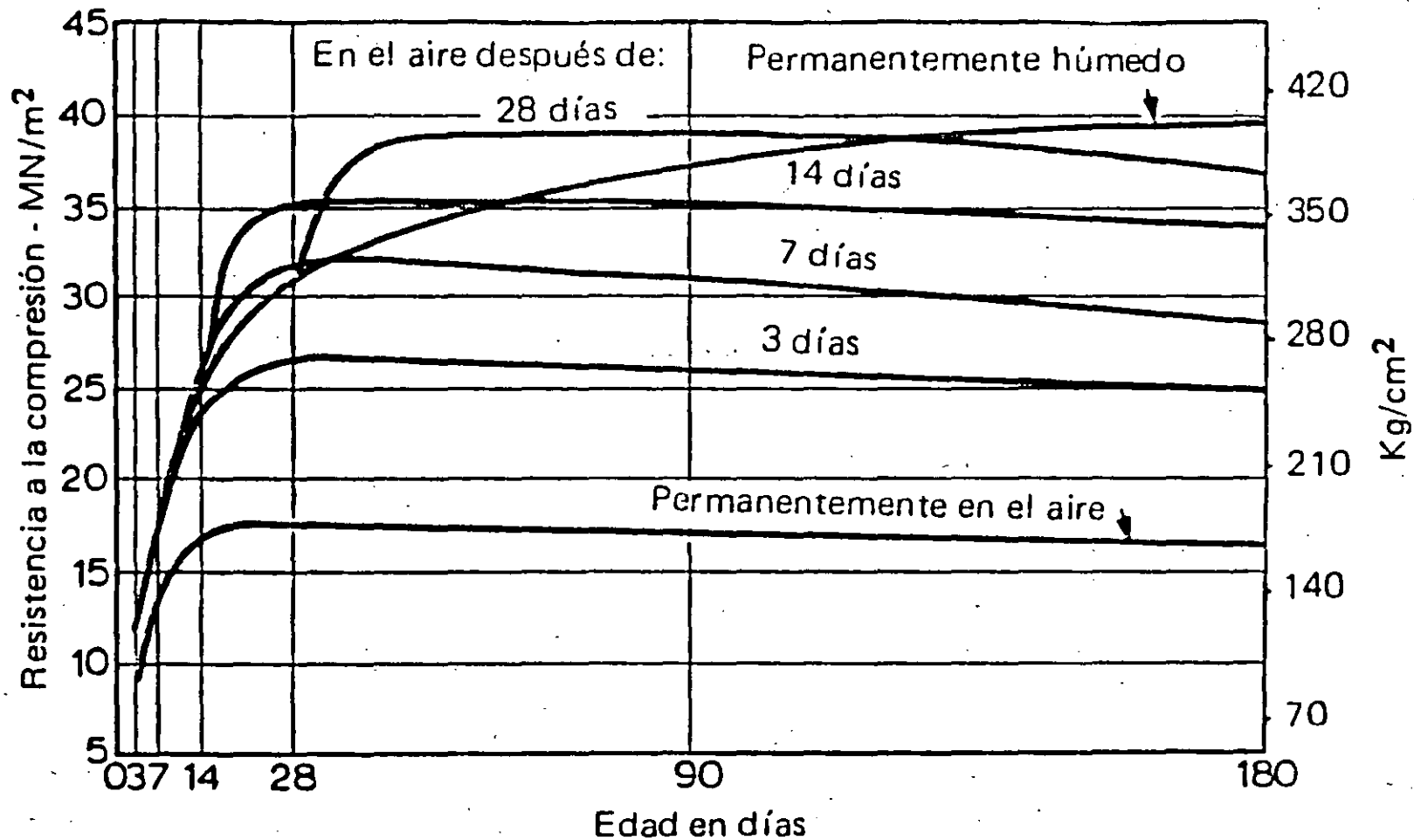


FIGURA 1

Fig. 5.24: La influencia del curado con humedad en la resistencia del concreto con una relación agua/cemento de 0.50.5.11

TOMADO DEL LIBRO "TECNOLOGIA DEL CONCRETO" POR A. M. NEVILLE

De los reportes de pruebas realizados, 0.08 p.p.m. de fierro solamente produjeron una ligera decoloración y en otros casos 0.06 p.p.m. dieron un ligero color óxido, en cambio, en otras pruebas 0.04 p.p.m. mancharon el concreto de color café oscuro.

Con respecto a las impurezas orgánicas en el agua, es muy difícil determinar mediante análisis químico, si no que imposible, si el agua que se utilizará para el curado del concreto producirá un manchado del concreto por contener un determinado contenido de impurezas orgánicas y las pruebas que existen, en general son métodos que evalúan el daño por observación visual.

10
P R E F A C I O

En la elaboración de la presente norma participaron las Empresas e Instituciones siguientes:

- LATINOAMERICANA DE CONCRETO, S.A. (L.A.CO.S.A.)
- FESTER DE MEXICO, S.A.
- DURO ROCK, S.A.
- ASOCIACION NACIONAL DE LABORATORIOS INDEPENDIENTES AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCION (ANALISEC)
- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (LABORATORIO DE MATERIALES) (D.D.F.)
- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO (IMCYC)
- UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA DE AZCAHOTZALCO (UAM).
- INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO (IMP)
- SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS (SAHOP)
- CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE TRANSFORMACION (DEPARTAMENTO DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD (CANACINTRA)
- COMITE CONSULTIVO NACIONAL DE NORMALIZACION DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION (C.C.N.N.I.C.)

BUILDING. INDUSTRY - WATER FOR CONCRETE

0 INTRODUCCION

La necesidad de conocer los parámetros ideales que deben cumplir las - aguas naturales o contaminadas, diferentes de las potables para emplearse en la elaboración y curado del concreto hidráulico ha hecho que se elabore esta Norma Oficial Mexicana de Agua para Concreto.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los requisitos para las aguas naturales o contaminadas, diferentes de las potables que se pretendane emplear - en la elaboración o curado del concreto hidráulico.

También da a conocer la acción agresiva de los diferentes tipos de agua - que se enumeran en el inciso 4.

2 REFERENCIAS

Esta norma se complementa con las vigentes de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas.

NOM-C-1	Cemento Portland
NOM-C-2	Cemento Portland Puzolana
NOM-C-88	Determinación de Impurezas Orgánicas en el Agregado Fino.
NOM-C-175	Calidad para Cemento Portland de Escoria de Alto - Horno.
NOM-C-255	Industria de la Construcción. - Aditivos Químicos que Reducen la Cantidad de Agua y/o Modifican el Tiempo de Fregado del Concreto.
NOM-C-277	Agua para Concreto. - Muestreo
NOM-C-283	Agua para concreto. - Análisis

3 DEFINICIONES

Para mejor entendimiento de esta norma se establecen las definiciones siguientes:

3.1 Aguas puras. (Lluvia, deshielo de glaciares, granizo o nieve de algunos manantiales y pozos).

Bajo un punto de vista práctico, son aquellas cuyo grado hidrotimétrico es inferior a 6 y cuyo pH es aproximadamente 7. En general son aguas que o no tienen sustancias disueltas o las tienen en cantidad mínima y en lo particular aquellas en las que el ión calcio se encuentra en cantidades ínfimas. Estas aguas generalmente provienen de la lluvia, del deshielo de glaciares, nieve o granizo o de manantiales y pozos, de terrenos montañosos cuyas rocas son resistentes al poder disolvente del agua, tales como las porfíricas, basálticas, graníticas, etc.

3.2 Aguas ácidas naturales.

Son aquellas que contienen una cantidad notable de gas carbónico libre, ácido silícico, ácido nítrico o ácidos húmicos y cuyo pH es inferior a 6. Estas, en general son de lluvia que disuelven en dióxido de carbono (CO_2) u óxidos nítricos del aire o que provienen de turberas o pantanos que por descomposición de la materia vegetal son ricas en ácidos húmicos.

3.3 Aguas fuertemente salinas.

Son aquellas que tienen alta concentración de una o varias sales; tienen su origen en el alto poder disolvente de las aguas ácidas y de las puras, al atravesar diferentes terrenos.

3.3.1 Aguas alcalinas.

Son aquellas que han disuelto sales alcalinas de ácidos débiles y que tienen sales de potasio, litio u otros metales monovalentes del tipo alcalino. Estas aguas provienen generalmente de los terrenos graníticos o porfíricos en los que las aguas puras, y las ácidas descomponen los feldespatos alcalinos como la Albita y la Ortosa que tienen silicatos dobles de aluminio y de un metal alcalino.

3.3.2 Aguas sulfatadas (Selenitosas).

Son las que contienen gran cantidad de sulfatos alcalinos de litio sodio, potasio, calcio o magnesio. Algunas de ellas tienen su origen en el ataque de terrenos dolomíticos y/o con yeso por las aguas puras o las ácidas.

3.3.3 Aguas cloruradas.

Son las que contienen en mayor proporción cloruros de elementos alcalinos y alcalinotérreos, se originan por la acción disolvente de las aguas puras o las ácidas que atraviesan yacimientos de Sal Gema o antiguos lechos marinos.

3.3.4 Aguas magnesianas.

Son aquellas que contienen cantidades apreciables de sales solubles, de magnesio, tales como, cloruros, sulfatos y principalmente bicarbonatos.

Estas aguas provienen de terrenos dolomíticos que por acción del gas carbónico disuelto en el agua los hacen solubles por la transformación de los

carbonatos en bicarbonatos; éstos últimos cuando reaccionan con el sulfato de calcio forman el sulfato de magnesio.

3.3.5 Aguas de mar.

Estas tienen una gran cantidad de sales disueltas (aproximadamente 35 000 p.p.m. o más), en la cual predominan el cloruro de sodio, el cloruro de magnesio, el sulfato de magnesio y el sulfato de calcio; su origen se remonta al período terciario.

3.4 Aguas recicladas.

Se consideran como tales las que se usan para el lavado de unidades revolventadoras de concreto y que después de un proceso incompleto de sedimentación se emplean en la fabricación del concreto hidráulico. Estas por lo general tienen en suspensión alto porcentaje de finos del cemento y de los agregados sales solubles del cemento, de aditivos cuando se emplean éstos.

3.5 Aguas Industriales

Estas aguas provienen de los desechos de las industrias y dependiendo de su origen pueden ser ácidas, básicas o salinas. Las más perjudiciales para el concreto son aquellas que contienen sulfatos, sulfuros, sales amoniacas, azúcares, ácido sulfúrico, clorhídrico, fluorhídrico, nítrico, ácido láctico, acético, fórmico u otros ácidos orgánicos y álcalis cáusticos.

3.6 Aguas negras

Provienen de los desagües de las poblaciones. Su composición es muy compleja y varía en función de la distancia de su punto de origen.

3.7 Cementos portland ricos en calcio.

Se consideran como tales los cementos portland I, II y III con contenido de cal libre en el límite tolerable y ricos en silicato tricálcico.

3.8 Cemento Sulforesistente

Se consideran como tales a los cementos portland puzolánico, portland de Escoria de Alto Horno, los portland tipos V y los tipos II y IV, siempre y cuando tengan bajo contenido de cal libre y aluminato tricálcico.

4 ACCION AGRESIVA DE LAS AGUAS

La agresividad de las aguas para la elaboración y curado del concreto está en función de la ausencia de compuestos en ellas ó de la presencia de sustancias químicas perjudiciales disueltas ó en suspensión en concentraciones que sobrepasan determinados límites.

A continuación se describe la forma en que actúan.

4.1 Aguas puras

Son agresivas por su acción disolvente e hidrolizante sobre los compuestos-

cálcicos del concreto.

4.2 Aguas ácidas naturales

Su acción se debe a la presencia de gas carbónico libre (CO_2) y/o ácidos húmicos que disuelven rápidamente los compuestos del cemento, de los agregados calizos y del concreto.

4.3 Aguas fuertemente salinas

Cuando estas aguas contienen fuerte concentración de ciertas sales, éstas propician que otras muy agresivas se vuelvan más solubles antes de la saturación. Como aguas de mezclado, su acción sobre la cal es la que interrumpe las reacciones de fraguado del cemento y cuando se emplean para curado, pueden ejercer una acción disolvente sobre los componentes cálcicos del concreto.

4.3.1 Aguas alcalinas.

Estas producen la hidrólisis alcalina de ciertos compuestos del cemento por los cationes alcalinos y pueden ser nocivas para toda una gama de cementos diferentes al aluminoso, los cuales sufren un ataque corrosivo con aguas de esta naturaleza ya que los cationes alcalinos tienen una acción sobre los aluminatos cálcicos hidratados y sobre los iones de calcio.

4.3.2 Aguas sulfatadas (Selenitosas).

Estas aguas pueden considerarse las más agresivas, en lo particular para los cementos ricos en cal total y aluminato tricálcico y en lo general para aquellos concretos ó morteros fabricados con cementos de reacción básica tales como los portland. En general estas aguas propician la formación de una sal doble fuertemente hidratada, conocida como Sal de Candlot, que es un sulfato aluminato tricálcico bajo una forma pulverulenta y expansiva.

4.3.3 Aguas cloruradas

Estas aguas en general deben considerarse agresivas puesto que la solubilidad de la cal y el yeso en ellas es mayor que en las aguas puras, y en particular este efecto se incrementa en las aguas fuertemente cloruradas, que con la presencia de los cloruros alcalinos favorecen la solubilidad de varias sales agresivas. Por otra parte en determinadas concentraciones puede ejercer una acción disolvente sobre los componentes del cemento y del concreto, y su agresividad es aún mayor en el caso del concreto armado.

4.3.4 Aguas magnesianas

Las aguas magnesianas que contienen sulfato de magnesio, son de las más agresivas por la gran solubilidad de éste y su tendencia a fijar la cal formando hidróxido de magnesio y yeso insoluble.

Cuando se encuentra disuelto en el agua de mezclado en fuertes dosis, su acción sobre la cal es la que interrumpe el fraguado y esta acción es mayor en el caso de los cementos portland con alto contenido de aluminato tricálcico.

4.3.5 Agua de mar

La acción de las aguas de mar es muy compleja, se parece al de las aguas se-
lenitosas naturales y aunque su contenido de sulfatos es superior al de éstos -
últimos su proceso de ataque es lento y menos agresivo debido a la acumula-
ción superficial de calcita, formada por la reacción de la cal del cemento con
el bicarbonato de calcio que contiene el agua de mar.

Por otra parte el sulfato de calcio no está en el estado de saturación debido a -
la presencia de otros sulfatos tales como el de magnesio, que forma un depósi-
to de magnesio insoluble en los poros del concreto, también contribuye a dis-
minuir su agresividad, la acción inhibidora, no despreciable, de los cloruros -
sobre el ataque de los sulfatos. Sin embargo, el empleo del agua de mar en los
concretos simples produce eflorescencias. En el concreto reforzado o prefor-
zado aumenta el peligro de la corrosión del acero por lo que no debe usarse pa-
ra estos fines.

4.4 Aguas recicladas

Estas aguas pueden ser agresivas si contienen sulfatos, cloruros y álcalis en
concentraciones considerables (ver 3.3.1., 3.3.2., y 3.3.3.) Por otra parte -
si tiene gran cantidad de sólidos en suspensión, y éstos no se toman en consi-
deración, el concreto puede acusar los defectos propios del exceso de fluidos.

4.5 Aguas industriales

Las aguas residuales de las instalaciones industriales, generalmente son per-
judiciales para el concreto ya que contienen iones sulfato ($SO_4^{=}$), ácidos orgá-
nicos e inorgánicos que atacan a todos los tipos de cemento, de éstos los más
resistentes son los que prácticamente no contienen cal libre o no tienen posibi-
lidad de liberarla, tales como: los aluminosos, los puzolánicos y los de esco-
ria de alto horno con bajo contenido de clínker.

4.6 Aguas negras

Dada la complejidad de la composición de las aguas negras no es recomenda-
ble el uso de ellas, ya que sus efectos son imprevisibles y solo podrían ser -
utilizadas aquellas que previamente han sido tratadas adecuadamente y que -
contengan sustancias perjudiciales para el concreto dentro de los límites que
se especifican en esta norma.

Notas de la tabla 1.

a.) Las aguas que excedan los límites enlistados para cloruros, sulfatos y magnesio, podrán emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos compuestos en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados u otros orígenes, no excede dichos límites.

b.) El agua se puede usar siempre y cuando las arenas que se empleen en el concreto acusen un contenido de materia orgánica cuya coloración sea inferior a 2 de acuerdo con el método de la NOM-C-88.

c.) Cuando se use cloruro de calcio (CaCl_2) como aditivo acelerante, la cantidad de éste deberá tomarse en cuenta para no exceder el límite de cloruros de esta tabla.

A.G. .12

Valores característicos y límites máximos tolerables de sales e impurezas

Límites en p. p. m.

Impurezas

Cementos ricos en calcio

Cementos Sulfato-resistentes

Sólidos en Suspensión

En aguas naturales (Limos y Arcillas)

2000

2000

En aguas recicladas (Finos de Cemento y Agregados)

50000

35000

Cloruros como Cl (a)

Para concreto con acero de preesfuerzo y piezas de puentes

400 (c)

600 (c)

Para otros concretos reforzados en ambiente húmedo o en contacto con metales como el aluminio, fierro galvanizado y otros similares

700 (c)

1000 (c)

Sulfato como $\text{SO}_4 =$ (a)

3000

3500

Magnesio como Mg^{++} (a)

100

150

Carbonatos como $\text{CO}_3 =$

600

600

Dióxido de Carbonato disuelto, como CO_2

5

3

Alcalis totales como Na +

300

450

Total de impurezas en solución

3500

4000

Grasas o Aceites

0

0

Materia orgánica (oxígeno consumido en medio ácido)

150 (b)

150 (b)

Valor del pH

No menor de 6

No menor de 6.5

5 ESPECIFICACIONES

Las aguas a las que se refiere esta Norma que se pretenden usar para la elaboración y curado del concreto hidráulico, excluyendo de ellas el agua de mar, - deben cumplir los requisitos que aparecen en la tabla 1.

El agua de mar cuando sea imprescindible su empleo, se debe usar únicamente para la fabricación y curado de concretos sin acero de refuerzo.

El agua cuyo análisis muestre que excede alguno o algunos de los límites de la tabla 1, se puede utilizar si se demuestra que en concretos de características - semejantes elaborados con esta agua han acusado un comportamiento satisfactorio a través del tiempo en condiciones similares de exposición.

Nota. - Cuando se sospeche que la interacción de los componentes de los ingredientes del concreto, (agua, cemento, agregados, aditivos), puede producir resultados adversos, se deben hacer los estudios y pruebas que se estimen necesarios con la debida anticipación.

6 MUESTREO

La toma de muestra para verificar si el agua en cuestión, cumple con los requisitos de esta norma, estará de acuerdo con la NOM-C-277 (véase 2).

7 METODOS DE PRUEBA

La determinación de las impurezas de las aguas a que se refiere esta norma - se debe hacer de acuerdo con los métodos que se describen en la NOM-C-283, (véase 2) o por cualquier otro método de prueba con el que se obtengan resultados con el mismo grado de confiabilidad.

8 BIBLIOGRAFIA

- American Society for Testing and Materials 1980 Annual Book of.
- Standards Part. 14 C-94 Spec. for ready mixed concrete.
- Au Pied Du Mur
Robert L ' Hermitte
- Societe de Propagande et de Diffusion
Des Technique du Batiment.
- Biczoc. Concrete Corrosion 1967
- British Standard Institute
Bs 3148:80
Water for making concrete
.. (Including notes on the suitability of the water).

- Bureau of Reclamation. Concrete Manual 1979
U.S. Department of the Interior.
- Concrete and Constructional Engineering.
Water for Mixing Concrete. 1947 London
- Concrete Technology
D.F. Orchard
Contractor "S Record Ltd.
Printed in G.B. by F. J. Parsons
Limited of London 1958.
- Corps of Engineers US Army Hand Book for Concrete
and Cement. Requirements for Water for Use in Mixing or Curing
Concrete CRD-C-400.
- Czerning W. La química del Cemento. Edición en Español. 1962.
- Duriez, M. y Arrambideu. Nouveaux traite des Materiau de la
Construction Vol. II
- Gleesbe, F.B. and G.A. Parkinson effects of various salts in the
mixing on the compressive strength of mortar. Boletín No. 2730. -
University of Texas Engineering Research Series 1927.
- Hormigón y aditivos.
Texas, Barcelona.
- Kelnogel, A. Influences on Concrete New York Frederik Ungar
Publishing Co.
- Lea y Desch. The Chemistry of Cement and Concrete 1937.
- L'hermite. - Agua para Concreto. 1979.
- Liebs, W. Le Chance of Strength of Concrete by Using Sea Water
for Mixing and making Addition Too Concrete. Bautechnik, 1949
- Me Coy, W.J. Special Technical Publication 169 B. Chapter 43-
Mixing and Curing Water for Concrete. Philadelphia Pa. (c) 1979
- Normas de la Industria Alemana
DIN 4030 y PGL 11357 - 1962.
- Portland Cement Association Design And Control of Concrete Mixtures
Capítulo 3 Mixing Water for Concrete pag. 19 Onceava Edición 1968.
E.U.A.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

ADITIVOS PARA CONCRETO

Las normas definen un aditivo como "un material diferente del agua, de los agregados y del cemento hidráulico que se emplea como componente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado".

Los aditivos pueden emplearse para modificar las propiedades del concreto, haciendo lo más adecuado para determinado trabajo o por economía.

Los aditivos de acuerdo con el American Concrete Institute se clasifican en cinco grandes grupos:

- a) Acelerantes
- b) Incluidores de aire
- c) Reductores de agua y reguladores de fraguado
- d) Minerales finamente divididos
- e) Diversos

a) Los aditivos que aceleran el endurecimiento de las mezclas de concreto pueden ser:

- 1.- Sales inorgánicas solubles.
- 2.- Compuestos orgánicos solubles.
- 3.- Diversos materiales sólidos o insolubles en el agua de mezclado.

Estos materiales generalmente actúan acelerando la reacción del silicato tricálcico y algunas veces también actúan sobre la hidratación del aluminato tricálcico como son los aditivos de fraguado instantáneo. Su acción es muy compleja y con frecuencia difícil de explicar, ya que actúan químicamente modificando las solubilidades de los constituyentes del cemento. Para cementos distintos a los portland, el comportamiento en general de todos los aditivos es distinto y se deben realizar pruebas previas a su empleo.

Debe tenerse cuidado en su dosificación, ya que muchas de estas sustancias como es el caso de la trietanolamina, pueden actuar como acelerantes pero también como retardantes del fraguado.

- 1.- Las sales inorgánicas solubles que se utilizan pueden ser: cloruros, bromuros, fluoruros, carbonatos, nitratos, tiosulfatos, silicatos, aluminatos o hidróxidos alcalinos.

De éstos, el cloruro de calcio es el acelerante que más se utiliza, ya que es la sal más efectiva cuando se le compara en base al peso, siendo

además, relativamente económica. El porcentaje que más se utiliza es del 2% en peso con respecto al cemento y esta sal, también incrementa la fluencia del concreto y la contracción por secado. El cloruro de calcio reduce la resistencia del concreto al ataque de los sulfatos y acelera la reacción entre los álcalis del cemento y los agregados reactivos:

b) Agentes inclusores de aire.

El descubrimiento relativamente reciente de los aditivos inclusores de aire y su utilización, ha sido sin duda, uno de los mayores progresos en la tecnología de los concretos, puesto que mejoran a la vez, las propiedades de los concretos frescos y las de los concretos endurecidos. Se ha podido afirmar que el aire ocluido era el quinto constituyente del concreto. Cuando se usan como reductores de agua, una parte importante del aire desaparece antes de que el concreto fragüe mientras que en el caso de ser agente inclusor de aire, el aire ocluido se mantiene casi íntegramente en el concreto endurecido.

El concreto endurecido sin aditivos, contiene huecos cuyo origen es variado y son de diferente tamaño y forma:

- puede ser aire arrastrado durante el mezclado o
- aire procedente de la evaporación del agua del concreto

Estos huecos adoptan formas más o menos regulares que van desde conductos capilares muy finos hasta cavidades de varios milímetros. Son muy perjudiciales y disminuyen la resistencia del concreto. Por el contrario, el aire ocluido por los aditivos tiene otras propiedades, son burbujas de forma redondeada con diámetro entre 10 y 1000 micras, tienen una curva granulométrica continua similar a la de los cementos y de los finos de las arenas de morteros y concretos.

Desempeñan el papel de un fluido que reemplaza parte del agua para darle fluidez al concreto y por experiencia se tiene que si se agrega un "x" porcentaje de aire al concreto, es equivalente a $\frac{x}{2}$ por ciento de agua. También de un inerte,

pues las burbujas reemplazan a los finos de la arena con la ventaja de tener una forma más adecuada, ser elástica y poder deslizarse sin rozamiento.

Los anterior explica por qué la mejoría de la reología del concreto fresco, sobre todo en la obra, cuando los agregados son angulosos, las burbujas actúan como lubricante; se aumenta la cohesión y el sangrado disminuye. En el concreto endurecido, el aire incluido cambia la estructura del material y cortan la red de conductos capilares. Por lo tanto, mejora mucho la resistencia a las heladas y al ataque de sales y aguas agresivas.

Los materiales disponibles comercialmente son: sales de resinas de madera, detergentes sintéticos, sales de lignina sulfonada, sales de ácidos del petróleo, sales de materiales proteínicos, ácidos grasos y resinosos y sus sales y sales orgánicas de carbohidratos sulfonados, siendo el más popular la "resina de vinsol".

Estos agentes inclusores actúan en dosis muy débiles (0.05 a 0.5 por mil con respecto al peso del cemento) pero en el comercio se venden ya diluidos bajo la forma de un líquido color ócre oscuro o incoloro y más raramente en forma de polvo color pardo o castaño claro.

c) Aditivos reductores de agua y regulares de fraguado.

Son aditivos que permiten una reducción de la proporción de agua para igual trabajabilidad o un aumento en la trabajabilidad para igual proporción de agua.

Generalmente el efecto del empleo de estos aditivos es un incremento en la resistencia a la compresión y alguna reducción en la permeabilidad del concreto. Las sustancias que son estos aditivos, productos orgánicos de molécula muy compleja, también pueden modificar las propiedades de fraguado del concreto o de lechadas y producir un efecto retardante; pueden combinarse con aditivos acelerantes para no tener efectos retardantes, o bien, ser además acelerantes.

Modo de actuar: tienen una parte hidrófoba de cadena larga de carbonos que puede contener un núcleo bencénico y una parte hidrófila que generalmente es ionizable, formada por grupos del tipo carboxilato o del tipo sulfonato. Las moléculas de los productos orgánicos son absorbidas y quedan orientadas en las superficies de los granos, de lo que resulta una especie de lubricación de los granos en forma de "pelo de cepillo"; los granos de cemento quedan defloculados e individualizados, esta dispersión facilita aún más su mojado y el esfuerzo cortante que se necesita para ponerlos en movimiento al mezclar y durante la colocación de las mezclas de concreto, se disminuye grandemente.

Productos básicos: los materiales que generalmente están disponibles en el comercio, son agrupados en cinco familias químicas:

- Jabones de resina o de abietato alcalino, sódico o potásico.
- Lignosulfonato sódico o cálcico.
- Sulfonato de alquilarilo.
- Ácidos carboxílicos hidroxilados, sus sales, modificaciones y derivados.
- Otros materiales como son: sales de zinc, boratos, fosfatos, cloruros, aminas y sus derivados, carbohidratos, poliascáridos y ácidos del azúcar, ester de poliglicol y ciertos compuestos poliméricos como los derivados de la melamina.

Se presentan ya sea en polvo o en forma líquida diluidos, ya que se necesitan dosis débiles.

Principales efectos:

Reducción del agua.- Variable del 5 al 15%, dependiendo de la dosificación del aditivo en el cemento, el tipo de agregados y la presencia de otros aditivos.

Resistencia.- Puede tenerse un aumento en la resistencia a la compresión pero a la flexión éste incremento no es tan significativo.

Si se tiene un efecto retardante con el aditivo, las resistencias tempranas (3 días) pueden disminuirse, a menos que se utilicen en dosis muy elevadas, pero --

las resistencias tardías (28 ó más días) pueden incrementarse hasta en un 25% -- contrariamente, si se tiene efecto acelerante, las resistencias tempranas se incrementan.

Tiempo de fraguado.- También se modifican, teniéndose un retardo de 1 a 3 horas (cuando se utilizan entre 18 y 30°C) pero como se mencionó anteriormente, pueden incluirse productos acelerantes que nulifican este efecto. No tienen influencia en el fraguado falso del cemento, por lo que no se recomienda para controlar esta deficiencia.

Inclusión de aire.- Todos los reductores de agua incrementan la capacidad de incluir aire en el concreto y en el caso de los lignosulfonatos si no se modifica su fórmula, incluyen aire en diversos grados, generalmente del 2 al 6%. Estos lignosulfonatos disminuyen el sangrado del concreto y la segregación y los carboxílicos aumentan el sangrado.

Pérdida de revenimiento.- En general la velocidad de pérdida de revenimiento no se modifica con estos aditivos y algunas veces se incrementa.

Durabilidad.- Al utilizar aditivos reductores de agua, se logra un pequeño incremento en la durabilidad, ya sea por el efecto del aire incluido que se logra o por la reducción en la relación agua/cemento y la reducción en la permeabilidad.

Estos aditivos reductores de agua, comunes o de alto rango, pueden comportarse de manera diferente con distintos cementos y en ciertas combinaciones puede haber incompatibilidad o producirse efectos indeseables, como un efecto de retardo, -- excesivo, o bien, un endurecimiento prematuro, dependiendo de la dosificación, de la familia química a que pertenece el aditivo y desde luego, de la composición química del mismo cemento. Este problema de incompatibilidad actualmente se está estudiando profusamente.

Los reductores de agua no deben ser utilizados con concretos que contengan exceso de agua y en general, son más eficaces con cementos que contengan poco aluminato tricálcico y pocos álcalis.

Aditivos retardantes:

Desde comienzos de la fabricación de cemento, se conoce la acción del yeso para retardar el fraguado y la acción retardadora del azúcar se conoce desde principios del siglo, pero los retardantes modernos y su comercialización empezó después de 1945 en varios países del mundo.

El efecto de retardo se puede explicar como "la formación de películas protectoras en torno a los granos de cemento" que retrasan algún tiempo su hidratación.

Al igual que los acelerantes, los retardantes actúan sobre el silicato cálcico o el aluminato cálcico del cemento, entorpeciendo la disolución de la cal o colmatando la superficie de los granos de cemento mediante una película poco permeable de iones cálcicos, o bien, retardando la disolución del aluminato tricálcico. Como ya se dijo anteriormente, un producto puede actuar como retardador o como -

acelerador, según las dosis del producto: dosis elevadas de aditivos aceleran el fraguado, dosis extremadamente débiles lo retrasan. Las resistencias finales se aumentan con los retardantes y se ven disminuidas con los acelerantes.

Productos base: lignosulfonatos, ácidos y sales de ácidos hidrocarboxílicos, hidratos de carbono de fórmula general $C_n (H_2O)_m$, los azúcares y sus compuestos, - los ácidos fosfóricos, fluorhídrico, húmico, la glicerina, los óxidos de zinc y plomo, el borax, las sales de magnesio, etc.

Los aditivos retardantes frecuentemente tienen la propiedad de fluidificar el -- concreto y el sangrado se modifica muy poco.

Hay que tener cuidado con las sobredosificaciones, ya que después de un determinado porcentaje, los tiempos de fraguado aumentan considerablemente. Por ejemplo, en un estudio, la sobredosificación de 4 veces la dosis recomendada para un retardo de tres horas provocó un retardo de hasta 150 horas.

Es otros estudios, se observó la influencia de:

- El origen o procedencia de los cementos. Según su composición se observaron -- grandes diferencias.
- De la relación agua/cemento. Los concretos con una relación a/c pequeña, tienen tiempos de fraguado más cortos a pesar de usar dosis más altas de retardante, añadida por m³ de concreto. También se observó que ciertos retardantes podían ser eficaces para combatir al falso fraguado.
- De la forma de agregar el retardante durante el mezclado. También tiene gran importancia, si el cemento se mezcla previamente durante algunos minutos con -- agua sola y después de agregar el retardante, el retardo en el fraguado es mucho mayor que si el retardante se agrega al agua desde el comienzo del mezclado y este retardo es relativamente mayor cuando el contenido de C_3A era más -- elevado.

Resumiendo las precauciones y condiciones a emplear:

1.- Es preferible que el aditivo se utilice en forma líquida y su dosificación -- varíe entre 0.1 y 1% con relación al peso del cemento.

2.- La acción del aditivo varía mucho con:

La naturaleza del cemento y su dosificación.
La dosis del aditivo.
La relación a/c.

Por lo cual siempre es indispensable efectuar ensayos preliminares en la -- obra con varias dosificaciones.

3.- Un buen retardador disminuye las resistencias en las primeras horas, más no debe modificarlos cuando ya haya transcurrido más de 3 días (a igualdad de -- plasticidad).

4.- Muchos retardantes tienen una acción fluidificante y de inclusión de aire -- (Vgr. ácidos orgánicos y lignosulfonatos), por lo que hay que vigilar su dosificación con inclusores de aire para que no se produzcan decrementos importantes en la resistencia del concreto (menos de 5% de aire ocluido).

d) Aditivos minerales finamente divididos:

Estos aditivos principalmente se refieren a las puzolanas, cenizas volantes, las cales hidráulicas, escoria granulada de alto horno, polvo fino de piedra caliza, etc. Al usarlos se pretende mejorar la trabajabilidad, fluidez, bombeabilidad del concreto y también para desarrollar resistencia adecuada sustituyendo una -- porción del cemento; en estas aplicaciones las características químicas del aditivo pueden ser de importancia secundaria.

Estos materiales además de ser considerados como aditivos para concreto, son adiciones comunes al cemento portland y cuya mezcla constituye los cementos portland compuestos o mezclados.

El empleo de un aditivo mineral finamente dividido puede reducir el sangrado, la segregación e incrementar la resistencia del concreto, aportando los finos en el agregado, cuando hay esta deficiencia.

Si la forma de las partículas no es adecuada o favorable, que es el caso de los vidrios volcánicos triturados, puede requerirse un aumento en el contenido de -- agua de mezclado para un determinado revenimiento y por lo tanto, contribuir a la segregación y sangrado excesivo del concreto fresco, así como a la contracción por secado del concreto endurecido.

Estos aditivos puzolánicos generalmente incrementan la resistencia de ataque químico, ya sea sulfatos, aguas ácidas, etc. También ya se ha demostrado que pueden servir para reducir o eliminar la reacción álcali-agregado; sin embargo, el uso de una proporción demasiado pequeña de puzolana puede, de hecho, incrementar los efectos perjudiciales de esta particular reacción.

También estos aditivos actúan mejorando la impermeabilidad de los concretos, aún cuando es de justicia reconocer que la mayor parte de los trabajos sobre permeabilidad del concreto se han realizado con puzolanas o cenizas volantes. Davis -- concluyó que en concreto masivo el uso de puzolanas adecuadas en una proporción regular o elevada proporciona una impermeabilidad que no se obtiene por otros medios. Parte de esta mejora se puede atribuir a que en el concreto se reduce la segregación y el sangrado, así como la cantidad de agua para una determinada trabajabilidad.

e) En esta clasificación de aditivos, podemos mencionar como otro tipo de aditivos, los aditivos generadores de gas, aditivo para relleno, expansores, que mejoran la cohesión y adherencia, los colorantes, impermeabilizantes integrales, insecticidas, fungicidas, inhibidores de corrosión, etc.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

M O D U L O : I I

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

A D I T I V O S

ING. MARIO TENA BERNAL

VENTAJAS DEL USO DE LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

- * Aumento notable de la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua.
- * Se puede elevar la resistencia con el mismo contenido de cemento sin reducir la trabajabilidad.
- * Hacen posible recuperar durante cierto tiempo el revenimiento sin adición de agua (retemplado).
- * Se pueden lograr mejoras notables en la resistencia, el módulo elástico, la durabilidad y la apariencia superficial.
- * Facilita el transporte y colocación en la obra, minimiza o elimina la compactación por vibrado y reduce el período de curado.
- * Permiten reducir la mano de obra, disminuir el período de uso de la cimbra, acelerar el ritmo de construcción y acortar los tiempos de ejecución para poner en servicio la obra.

INDICACIONES DEL LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

I Donde se requiera una gran trabajabilidad.

- * Para concreto con dificultades para su vibrado (areas con congestionamiento de acero o de dificil acceso).
- * Cuando se requiere colocar rapidamente el concreto sin necesidad de consolidarlo por vibración.
- * Cuando es necesario mejorar la trabajabilidad para facilitar el bombeo.
- * En la colocacion de concreto usando tubo tremie (tubo embudo) o trompa de elefante.
- * Para facilitar la colocación y acabado uniforme del concreto sin sacrificar homogeneidad y calidad.

II Donde se requieran concretos con bajo contenido de agua.

- * Para estructuras densamente armadas en donde se requiera alta resistencia.
- * Para el descimbrado rapido de piezas prefabricadas de concreto simple o preesforzado con buen acabado superficial.
- * Para hacer concretos de alta resistencia física y mecánica a cortas y largas edades.
- * Para obtener un modulo elastico elevado a cortas edades.

VENTAJAS DE LOS CONCRETOS MODIFICADOS CON LATEX (LMC.PCC)

EN EL ESTADO FRESCO.

- . Para cualquier rango de trabajabilidad requieren menos agua que los concretos convencionales.
- . Con determinado contenido de cemento y una cierta trabajabilidad se usan relaciones a/c más bajas.
- . Se puede aumentar la trabajabilidad sin sacrificio de resistencia.
- . Se tiene incrementos significativos de la cohesividad y la pasticidad que facilitan el acabado con mejoras en la textura superficial.

EN EL ESTADO ENDURECIDO.

- . Requieren menos tiempo de curado y alcanzan niveles de resistencia elevados - a cortas edades.
- . En las resistencias a compresión, tensión a la abrasión y al impacto se tienen incrementos significativos.
- . Tienen una gran adhesividad y se adhieren a concretos colados con anterioridad, es excelente para reparación y resanes de superficies.
- . Su tendencia al agrietamiento es mínima, lo que impide que las uniones con las superficies resanadas aparezcan grietas.
- . Son poco permeables con moderada repelencia superficial y de buena durabilidad.

Some typical fiber properties

Customary U.S. units

Fiber	Diameter, 10 ⁻⁶ inch	Density, pounds per cubic foot	Young's modulus of elasticity, psi	Tensile strength, psi	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.8 - 800	159	23,800,000	450,000	2 - 3
(b) Crocidolite	0.4 - 800	210	28,400,000	510,000	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	120	119	55,000,000	260,000	About 0.5
(b) Type II	350	119	33,000,000	380,000	About 1
Polypropylene	800 - 8000	56	700,000	70,000	About 20
Nylon (Type 242)	Over 160	71.2	600,000	130,000	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 400	90.5	19,300,000	420,000	2.6
(b) PRD 29	480	89.9	10,000,000	420,000	4.0
Sisal	400 - 2000	94	—	120,000	About 3
Glass	350 - 600	About 160	About 11,000,000	300,000 - 600,000	2 - 3.5
Steel	200 - 20,000	490	29,000,000	150,000 - 450,000	3 - 4

SI units

Fiber	Diameter, micrometers	Density, 1000 kilograms per cubic meter	Young's modulus of elasticity, megapascals	Tensile strength, megapascals	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.02 - 20	2.55	164,000	3100	2 - 3
(b) Crocidolite	0.1 - 20	3.37	196,000	3500	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	3	1.90	380,000	1800	About 0.5
(b) Type II	9	1.90	230,000	2600	About 1
Polypropylene	20 - 200	0.9	5000	500	About 20
Nylon (Type 242)	Over 4	1.14	4000	900	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 10	1.45	133,000	2900	2.6
(b) PRD 29	12	1.44	69,000	2900	4.0
Sisal	10 - 50	1.5	—	800	About 3
Glass	9 - 15	About 2.6	About 80,000	2000 - 4000	2 - 3.5
Steel	5 - 500	7.8	200,000	1000 - 3000	3 - 4

RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DE CONCRETO CON COLORACION

1. CARACTERISTICAS.

- 1.1. Agregados pétreos.- Deberán ser sanos, sin contaminaciones, exentos de sales solubles y materia orgánica, del mismo origen y compatibles con la coloración que se pretenda obtener.
- 1.2. Cemento.- Deberá ser de la misma marca, tipo y de ser posible del mismo lote de fabricación.
- 1.3. Colorante.- Deberán ser óxidos metálicos, exentos de fracciones orgánicas, de la misma marca, tipo y lote de fabricación.
- 1.4. Agua.- Deberá ser de preferencia potable con un PH neutro, exenta de turbidez, materia orgánica y sales solubles en exceso.
- 1.5. Aditivos.- De ser necesario deberán utilizarse agentes mejoradores de la trabajabilidad que minimicen o eliminen el sangrado.

2. CARACTERISTICAS DE LA DOSIFICACION.

El concreto deberá ser plástico, poco fluido (rev. de 5 a 7 cm), con un 5 % de colorante como máximo respecto al peso del cemento, y siempre en la misma cantidad.

3. RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DEL CONCRETO.

- 3.1. Operación previa.- El cemento y el colorante deberán mezclarse en seco, manteniendo las proporciones predeterminadas, hasta lograr su uniformidad.
- 3.2. Dosificación.- En todas las bachas, deberán dosificarse los componentes manteniendo sin variaciones las proporciones de proyecto.
- 3.3. Tiempo de mezcla.- El concreto deberá mezclarse el tiempo necesario para lograr una apariencia uniforme y deberá ser el mismo para todas las bachas.

4. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS SUPERFICIES DE CONTACTO.

- 4.1. Cimbras.- Deben ser de materiales no absorbentes y estar tratadas con cantidades apropiadas de agentes desmoldantes, incoloros y compatibles con la superficie de las mismas.
- 4.2. Terracerías.- Las superficies de apoyo deberán tratarse colocando sobre las mismas polietileno, papel kraft o un riego de un rebajado asfáltico que evite la absorción de agua de concreto.

5. RECOMENDACIONES PARA EL TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION.

- 5.1. Transporte.- Deberá efectuarse con equipo apropiado, limpio, que evite la segregación, clasificación o contaminación del concreto.
- 5.2. Colocación.- Deberá usarse en forma continua empleando equipo y procedimientos que eviten la segregación, clasificación o contaminación del concreto.
- 5.3. Compactación.- Deberá hacerse con vibradores de inmersión, de regla o de forma según convenga, accionándolos el tiempo mínimo necesario para que el concreto alcance su máxima compactación sin que se segregue o en su superficie fluya agua o mortero en exceso.

6. RECOMENDACIONES PARA EL ACABADO, CURADO Y DESCIMBRADO.

- 6.1. Acabado del concreto fresco.- Deberá hacerse empleando herramientas metálicas, sin adiciones de agua, cemento o colorante y siguiendo un sentido único de avance.
- 6.2. Curado.- Deberá emplearse una membrana incolora, en cantidad suficiente, colocada en forma uniforme que evite la evaporación de agua.
- 6.3. Descimbrado.- Deberá efectuarse cuando haya transcurrido el tiempo mínimo necesario, que permita la remoción de las cimbras sin que se dañe la superficie o la resistencia del concreto.
- 6.4. Acabado del concreto endurecido.- Las superficies endurecidas y secas, podrán tratarse con ceras incoloras o cuya coloración sea igual a la del concreto.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

M O D U L O : II

CONSTRUCCION DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

DISEÑO DE MEZCLAS

ING. J. JESUS MENDOZA A.

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO:

MÉTODOS DE DISEÑO.

Existen numerosos métodos desarrollados con la finalidad de establecer las proporciones en que deben mezclarse los diferentes ingredientes del concreto, de manera de lograr un producto con determinadas características o propiedades.

Muchos de estos métodos suelen presentarse en forma demasiado mecanizada, de manera que su aplicación tiende a convertirse en simples ejercicios numéricos que pueden dejar poca huella en el usuario si éste no dispone de medios para reproducir y juzgar las proporciones resultantes y para valorar sus consecuencias en el concreto endurecido. De aquí la necesidad de enfatizar que el diseño de mezclas de concreto es una actividad de carácter eminentemente experimental.

Como referencias útiles en esta actividad, cabe mencionar los distintos métodos desarrollados por el Instituto Americano del Concreto (ACI), que abarcan las condiciones y requerimientos más frecuentes en el uso del concreto:

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Normal y Pesado Comité ACI 211.1

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto con Revenimiento Nulo.- Comité ACI211
- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Ligero
Comité ACI 211.2

Así mismo, cuando se requiere diseñar mezclas de concreto con aditivos la siguiente referencia también proporciona información útil.

- Guía para el uso de Aditivos en el Concreto
Comité ACI 212.

Los dos primeros métodos se apoyan básicamente en el uso del concepto agua/cemento como principio generador y moderador de las futuras propiedades del concreto. El tercer método sin abandonar este concepto se apoya más bien en el contenido unitario de cemento, ante la dificultad de establecer con certeza el agua neta de mezclado por el uso de agregados ligeros con elevada capacidad de absorción.

PROPIEDADES REQUERIDAS.

Si se considera que diseñar una mezcla de concreto consiste en establecer las proporciones en que deben combinarse sus ingredientes para que el producto final reúna ciertas características, es necesario distinguir las cualidades que son deseables en el concreto recién mezclado y las que demanda el concreto ya endurecido al ser puesto en servicio.

Aunque el concreto es el resultado de la combinación de varios componentes. (cemento, agua, arena, grava y, eventualmente, algún aditivo), el estudio de su comportamiento y propiedades tanto en estado fresco como ya endurecido, se facilita al considerarlo integrado por dos componentes básicos:

PASTA DE CEMENTO-AGREGADOS MINERALES.

La pasta se compone de cemento, agua y aire. Este último puede ser el que se atrapa normalmente durante el mezclado, o bien el que se promueve en forma intencional mediante el uso de un aditivo inclusor de aire. El comportamiento reológico de una pasta de cemento con aire incluido puede diferir radicalmente del de otra igual que no lo contenga.

Los agregados minerales consisten casi siempre de partículas de rocas, fragmentadas por la naturaleza o por el hombre, con dimensiones que abarcan desde algunas micras hasta varios centímetros. Se acostumbra distinguir como agregado fino, o arena, a las partículas menores de 5 mm y como agregado grueso, o grava, a las partículas mayores. Ocasionalmente se incorporan polvos minerales al concreto los cuales, por sus reducidas dimensiones, pasan a formar parte de la pasta y pueden modificar su comportamiento.

Aunque la pasta suele ser considerada como el componente "activo" del concreto, frecuentemente es deseable limitar su participación al mínimo compatible con la obtención de las propiedades requeridas, por consideraciones económicas y de otra índole.

En la Tabla 1 se indican algunas influencias, favorables unas y desfavorables otras, que la pasta y los agregados pueden ejercer sobre diferentes características y propiedades del concreto, cuya optimización deben buscarse en cada paso particular mediante el diseño adecuado de la mezcla.

REQUISITOS DEL CONCRETO FRESCO.

Al salir de la mezcladora, el concreto es una masa fácilmente deformable, integrada por cuerpos en estado sólido y líquido y gaseoso.

TABLA 1.- INFLUENCIA DE DIVERSOS ASPECTOS EN LAS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO.

ASPECTOS INFLUIBLES MEDIANTE SELECCION ADECUADA							
INGREDIENTES DEL CONCRETO					PROPORCIONES		
CEMENTO	AGREGADOS			ADITIVOS	AGUA/CEMENTO	GRAVA/ARENA	CONSISTENCIA
Características varias	Granulometría	Tamaño máximo	Forma y textura	Características varias	Calidad de la pasta	Proporción de mortero	Proporción de pasta
1	2	3	4	5	6	7	8

ASPECTO INFLUIDO	CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DESEABLES						
	CONCRETO FRESCO			CONCRETO ENDURECIDO			
	ECONOMIA	COHESION	MOLDEABILIDAD	RESISTENCIA	DURABILIDAD	ESTABILIDAD	IMPERMEABILIDAD
1	x			x	x	x	
2	x	x	x	x			
3	x	x	x	x		x	x
4	x	x	y	x			
5	x	y	x	x	x	y	x
6	x	x	x	x	x	x	x
7	x	x	x			x	
8	x	x	x	x	x	x	x

Si se admite que en ese momento el concreto es una mezcla homogénea de ingredientes bien proporcionados y dosificados, el primer objetivo es hacerlo llegar a los moldes en esas mismas condiciones de homogeneidad. Una vez colocado en los moldes, el segundo objetivo es moldear el concreto hasta convertirlo en un cuerpo compacto, ya que muchas propiedades deseables del concreto endurecido se relacionan con su compacidad.

Para facilitar el logro de estos objetivos, la mezcla de concreto debe aportar dos condiciones necesarias:

- 1.- Debe ser lo suficientemente cohesiva para conservar su homogeneidad en el curso de su traslado de la mezcladora a los moldes con el empleo de los medios aprobados.
- 2.- Debe poseer deformabilidad adecuada a la energía con que se compacte, conforme a las características de los equipos de uso especificados.

En consecuencia, los requisitos fundamentales en el concreto fresco, los cuales deben tenerse presentes al diseñar las mezclas, consisten en que posean una cohesión satisfactoria y una consistencia adecuada a las condiciones de aplicación del concreto. Para unos materiales determinados, la satisfacción de estos requisitos dependen en buena medida de las características que se obtengan en la pasta de cemento y de su participación proporcional en el concreto. El comportamiento de la pasta como cuerpo cohesivo y deformable suele depender de aspectos tales como la finura del cemento, la proporción en que se combine éste con el agua y el uso de aire intencionalmente incluido. El requerimiento de pasta en el concreto es influido principalmente por la consistencia de ésta y por el tamaño máximo, composición granulométrica, forma y textura de los agregados.

COMPORTAMIENTO DE LA PASTA.

La pasta de cemento es una suspensión de partículas en un medio que puede visualizarse como una red de fuerzas de atracción, conocidas como de Van der Waal, son intermoleculares y no obedecen a la ley de atracción universal. Las de repulsión son electrostáticas y se deben a las cargas superficiales de las partículas. La cohesión de la pasta es el resultado del balance entre estas fuerzas. Así una pasta con

poca agua es muy cohesiva porque las partículas se encuentran en contacto una con otras y predominan las fuerzas intermoleculares de atracción sobre las de rechazo. A medida que se incrementa el contenido de agua tienden a separarse las partículas, con lo cual las fuerzas de atracción se reducen drásticamente y adquieren predominio las de repulsión, disminuyendo la cohesión. Si el contenido de agua se continúa incrementando, la pasta pierde mas cohesividad teniendo a comportarse como el agua, que es un fluido de tipo Newtoniano, esto es, sin ninguna cohesión.

Consecuentemente, las pastas de consistencia seca que tienen poca agua (muy cohesivas) requieren la aplicación de fuerzas externas, tanto o mayores que las de atracción, para separarse por la simple acción de la gravedad, dado que prácticamente no poseen cohesión. Las primeras podrían ser representativas de los concretos masivos con revenimiento nulo, que suelen requerir la aplicación de intensa energía vibratoria para ser compactados, y las segundas corresponderían a los concretos con muy alto revenimiento, que a veces se utilizan para colados por gravedad.

El comportamiento reológico de la pasta de cemento, se pone de manifiesto al ensayarla en un viscosímetro, mediante la aplicación de distintos niveles de esfuerzo cortante relacionados con sus respectivas deformaciones, con lo cual se obtiene una gráfica como en la Fig. 1. Se observa que en un cierto intervalo inicial del esfuerzo aplicado la gráfica es curva, lo cual denota una etapa de transición de la pasta entre el estado plástico y el fluido. A partir de un determinado nivel de esfuerzo, llamado de cedencia, la gráfica se vuelve una línea recta y la pasta se comporta prácticamente como un fluido sin cohesión, tipo Newtoniano. Si el esfuerzo se anula, la pasta recobra su estado plástico inicial, como ocurre en el caso del fenómeno de tixotropía, el cual es un comportamiento característico de los fluidos tipo Bingham, como la pasta de cemento.

En el caso de las mezclas de concreto de uso común, suelen buscarse que la pasta posea una consistencia más bien plástica, a la cual corresponda una cohesión adecuada para - inhibir la segregación durante los movimientos previos a su colocación en los moldes. Posteriormente, para darle suficiente compacidad al concreto ya colocado, dicha cohesión se anula por las fuerzas que le transmite el equipo de vibrado con lo cual, mientras permanece actuando la vibración, la mezcla se fluidiza, permitiendo la expulsión del aire atrapado y llenando el espacio confinado por los moldes. Al cesar la vibración, la mezcla ya compactada recupera su rigidez inicial, quedando así dispuesta para iniciar el proceso de fraguado y endurecimiento.

COEFICIENTES REOLOGICOS:

$F =$ límite de cedencia $= k_1 M_2$

$U =$ viscosidad plástica $= k_2 \cot \alpha$

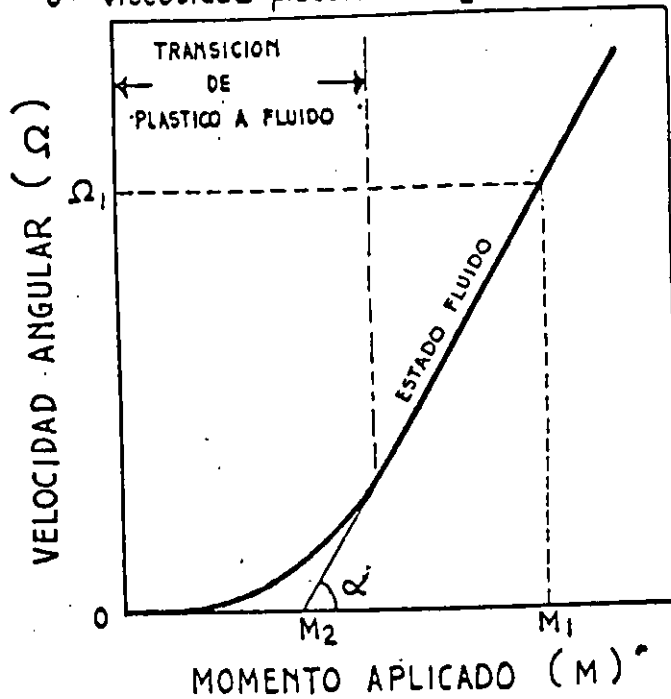


Fig. 1.- Comportamiento reológico de la pasta de cemento como fluido de tipo Bingham

Por otra parte, la pasta de cemento es la principal responsable de los cambios de volumen que ocurren en el concreto, tanto en su estado fresco como endurecido. De estos cambios, el más importante es la contracción por secado, que se denomina así por su aparente coincidencia con la pérdida de agua en el concreto. Cuando se manifiesta en el concreto aún fresco, se llama contracción plástica y, salvo en caso extremos, el concreto es capaz de absorberla sin fisurarse. No ocurre así en el concreto endurecido que, si no dispone de fcilidad para contraerse sin restricciones, se agrieta irremediabilmente. 1/a

La sola pasta de cemento puede contraerse entre 5 y 15 veces más que el concreto, cuya contracción reducida se debe a las restricciones que en él ejercen los agregados. De tal manera, bajo este aspecto, es deseable que la pasta de cemento, como componente del concreto, intervenga en la menor proporción que sea posible.

Aun cuando existen opiniones contravertidas respecto a las causas de la contracción por secado en la pasta, se coincide en que determinados factores la incrementan, entre los cuales se mencionan el contenido de agua y la finura, composición y consumo unitario de cemento en el concreto.

La contracción de una pasta con relación agua/cemento = 0.56 puede ser 50% mayor que la de otra con agua/cemento = 0.40. Los cementos con mayor finura y más aluminato tricálcico parecen conducir a una contracción fuerte en la pasta. En cuanto al consumo unitario de cemento en el concreto, si éste aumenta también aumentada la proporción unitaria de pasta en el mismo concreto y, no obstante que la relación agua/cemento disminuya y la resistencia se incremente, la contracción del concreto también aumenta. Como consecuencia, para reducir la probabilidad de contracción, es conveniente especificar mezclas de concreto cuyo contenido de cemento sea tan bajo como resulte compatible con el cumplimiento de las especificaciones de resistencia de la obra.

Para ilustrar lo anterior, en la fig. 2 se muestra la comparación de las contracción por secado de la pasta de cemento, el mortero y el concreto, para unas condiciones determinadas. La fig. 3 pone de manifiesto la influencia de la relación agua/cemento y del consumo unitario de cemento sobre la contracción por secado del concreto.

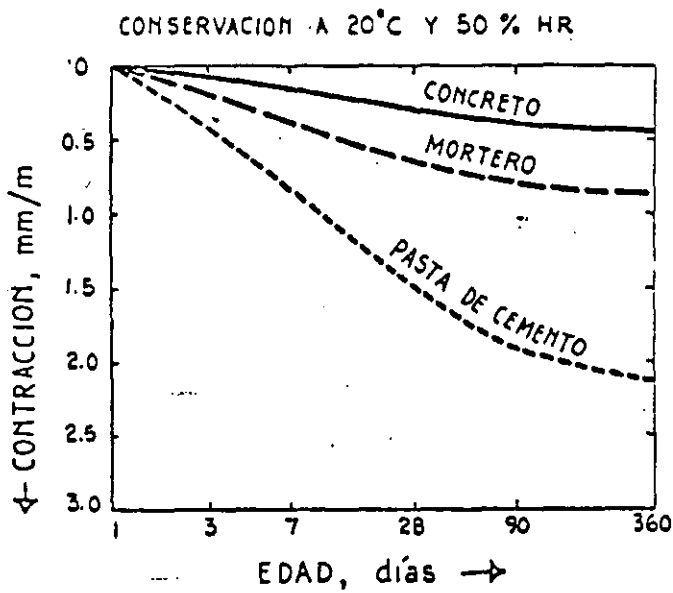


Fig. 2.- Contracción por secado comparada de concreto, mortero y pasta de cemento

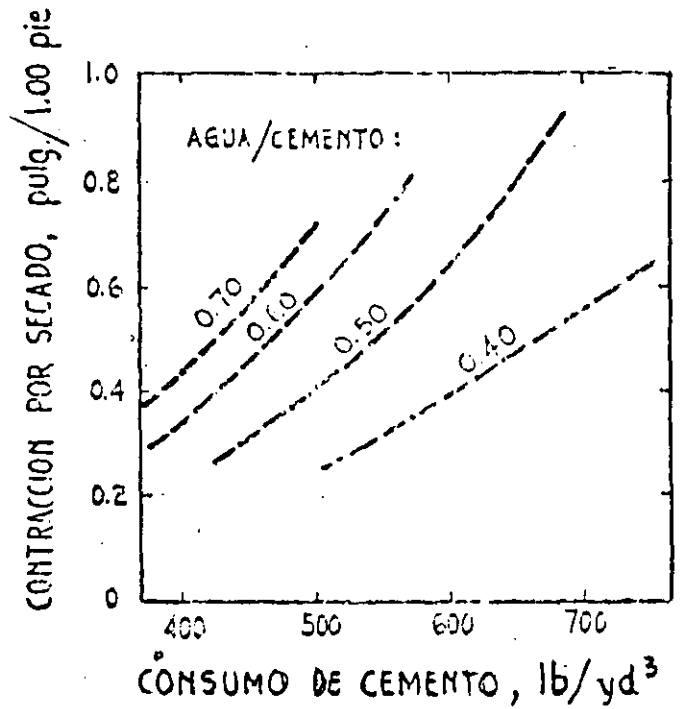


Fig. 3.- Influencia del consumo de cemento y de la relación agua/cemento en la contracción

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

El concreto endurecido puede ser considerado como un material de dos fases, compuesto por partículas de grava embebidas en una matriz de mortero, si se acepta que ambas fases son homogéneas e isotropas. Del mismo modo, el mortero y la pasta de cemento parcialmente hidratada pueden ser considerados como materiales de dos fases.

De esta manera, el comportamiento reológico del material, sea este pasta, mortero o concreto endurecido, depende no solamente del comportamiento propio de cada fase sino también de su interacción. En el caso del concreto, el modelo más aplicado para su análisis lo identifica como un material con un alto porcentaje de partículas gruesas, las cuales tienden a ser esféricas, distribuidas con uniformidad en una matriz de mortero razonablemente homogénea, compuesta de partículas menores embebidas en pasta de cemento.

Sin embargo, existen numerosas situaciones que invalidan esta concepción teórica del concreto. Las gravas no siempre se encuentran uniformemente rodeadas de mortero, sobre todo cuando se emplea granulometría discontinua, ni su forma tiende a ser esférica cuando se produce por trituración. Asimismo - una compactación deficiente o la presencia de sangrado pueden originar la formación de macrovacíos, creándose diferentes condiciones de frontera entre el agregado grueso y la matriz de mortero.

Resulta entonces evidente la repercusión que tienen las características de los agregados en el comportamiento del concreto, lo cual se reconoce al aceptar que una misma pasta de cemento puede dar origen a concretos con muy diferentes características y propiedades, conforme se combinen los agregados.

Entre las características de los agregados que suelen repercutir de manera más significativa en las proporciones de la mezcla cuando ésta se diseña, pueden citarse el tamaño máximo, la composición granulométrica la forma de las partículas y su textura superficial.

En la práctica, es dable influir en la selección del tamaño máximo y en la composición granulométrica de la grava, si ésta se divide en dos o mas fracciones. También existe alguna probabilidad de influir en la granulometría de la arena combinándola con otra y, en cuanto a la forma de las partículas, si éstas son trituradas mediante una acertada selección del equipo de trituración. No suele existir posibilidad de ejercer influencia en la textura superficial de las partículas, por ser ésta una característica propia de las diferentes rocas, del modo como se fragmentaron y del acarreo sufrido antes de depositarse, en el caso de agregados naturales.

De manera general, cuando se diseñan mezclas de concreto, es conveniente manejar estos aspectos con los siguientes criterios operativos:

- 1.- Tamaño máximo y la composición granulométrica de la grava deben seleccionarse con base a resultados comparativos obtenidos sobre algunas mezclas de prueba, tomando en cuenta la granulometría de los agregados disponibles, las características geométricas y de refuerzo de las estructuras las aptitudes y capacidades de los equipos accesibles para el mezclado, transporte y colocación del concreto y, finalmente, el nivel de la resistencia requerida.

2.- Los efectos adversos producidos por una granulometría inadecuada en la arena o por una forma deficiente de las partículas de grava pueden llegar a minimizarse incrementando el contenido unitario de mortero y/o de pasta de cemento en el concreto. También puede intentarse el uso de un aditivo plastificante que incluya aire. 1a

3.- La falta de manejabilidad y tendencia al sangrado, que suelen presentarse con agregados de textura superficial áspera, también pueden reducirse a límites tolerables - aumentando el contenido unitario de pasta de cemento y/o con el uso de un agente inclusor de aire.

A continuación se describen algunas tendencias normales en cuanto a los efectos que pueden esperarse en el concreto como resultado de variaciones en las mencionadas características de los agregados.

TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA.

Conforme aumenta el tamaño máximo de la grava disminuye la superficie específica y el contenido de vacíos de los agregados. Consecuentemente, también disminuye la proporción de pasta que se requiere en el concreto, según se observa en la Fig. 4. De acuerdo con esta tendencia, si la calidad de la pasta gobierna la del concreto, debe ser conveniente, por economía y por baja contracción emplear el tamaño - más grande de grava que resulte compatible con las características de la estructura y de los equipos.

El concepto anterior tiene validez limitada, debido al papel que juega la adherencia entre la pasta y el agregado en el comportamiento del concreto bajo carga. Si se define como tamaño máximo óptimo aquél con el cual se logra la mayor eficiencia del cemento, existe evidencia de que, conforme aumenta la resistencia requerida en el concreto, tiende a disminuir el tamaño óptimo, según se pone de manifiesto en la Fig. 5.

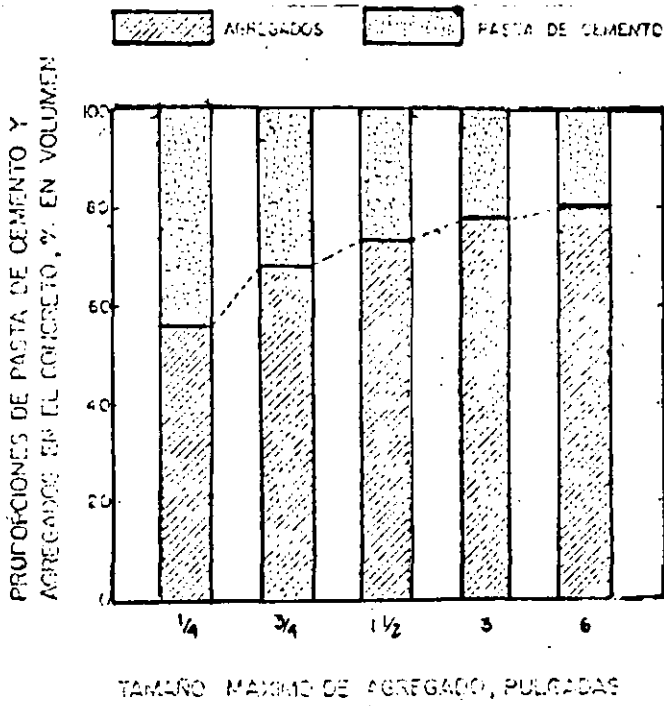


Fig. 4.- Influencia del tamaño máximo del agregado sobre el requerimiento de pasta en el concreto.

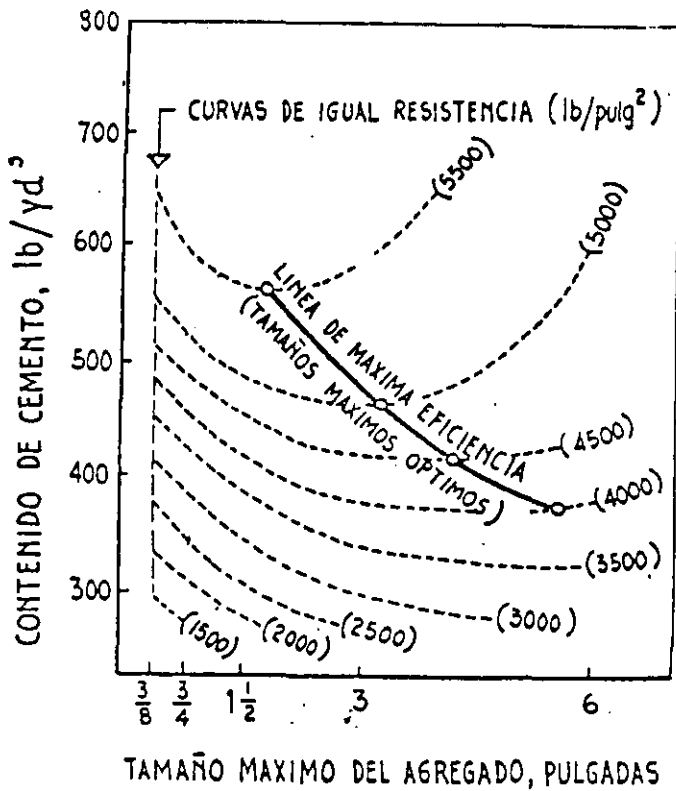


Fig. 5.- Influencia del nivel de la resistencia en el tamaño máximo óptimo del agregado

(Fig. 5) - (Línea de máxima eficiencia)

Como consecuencia de esta limitación, puede decirse en términos generales que, para concretos con resistencias requeridas de hasta 300 kg/cm² aproximadamente, es válido el criterio de emplear el tamaño más grande de grava que sea compatible con las condiciones de aplicación del concreto. Para resistencias más altas es recomendable efectuar algunas pruebas con los agregados disponibles, con objeto de definir el tamaño máximo mas conveniente para las condiciones dadas.

Otra limitación como la precedente se refiere a los concretos que se diseñan por flexión, como en el caso de los pavimentos rígidos. En este caso también existe alguna evidencia en el sentido de que, para una determinada relación agua/cemento, la resistencia a flexión disminuye al aumentar el tamaño máximo del agregado.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA.

Con frecuencia se considera que si se asegura la participación del agregado grueso en una proporción adecuada dentro del concreto, su distribución intrínseca de tamaños no ejerce influencia significativa en los resultados. Esta consideración es suficientemente aceptable mientras sólo se requiera en el concreto una determinada resistencia a la compresión, principalmente si ésta no es demasiado alta.

Aunque no existe un procedimiento generalmente aceptado para establecer la "granulometría ideal", del agregado grueso, suelen prevalecer dos tendencias, según se pretenda una granulometría continua o discontinua, como se comparan esquemáticamente en la Fig. 6.

En las curvas de granulometría continua, por lo general con tendencia parabólica, se fomenta el incremento proporcional de partículas a medida que aumenta su tamaño, tratando de buscar un efecto de "rendimiento", que reduce en beneficio de la manejabilidad del concreto. Esta tendencia suele encontrarse en los "usos granulométricos" contenidos en algunas especificaciones como la ASTM C 33.

La granulometría discontinua consiste en suprimir partículas en un determinado intervalo dimensional, haciendo una selección adecuada para que las partículas menores puedan ser "empacadas" durante la compactación del concreto en los intersticios de las partículas mayores con lo cual puede lograrse una masa más compacta y más resistente a esfuerzos de compresión. En este caso, al contrario que con la granulometría continua, las mezclas resultan poco trabajables por la interferencia de partículas y se requiere más energía para su compactación.

Sin pretender generalizar, puede considerarse razonablemente adecuado al criterio de tender a utilizar un agregado grueso continuamente graduado para los usos normales del concreto en obra y estimar la posibilidad del empleo de granulometría discontinua para elementos de concreto de muy alta resistencia, colados en condiciones que permitan garantizar su completa y eficiente compactación.

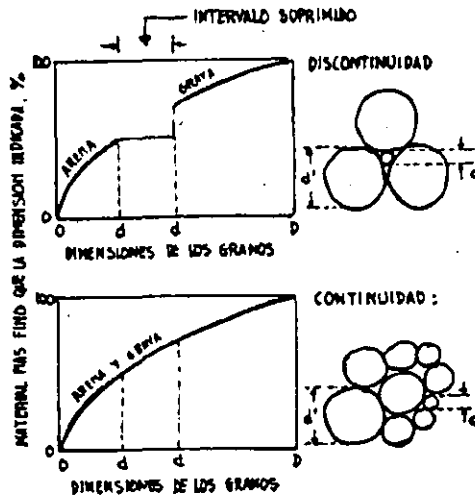


Fig. 6.- Comparación gráfica de la granulometría continua y discontinua en los agregados

GRANULOMETRIA DE LA ARENA.

La composición granulométrica de la arena suele identificarse por su módulo de finura, como se define en la especificación ASTM C 33, considerándose que un módulo de finura menor de 2.30 es representativo de una arena demasiado fina y mayor de 3.20 como correspondiente a una demasiado gruesa.

Aun cuando el módulo de finura no da una medida precisa de la verdadera distribución de tamaños en la arena, en la práctica resulta útil y algunos métodos de diseño de mezclas, como los del ACI mencionados al principio, lo utilizan como dato importante.

El requerimiento de pasta en el concreto puede estar relacionado con la granulometría de la arena pero, tal como se observa en la Fig. 7, el efecto en ese sentido puede minimizarse si se determina experimentalmente el contenido óptimo de la arena disponible, ya sea que ésta sea fina o gruesa, pero dentro del intervalo granulométrico aceptable.

En los casos en que se requiere trabajar con arenas demasiado gruesas, puede resultar de utilidad el empleo de un agente inclusor de aire, por que las "partículas neumáticas" incluidas pueden actuar como compensatorias de las finas que faltan en la arena. En estas circunstancias resulta conveniente hacer el ajuste necesario en el contenido original de arena, considerando que aproximadamente, el 50% del aire incluido pasa a formar parte de ésta.

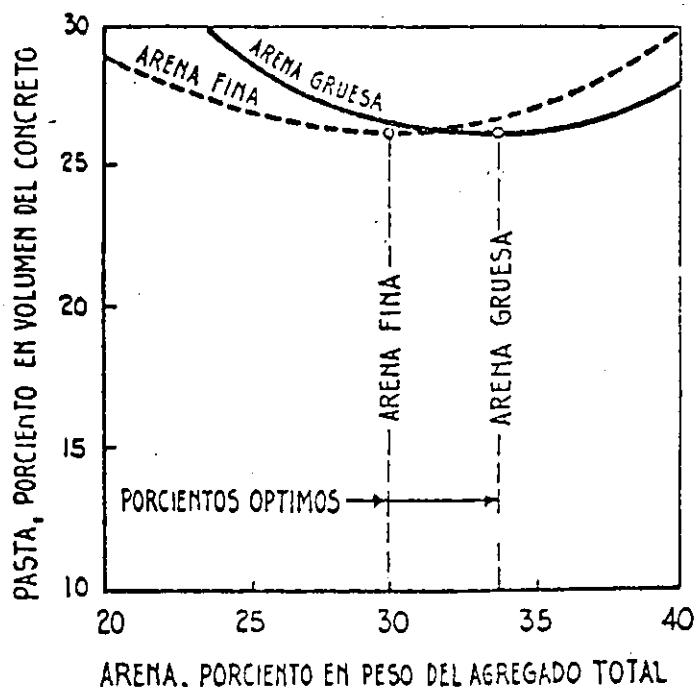


Fig. 7.- Influencia de la granulometría de la arena en su proporción óptima, que requiere menos pasta

Asimismo es necesario ajustar la relación agua/cemento, para tomar en cuenta la disminución de resistencia que el aire incluido suele producir.

REQUISITOS DEL CONCRETO ENDURECIDO.

La primera cualidad que se apreció en el concreto desde sus principios fue su aptitud para resistir esfuerzos de compresión, de lo cual derivó tal vez la costumbre de comprobar únicamente esta propiedad como medida de su calidad. Al difundirse y diversificarse la aplicación del concreto se le reconocieron también limitaciones, tales como su reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión y su tendencia a contraerse con el tiempo. La primera se pudo superar con el uso del acero de refuerzo y la segunda dió origen a los llamados cementos expansivos.

Posiblemente respaldada por relaciones de dependencia entre la resistencia a compresión y otras propiedades deseables, la costumbre de comprobar principalmente la calidad del concreto mediante pruebas a compresión prosperó y se extendió hasta el presente. No obstante, sin detrimento aparente de esta práctica, se desarrolló la necesidad de fomentar otras características convenientes, para cuya satisfacción deberían adoptarse las precauciones necesarias durante el diseño de las mezclas de concreto.

RESISTENCIA A COMPRESION.

En 1982 Feret, en Francia, estableció la primera expresión empírica para relacionar la resistencia mecánica del mortero de cemento y su proporción de vacíos, siendo estos los espacios ocupados por el agua y el aire. En 1918 Abrams, en los EEUU, introdujo el concepto agua/cemento mediante su conocida expresión de carácter empírico:

$$S = \frac{A}{B^x}$$

en donde S es la resistencia a compresión del concreto a una cierta edad, A y B son constantes que dependen de la edad, las condiciones de trabajo y la calidad del cemento y x es la relación agua/cemento en volumen. En 1923 Talbot y Richart, también en los EEUU se apoyaron en los conceptos desarrollados por Feret para proponer una expresión que determina la resistencia en términos de la relación cemento/espacio, que equivale al volumen sólido de cemento entre el volumen de los vacíos en la pasta.

En la actualidad se reconoce que la resistencia de la pasta (y del concreto) es un atributo del gel que resulta de la hidratación del cemento. la resistencia propia del gel es una característica intrínseca que varía poco por efecto de los cambios de composición en el cemento, de modo que la resistencia de la pasta en un momento dado más bien depende de la concentración del gel por unidad del volumen de pasta que exista en ese momento. Al considerar la resistencia en función de los productos de hidratación existentes en el volumen total de la pasta, se inhibe la influencia que ejercen los cambios de composición del cemento, de las condiciones de temperatura y humedad y de otros aspectos que suelen limitar la aplicación de la relación agua/cemento de manera general. en la Fig. 8 se muestra la forma como varía la resistencia del mortero a compresión en función de la llamada relación gel/espacio de la pasta.

Este comportamiento confirma que la resistencia de la pasta, el mortero y el concreto, como en el caso de otros materiales, está gobernada por el concepto de porosidad esto es, la proporción de volumen sólido presente en un cierto espacio total disponible. De acuerdo con ello, - la resistencia tiende a incrementarse con el consumo unitario de cemento y a reducirse con el contenido de agua y - aire.

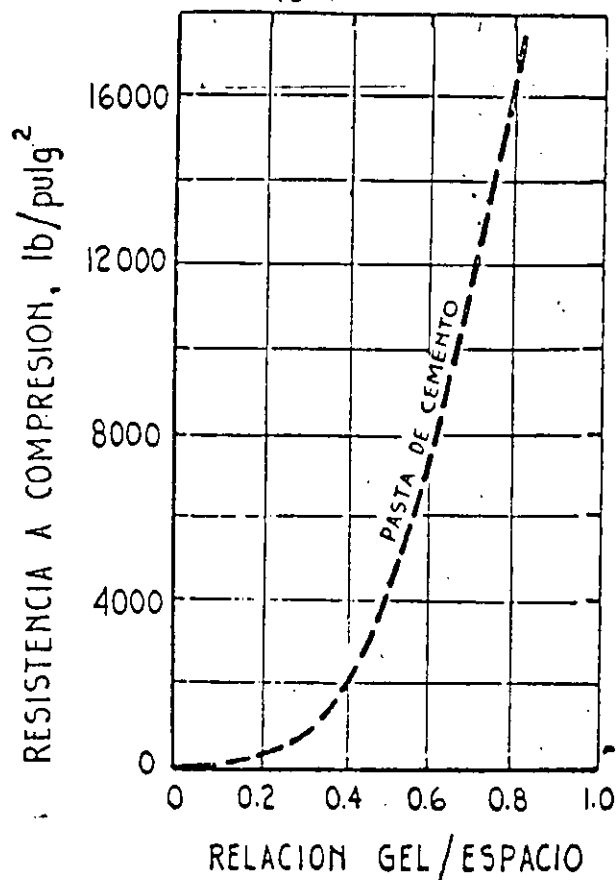


Fig. 8.- Influencia de la relación gel/espacio de la pasta de cemento en la resistencia del mortero

No obstante lo anterior, la estimación de la resistencia en función de la relación agua/cemento sigue siendo factible si no se producen cambios significativos en las características del cemento y se reglamentan las condiciones de curado y la edad de prueba. Para su aplicación en el diseño de mezclas de concreto, el concepto agua/cemento suele complementarse con la llamada regla de Lyse según la cual, para unos materiales determinados, el consumo de agua requerido para obtener una cierta consistencia permanece aproximadamente constante y es independiente de la relación agua/cemento que se utilice.

IMPERMEABILIDAD.

Con frecuencia se supone que teniendo el concreto en sí mismo un coeficiente de permeabilidad bastante bajo - (del orden de 10^{-8} cm/s), puede considerarse impermeable pa

ra fines prácticos. Sin embargo, la proporción de estructuras de concreto se requieren de la aplicación de recubrimientos su perfciales para hacerlas verdaderamente impermeables es consi derable.

Aunque la mayoría de la veces estas manifestaciones de permeabilidad son relacionables con fisuras o defectos de construcción es conveniente tener presente ciertas precaucio- nes cuando se diseña una mezcla de concreto, si se pretende a- plicarla en una estructura que vaya a estar en contacto con - agua.

La impermeabilidad del concreto es importante no - solamente para impedir el paso del agua sino también para pro teger adecuadamente el acero de refuerzo contra la corrosión, principalmente cuando existe un medio ambiente o de contacto con carácter corrosivo, como ocurre en las extructuras para obras marítimas.

Tal como se indica en la Fig. 9, la permeabilidad de la pasta de cemento está relacionada con su porosidad y, como ésta depende de la relación agua/cemento, resulta enton ces que esta relación gobierna también la impermeabilidad del concreto, En la Fig. 10 se indica el tipo de dependencia que suelen presentar la resistencia y la permeabilidad del - concreto con respecto a su relación agua/cemento.

Conforme a lo anterior, para lograr un concreto que sea prácticamente impermeable, debe usarse una rela- ción agua/cemento suficientemente baja (menor de 0.5), de be procurarse la máxima compactación de la mezcla y debe mantenerse el concreto húmedo durante un periodo inicial adecuado (no menor de 14 días), para que el cemento se hi drate normalmente.

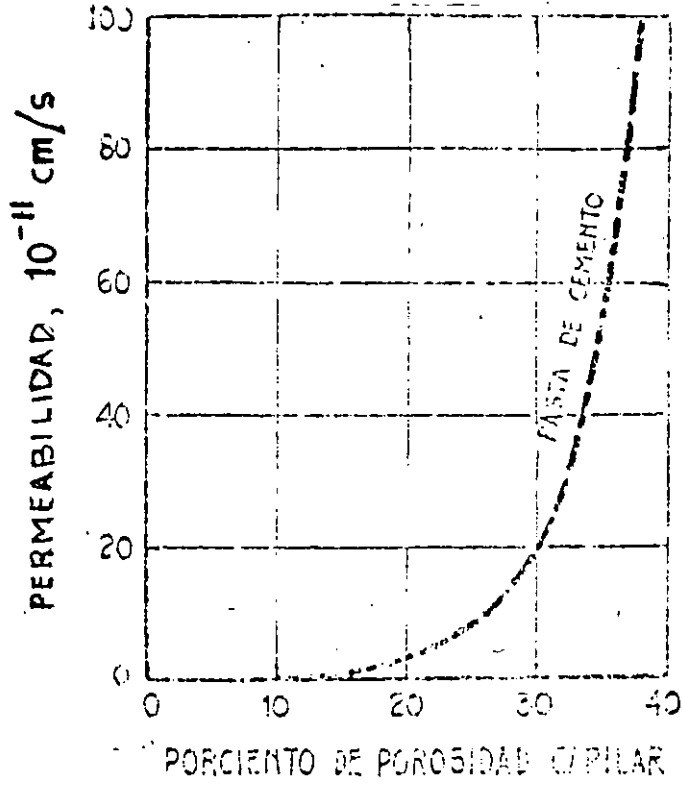


Fig. 9.- Influencia de la porosidad capilar en la permeabilidad de la pasta de cemento

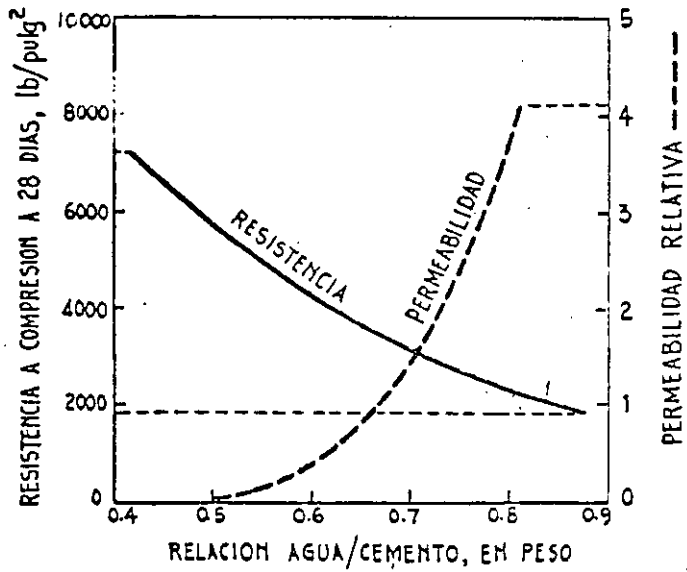


Fig. 10.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia y permeabilidad del concreto

DURABILIDAD.

La durabilidad del concreto es una propiedad bastante ligada a su impermeabilidad. Por ello, suele recomendarse el empleo de una relación agua/cemento no mayor de 0.45 cuando las condiciones de exposición y servicio de la estructura hacen temer su durabilidad.

En países de climas muy fríos, la durabilidad del concreto expuesto a la intemperie se relaciona más bien con su aptitud para resistir los efectos de la congelación y el deshielo. En estos casos, es requisito normal especificar el uso de un agente inclusor de aire para el diseño y aplicación de las mezclas de concreto, ya que las pequeñas burbujas de aire incluido proporcionan una adecuada defensa contra los efectos de la congelación del agua en el interior del concreto endurecido. Para que el contenido de aire sea eficaz en este sentido, pero que no ocasione excesiva pérdida de resistencia, el aditivo debe dosificarse de manera de lograr entre 7 y 9% de aire en la fracción mortero del concreto.

La durabilidad del concreto también puede ser afectada por reacciones químicas indeseables en las que interviene el cemento. Por ejemplo, en presencia de una alta concentración de sulfatos, éstos pueden reaccionar con el aluminato tricálcico del cemento para formar sulfoaluminato, cuya formación se acompaña de expansiones que pueden reventar al concreto. La medida de protección adecuada contra este riesgo, en la etapa del diseño de las mezclas, consiste en seleccionar un cemento que, como el tipo V, posea bajo contenido de aluminato tricálcico.

Otra reacción indeseable es la que a veces se produce entre cierto tipo de sílice contenida en algunos agregados y los alcalis del cemento. En este caso, el medio -- más efectivo de prevención consiste en seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis totales sea inferior a 0.60%. También suele ser útil el empleo de un material puzolánico que sea realmente eficaz para inhibir dicha reacción, cuyos efectos también se manifiestan en el concreto como reventones causados por expansión interna.

ESTABILIDAD VOLUMETRICA.

Según se mencionó al tratar el comportamiento de la pasta de cemento, ésta es responsable de los cambios volumétricos del concreto conocidos como contracción por secado. En consecuencia, una buena manera de limitarlos consiste en diseñar mezclas con el mínimo contenido de pasta que sea compatible con la obtención de los otros requisitos del concreto hidráulico, que son más susceptibles a los efectos de la contracción por secado, esa forma de limitar la pasta no siempre resulta suficiente para evitar el agrietamiento.

Estas circunstancias ha dado cierto impulso al empleo de cementos expansivos en ese tipo de estructuras, con cuya utilización se logra compensar la contracción y evitar las fisuras correspondientes. En la fig. 11 se muestra la comparación de las contracciones y expansiones de un concreto normal y de otro con cemento expansivo, compensador de la contracción.

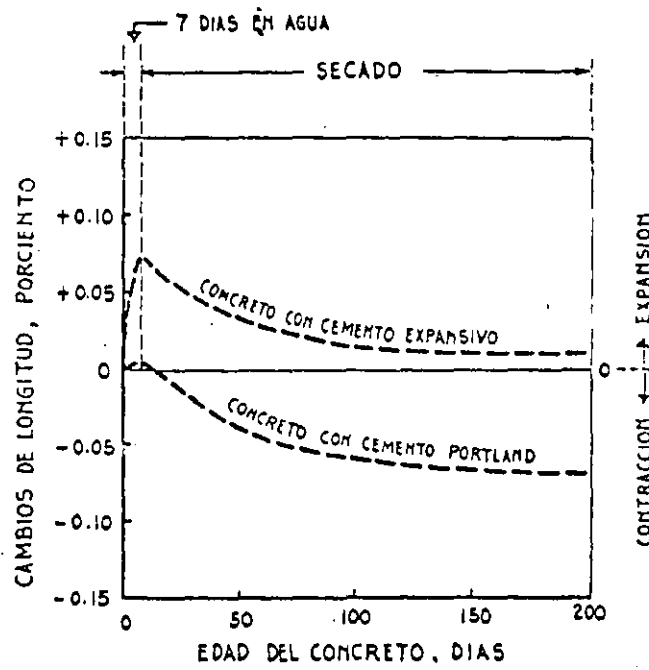


Fig. 11.- Cambios de longitud por secado en concretos con cementos Portland y expansivo

Otra circunstancia que fomenta cambios volumétricos en el concreto es la variación de temperatura. El concreto, como otros materiales, se dilata al calentarse y se contrae al enfriarse. Cuando las variaciones térmicas provienen del exterior, sus efectos en la estructura deben prevenirse mediante refuerzo de temperatura y juntas de contracción y/o dilatación localizadas en función de las características de la estructura, la magnitud previsible en los cambios de temperatura, la proporción de acero de refuerzo y el coeficiente de dilatación térmica del concreto.

Hay otra fuente probable de elevación de temperatura en el concreto, que es de carácter interno y que se debe al calor que genera el cemento al hidratarse. Este hecho suele tomarse en cuenta únicamente en el caso de estructuras voluminosas, en las que no existen facilidades para la rápida disipación de ese calor. En estos casos, las medidas más inmediatas de prevención consisten en reducir el mínimo posible el consumo unitario de cemento y en seleccionar uno que genere menos calor al hidratarse como el --- Portland tipo II, que es de moderado calor de hidratación. También puede resultar conveniente el empleo de un buen material puzolánico, ya que las reacciones químicas en que interviene generan menos calor que las relativas al cemento. En situaciones extremas, se acude al pre-enfriamiento del concreto fresco y/o al post-enfriamiento del concreto endurecido.

RESISTENCIA A TENSION.

Debido a que el concreto tiene una capacidad bastante mayor para resistir los esfuerzos de comprensión que los de tensión, y dado que en cualquier condición de carga suelen estar presentes ambos, la falla del concreto casi siempre está asociada, en última instancia, con una falla por tensión. Esta situación es particularmente válida para estructuras en las que las condiciones de carga son a flexión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico, en donde el diseño de las mezclas se realiza con la

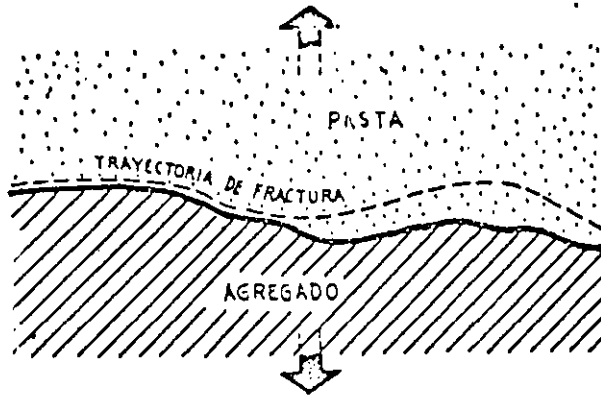
finalidad de obtener una cierta resistencia a tensión por flexión.

En el desarrollo de la resistencia a tensión, las características de forma y textura de los agregados juegan un papel importante, dado que las variaciones en éstas pueden originar diferencias notables en las condiciones de frontera entre los agregados y la pasta y, consecuentemente, en su interacción cuando el concreto es sometido a esfuerzos de tensión.

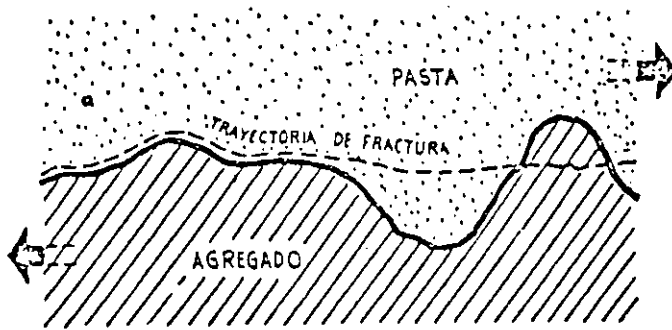
Si el concreto se hace trabajar a flexión hasta la falla, se producen fracturas en la vecindad del contacto pasta-agregado que pueden ser del tipo de falla por tensión o por cortante, según se indica esquemáticamente en la Fig. 12, en donde se destacan cuatro tipos principales de fractura:

- a) Por adherencia entre pasta y agregado
- b) Por tensión en la pasta.
- c) Por cortante en la pasta.
- d) Por cortante en el agregado

La falla por adherencia depende básicamente de la calidad de la pasta y de la forma y textura del agregado, de las cuales sólo es factible influir en la primera. En la Fig. 13 se indica la forma de dependencia que parece existir entre la relación agua/cemento de la pasta y su adherencia con el agregado. Se observa que en un cierto intervalo la adherencia mejora al disminuir la relación agua/cemento, pero llega un punto en que una mayor reducción de esta última produce el efecto contrario. Asimismo, la falla de la pasta por tensión o por cortante debe depender de su relación agua/cemento de un modo similar a como ésta influye en su resistencia a la compresión.



A) FALLA PRODUCIDA POR TENSION



B) FALLA PRODUCIDA POR CORTANTE

Fig. 12.- Tipos comunes de fractura en la zona de falla agregado-pasta de cemento

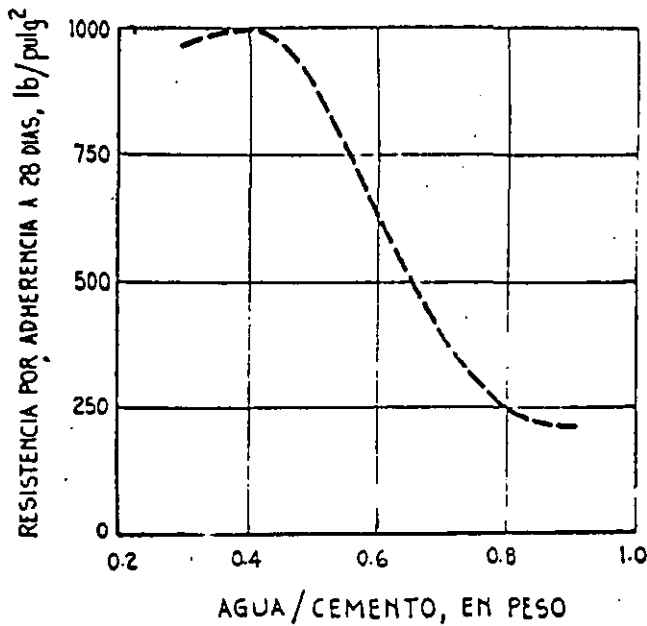


Fig. 13.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la adherencia agregado-pasta de cemento

En la falla del agregado por cortante suelen influir su calidad, forma y tamaño máximo. Las partículas de formas redondeadas generalmente producen fallas por adherencia y no por cortante, debido a la regularidad de las superficies, sin la presencia de protuberancias que puedan representar planos de debilidad.

Como se indica en la Fig. 14 existe alguna evidencia en el sentido de que el aumento de tamaño máximo en el agregado produce cierta disminución en la resistencia por cortante entre éste y la pasta. Esta observación parece confirmar la conveniencia indicada con anterioridad, en el sentido de limitar el tamaño máximo del agregado, por consideraciones de esta naturaleza, cuando las mezclas de concreto se diseñan por flexión.

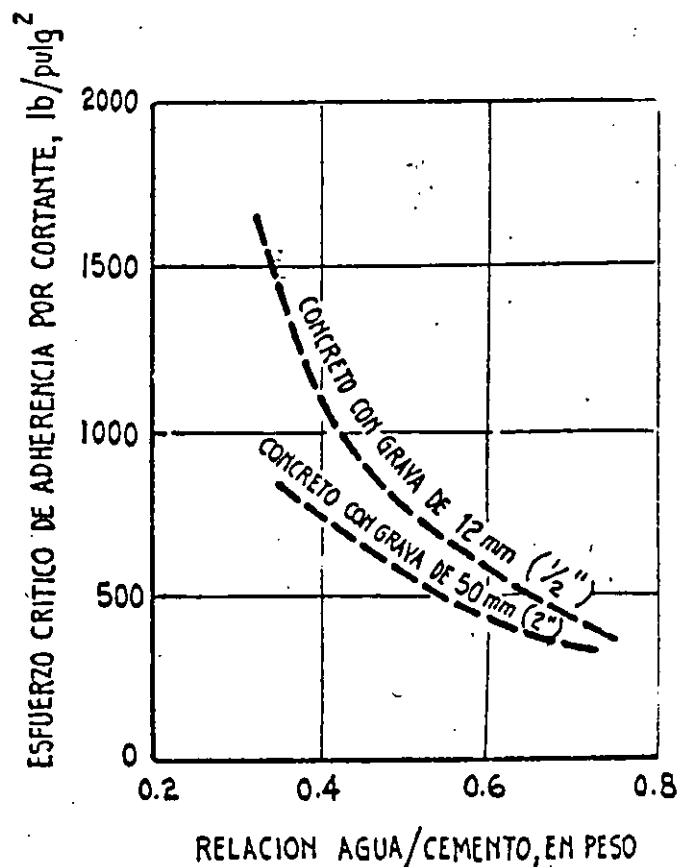


Fig. 14.- Influencia del tamaño máximo de grava en la adherencia por cortante agregado-pasta

CONCRETO BOMBEADO.

El diseño de una mezcla de concreto para ser bombeada, sobre todo en condiciones en que hay que salvar grandes distancia o fuertes desniveles, suele presentar requerimientos que conducen a la necesidad de hacer concesiones en cuanto a las propiedades del concreto endurecido, en beneficio de las características deseables en el concreto, fresco. Por ejemplo, en estos casos es frecuentemente necesario limitar el tamaño máximo del agregado en función del diámetro de la tubería, aumentar el contenido de agua para hacerla más fluida y así reducir la fricción con la tubería y la presión requerida para conducirla.

En la fig. 15 se comparan esquemáticamente las proporciones de dos concretos diseñados para la misma resistencia de proyecto, con diferentes requerimientos para ser trans

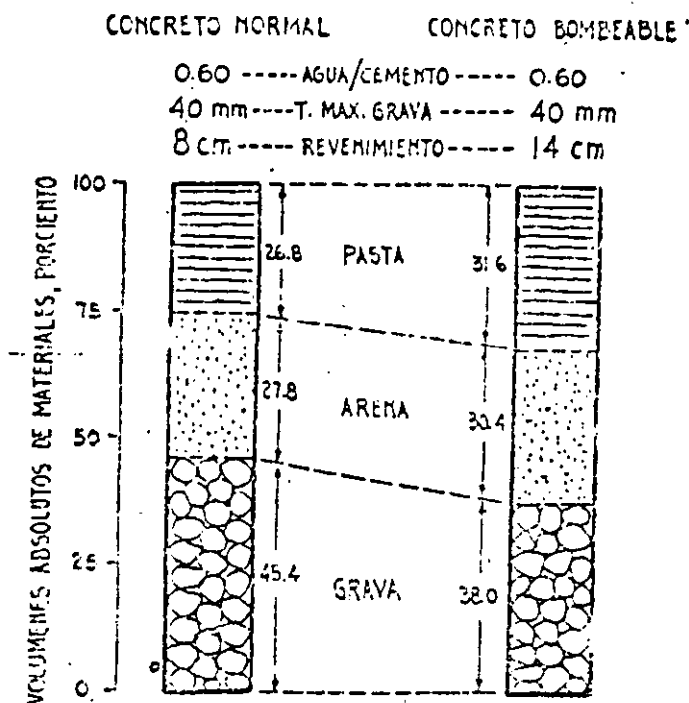


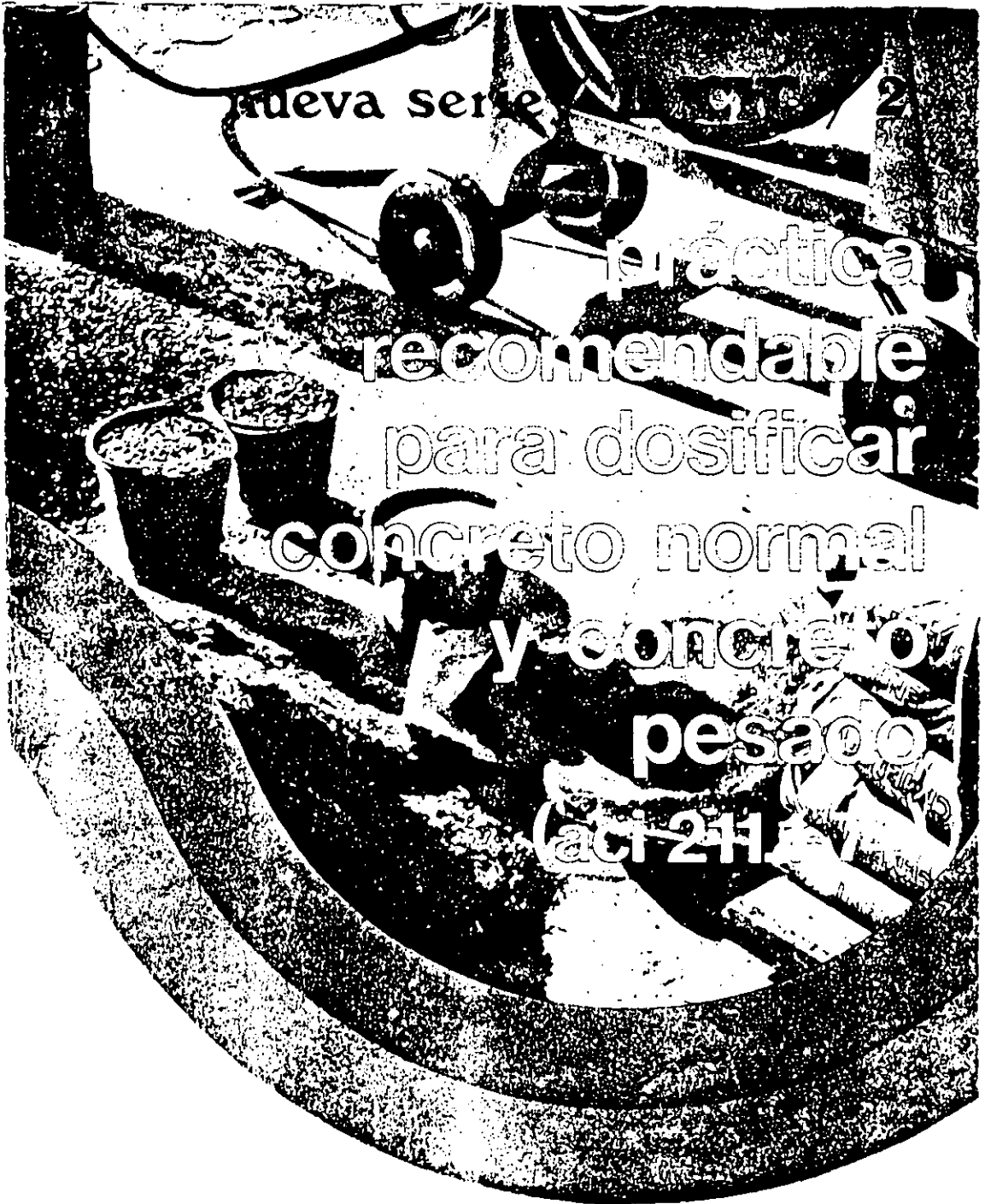
Fig. 15. Tendencias comunes en los cambios de las proporciones de materiales para concreto bombeable

portados: uno con los equipos normales que permiten el uso de un revenimiento de 8 cm. y el otro para ser bombeado con un revenimiento de 14 cm. Resulta evidente que la aceptación de criterios opuestos en el diseño de esta última mezcla deriva de las ventajas que determinadas condiciones puede ofrecer el uso de de la bomba por medio de colocación del concreto.

La práctica recomendada por el Comité ACI 304 es también una referencia útil para el diseño de mezclas de concreto bombeable.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ACI-211.1-81 "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo" IMCYC.
- 2.- ACI Committee 211.2. "Recommended Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete", Detroit, 1969.
- 3.- Comité ACI 212 "guía para el empleo de aditivos en el concreto ", IMCYC, 1974
- 4.- ACI Committee 311, "ACI Manual of Concrete Inspection", Publication SP-2, Detroit, 1975.
- 5.- U.S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", Eighth Edition, Washington, 1975.
- 6.- ASTM Designation C 33, "Standard Specification for Concrete Aggregates", Philadelphia, 1975.
- 7.- Powers, T.C. "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal of American Ceramic Society. Jan., 1958.
- 8.- Comité ACI 304, "Colocación del concreto por métodos de bombeo", IMCYC, 1974.
- 9.- A.M. Neville, "Tecnología del concreto" Tomo 3, IMCYC, 1984.



nueva serie

práctica
recomendable
para dosificar
concreto normal
y concreto
pesado
(aci 211)

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

ALCANCE

1.1. Esta práctica recomendable describe los métodos para seleccionar las proporciones de los concretos elaborados con agregados de peso volumétrico normal y alto (que se distinguen de los agregados de peso ligero y de alta densidad especial) y de trabajabilidad apropiada para la construcción común en el sitio de la obra (que se distingue de las mezclas especiales para la fabricación de productos de concreto).

1.2. Los métodos constituyen una primera aproximación a las proporciones que deben constatarse mediante las mezclas de prueba efectuadas en el laboratorio o en el campo y ajustarse, en la medida que sea necesario, para producir las características deseadas para el concreto.

1.3. Se han utilizado las unidades del sistema métrico en el cuerpo del texto.

1.4. Los métodos de prueba mencionados en el texto se incluyen en el Capítulo 9.

CONSEJO NACIONAL
DE ESTADÍSTICA

PROCEDIMIENTOS PARA LA DOSIFICACION DE CONCRETO NORMAL

5.1. El procedimiento para la selección de las proporciones de la mezcla incluido en esta sección es aplicable para el concreto de peso normal. Aunque puede utilizarse la misma información básica y procedimientos para obtener el proporcionamiento del concreto pesado, en los Capítulos 7 y 8 se incluye información adicional, así como un ejemplo de cálculo para este tipo de concreto.

5.2. La estimación de los pesos requeridos para las mezclas de concreto comprende una secuencia de pasos lógicos y directos que, en efecto, concuerda con las características de los materiales disponibles para obtener una mezcla apropiada para la obra. Frecuentemente el problema de la adaptabilidad no se le deja al individuo que selecciona las proporciones. Las especificaciones de la obra pueden contener todos o algunos de los siguientes puntos:

5.2.1. Relación agua/cemento máxima

5.2.2. Contenido mínimo de cemento

5.2.3. Contenido de aire

5.2.4. Revenimiento

5.2.5. Tamaño máximo del agregado

5.2.6. Resistencia

5.2.7. Otros requerimientos que se relacionen con temas tales como resistencia de sobrediseño, aditivos y tipos especiales de cemento o agregado.

5.3. Independientemente de que las características del concreto se señalen en las especificaciones o se dejen al individuo que seleccione las proporciones, el establecimiento de los pesos de la mezcla por metro cúbico de

concreto puede obtenerse mediante la siguiente secuencia:

5.3.1. *Paso 1. Elección del revenimiento.* Si el revenimiento no está especificado, se puede elegir un valor apropiado para la obra de acuerdo a la Tabla 5.3.1. Los valores del revenimiento mostrados son aplicables cuando se utiliza la vibración para compactar el concreto. Deben usarse mezclas de consistencia muy rígida, que puedan colocarse eficientemente.

Tabla 5.3.1. Revenimientos recomendables para diversos tipos de construcción

Tipos de construcción	Revenimiento, cm	
	Máximo*	Mínimo
Muros y zapatas de cimentación de concreto reforzado	8	2
Zapatas simples, cajones y muros de la subestructura	8	2
Vigas y muros de concreto reforzado	10	2
Columnas	10	2
Pavimentos y losas	8	2
Concreto masivo	5	2

* Puede aumentar 2 cm cuando se utilicen métodos de compactación diferentes al de vibración.

5.3.2. *Paso 2. Elección del tamaño máximo del agregado.* Los agregados bien graduados de tamaño máximo tienen menos vacíos que los de tamaños menores. De aquí que los concretos con agregado de mayor tamaño requieran menos mortero por unidad de volumen de concreto. Generalmente, el tamaño máximo del agregado debe ser el mayor que se encuentre disponible económicamente y el que resulte compatible con las dimensiones de la estructura. Bajo ninguna circunstancia el tamaño máximo debe exceder de una quinta parte de la menor dimensión entre los lados de las cimbras, de una tercera parte del peralte de las losas, ni de tres cuartas partes del espaciamiento mínimo libre entre las varillas individuales de refuerzo, haces de varilla o cables pretensados. En algunas ocasiones estas limitaciones se descartan si la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto puede ser colocado sin que se formen cavidades o vacíos. Para lograr los mejores resultados cuando se desea obtener un concreto de alta resistencia, deben reducirse los tamaños máximos de los agregados, ya que éstos producen mayores resistencias con una relación agua/cemento dada.

5.3.3. *Paso 3. Estimación del agua de mezclado y del contenido de aire.* La cantidad de agua por unidad de volumen de concreto requerida

para producir un revenimiento dado depende del tamaño máximo, de la forma de la partícula y de la granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. La cantidad de cemento no la afecta en mayor grado. En la Tabla 5.3.3. se proporcionan estimaciones con respecto a la cantidad de agua de mezclado requerida para concretos elaborados con varios tamaños máximos de agregado, con y sin aire incluido. Dependiendo de la textura y de la forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar un tanto por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son suficientemente precisos para una primera estimación. Tales diferencias en los requerimientos de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que existen otros factores compensatorios que

Tabla 5.3.3. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado*

Revenimiento, cm	Agua en kg/m ³ de concreto para los tamaños máximos del agregado indicados							
	10 mm	12.5 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm**	70 mm**	150 mm**
Concreto sin aire incluido								
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	—
Promedio recomendable de contenido total de aire, por ciento.	8	7	6	5	4.5	4	3.5	3

* Estas cantidades de agua de mezclado deben utilizarse en los cálculos de los factores de cemento para mezclas de prueba. Son los máximos para agregados gruesos angulares razonablemente bien formados, graduados dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.
 ** Los valores de revenimiento para un concreto que contenga un agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento efectuadas después de remover las partículas mayores de 40 mm por medio de cribado húmedo.

pueden estar incluidos. Por ejemplo, con un agregado grueso redondo y uno angular, ambos graduados similarmente y de buena calidad, puede producirse concreto de aproximadamente igual resistencia a la compresión utilizando la misma cantidad de cemento, a pesar de las diferencias en la relación agua/cemento resultante de los distintos requerimientos de agua de mezclado. La forma de la partícula en sí no constituye un indicio de que un agregado esté por encima o por debajo del promedio en su capacidad de producción de resistencia.

La Tabla 5.3.3. indica la cantidad aproximada de aire atrapado que puede esperarse en un concreto sin aire incluido y también muestra los niveles recomendables de contenido de aire promedio para concreto en el que se ha incluido aire para efectos de durabilidad. El concreto con aire incluido debe usarse siempre en estructuras que estarán expuestas a los fenómenos de congelación y deshielo y generalmente en estructuras expuestas al agua de mar o al efecto de sulfatos. Cuando no se prevee una exposición severa del concreto, la inclusión de aire puede acarrear efectos benéficos en la trabajabilidad y en la cohesión del concreto, con niveles de contenido de aire de aproximadamente la mitad de aquéllos indicados para el concreto con aire incluido.

Cuando se usan mezclas de prueba para establecer relaciones de resistencia o para verificar la capacidad de producción de resistencia de una mezcla, debe usarse la combinación menos favorable de agua de mezclado y contenido de aire. Esto es, el contenido de aire deberá ser el máximo permitido o el que probablemente ocurra, y el concreto debe calcularse hasta el revenimiento más alto permisible. Lo anterior evitará que se haga una estimación demasiado optimista de la resistencia, bajo la suposición de que las condiciones promedio más que las extremas serán las que prevalezcan en el campo. Para información sobre las recomendaciones relativas a contenido de aire, ver los reportes de los Comités ACI 201, 301 y 302.

5.3.4. Paso 4. Elección de la relación agua/cemento. Los requerimientos de la relación agua/cemento se determinan no sólo por los requerimientos de resistencia sino también por factores tales como la durabilidad y las propiedades del acabado. Ya que los diferentes agregados y cementos generalmente producen resistencias distintas con la misma relación agua/cemento, es altamente recomendable conocer o desarrollar la correspondencia entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales a usarse. En ausencia de tal información, pueden tomarse los valores aproximados y relativamente conservadores para concreto conteniendo cemento Portland Tipo I que se indican en la Tabla 5.3.4(a). Con materiales típicos, las relaciones agua/cemento tabuladas deben producir las resistencias mostradas, que están basadas en pruebas a los 28 días de muestras curadas bajo condiciones estándar de laboratorio. La resistencia promedio seleccionada debe, desde luego, exceder a la resistencia especificada por un margen sufi-

Tabla 5.3.4.(a). 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 sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.38	—
400	0.43	—
350	0.48	0.40
300	0.55	0.46
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

* Los valores indican las resistencias promedio estimadas para concreto conteniendo un porcentaje de aire no mayor que el indicado en la Tabla 5.3.3. Para una relación agua/cemento constante, la resistencia del concreto se reduce conforme el contenido de aire aumenta. La resistencia está basada en cilindros de 15 x 30 cm, curados en húmedo por 28 días a 23° ± 1.7°C, de acuerdo con la Sección 9(b) de la Norma ASTM C 31, "Fabricación y Curado de Muestras de Concreto para Pruebas a Flexión y a Compresión en el Campo." La resistencia de cubos será aproximadamente 20% más alta. La correspondencia indicada asume un tamaño máximo del agregado de aproximadamente 20 a 30 mm; para agregados de una procedencia determinada, la resistencia producida para una relación agua/cemento dada aumentará conforme el tamaño máximo del agregado disminuya; ver Secciones 3.4 y 5.3.2.

Tabla 5.3.4.(b). Relaciones agua/cemento máximas permisibles para concreto expuesto a condiciones severas*

Tipo de estructura	Estructura continua o frecuentemente húmeda y expuesta a congelación y deshielo**	Estructura expuesta al agua de mar o a sulfatos
Secciones delgadas (rieles, bordillos, durmientes, obras ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero.	0.45	0.40***
Todas las demás estructuras.	0.50	0.45***

* Basada en el reporte del Comité ACI 201, "Durabilidad del concreto en servicio", citado previamente.

** El concreto también debe ser del tipo de aire incluido.

*** Si se utiliza cemento resistente a los sulfatos (Tipo II o Tipo V de la Norma ASTM C 150), la relación agua/cemento permisible podrá aumentarse en 0.05.

ciente, para mantener el número de pruebas de resistencias bajas dentro de los límites especificados.*

* Ver "Práctica recomendada para la evaluación de resultados de ensayos de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

Para condiciones de exposición severas, la relación agua/cemento debe mantenerse baja, aun cuando los requerimientos de resistencia puedan cumplirse con un valor mayor. En la Tabla 5.3.4.(b) se proporcionan los valores límite.

5.3.5. *Paso 5. Cálculo del contenido de cemento.* La cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto se obtiene de las determinaciones efectuadas en los Pasos 3 y 4. El cemento requerido es igual al contenido estimado de agua de mezclado (Paso 3), dividido entre la relación agua/cemento (Paso 4). Si, no obstante, la especificación incluye por separado un límite mínimo de cemento además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla debe basarse en aquel criterio que conduzca a la mayor cantidad de cemento.

El uso de puzolanas o de aditivos químicos afectará las propiedades tanto del concreto fresco como del endurecido.*

5.3.6. *Paso 6. Estimación del contenido de agregado grueso.* Los agregados esencialmente similares en granulometría y en tamaño máximo producirán un concreto de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplee un volumen determinado de agregado grueso y seco, compactado con varilla, por volumen unitario de concreto. En la Tabla 5.3.6. se proporcionan los

Tabla 5.3.6. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

Tamaño máximo del agregado, mm	Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla,* por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena**			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	0.59	0.57	0.55	0.53
20	0.66	0.64	0.62	0.60
25	0.71	0.69	0.67	0.65
40	0.76	0.74	0.72	0.70
50	0.78	0.76	0.74	0.72
70	0.81	0.79	0.77	0.75
150	0.87	0.85	0.83	0.81

* Los volúmenes están basados en agregados secos y compactados con varilla, como se describe en la Norma ASTM C 29, "Peso unitario de los agregados." Estos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas para producir un concreto con un grado de trabajabilidad apropiado para la construcción reforzada usual. Para obtener un concreto con menos trabajabilidad como el que se utiliza en la construcción de pavimentos de concreto, estos valores se pueden aumentar en un 10%. Para un concreto con más trabajabilidad como el que algunas veces se requiere cuando la colocación se efectúa por bombeo, estos valores se pueden reducir hasta en un 10%.

**El módulo de finura de la arena es igual a la suma de las relaciones (acumulativas) retenidas en tamices de malla con aberturas de 0.149, 0.297, 0.595, 1.19, 2.38 y 4.76 mm.

* Ver NS-7, "Guía para el empleo de aditivos en el concreto" (ACI-212), publicada por el Instituto del Cemento y del Concreto, junio de 1976, páginas 40, 46 y 55.

valores adecuados para este volumen de agregado. Se puede observar que, para obtener una trabajabilidad similar, el volumen de agregado grueso para un volumen unitario de concreto sólo depende de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero necesaria para obtener la trabajabilidad con agregados distintos, debidas a la forma y granulometría de las partículas, quedan automáticamente compensadas con las diferencias en el contenido de vacíos en el agregado seco y compactado con varilla.

El volumen del agregado, seco y compactado con varilla, por metro cúbico de concreto, se muestra en la Tabla 5.3.6. Este volumen se convierte al peso seco del agregado grueso requerido por metro cúbico de concreto multiplicándolo por el peso volumétrico del agregado grueso, seco y compactado con varilla.

5.3.6.1. Para obtener un concreto más manejable, como el que se requiere en algunas ocasiones cuando se usa una bomba para la colocación o cuando se coloca el concreto en zonas congestionadas con acero de refuerzo, sería recomendable reducir hasta en un 10% el contenido estimado de agregado grueso que se había determinado en la Tabla 5.3.6. Sin embargo, se debe tener cuidado en asegurar que el revenimiento resultante, la relación agua/cemento y las propiedades de resistencia del concreto sean compatibles con las recomendaciones proporcionadas en las Secciones 5.3.1. y 5.3.4. y que satisfagan los requerimientos aplicables de las especificaciones del proyecto.

Tabla 5.3.7.1. Primera estimación del peso del concreto fresco

Tamaño máximo del agregado, mm	Primera estimación del peso del concreto kg/m ³ *	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
10	2285	2190
12.5	2315	2235
20	2355	2280
25	2375	2315
40	2420	2355
50	2445	2375
70	2465	2400
150	2505	2435

* Valores calculados con la ec. (5-1) para concretos medianamente ricos (330 kg de cemento por m³) y revenimiento medio, con un agregado cuyo peso específico es de 2.7. Los requerimientos de agua están basados en los valores de revenimiento de 8 a 10 cm, de la Tabla 5.3.3. Si se desea, se puede precisar más la estimación del peso, como se indica a continuación, siempre que se posea la información necesaria: por cada 5 kg de diferencia en el agua de mezclado de la Tabla 5.3.3., para valores de 8 a 10 cm de revenimiento, se corregirá el peso por m³ en 8 kg en la dirección opuesta; por cada 20 kg de diferencia en el contenido de cemento de 330 kg, se corregirá el peso por m³ en 3 kg en la misma dirección; por cada 0.1 de desviación de 2.7 en el peso específico del agregado, se corregirá en 70 kg el peso del concreto en la misma dirección.

1000
 900
 800
 700
 600
 500
 400
 300
 200
 100
 0

5.3.7. Paso 7. *Estimación del contenido de agregado fino.* Al concluir el Paso 6, se habrán calculado todos los ingredientes del concreto, a excepción del agregado fino. Su cantidad se determina por medio de las diferencias. Se puede emplear cualquiera de estos dos procedimientos: el método "por peso" (Sección 5.3.7.1.) o el método de "volumen absoluto" (Sección 5.3.7.2.).

5.3.7.1. Si el peso del volumen unitario de concreto se presupone o puede estimarse por experiencia, el peso requerido de agregado fino es simplemente la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los otros ingredientes. Por lo general, en base a experiencias anteriores con los materiales, se conoce el peso unitario del concreto con una precisión razonable. Si no se cuenta con esta información, se puede utilizar la Tabla 5.3.7.1. para hacer una primera estimación. Aunque el peso estimado por metro cúbico de concreto sea aproximado, las proporciones de la mezcla serán lo suficientemente exactas para permitir ajustes fáciles basados en las mezclas de prueba, como se mostrará en los ejemplos siguientes.

Si se desea obtener un cálculo teóricamente exacto del peso del concreto fresco por metro cúbico, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$U_m = 10 G_a (100 - A) + C_m (1 - G_a/G_c) - W_m (G_a - 1) \quad (5-1)$$

En donde:

U_m = peso volumétrico del concreto fresco, kg/m³

G_a = promedio obtenido de los pesos específicos de los agregados finos y gruesos combinados, a granel SSS*

G_c = peso específico del cemento (por lo general 3.15)

A = contenido de aire, por ciento

W_m = requerimiento de agua de mezclado, kg/m³

C_m = requerimiento de cemento, kg/m³

5.3.7.2. Un procedimiento más exacto para calcular la cantidad requerida de agregado fino se basa en el uso de los volúmenes de los ingredientes. En este caso, el volumen total de los ingredientes conocidos—agua, aire, cemento y agregado grueso— se resta del volumen unitario de concreto para obtener el volumen requerido de agregado fino. El volumen que cualquier ingrediente ocupa en el concreto es igual a su peso dividido entre el peso específico de ese material (siendo este último el pro-

* SSS indica que se utilizó la condición saturada y superficialmente seca para considerar el desplazamiento de una parte del agregado. El peso específico del agregado utilizado en los cálculos debe ser compatible con la condición de humedad supuesta en los pesos básicos del agregado por mezcla, es decir, de la masa seca si se establecen los pesos del agregado de acuerdo a la base seca, y del peso específico a granel SSS si los pesos se establecen con agregados saturados y superficialmente secos.

ducto del peso unitario del agua y la densidad del material).

5.3.8. *Paso 8. Ajustes por el contenido de humedad del agregado.* Debe considerarse la humedad de los agregados para pesarlos correctamente. Por lo general, los agregados están húmedos y a su peso en seco habrá que aumentarle el porcentaje de agua que contengan, tanto la absorbida como la superficial. El agua de mezclado que se agrega a la mezcla debe reducirse en una cantidad igual a la de la humedad libre que contiene el agregado, esto es, humedad total menos absorción.

5.3.9. *Paso 9. Ajustes en la mezcla de prueba.* Se deben verificar las proporciones calculadas de la mezcla por medio de mezclas de prueba preparadas y probadas de acuerdo a la Norma ASTM C 192, "Fabricación y curado de muestras de concreto para pruebas a presión y a compresión en el laboratorio", o con mezclas de campo de tamaño completo. Sólo debe utilizarse el agua suficiente para producir el revenimiento requerido sin considerar la cantidad supuesta en las proporciones de prueba. Se debe verificar el peso unitario y el rendimiento del concreto (ASTM C 138) así como el contenido de aire (ASTM C 138, C 173 o C 231). También debe observarse cuidadosamente que el concreto posea la trabajabilidad y las propiedades de acabado adecuadas y que esté libre de segregación. Se deberán hacer los ajustes pertinentes con las proporciones de las mezclas subsecuentes siguiendo el procedimiento indicado a continuación.

5.3.9.1. Se estima de nuevo la cantidad de agua de mezclado necesaria por metro cúbico de concreto, dividiendo el contenido neto de agua de mezclado de la mezcla de prueba entre el rendimiento de la mezcla de prueba en metros cúbicos. Si el revenimiento de la mezcla de prueba no fue el correcto, se aumenta o se disminuye la cantidad reestimada de agua en 2 kg por cada centímetro de aumento o disminución del revenimiento requerido.

5.3.9.2. Si no se obtuvo el contenido deseado de aire (para concreto con aire incluido), se estima nuevamente el contenido de aditivo requerido para el contenido adecuado de aire, y se reduce o aumenta el contenido de agua de mezclado indicado en el Párrafo 5.3.9.1. en 3 kg/m³ por cada 1% de contenido de aire que deba aumentarse o reducirse de la mezcla de prueba previa.

5.3.9.3. Si la base para la dosificación es el peso estimado por metro cúbico de concreto fresco, la reestimación de ese peso se obtiene reduciéndole o aumentándole el porcentaje determinado por anticipado de aumento o disminución del contenido de aire de la mezcla, ajustado con respecto a la primera mezcla de prueba:

5.3.9.4. Se calculan los nuevos pesos de la mezcla partiendo del Paso 4 (Párrafo 5.3.4.), modificando el volumen de agregado grueso que aparece en la Tabla 5.3.6, si es necesario, para obtener una trabajabilidad adecuada.

EJEMPLOS DE CALCULO PARA CONCRETO NORMAL

6.1. Para ilustrar la aplicación de los procedimientos de dosificación se utilizarán dos problemas como ejemplo. Se supondrán las siguientes condiciones:

6.1.1. Se usará cemento Tipo I, sin inclusor de aire, y se le supondrá un peso específico de 3.15.*

6.1.2. En cada caso, los agregados fino y grueso serán de calidad satisfactoria y tendrán granulometrías que se encuentren dentro de los límites de las especificaciones generalmente aceptadas.**

6.1.3. El agregado grueso tendrá un peso específico de 2.68* y una absorción de 0.5%.

6.1.4. El agregado fino tendrá un peso específico de 2.64*, una absorción de 0.7% y un módulo de finura de 2.8.

6.2. Ejemplo 1. Se requiere concreto para una parte de una estructura que va a quedar debajo del nivel del terreno en un sitio donde no estará expuesta a intemperismo severo o al ataque de sulfatos. Las consideraciones estructurales requieren que tenga una resistencia a la compresión de 250 kg/cm²*** a los 28 días. Con base en la información de la Tabla 5.3.1, así

* Los valores del peso específico no se utilizan si las proporciones se seleccionan para obtener un peso estimado de concreto por metro cúbico.

** Como se indica en las "Especificaciones para agregados para concreto", (ASTM C 33).

*** Esta no es la resistencia especificada utilizada para diseño estructural, sino una cantidad mayor que se espera obtener como promedio. El método para determinar la cantidad en la que la resistencia promedio debe exceder a la de diseño aparece en la "Práctica recomendable para la evaluación de resultados de ensayos de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

como en experiencias previas, se ha determinado que, dadas las condiciones de colocación, el revenimiento deberá ser de 8 a 10 cm y que el agregado grueso disponible, que es de 4.75 mm (No. 4 ASTM) a 40 mm resulta el adecuado. Se ha determinado que el peso del agregado grueso, compactado con varilla y seco, es de 1 600 kg/m³. Empleando la secuencia descrita en la Sección 5, las cantidades de los ingredientes por metro cúbico de concreto se calcularán como sigue:

6.2.1. *Paso 1.* Como se indicó anteriormente, el revenimiento deseado es de 8 a 10 cm.

6.2.2. *Paso 2.* También ya se ha mencionado que el agregado de que se dispone en la localidad, graduado de 4.75 mm (No. 4) a 40 mm, es el adecuado.

6.2.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura no estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto sin aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 8 a 10 cm en un concreto sin aire incluido con agregado de 40 mm es de 175 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El aire atrapado se estima en 1%.

6.2.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4.(a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 250 kg/cm² en un concreto sin aire incluido se estima en aproximadamente 0.62.

6.2.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{175}{0.62} = 282 \text{ kg/m}^3$$

6.2.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 40 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.72 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$0.72 \times 1\,600 = 1\,152 \text{ kg}$$

6.2.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto consistirán en arena y el aire que pueda quedar atrapado. La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.2.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1., el peso de un metro cúbico de concreto sin aire incluido, elaborado con agregado de tamaño máximo de 40 mm, se estima en 2 420 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

Agua (de mezclado neta)	=	175 kg
Cemento	=	282 kg
Agregado grueso	=	1 152 kg (seco)*
		Total = 1 609 kg

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,420 - 1\,609 = 811 \text{ kg (seco)*}$$

6.2.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua y agregado grueso ya determinadas y tomando de la Tabla 5.3.3. el contenido aproximado de aire atrapado (diferente al aire incluido intencionalmente), se puede calcular el contenido de arena como sigue:

Volumen de agua	=	$\frac{175}{1\,000}$	=	0.175 m ³
Volumen absoluto de cemento	=	$\frac{282}{3.15 \times 1\,000}$	=	0.090 m ³
Volumen absoluto de agregado grueso	=	$\frac{1\,152}{2.68 \times 1\,000}$	=	0.430 m ³
Volumen de aire atrapado	=	0.01 × 1.0	=	0.010 m ³
Volumen absoluto total de los ingredientes, con excepción de la arena			=	0.705 m ³
Volumen absoluto de arena requerido	=	1.000 - 0.705	=	0.295 m ³
Peso requerido de arena seca	=	0.295 × 2.64 × 1 000	=	779 kg

6.2.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

	Con base en el peso estimado del concreto, kg	Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg
Agua (de mezclado neta)	175	175
Cemento	282	282
Agregado grueso (seco)	1 152	1 152
Arena (seca)	811	779

* No se toma en cuenta la absorción del agregado porque su magnitud resulta insignificante en relación con otras aproximaciones.

6.2.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 2% en el agregado grueso y del 6% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

Agregado grueso (húmedo)	= 1 152 (1.02)	= 1 175 kg
Agregado fino húmedo	= 811 (1.06)	= 860 kg

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de $2 - 0.5 = 1.5\%$; y el agregado fino aporta $6 - 0.7 = 5.3\%$. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

$$175 - 1\,152 (0.015) - 811 (0.053) = 115 \text{ kg}$$

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

Agua (por añadir)	115 kg
Cemento	282 kg
Agregado grueso (húmedo)	1 175 kg
Agregado fino (húmedo)	<u>860 kg</u>
Total	2 432 kg

6.2.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se ha considerado conveniente reducir a escala los pesos para producir 0.02 m^3 de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2.30 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado de 8 a 10 cm, fue de 2.70 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

Agua (añadida)	2.70 kg
Cemento	5.64 kg
Agregado grueso (húmedo)	23.50 kg
Agregado fino (húmedo)	<u>17.20 kg</u>
Total	49.04 kg

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm y un peso unitario de $2\,390 \text{ kg/m}^3$. Se considera satisfactorio desde el punto de vista de su trabajabilidad y de sus propiedades de acabado. Para obtener el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.2.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{49.04}{2\,390} = 0.0205 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 2.70 kg (añadida) + 0.34 (en el agregado grueso) + 0.86 (en el agregado fino) = 3.90 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{3.90}{0.0205} = 190 \text{ kg}$$

Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.1, esta cantidad debe incrementarse en 8 kg, para elevar el revenimiento medido de 5 cm al deseado de 8 a 10 cm aumentando, por consiguiente, a 198 kg la cantidad total de agua de mezclado.

6.2.9.2. Al aumentar el agua de mezclado se requiere agregar cemento adicional para mantener la relación agua/cemento deseada, de 0.62. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{198}{0.62} = 319 \text{ kg/m}^3$$

6.2.9.3. Puesto que se ha encontrado satisfactoria la trabajabilidad, se conservará la cantidad de agregado grueso por volumen unitario de concreto utilizada en la mezcla de prueba. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es de:

$$\frac{23.50}{0.0205} = 1\ 146 \text{ kg (húmedo)}$$

que equivale a

$$\frac{1\ 146}{1.02} = 1\ 124 \text{ kg (seco)}$$

y

$$1\ 124 \times 1.005 = 1\ 130 \text{ kg (SSS*)}$$

6.2.9.4. La nueva estimación del peso por metro cúbico de concreto es de 2 390 kg. La cantidad de arena requerida es, por lo tanto:

$$2\ 390 - (198 + 319 + 1\ 130) = 743 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{743}{1.007} = 738 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

Agua (de mezclado neta)	198 kg
Cemento	319 kg
Agregado grueso (seco)	1 124 kg
Agregado fino (seco)	738 kg

* Saturado y superficialmente seco.

6.2.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen un procedimiento semejante al descrito arriba. Se siguen los pasos sin explicaciones detalladas:

6.2.10.1. Las cantidades empleadas en una mezcla nominal de 0.02 m³ son:

Agua (añadida)	2.70 kg
Cemento	5.64 kg
Agregado grueso (húmedo)	23.50 kg
Agregado fino (húmedo)	<u>16.51 kg</u>
Total	48.35 kg

El revenimiento medido es de 5 cm; el peso unitario, de 2 390 kg/m³; el rendimiento, $\frac{48.35}{2\,390} = 0.0202$ m³; la trabajabilidad es satisfactoria.

6.2.10.2. Agua reestimada para un revenimiento igual al de la mezcla de prueba:

$$\frac{2.70 + 0.34 + 0.83}{0.0202} = 192 \text{ kg}$$

El agua de mezclado que se requiere para lograr un revenimiento de 8 a 10 cm es:

$$192 + 8 = 200 \text{ kg}$$

6.2.10.3. El ajuste del contenido de cemento por el incremento de agua es:

$$\frac{200}{0.62} = 323 \text{ kg}$$

6.2.10.4. Ajuste del agregado grueso requerido:

$$\frac{23.50}{0.0202} = 1\,163 \text{ kg (húmedo)}$$

$$\frac{1\,163}{1.02} = 1\,140 \text{ kg (seco)}$$

6.2.10.5. El volumen de los ingredientes, a excepción del aire, en la mezcla de prueba original fue:

$$\text{Agua} = \frac{3.87}{1\,000} = 0.0039 \text{ m}^3$$

Cemento	$= \frac{5.64}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.0018 \text{ m}^3$
Agregado grueso	$= \frac{23.04}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.0086 \text{ m}^3$
Agregado fino	$= \frac{15.58}{2.64 \times 1\,000}$	$= 0.0059 \text{ m}^3$
Total		$= 0.0202 \text{ m}^3$

Puesto que el rendimiento obtenido fue también de 0.0202 m^3 , no había aire en el concreto que pudiera detectarse dentro de la precisión de la prueba del peso unitario y de las cifras importantes de los cálculos. Una vez que se han establecido las proporciones de todos los ingredientes (a excepción del agregado fino) se puede completar la determinación de las cantidades ajustadas de la mezcla por metro cúbico como sigue:

Volumen de agua	$= \frac{200}{1\,000}$	$= 0.200 \text{ m}^3$
Volumen de cemento	$= \frac{323}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.103 \text{ m}^3$
Holgura para el volumen de aire	-----	$= 0.000 \text{ m}^3$
Volumen de agregado grueso	$= \frac{1\,140}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.425 \text{ m}^3$
Volumen total, sin incluir el agregado fino		$= 0.728 \text{ m}^3$
Volumen requerido de agregado fino	$1.000 - 0.728$	$= 0.272 \text{ m}^3$
Peso del agregado fino (seco)	$0.272 \times 2.64 \times 1\,000$	$= 718 \text{ kg}$

Los pesos básicos ajustados para obtener una mezcla de un metro cúbico de concreto son, por lo tanto:

Agua (de mezclado neta)	200 kg
Cemento	323 kg
Agregado grueso (seco)	1 140 kg
Agregado fino (seco)	718 kg

Estos pesos difieren ligeramente de los proporcionados en el Párrafo 6.2.9.4, de acuerdo al método del peso estimado del concreto. Las pruebas realizadas posteriormente o la experiencia pueden indicar pequeños ajustes adicionales para cualquiera de los dos métodos.

6.3. *Ejemplo 2.* Se requiere concreto para una pila de un puente que estará expuesta a agua dulce en un clima severo. El requerimiento promedio de resistencia a la compresión es de 200 kg/cm² a los 28 días. Las condiciones de colocación permiten un revenimiento de 3 a 5 cm, así como el uso de agregado grande, pero se utilizará el único agregado grueso de calidad satisfactoria y económicamente disponible, el cual posee una graduación de 4.75 mm (malla No. 4) a 25 mm. Se determinó que su peso, compactado con varilla y seco, es de 1 520 kg/m³. Se indican otras características en la Sección 6.1.

Los cálculos aparecerán únicamente en forma esquemática. Obsérvese que es posible evitar confusiones si se siguen todos los pasos de la Sección 5, aun cuando parezcan repeticiones de los requerimientos ya especificados.

6.3.1. *Paso 1.* El revenimiento deseado es de 3 a 5 cm.

6.3.2. *Paso 2.* Se usará el agregado disponible en la localidad, el cual posee una graduación de 4.75 a 25 mm.

6.3.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto con aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 3 a 5 cm en un concreto con aire incluido con agregado de 25 mm es de 160 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El contenido recomendado de aire es del 5%.

6.3.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4. (a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 200 kg/cm² en un concreto con aire incluido se estima en aproximadamente 0.61. Sin embargo, la Tabla 5.3.4. (b) indica que la relación agua/cemento no debe exceder de 0.50 cuando se prevee una exposición a condiciones ambientales severas. Este valor (0.50) regirá y deberá usarse en los cálculos.

6.3.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{160}{0.50} = 320 \text{ kg/m}^3$$

6.3.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 25 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.67 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por cada metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$1\ 520 \times 0.67 = 1\ 018 \text{ kg}$$

6.3.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento

y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto son la arena y el aire.

La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.3.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1, el peso de un metro cúbico de concreto con aire incluido, elaborado con agregados con tamaño máximo de 25 mm, se estima en 2 315 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

Agua (de mezclado neta)	160 kg
Cemento	320 kg
Agregado grueso (seco)	1 018 kg
Total	1 498 kg

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,315 - 1\,498 = 817 \text{ kg (seco)}$$

6.3.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua, aire y agregado grueso ya determinadas, se puede calcular el contenido de arena como sigue:

Volumen de agua	$= \frac{160}{1\,000}$	$= 0.160 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de cemento	$= \frac{320}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.102 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de agregado grueso	$= \frac{1\,018}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.380 \text{ m}^3$
Volumen de aire	$= 0.05 \times 1.0$	$= 0.050 \text{ m}^3$
Volumen total de los ingredientes, con excepción de la arena		$= 0.692 \text{ m}^3$
Volumen absoluto requerido de arena	$= 1.000 - 0.692$	$= 0.308 \text{ m}^3$
Peso requerido de arena seca	$= 0.308 \times 2.64 \times 1\,000$	$= 813 \text{ kg}$

6.3.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

	Con base en el peso estimado del concreto, kg	Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg
Agua (de mezclado neto)	160	160
Cemento	320	320
Agregado grueso (seco)	1 018	1 018
Arena (seca)	817	813

6.3.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 3% en el agregado grueso, y del 5% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

$$\begin{aligned} \text{Agregado grueso (húmedo)} &= 1\,018 (1.03) = 1\,048 \text{ kg} \\ \text{Agregado fino (húmedo)} &= 817 (1.05) = 858 \text{ kg} \end{aligned}$$

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de $3 - 0.5 = 2.5\%$; y el agregado fino aporta $5 - 0.7 = 4.3\%$. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

$$160 - 1\,018 (0.025) - 817 (0.043) = 100 \text{ kg}$$

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

Agua (por añadir)	100 kg
Cemento	320 kg
Agregado grueso (húmedo)	1 048 kg
Agregado fino (húmedo)	858 kg
Total	<u>2 326 kg</u>

6.3.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se reducen a escala los pesos para producir 0.02 m^3 de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado, de 3 a 5 cm, fue de 1.78 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

Agua (añadida)	1.78 kg
Cemento	6.40 kg
Agregado grueso (húmedo)	20.96 kg
Agregado fino (húmedo)	17.16 kg
Total	<u>46.30 kg</u>

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm, un peso unitario de $2\,272 \text{ kg/m}^3$ y un contenido de aire de 6.5%. Se considera que está ligeramente excedido en arena, lo que dificulta su colocación. Para obtener

el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.3.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{46.3}{2\ 272} = 0.02038\ m^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 1.78 kg (añadida) + 0.50 (en el agregado grueso) + 0.70 (en el agregado fino) = 2.98 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{2.98}{0.02038} = 146.2\ kg$$

El revenimiento fue satisfactorio pero, puesto que el contenido de aire se excedió en un 1.5%, se necesitará más agua para obtener el revenimiento adecuado cuando se corrija el contenido de aire. Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.2, el agua de mezclado debe aumentarse aproximadamente en 3 kg por cada 1% de contenido de aire, por lo que se tiene $3 \times 1.5\% = 4.5\ kg$ y, de esta manera, la nueva estimación será de 151 kg/m³.

6.3.9.2. Al disminuir el agua de mezclado se requerirá menos cemento para obtener la relación agua/cemento deseada de 0.5. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{151}{0.5} = 302\ kg/m^3$$

6.3.9.3. Puesto que se encontró que el concreto estaba excedido en arena, la cantidad de agregado grueso por volumen unitario se incrementará en un 10%, a 0.74, para tratar de corregir la situación. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es:

$$1\ 520 \times 0.74 = 1\ 125\ kg\ (seco)$$

o

$$1\ 125 \times 1.03 = 1\ 159\ kg\ (húmedo)$$

y

$$1\ 125 \times 1.005 = 1\ 131\ kg\ (SSS^*)$$

6.3.9.4. La nueva estimación del peso del concreto con 1.5% menos de aire es:

$$\frac{2\ 272}{1 - 0.015} = 2\ 307\ kg/m^3$$

* Saturado y superficialmente seco.

Por lo tanto; el peso de la arena es:

$$2\ 307 - (151 + 302 + 1\ 131) = 723 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{723}{1.007} = 718 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

Agua (de mezclado neta)	151 kg
Cemento	302 kg
Agregado grueso (seco)	1 125 kg
Agregado fino (seco)	718 kg

Se deberá reducir la dosificación del aditivo para obtener el contenido deseado de aire.

6.3.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen el procedimiento descrito en el Párrafo 6.2.10, el cual no se repetirá en este ejemplo.

REFERENCIAS

1. Fuller, William B., y Thompson, Sanford E., "The Laws of Proportioning Concrete," *Transactions, ASCE*, V. 59, Dic. 1907, pp. 67-143.
2. Abrams, Duff A., "Design of Concrete Mixtures," *Bulletin No. 1*, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1918.
3. Edwards, L. N., "Proportioning the Materials of Mortars and Concretes by Surface Areas of Aggregates," *Proceedings, ASTM*, V. 18, Part 2, 1918, p. 235.
4. Young, R. B., "Some Theoretical Studies on Proportioning Concrete by the Method of Surface Area of Aggregate," *Proceedings, ASTM*, V. 19, Part 2, 1919, p. 444.
5. Talbot, A. N., "A Proposed Method of Estimating the Density and Strength of Concrete and of Proportioning the Materials by Experimental and Analytical Consideration of the Voids in Mortar and Concrete," *Proceedings, ASTM*, V. 21, 1921, p. 940.
6. Weymouth, C. A. G., "A Study of Fine Aggregate in Freshly Mixed Mortars and Concretes," *Proceedings, ASTM*, V. 38, Part 2, 1938, pp. 354-372.
7. Dunagan, W. M., "The Application of Some of the Newer Concepts to the Design of Concrete Mixes," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 36, No. 6, Junio 1940, pp. 649-684.
8. Goldbeck, A. T., y Gray, J. E., "A Method of Proportioning Concrete for Strength, Workability, and Durability," *Bulletin No. 11*, National Crushed Stone Association, Dic. 1942, 30 pp. (Revised 1953 y 1956).
9. Swayze, M. A., and Gruenwald, E., "Concrete Mix Design—Modification of Fineness Modulus Method," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 43, No. 7, Mar. 1947, pp. 829-844.
10. Discussion of "Concrete Mix Design—A Modification of the Fineness Modulus Method" por Stanton Walker y Fred F. Bartel, *ACI JOURNAL, Proceedings*, V. 43, Part 2, Dic. 1947, pp. 844-1—844-17.
11. Henrie, James O., "Properties of Nuclear Shielding Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 56, No. 1, Jul. 1959, pp. 37-46.
12. Mather, Katharine, "High Strength, High Density Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 62, No. 8, Ag. 1965, pp. 951-960.
13. Clendenning, T. G.; Kellam, B.; y MacInnis, C., "Hydrogen Evolution from Ferrophosphorous Aggregate in Portland Cement Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 65, No. 12, Dic. 1968, pp. 1021-1028.
14. Propovics, Sandor, "Estimating Proportions for Structural Concrete Mixtures," *ACI JOURNAL, Proceedings*, V. 65, No. 2, Feb. 1968, pp. 143-150.
15. "Tentative Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete," (ASTM C 637), American Society for Testing and Materials, Pihladelphia.
16. Davis, H.S., "Aggregates for Radiation Shielding Concrete," *Materials Research and Standards*, V. 7, No. 11, Nov. 1967, pp. 494-501.
17. *Concrete for Nuclear Reactors*, SP-34, American Concrete Institute, Detroit, 1972, 1736 pp.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

M O D U L O : I I

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

FABRICACION Y TRANSPORTE DEL CONCRETO

ING. VICTOR RODRIGUEZ

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

III.- FABRICACION Y TRANSPORTE DEL CONCRETO

FABRICACION EN OBRA:

Los antecedentes del concreto hecho en obra pueden referirse hasta épocas muy antiguas, como la de los egipcios, griegos y romanos los cuales construyeron todas sus obras con argamasas elaboradas en el lugar de construcción. La razón primordial de que ocurriera lo anterior, es que todos los materiales constituyentes de estas argamasas eran transportados a la obra y conforme iban avanzando iban elaborando este material de unión.

A pesar de que el cemento fue creado varios siglos después, y el cual constituye el principal material para la elaboración del concreto, las construcciones no tuvieron un gran cambio en el proceso de fabricación del que se venía haciendo desde la antigüedad.

Esta dificultad que presenta la ahora llamada industria de la construcción está dada por todas aquellas operaciones casi artesanales que deben ser llevadas a cabo para construir una obra. Sin embargo, no debemos negar los grandes avances que se han tenido, desde los mismos procedimientos de construcción, de donde han surgido todos aquellos grandes equipos que ahora vemos en casi cada una de las obras, hasta los mismos materiales de construcción que de una u otra manera se han tratado de industrializar en su producción.

La industrialización que se hace de un producto trata de dar al consumidor ciertas ventajas que de otra manera no pueden ser obtenidas por métodos convencionales o artesanales. Estas ventajas pueden ser la rapidez -

de ejecución de la obra, la calidad de los materiales producidos industrialmente que darán a la obra terminada una calidad superior en conjunto, y la cantidad de producción de materiales que permiten la construcción de más obras y por otro lado permiten abatir costos de producción, por mencionar sólo algunas ventajas.

Esta industrialización la podemos visualizar y comprender a través del análisis de productos manufacturados dentro de la industria de la construcción como son el cemento y el acero. El concreto, por otro lado, no ha sido la excepción, de ahí que haya surgido toda una industria que es la del concreto premezclado, tratando de dar todas estas características o ventajas que ya se mencionaron al tratar de producirlo en una forma industrializada.

Sin embargo, el concreto tiene ciertas características muy particulares que lo diferencian de otros materiales de construcción, que pueden ser evaluados en base a sus características principales, previamente al uso que se le vaya a dar en la obra.

Por otro lado, el desarrollo de la industria de la construcción está determinado por la misma industrialización del país; es por esto que ciertos procedimientos o materiales de construcción no se emplean en nuestro país y en otros su uso es ya común. Es por esta razón que aún en la mayoría de las obras de nuestro país se proceda a elaborar el concreto en el sitio mismo de la construcción.

El concepto anterior no es del todo objetable, siempre y cuando se produzca el concreto con los procedimientos y equipos adecuados para satisfacer las necesidades de calidad de la obra.

No es la intención de esta parte del curso la de identificar aquellos errores que comúnmente se cometen en las obras en las que se produce el concreto en el sitio, ni la de comparar los costos de producción, sino más bien la de crear una conciencia en todos aquellos que están involucrados en la producción de concreto en la obra bajo ciertos parámetros de calidad indispensables para las obras que ejecutamos en la actualidad.

Como una guía para fabricación y control de concreto en obra se adopta la publicación No. 299 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, en donde los Ingenieros Víctor Manuel Medina Ferrer y Santiago Loera Pizarro exponen y tomamos como temas para este curso, la calidad del concreto, en donde se revisan los conceptos estadísticos que se aplican para definir la calidad del mismo, con objeto de que el constructor interprete debidamente los requisitos del proyectista; las causas frecuentes de variación en la calidad del concreto; los medios para manejar los materiales y producir concreto en las obras; así como las normas y métodos de prueba para verificar adecuadamente la calidad de los materiales y del concreto producido.



GUIA PARA FABRICACION Y CONTROL DE CONCRETO EN OBRAS PEQUEÑAS

**VICTOR MANUEL MENA F
SANTIAGO LOERA P**

**PATROCINADO POR
CAMARA NACIONAL DE LA
INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION**

MARZO 1972 299

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

GUIA PARA FABRICACION Y CONTROL DE CONCRETO EN OBRAS PEQUEÑAS

VICTOR MANUEL MENA F *
SANTIAGO LOERA P *

*** PROFESORES INVESTIGADORES, FACULTAD DE INGENIERIA**

UNAM

RESUMEN

1.	CALIDAD DEL CONCRETO	1
1.1	<u>Aspectos generales</u>	1
1.2	<u>Consideraciones estadísticas</u>	6
1.3	<u>Aplicación de conceptos estadísticos</u>	8
1.4	<u>Referencias</u>	10
	TABLAS	11
	FIGURAS	13
2.	CAUSAS FRECUENTES DE VARIACION EN LA CALIDAD DEL CONCRETO	19
2.1	<u>Falta de control de la consistencia del concreto</u>	21
2.2	<u>Falta de precisión en la dosificación del agua</u>	22
2.3	<u>Falta de control de la humedad de los agregados</u>	23
2.4	<u>Falta de control de la granulometría de los agregados</u>	24
2.5	<u>Falta de precisión en la dosificación de los agregados</u>	26
2.6	<u>Referencias</u>	28
	FIGURAS	31
3.	MEDIOS PARA INFLUIR EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO	39
3.1	<u>Selección de componentes</u>	39
3.2	<u>Proporcionamiento de componentes</u>	53
	TABLAS	61
	FIGURAS	65

4.	PRODUCCION DE CONCRETO	67
4.1	<u>Acopio de materiales</u>	67
4.2	<u>Dosificación de materiales</u>	73
4.3	<u>Mezclado, transporte y colocación</u>	80
4.4	<u>Acomodo, acabado y curado</u>	90
4.5	<u>Referencias</u>	98
	TABLAS	99
	FIGURAS	101
5.	INSPECCION Y VERIFICACION DEL CONCRETO	103
5.1	<u>Alcances y limitaciones</u>	103
5.2	<u>Ubicación de la supervisión en la obra</u>	104
5.3	<u>Funciones de la inspección de concreto</u>	106
5.4	<u>La verificación como auxiliar del control de calidad</u>	108
5.5	<u>Plan de muestreo para verificar resistencias</u>	119
5.6	<u>Análisis gráfico de resistencias</u>	122
5.7	<u>Referencias</u>	125
	TABLAS	127
	FIGURAS	129
6.	NORMAS Y METODOS DE PRUEBA	137
6.1	<u>Normas</u>	137
6.2	<u>Métodos de prueba</u>	143
6.3	<u>Referencias</u>	171
	TABLAS	172

ABSTRACT

Statistical concepts used for defining the quality of concrete are reviewed, with the purpose of providing the builder with a clear understanding of the designer's requirements. Main causes of concrete quality variations are examined and several means to improve uniformity are described. A simple procedure to determine concrete proportions and recommended practices to make concrete in small jobs, are given. Scope and purpose of tests to verify concrete strength are discussed; a sampling plan for small jobs, based on statistical concepts, is presented. A summary of various materials and concrete specifications and methods of test is included.

RESUMEN

Se revisan los conceptos estadísticos que se aplican para definir la calidad del concreto, con objeto de que el constructor interprete debidamente los requisitos del proyectista. Se examinan las principales causas que producen variaciones en la calidad del concreto durante su elaboración y las medidas que pueden ponerse en práctica para hacerlo más uniforme. Se presenta un procedimiento sencillo para diseñar mezclas de concreto, por medio de tablas, con aproximación adecuada a las necesidades de las obras pequeñas. Se dan recomendaciones para manejar los materiales y producir el concreto en esas obras. Se discuten el alcance y finalidad de los ensayos para verificar la calidad del concreto, incluyéndose un plan reducido de muestreo con base en conceptos estadísticos. Se presentan resúmenes de normas de calidad y métodos de prueba para los materiales y el concreto.

1. CALIDAD DEL CONCRETO

1.1 Aspectos generales

Cuando se requiere usar concreto, la calidad que se especifica es independiente de las dimensiones de la obra, pues depende fundamentalmente de las características de la estructura que se construye y de las condiciones de exposición y servicio en que debe cumplir su cometido. Esto significa que no existe justificación técnica para dedicar menos cuidados a la fabricación del concreto en las obras menores, como suele ocurrir, por el solo hecho de tratarse de volúmenes de menor cuantía.

Para establecer la calidad de un material que, como el concreto, es el resultado de la combinación de varios otros cuya propia calidad varía, es necesario considerar una gradación de valores que a su vez puede referirse a un valor o nivel característico, cuya expresión más común es el promedio. Por ello, cuando se menciona el nivel de calidad de un volumen de concreto, indebidamente se hace referencia única a su valor promedio, que para un producto sujeto a fluctuaciones aleatorias debe hallarse situado a la mitad del intervalo de variación, aproximadamente.

Un medio más aproximado para establecer el nivel de calidad del conjunto de concreto con el que se construye una estructura o una obra, consiste en definir su valor promedio y su intervalo de variación. En la fig 1.1 se comparan esquemáticamente diversos conjuntos de valores con diferentes promedios e intervalos de variación, donde cada uno podría tomarse como ejemplo del grupo de resultados obtenidos al comprobar la calidad del concreto empleado para construir diferentes obras o estructuras, bajo circunstancias distintas. Se observa que, si existe un límite para señalar la calidad inferior, la forma indicada de superarlo es con un promedio adecuado y un intervalo reducido (categoría A); de lo contrario, pueden resultar objetables diversas porciones de los conjuntos (categorías B, C y D).

Considerando el tema bajo otro aspecto, es notoria la necesidad de establecer la característica o propiedad del concreto a que se hace referencia cuando se menciona su calidad. Para estar acordes con el motivo por el que se construye una estructura o una obra, debe entenderse que al juzgar la calidad, se enjuicia la característica o propiedad cuyo valor influye más en el cumplimiento de la función básica de la misma. Sea, por ejemplo, la impermeabilidad en el caso de un tanque, la resistencia mecánica en el de un puente o la resistencia a la erosión en el de un vertedor.

Para facilidad de quien construye y de quien supervisa, muchas de las características y propiedades del concreto pueden relacionarse con pruebas índices de calidad, siendo la más usual la que determina su resistencia a compresión simple y, con menos frecuencia, a tensión por flexión (caso de pavimentos de concreto hidráulico).

Frecuentemente, y en desacuerdo con el proceso como se llega a la obtención del producto, la calidad del concreto se especifica en función de un valor único, llámese resistencia de proyecto a compresión (f'_c).

o módulo de rotura por flexión (M_R). En no pocas ocasiones el constructor ha confundido este valor con el promedio que el proyectista supuso al efectuar el diseño estructural.

M_R y f'_c nunca corresponden al valor promedio que se requiere obtener al producir el concreto; tampoco conviene referirlos al límite inferior del intervalo de variación, como es el propósito de quienes, anti-económicamente, establecen especificaciones demasiado rígidas sobre la base de resistencia mínima absoluta. En la práctica más sensata, a la que se tiende normalmente, el valor de la llamada resistencia de proyecto debe ubicarse entre el valor promedio y el límite inferior del intervalo de variación, en una posición tal que, procurando evitar los valores objetables, se limite también la porción del conjunto cuya calidad resulte más baja que la definida por ella. Esto significa que, una vez determinado el valor de la resistencia de proyecto, existen dos medios teóricos posibles para mantener dicha porción dentro de límites convenientes: 1) reduciendo el intervalo de variación; 2) subiendo la posición del valor promedio, lo cual se muestra esquemáticamente en la fig 1.2.

Reducir el intervalo de variación significa hacer más uniforme la calidad del concreto. Para elevar la posición del promedio normalmente se requiere incrementar el contenido unitario de cemento (y/o reducir el de agua). Aunque ambas medidas tienen como propósito mejorar la calidad del concreto, la reducción del intervalo es más técnica y digna de intentarse, si bien con frecuencia requiere complementarse con la segunda.

Es en este aspecto donde suele presentarse lo que distingue el modo de operar en obras mayores y menores. En las primeras, debido a que el volumen de concreto por producir lo justifica, se controla la calidad de los ingredientes (cemento, agua, agregados, aditivos), se dispone de equipos precisos para dosificarlos y se comprueba frecuentemente la calidad

del producto para hacer los ajustes que procedan, todo lo cual tiende a me jo ra r la uniformidad del concreto, es decir, conduce a reducir su intervalo de variación. Por lo contrario, conforme la obra y el volumen de concreto son menores, tiende a disminuir la atención prestada a las medidas de con tro l y se dispone de equipos cada vez menos precisos, con lo que se deben esperar resultados opuestos en cuanto a la uniformidad del concreto pro du ci do.

De acuerdo con dicha situación, a medida que la obra sea menor deberá aumentar el valor de la resistencia promedio que se requerirá obtener para producir concreto de una cierta calidad (definida por su re s i s t e n c i a d a d o r su resistencia de proyecto). Como la magnitud de la resistencia promedio re que ri da es el dato que debe considerarse para diseñar la mezcla, esta situa ci ón frecuentemente se traduce en la necesidad de incrementar el contenido de cemento en estas obras. En la fig 1.3 se muestra gráficamente lo indi ca do, para conservar constante la proporción de resultados menores que la resistencia de proyecto. Proporción que, junto con el promedio y el inter va lo de variación, son los tres datos necesarios para definir completa men te el nivel de calidad de un conjunto de concreto. De estos, el intervalo de variación es una característica propia de cada obra, pues depende de los medios de que en ella se dispone para reproducir consecutivamente, con la mayor fidelidad posible, la mezcla diseñada.

Los otros datos, proporción de resultados menores que f'_c y promedio que se requiere obtener para que no ocurra porción de calidad objetable, deben ser aportados por el proyectista de la estructura y el res p on s a bl e de diseñar la mezcla, respectivamente. El procedimiento normal es como sigue:

a) El proyectista de la estructura la dimensiona de acuerdo con hi p ó t e s i s i s t e n c i a d a d o r hipótesis de cálculo que presuponen una cierta resistencia y un cierto compor

tamiento del concreto sometido a esfuerzos. De acuerdo con ello, considera un factor de seguridad que debe depender de las condiciones de operación de la estructura y para cuyo cumplimiento se requiere limitar la posibilidad de que se produzcan resistencias demasiado bajas en el concreto con que se construya. Esto lo obliga a definir la máxima proporción de resultados de resistencia que pueden permitirse por debajo del valor de la resistencia de proyecto, o bien, a establecer un valor de resistencia mínima permisible.

b) El encargado de estudiar las proporciones en que deben combinarse los materiales para producir la mezcla de concreto especificada por el proyectista, necesita definir primero el promedio que se requiere obtener, de modo que el límite inferior del intervalo de variación probable resulte lo más cercano posible al valor de la resistencia mínima permisible, para que al elaborar el concreto no se produzca una porción de baja calidad objetable. Para ello, necesita conocer el intervalo de variación probable, pero como esta es una característica propia de la obra, frecuentemente requiere suponerlo antes de iniciar la construcción, según los materiales, personal, equipos y procedimientos de que disponga el constructor. Una vez estimada la resistencia promedio requerida (f_{cr}), debe hacer las consideraciones pertinentes para diseñar una mezcla de concreto que la obtenga, al cabo de 28 días, en condiciones normales de prueba.

c) El constructor elabora revolturas de concreto que en teoría son réplica de la mezcla diseñada. La aproximación con que se obtenga la resistencia prevista debe depender de lo justo del proporcionamiento recomendado, de los medios de que se disponga para controlarlo y reproducirlo, y de algunas condiciones propias de la obra, como la temperatura ambiente. Si todas las variaciones son producto de causas fortuitas, puede esperarse que resultados sucesivos sean alternativamente mayores y menores que el promedio, de modo que resulten distribuidos con cierta simetría, quedando este

ubicado al centro del intervalo de variación, aproximadamente. Una vez conocidos el promedio y el intervalo, y siendo simétrica la distribución de resultados, puede procederse a efectuar los ajustes necesarios al proporcio namiento, para apegarse a las condiciones reales que prevalezcan en la obra. Si los resultados no guardan simetría respecto al promedio, debe localizar se la causa (en este caso no fortuita) antes de intentar cualquier ajuste.

1.2 Consideraciones estadísticas

Al representarse gráficamente las frecuencias con que ocurren los resultados de resistencia de un cierto volumen de concreto muestreado, si el conjunto de valores es suficientemente numeroso y las variaciones obedecen a causas fortuitas, debe obtenerse un diagrama de barras como el indicado en la fig 1.4, cuya ley de variación es asimilable a la de la curva sobrepuesta, que representa la llamada distribución normal de frecuencias.

Como el área bajo esta curva representa el total de resultados que integran el conjunto de valores observados, la forma que adopta es indicativa de la dispersión del conjunto. Una curva que se estrecha pronunciadamente en el sentido de su eje de simetría corresponde a un conjunto de baja dispersión, puesto que es mayor la proporción de resultados que se hallan próximos al promedio, y viceversa.

Cuando se pretende abarcar todos los casos posibles (el universo de valores) hay que considerar las ramas de la curva como asíntotas al eje de las magnitudes, es decir, no se puede acotar un intervalo de variación. Para el caso del concreto, sí es posible definir un intervalo de variación, comprendido entre las resistencias mínima y máxima que son factibles de obtenerse. La amplitud de este intervalo acostumbra expresarse en función de la desviación estándar, que es el radio de giro del área bajo la curva respecto al eje de simetría, y cuya expresión es:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n}}$$

siendo:

- \bar{x} valor del promedio de todas las resistencias
- x_i valores individuales de resistencia ($i = 1, 2, \dots, n$)
- n número de valores que integran el conjunto

Por características propias de la ley de variación definida por la curva de distribución normal, resulta que dentro de un intervalo igual a $\bar{x} \pm \sigma$ se encuentra comprendido el 68.3 por ciento de los valores, dentro de $\bar{x} \pm 2 \sigma$ el 95.4 por ciento y dentro de $\bar{x} \pm 3 \sigma$ el 99.7 por ciento, aproximadamente. Para fines prácticos, suele considerarse que en este último intervalo resulta comprendida la totalidad de los valores razonablemente posibles, dada la baja probabilidad (0.1 por ciento) de que ocurran eventos fuera de él, en uno u otro sentido. De tal forma, para definir el valor mínimo probable que puede esperarse en determinadas condiciones de dispersión, habrá que restar la cantidad 3σ al valor promedio. En ocasiones, a fin de formular especificaciones de resistencia para el concreto, se es menos rígido al establecer el valor de resistencia mínima probable, ubicándolo a una distancia igual a 2σ por debajo del promedio, debiendo entenderse que así aumenta a 2.3 por ciento la probabilidad de que ocurran eventos de magnitud inferior a ese mínimo probable.

Aun cuando la desviación estándar (σ) es suficiente para dar medida de la dispersión de un conjunto de valores con distribución normal, a fin de comparar distintos conjuntos situados aproximadamente en el mismo nivel en la escala de magnitudes, se hace uso del concepto de coeficiente de variación, cuya expresión es la siguiente:

$$V = \frac{\sigma}{\bar{x}} \times 100$$

Según esta, el coeficiente de variación es directamente proporcional a la desviación estándar e inversamente al valor promedio, es decir, para conjuntos con igual dispersión el coeficiente de variación au menta al disminuir el promedio, y para igual promedio, aumenta al incrementarse la dispersión. Por esta razón, más bien es de utilidad para comparar la dispersión de concretos proyectados para el mismo nivel de calidad, hechos en diferentes obras. Conforme a una práctica común en el medio local (ref 1.1), la dispersión de las resistencias del concreto se expresa en función del coeficiente de variación y este se califica (ref 1.2) como se indica en la tabla 1.1. A juzgar por esta escala, los coeficientes de variación medios aproximados para las condiciones locales que tal vez son más frecuentes, son así:

Obras mayores, $V = 15$ por ciento

Obras menores, $V = 25$ por ciento

1.3 Aplicación de conceptos estadísticos

Conforme lo señalado en el inciso a) de 1.1, el proyectista de las estructuras debe definir, además de la resistencia de proyecto del concreto, la proporción máxima de resultados de resistencia que es permisible sean inferiores a la de proyecto, o bien el valor de la resistencia mínima que puede permitirse sin poner en peligro la estabilidad o durabilidad de las propias estructuras.

En este aspecto es frecuente la adopción de los criterios de diseño recomendados por el ACI*, que en la actualidad pueden resumirse así:

a) El Comité ACI-214 (ref 1.2) previene la distinción de dos clases de concreto. Clase 1, para concreto estructural diseñado por esfuerzo

* American Concrete Institute

zos de ruptura (diseño plástico) con una resistencia promedio requerida (f_{cr}) seleccionada para que solo uno de cada diez resultados pueda ser menor que la resistencia de proyecto, es decir, limitando a un máximo de 10 por ciento los valores inferiores a f'_c . Clase 2, para concreto estructural diseñado por esfuerzos de trabajo (diseño elástico), en que se aumenta a 20 por ciento la proporción permisible de valores inferiores a f'_c .

b) El Comité ACI-318 (ref 1.3) establece un criterio único para juzgar todo concreto estructural. Considera que el nivel de resistencia del concreto es satisfactorio si ningún resultado individual es inferior al valor de f'_c disminuido en 35 kg/cm^2 , esto es, define una resistencia mínima permisible igual a $f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$, que es independiente del nivel de la resistencia de proyecto.

El criterio del Comité 214 presupone calificar la dispersión del concreto en términos principalmente del coeficiente de variación, en tanto que el Comité 318 lo hace conforme a la desviación estándar. Considerando que todavía existe mayor costumbre de juzgar la dispersión del concreto según el coeficiente de variación, y definir el nivel de calidad en función de la máxima proporción de resistencias que se permite sean menores que f'_c , en la fig 1.5 se adaptan los dos criterios a la misma forma de juicio a fin de compararlos sobre la misma base, en un caso determinado. Se observa que, con igual coeficiente de variación, es mayor la resistencia promedio que se necesita para cumplir con los requisitos del Comité 318.

En la tabla 1.2 se resumen los valores de la resistencia promedio requerida (f_{cr}), para diferentes resistencias de proyecto (f'_c) y coeficientes de variación (V), aplicando los criterios de los Comités 214 y 318. Estos valores son los que deben considerarse como promedios por ob

tener, al diseñar las mezclas de concreto, tomando en cuenta, por una parte, las consideraciones de cálculo hechas por el proyectista de las estructuras y, por la otra, la dispersión que es probable obtener al fabricar el concreto, según los materiales, personal, equipos y procedimientos de que disponga y haga uso el constructor de la obra. Conviene observar lo elevado que resultan las resistencias necesarias para cumplir con la calidad requerida cuando las dispersiones son mayores, según ocurre en obras mal controladas, con equipos y procedimientos inadecuados.

1.4 Referencias

- 1.1 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal (1966)
- 1.2 "Recommended Practice for Evaluation of Compression Tests Results of Field Concrete", American Concrete Institute, Committee 214 (1965)
- 1.3 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Journal American Concrete Institute, Committee 318 (feb 1970)

TABLA 1.1 COEFICIENTE DE VARIACION Y GRADO DE UNIFORMIDAD QUE PUEDE ESPERARSE EN EL CONCRETO, BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE PRODUCCION

Coeficiente de variación de las resistencias, en porcentaje	Calificación del grado de uniformidad del concreto	Condiciones frecuentes en que se obtiene, para concreto hecho en obra
0-5	Excelente	Condiciones de laboratorio
5-10	Muy bueno	Preciso control de los materiales y dosificaciones por peso
10-15	Bueno	Buen control de los materiales y dosificaciones por peso
15-20	Mediano	Algún control de los materiales y dosificaciones por peso
20-25	Malo	Algún control de los materiales y dosificaciones por volumen
> 25	Muy malo	Ningún control de los materiales y dosificaciones por volumen

TABLA 1.2 RESISTENCIAS PROMEDIO REQUERIDAS PARA CUMPLIR CON EL NIVEL DE CALIDAD RECOMENDADO POR LOS COMITES ACI-214 Y 318, PARA CONCRETOS DE VARIAS RESISTENCIAS DE PROYECTO, HECHOS EN DIVERSAS CONDICIONES DE UNIFORMIDAD

Resistencia de proyecto, f'_c , en kg/cm^2	Coeficientes de variación, V, en porcentaje														
	5			10			15			20			25		
	Resistencias promedio requeridas, en kg/cm^2 , según Comités ACI-214 y 318														
	ACI-318	ACI-214		ACI-318	ACI-214		ACI-318	ACI-214		ACI-318	ACI-214		ACI-318	ACI-214	
	Clase 1	Clase 2		Clase 1	Clase 2		Clase 1	Clase 2		Clase 1	Clase 2		Clase 1	Clase 2	
150	161	161	156	173	173	164	188	186	171	215	201	180	274	221	191
200	214	214	208	231	230	218	253	248	228	308	268	240	394	294	254
250	268	267	261	289	287	273	329	310	286	401	336	301	512	368	317
300	321	320	313	347	344	328	406	371	344	495	404	361	632	442	380
350	375	374	365	410	401	382	483	433	401	590	471	421	750	515	443
400	429	427	418	475	459	437	560	495	458	682	538	481	873	589	507

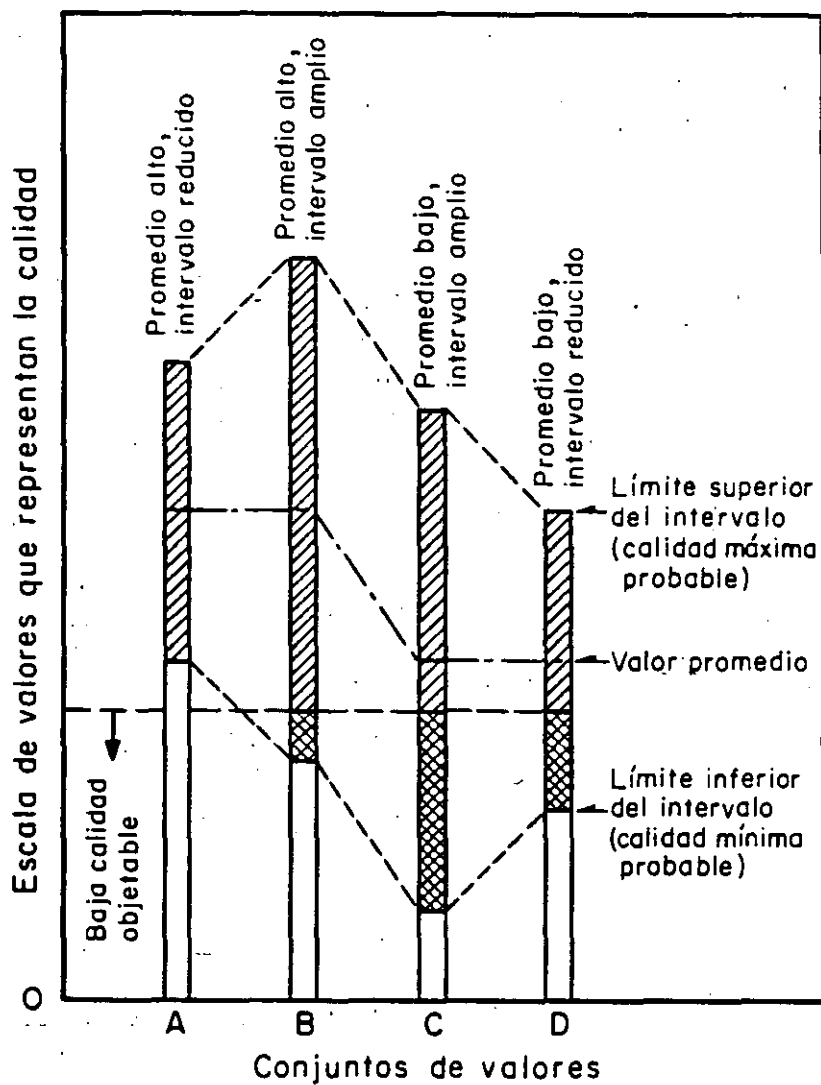


Fig 1.1. La categoría de un conjunto de valores puede ser definida por su promedio e intervalo de variación

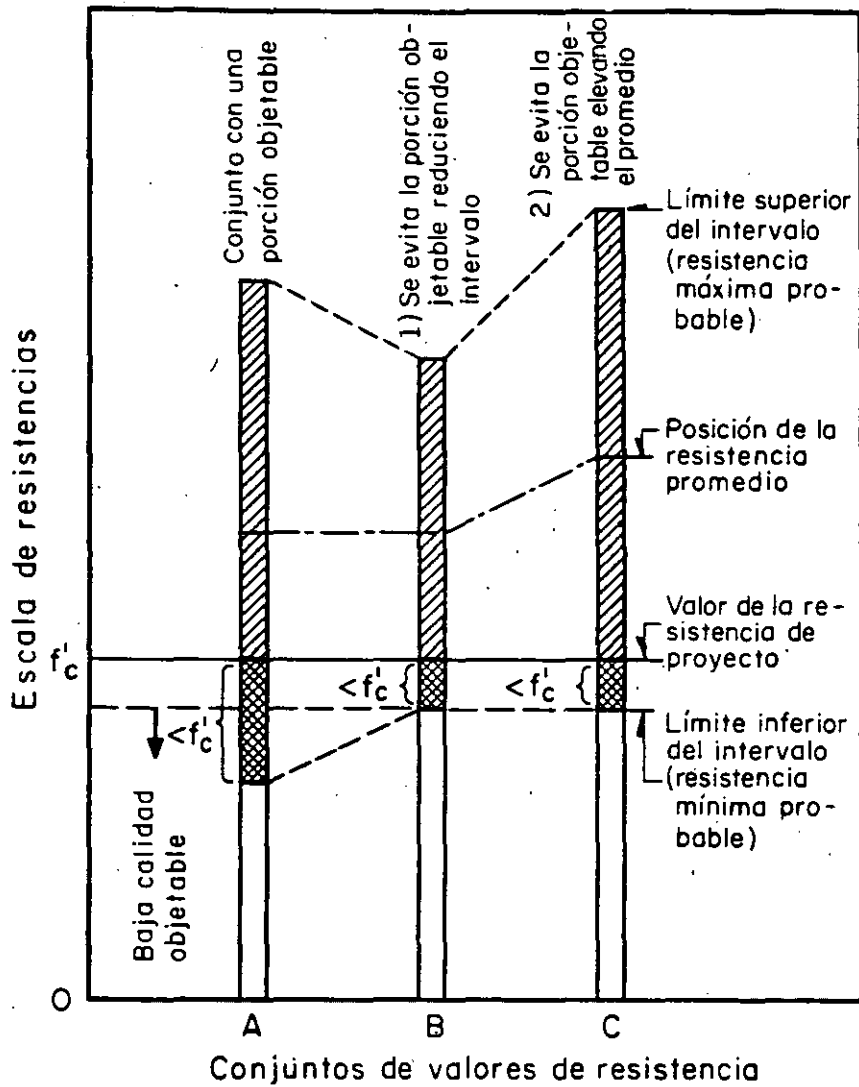


Fig 1.2. Hay dos medios disponibles para evitar que ocurra baja calidad objetable al producir concreto

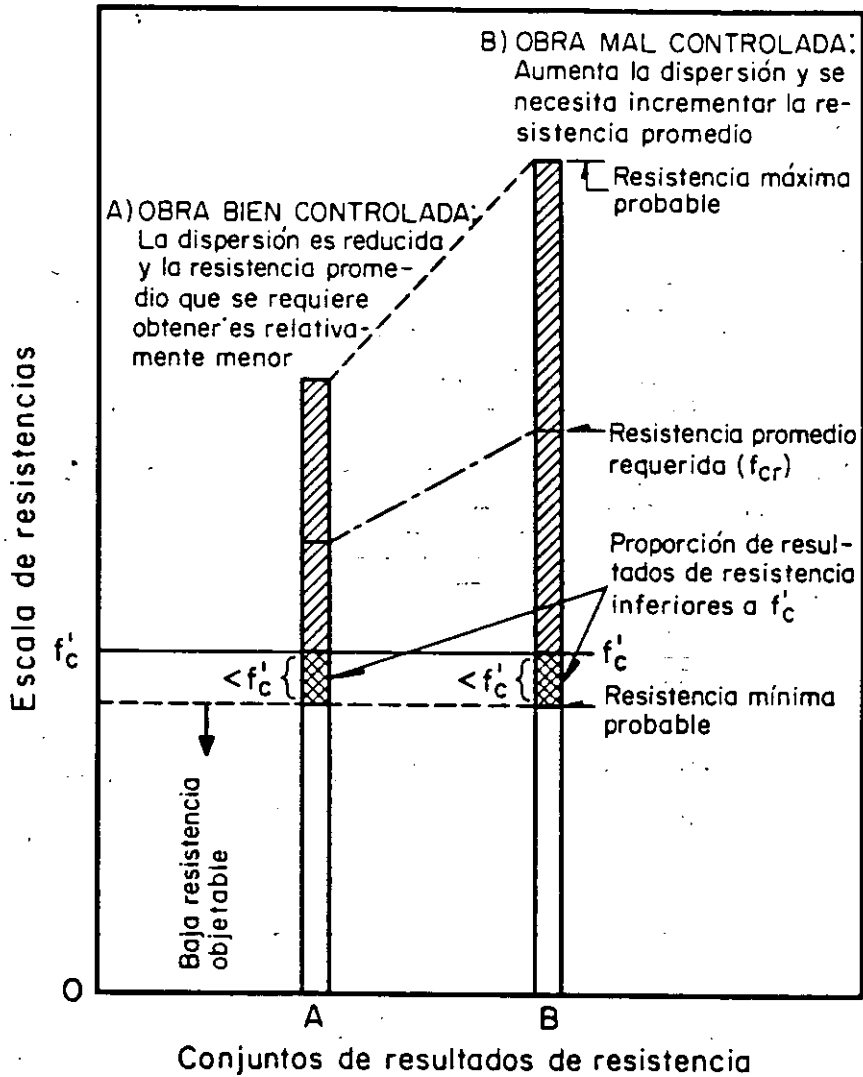


Fig 1.3. Para conservar el mismo nivel de calidad en el concreto, es necesario incrementar la resistencia promedio en obras donde la dispersión de los resultados es mayor

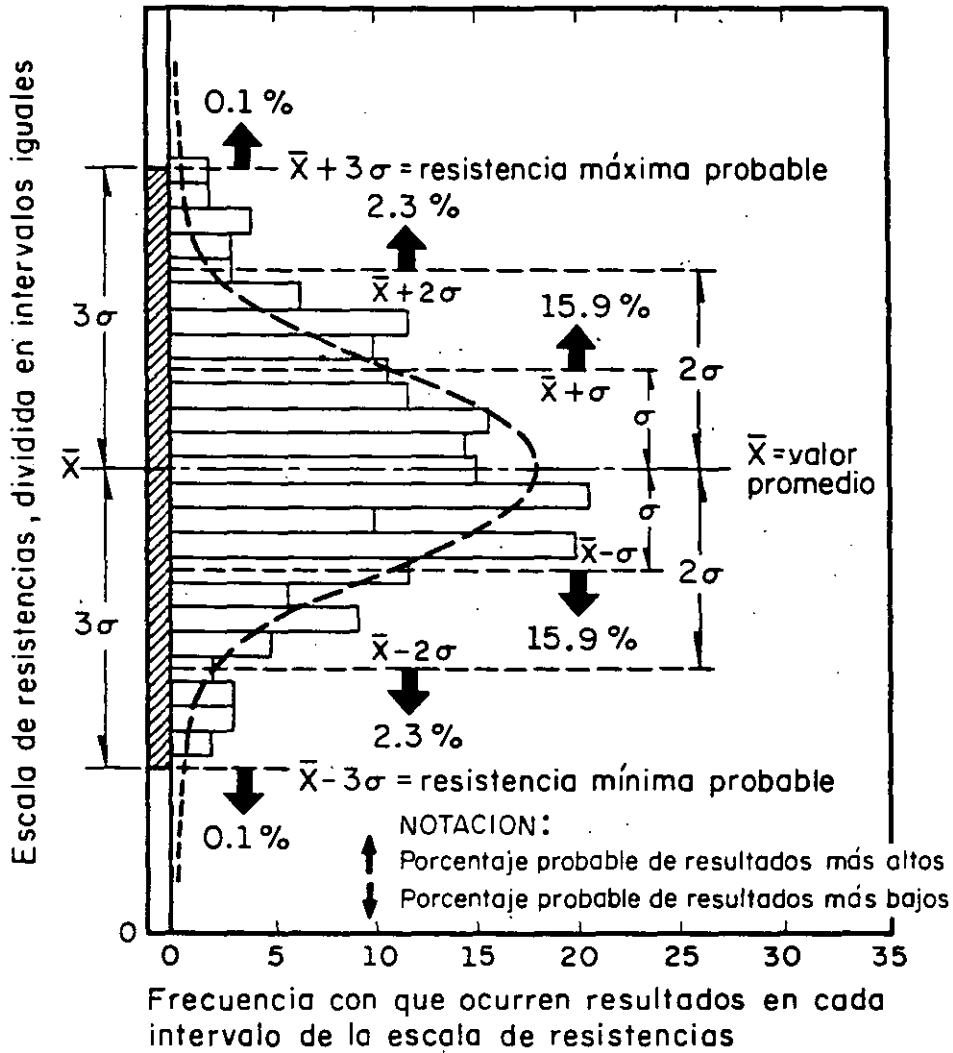


Fig 1.4. Distribución de frecuencias de resultados de resistencia en un conjunto numeroso, cuando sus variaciones son atribuibles a causas fortuitas

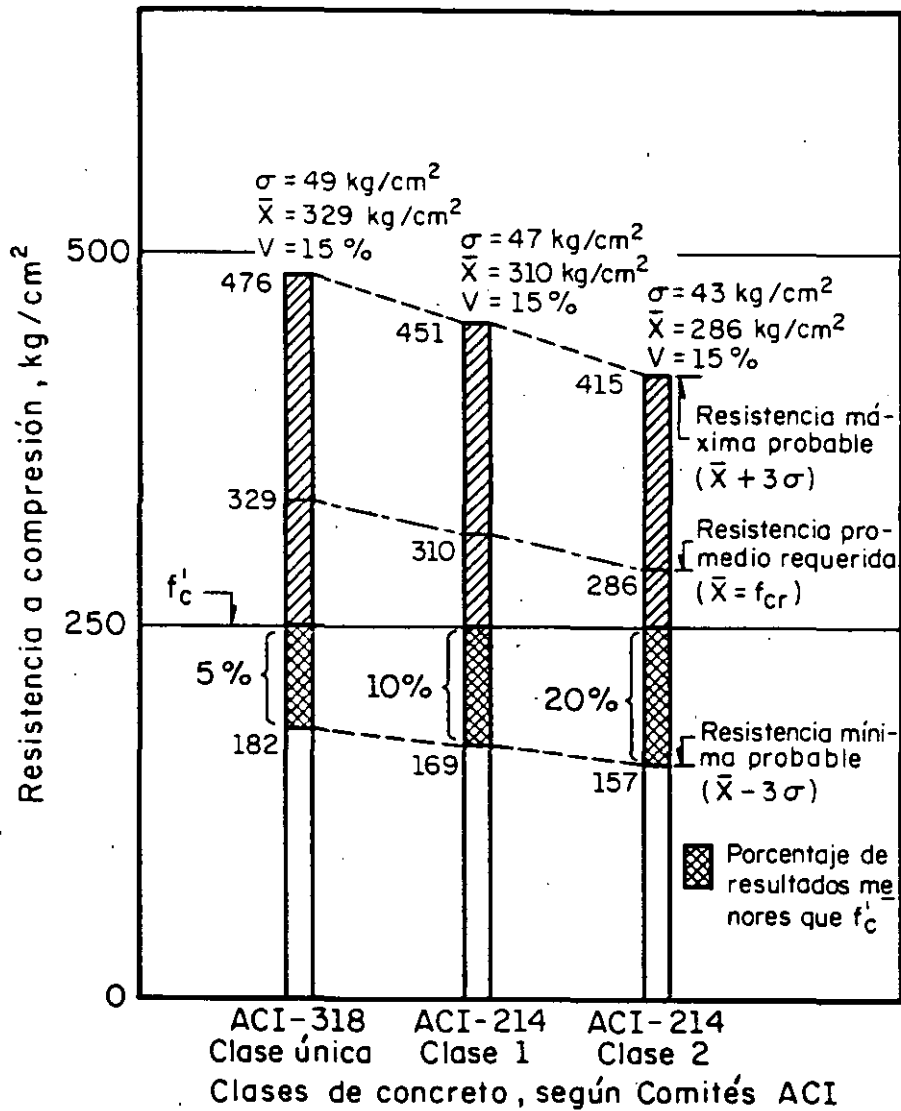


Fig 1.5. Para un mismo coeficiente de variación de resistencias, el concreto de mejor clase requiere mayor resistencia promedio

2. CAUSAS FRECUENTES DE VARIACION EN LA CALIDAD DEL CONCRETO

El concreto normalmente se produce mediante la combinación y mezcla, en cantidades predeterminadas, de tres ingredientes básicos: cemento, agua y agregados minerales. Eventualmente se le incorporan materiales adicionales (aditivos) que también constituyen ingredientes de carácter básico.

La calidad del producto (concreto) deberá resultar, entonces, en función de la calidad particular de cada uno de sus ingredientes y de las cantidades en que se les administre. Esta simple dependencia define los alcances que debe tener el control de calidad de producción de concreto, hasta el momento en que se mezcla. Si en un caso determinado se dispone de ingredientes de buena calidad y se les combina en proporción adecuada, el producto que se elabore deberá poseer las propiedades que sean correlativas. Si, además, se dispone de medios para asegurar que la buena calidad de los ingredientes y sus proporciones relativas se conserven dentro de ciertos límites de uniformidad, el volumen total de

producto que se alabore en el curso de cualquier lapso también deberá manifi
estar propiedades acotadas dentro de otros ciertos límites.

En las obras en que se emplean grandes volúmenes de concre
to, el monto de la inversión normalmente justifica y alienta que se hagan erogaciones para controlar la calidad de cada uno de los ingredientes y pa
ra que se utilicen equipos que propicien su uniformidad y la de las cantida
des que deben dosificarse en cada revoltura.

En las obras menores, en que aparentemente no existe esta justificación, suelen hacerse concesiones en lo que se refiere a control de calidad de los ingredientes y a características de precisión de los equipos. Para que tales concesiones no lleguen a afectar aspectos decisivos de la ca
lidad del concreto, es conveniente señalar su trascendencia, a fin de evitar
las.

En la fig 2.1 se muestra esquemáticamente la estructura ca
racterística del concreto endurecido a diferentes escalas. El concreto a escala natural se observa formado por partículas de agregado grueso envuel
tas en mortero, pero a su vez este constituye un verdadero miniconcreto com
puesto de partículas de agregado fino envueltas en pasta de cemento. Una vi
sión de la pasta, ampliada suficientemente, la mostraría constituida de par
tículas de cemento en proceso de hidratación, geles de cemento productos de este proceso y poros capilares. La resistencia propia del gel es un valor característico que varía relativamente poco con los cambios de composición que son usuales en el cemento portland. De esta manera, la resistencia de la pasta depende básicamente de su concentración de geles por espacio unita
rio, es decir, de su proporción de poros capilares. Entre los factores que determinan el valor final de esta proporción, el principal es el contenido unitario de agua en la pasta: a medida que el agua aumenta, los poros se in
crementan y, consecuentemente, la resistencia de la pasta disminuye.

En la fig 2.2a se indica el tipo de relación que existe entre la resistencia a compresión y la fracción que representan los geles de cemento dentro del espacio disponible (ref 2.1). La fig 2.2b representa a su vez el efecto que tiene el contenido unitario de agua de la pasta (expresado como relación agua/cemento) sobre su proporción de poros y su resistencia a compresión (ref 2.2).

La fig 2.3 pone de manifiesto cómo la influencia de la relación agua/cemento se extiende a diversas propiedades del concreto, actuando de modo semejante que sobre la resistencia de la pasta (refs 2.3 a 2.5).

Esto hace considerar que si los ingredientes del concreto son de calidad y características normales, las propiedades del producto son influidas principalmente por las de la pasta, y estas, a su vez, por las proporciones en que se combinan el cemento y el agua.

Aun suponiendo que en todas las obras, por reducido que sea el volumen de concreto a producir, se hicieran las consideraciones necesarias para definir en cada caso el valor adecuado de la relación agua/cemento, esto no dejaría de representar una situación teórica, dado que no siempre se proveen los medios para asegurar que se respete.

Como muchas de las concesiones que se hacen en las obras menores son en detrimento de este aspecto y, obviamente, de la calidad del concreto, conviene señalar las que de modo más notable propician variaciones en el contenido unitario de agua de mezclado y en la relación agua/cemento.

2.1 Falta de control de la consistencia del concreto

Los cambios imprevistos de la consistencia de las mezclas de concreto durante la producción pueden ser atribuibles, con mayor frecuencia, a variaciones en el contenido unitario de agua. El control de la con

sistencia se realiza obteniendo muestras continuamente para determinarles dicha característica mediante sencillas pruebas de campo, como la del revenimiento. Este es solo uno de los medios que se aplican en las obras importantes para controlar la calidad del concreto. Con mayor razón debe ser una práctica corriente en las obras menores, donde la consistencia de las mezclas es más variable y frecuentemente se ajusta por simple apreciación del operador de la revolvedora. Mediante la ejecución de la prueba de revenimiento, en una de cada cinco revolturas, por lo menos, es posible configurar la variabilidad de la consistencia e ir la regulando sucesivamente por medio de ajustes a la dosificación del agua. Se dice que la consistencia es aceptablemente uniforme cuando el intervalo de variación de los revenimientos no excede de la mitad del valor del revenimiento medio.

2.2 Falta de precisión en la dosificación del agua

De los ingredientes del concreto, el agua es el que manifiesta menos variaciones cuando se le dosifica por peso o volumen. No obstante esa facilidad, paradójicamente, es el que suele dosificarse con menos precisión. Asimismo, tal vez por ser el más económico, es el ingrediente más prodigado: si la mezcla se observa seca se acostumbra fluidizarla adicionando agua, pero si se le observa fluida se le deja y utiliza así. Para reducir las fluctuaciones en el contenido unitario de agua, debidas a mala dosificación, esta debe efectuarse por un medio que asegure aproximación de 1 por ciento, lo cual, en obras menores, puede lograrse mediante un depósito vertical de forma cilíndrica, provisto de un dispositivo de sifón que solamente permita extraer la cantidad de agua prefijada, o bien, mediante un tanque de operación manual como el mostrado en la fig 2.4 (ref 2.6). Si en un momento dado, después de añadir dicha cantidad, la consistencia de la mezcla cambia de una a otra revoltura y se observa seca, puede ajustarse adicionando agua y cemento en proporciones adecuadas para con

servar constante la relación agua/cemento. Si por lo contrario se observa fluida, el ajuste permisible consiste en adicionarle agregados y cemento en proporciones adecuadas para que no se altere la relación agregado/cemento que corresponde al proporcionamiento empleado. Para las mezclas que deban elaborarse a continuación conviene proceder así: si la mezcla precedente resultó fluida, debe disminuirse la cantidad total de agua por dosificar, ajustando el dispositivo de medición; si resultó seca, debe reducirse la cantidad total de agregados por dosificar. En ambos casos, la cantidad de cemento por revoltura debe permanecer invariable, lo cual representa una ventaja cuando se le dosifica por sacos.

2.3 Falta de control de la humedad de los agregados

Los cambios en el contenido de humedad de los agregados pueden derivar de variaciones atmosféricas, condiciones de humedad en que se les obtenga y lapso que transcurra entre su obtención y empleo. Así, es frecuente que se manifiesten variaciones notables, aun en el desarrollo de un mismo colado.

Debe recordarse que las cantidades de agregados por revoltura, con frecuencia se basan en aquella condición teórica de humedad que se define como "saturada y superficialmente seca", y en la cual no toman ni ceden agua. Esto, con objeto de poder definir con precisión el valor justo de la relación agua/cemento, puesto que no se considera que el agua de saturación (ubicada en el interior de los agregados) participe en la hidratación del cemento.

Como en la práctica los agregados no se encuentran en esa condición de humedad, es necesario ajustar la cantidad efectiva de agua en función de su humedad real: si se encuentran secos (subsaturados) hay que incrementar el agua, y si están húmedos (sobresaturados) hay que reducir la.

Obviamente, la falta de control en este aspecto debe representar variaciones alternativas en el contenido de agua del concreto, según que los agregados se tornen secos o húmedos, pero, conforme a lo señalado en 2.2, lo que frecuentemente ocurre es que si el cambio los vuelve más secos la mezcla resulta dura y se le ajusta añadiéndole agua, mientras que si el cambio es a ser más húmedos, la mezcla resulta fluida y así se le deja y utiliza. En estas condiciones, la tendencia deja de ser ambidireccional, y sus efectos repercuten en un solo sentido: el de disminuir la resistencia del concreto.

Entre las medidas que se ponen en práctica para controlar la calidad del concreto en obra, ocupa un lugar destacado la corrección al proporcionamiento por concepto del cambio de humedad en los agregados. El procedimiento es sencillo: se toman muestras de los agregados y se les determina su contenido de humedad, secándolos a 100 °C; si resultan subsaturados, la cantidad de agua que pueden absorber se adiciona al agua de mezclado y se resta de los agregados que deben dosificarse; si resultan sobresaturados, se procede a la inversa. En las obras más chicas, donde no existen las facilidades necesarias para hacer esta corrección, la deficiencia puede paliarse mediante el control de la consistencia señalado en 2.1 y los ajustes descritos en 2.2.

2.4 Falta de control de la granulometría de los agregados

Entre las diversas características físicas de los agregados, la que experimenta mayores variaciones es su distribución de tamaños, o composición granulométrica. Los cambios de granulometría de los agregados, principalmente la arena, presentan notable influencia sobre la cantidad unitaria de agua que se requiere en la mezcla de concreto para mantener su consistencia uniforme. La tendencia es que al disminuir el tamaño de las partículas

aumenta el requerimiento de agua de mezclado, es decir, a medida que la arena es más fina debe aumentar la cantidad de agua por m^3 de concreto, necesaria para producir un mismo revenimiento. Esto es fácil de comprender, ya que al disminuir el tamaño de los granos se incrementa consecutivamente su superficie específica, es decir, la suma de las áreas superficiales de todas las partículas contenidas en un peso unitario. Asimismo, el aumento de la superficie específica del agregado fino trae aparejado el incremento en la cantidad de pasta de cemento requerida para recubrir todas sus partículas; entonces, si el contenido de cemento por revoltura permanece fijo, el aumento de volumen de pasta se obtiene añadiendo agua. Estas tendencias se muestran gráficamente en las figs 2.5 y 2.6 (refs 2.2, 2.7). En la primera se indica cómo aumenta la superficie específica de los granos al disminuir su tamaño, y en la segunda, cómo varía el requerimiento de agua en función del intervalo dimensional de las partículas de agregado, observándose el efecto más definido para el intervalo que corresponde al agregado fino.

Para evitar los efectos adversos de esta tendencia sobre la calidad del concreto, la ASTM (ref 2.8) recomienda que se estudie un nuevo proporcionamiento de concreto cuando el módulo de finura de la arena varíe en más de 0.20 respecto al de la arena empleada para diseñar el proporcionamiento original. Esta, que no es una medida sencilla, solo puede esperarse que se aplique en obras que cuenten con laboratorio de campo suficientemente capacitado. Para las obras menores, lo recomendable sería efectuar una inspección inicial del lugar donde se piensa obtener la arena y la grava, y estimar los posibles cambios de granulometría que pueden ocurrir en el material, con objeto de delimitar zonas de aspecto uniforme para la explotación, o bien, obtener muestras de las zonas que se observen francamente diferentes. Estas muestras deben remitirse al laboratorio pa

ra que estudie dos o más proporcionamientos, según resulte necesario, de manera que al variar la procedencia de los agregados de una a otra zona, pueda tomarse en cuenta el cambio de granulometría, empleando el proporcionamiento correspondiente. En todo caso, si no se tomó la precaución de contar con estas facilidades, lo recomendable será controlar la consistencia de las mezclas como se indica en 2.1 y efectuar los ajustes como se explica en 2.2.

2.5 Falta de precisión en la dosificación de los agregados

En este aspecto puede aludirse a dos causas que son frecuentes en las obras menores:

1. Separación deficiente de los agregados en los diferentes tamaños previstos, por el uso de equipos y/o procedimientos inadecuados de clasificación.

2. Medición imprecisa de las cantidades de agregados que deben dosificarse para elaborar un determinado volumen de concreto, revoltura tras revoltura.

La clasificación de los agregados por tamaños se establece con el fin de ejercer control sobre su granulometría, debido a los efectos indeseables que produce sobre la calidad del concreto el cambio fuera de control de esta característica, según se expuso en el párrafo anterior. De esta forma, al dosificar el agregado total en fracciones, es posible conseguir mayor uniformidad en el conjunto, lo cual, a su vez, está supeditado a la uniformidad particular de cada fracción. Considerando la importancia de esto último, lo deseable es que el intervalo dimensional abarcado por una fracción resulte lo más reducido posible, pues así se reduce la tendencia de las partículas a segregar y se propicia su homogeneidad. Por otra parte, lo preciso de la división por tamaños depende de las caracte

rísticas de los procedimientos y equipos que se empleen para ejecutarla. Para satisfacer estas dos condiciones, intervalo reducido y división precisa, en las grandes obras se acostumbra especificar la subdivisión del agregado grueso en varias fracciones y se emplean equipos adecuados para lograr que sea precisa. Por lo contrario, en las obras menores es frecuente prestar poca atención a estos aspectos, llegándose al extremo de pretender el uso de los agregados (arena y grava) sin ninguna separación. Lo recomendable para estas obras es dividir los agregados en por lo menos dos fracciones (arena y grava) si el tamaño máximo no excede de 38 mm (1 1/2 pulg), y en tres (arena y dos gravas) si es mayor. Asimismo, independientemente del procedimiento que se utilice para la separación, debe procurarse que los defectos de clasificación (contaminaciones granulométricas) se conserven en proporciones reducidas y uniformes. En la fig. 2.7 se incluyen límites recomendables para la composición granulométrica de arena y grava con diversos tamaños máximos, en las obras menores.

Para la dosificación de las cantidades de agregados que deben intervenir en la elaboración de cada revoltura de concreto, normalmente se requiere una aproximación de 1 por ciento si las fracciones se miden en forma individual, y 2 por ciento si se miden acumuladamente en la misma tolva o recipiente. Para conseguir esta aproximación, es requisito indispensable que la dosificación se haga por peso, lo cual ha sido una costumbre invariable en las grandes obras y tiende a serlo también en las menores. Para quienes conserven la costumbre de emplear las dosificaciones de agregados por volumen, conviene recordar que la cantidad efectiva de material que se dosifica al pretender medir un volumen aparente constante, es una variable que depende de numerosos factores, tales como las variaciones de granulometría y humedad de las partículas, geometría del recipiente y grado de compactación. Para mostrar el efecto tan notable

que ejerce uno solo de estos factores, en la fig 2.8 se indica la forma como varía el peso volumétrico de la arena con los cambios de humedad y se expresa el orden de error que puede cometerse al ocurrir un cambio extremo de humedad.

En la actualidad no existe justificación para continuar dosificando los agregados por volumen, pues resulta factible conseguir equipos de dosificación por peso de capacidad adecuada para las obras menores, siendo el más sencillo una simple báscula de plataforma habilitada para pesar botes o carretillas. Además, si se toman en cuenta los conceptos contenidos en el Cap. 1, el aumento de calidad y la reducción en el consumo de cemento que pueden conseguirse, deben ser alicientes para implantar la dosificación de los agregados por peso en todas las obras menores.

2.6 Referencias

- 2.1 T. C. Powers, "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal American Ceramic Society (1958)
- 2.2 A. Hummel, "Prontuario del Hormigón", Editores Técnicos Asociados, Barcelona (1966)
- 2.3 W. H. Prince y G. B. Wallace, "Resistance of Concrete and Protective Coatings to Forces of Cavitation", Procs., American Concrete Institute, Detroit (1950)
- 2.4 "Concrete Manual", U. S. Bureau of Reclamation, Denver (1966)
- 2.5 "Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal Weight Concrete", Proposed Revision of ACI 613-54, ACI Journal, Detroit (ago 1969)
- 2.6 D. F. Orchard, "Concrete Technology", John Wiley & Sons Inc., Vol 2, Nueva York (1966)

- 2.7 R. Vallette, "Manuel de Composition des Betons", Editions Eyrolles, Paris (1963)
- 2.8 "Standard Specifications for Concrete Aggregates, C 33", American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1970)

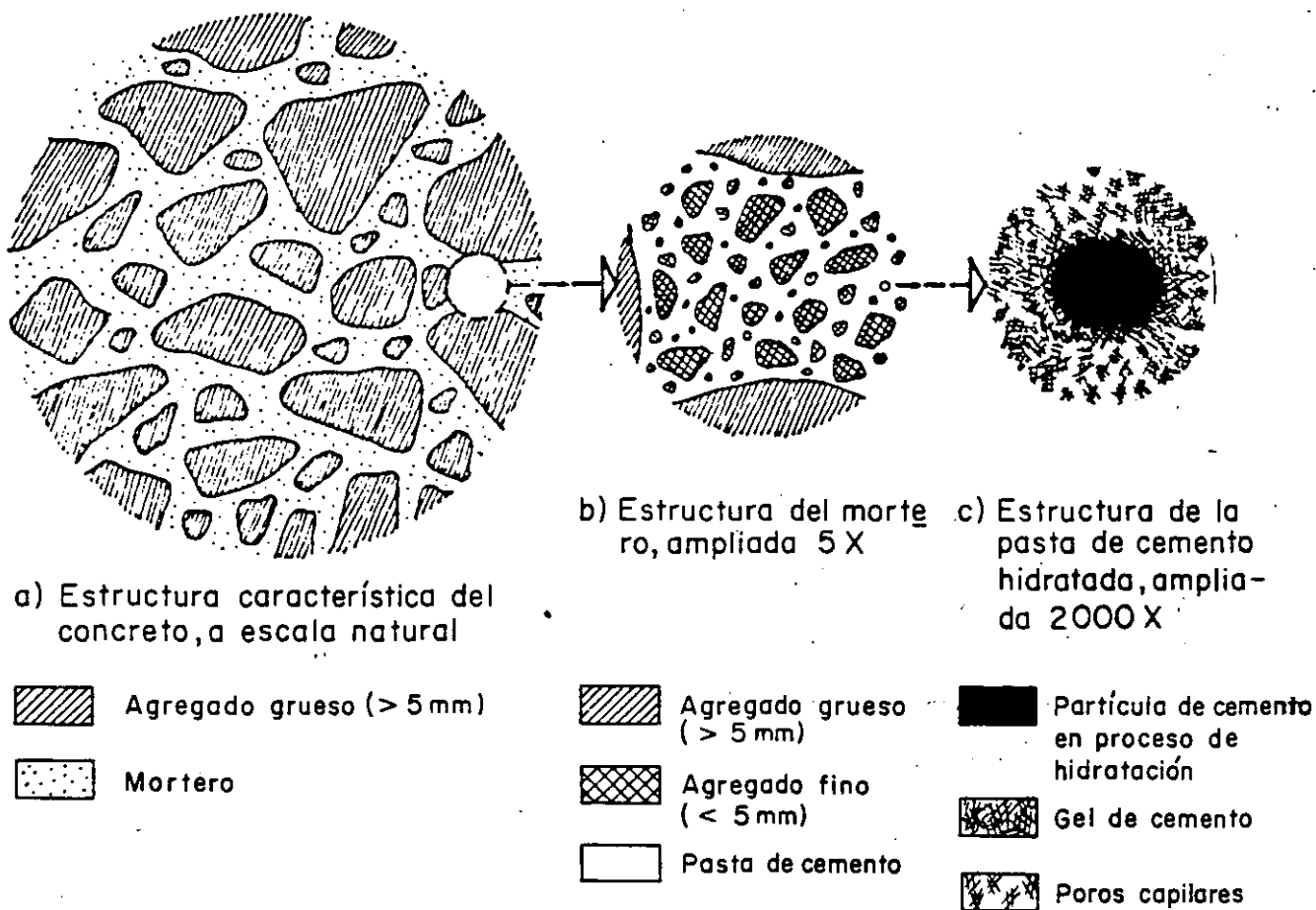


Fig 2.1. Esquema de la estructura del concreto, a diferentes escalas

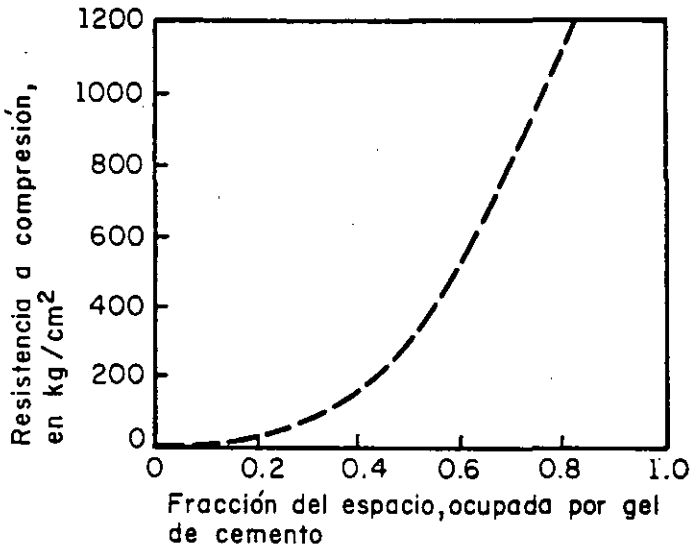


Fig 2.2a. Relación entre el espacio ocupado por el gel de cemento y la resistencia de la pasta

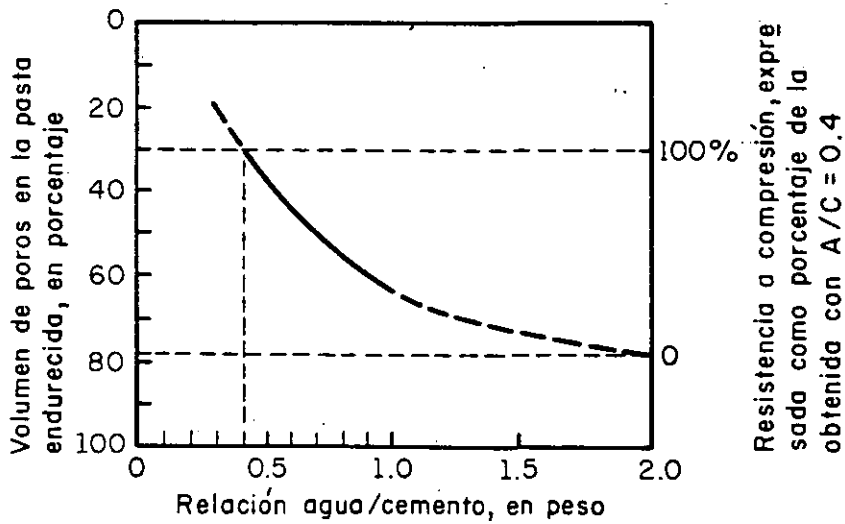


Fig 2.2b. Influencia del contenido de agua de la pasta de cemento sobre su proporción de poros y su resistencia a compresión

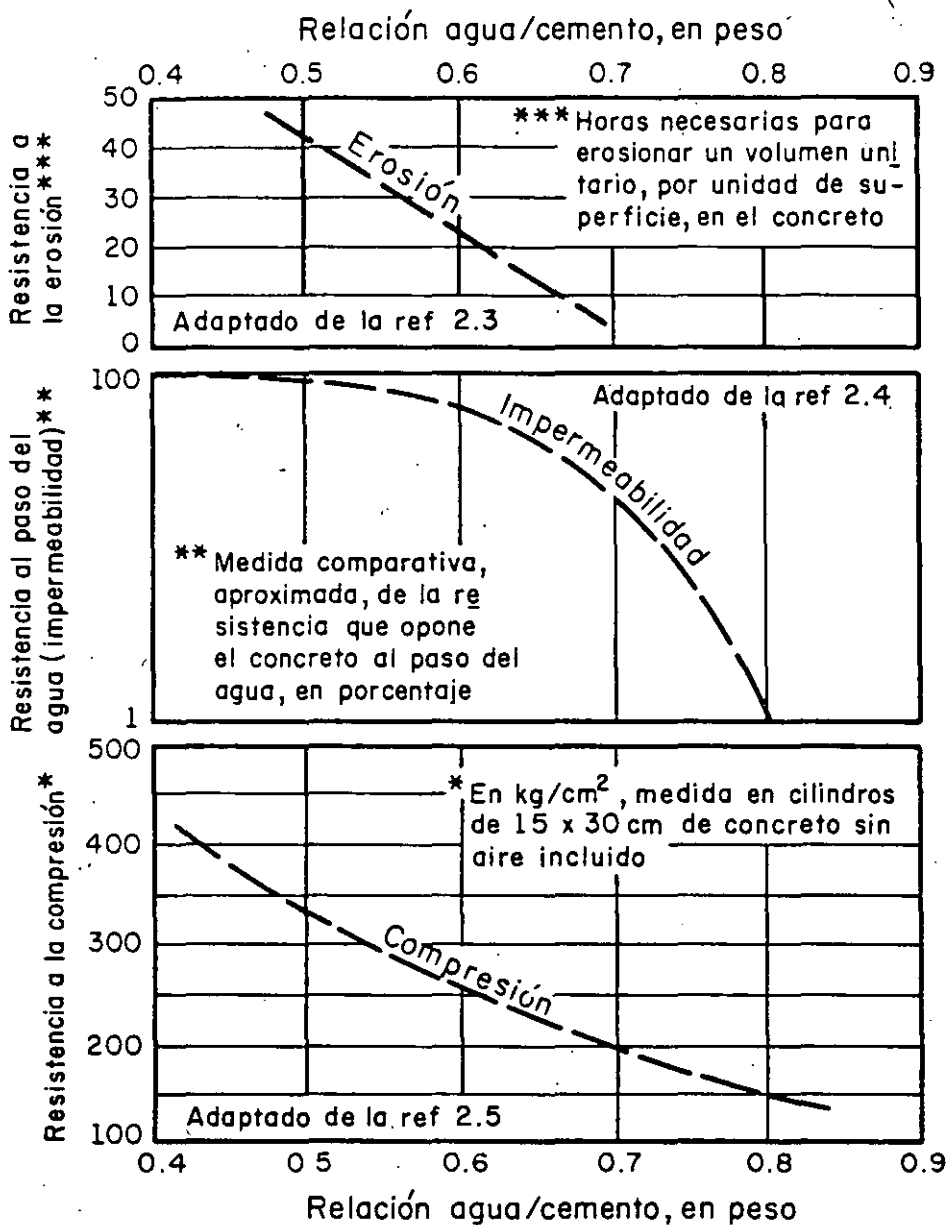
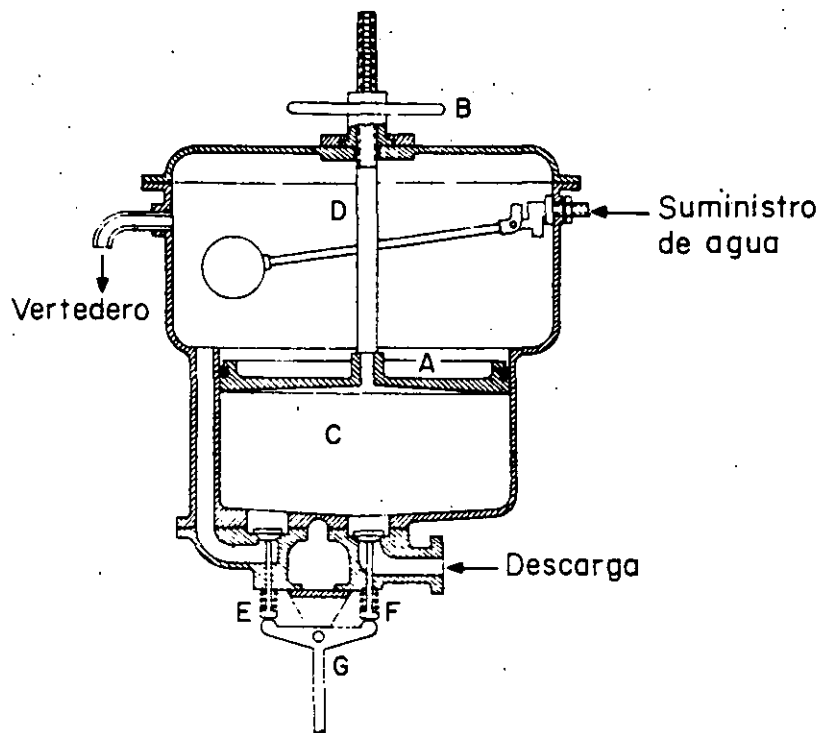


Fig 2.3. Influencia que tiene el valor de la relación agua/cemento sobre diversas propiedades que definen la calidad del concreto



Descripción de partes y funcionamiento:

- 1) La posición del émbolo A se ajusta mediante el tornillo B para obtener en el compartimiento C el volumen de agua que se requiere dosificar
- 2) El agua almacenada en el compartimiento superior D se hace pasar al inferior C, a través de la válvula E, operando la palanca G hacia la izquierda
- 3) El agua medida en el compartimiento C se descarga a través de la válvula F, operando la palanca G hacia la derecha

Fig 2.4. Tanque para dosificar agua por volumen

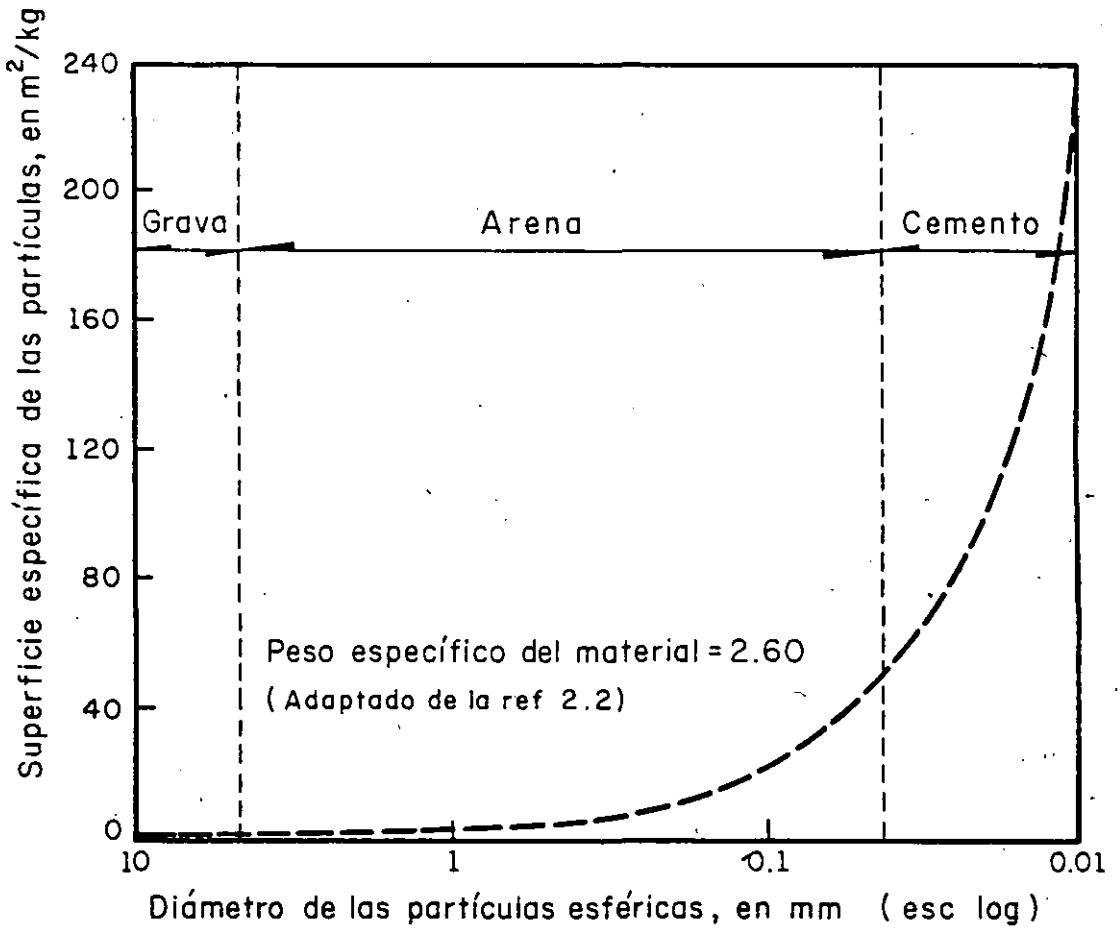


Fig 2.5. Variación de la superficie específica con el diámetro de las partículas

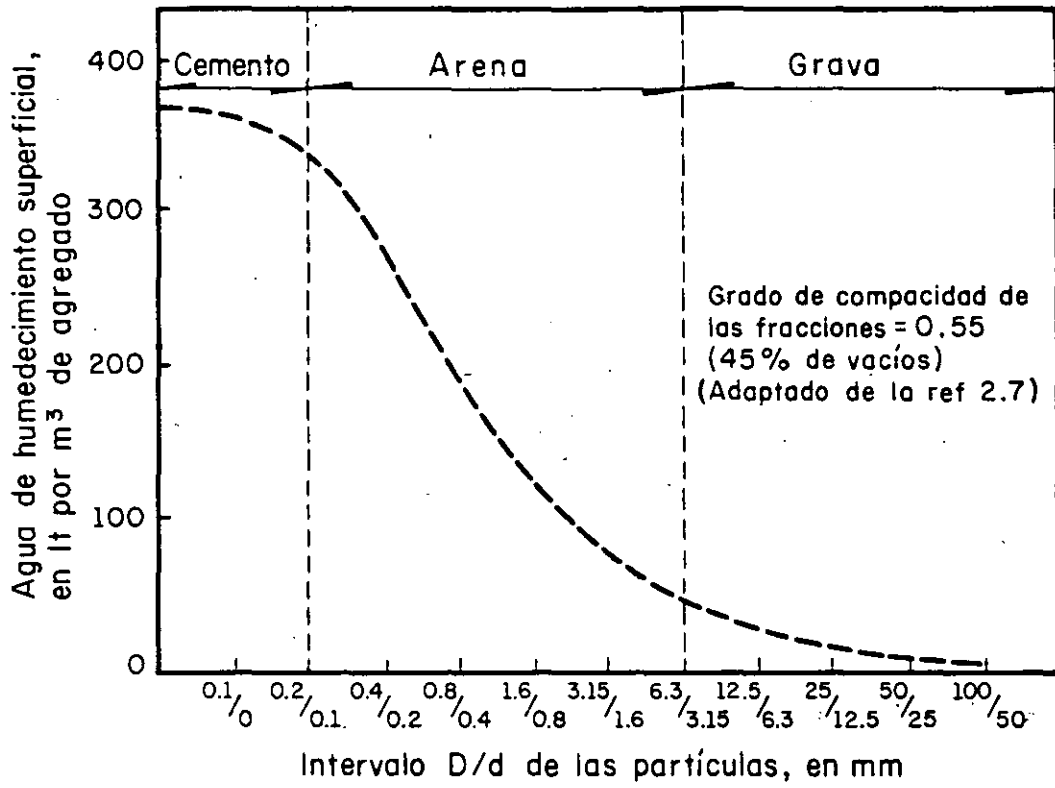


Fig 2.6. Variación del agua de humedecimiento superficial con la dimensión de las partículas

Denominación	Arena	Grava	Grava	Grava
Tamaño máx, en mm	5	19	38	51
Intervalo, en mm	0 - 5	5 - 19	5 - 38	5 - 51
Fracciones	una	una	una	dos

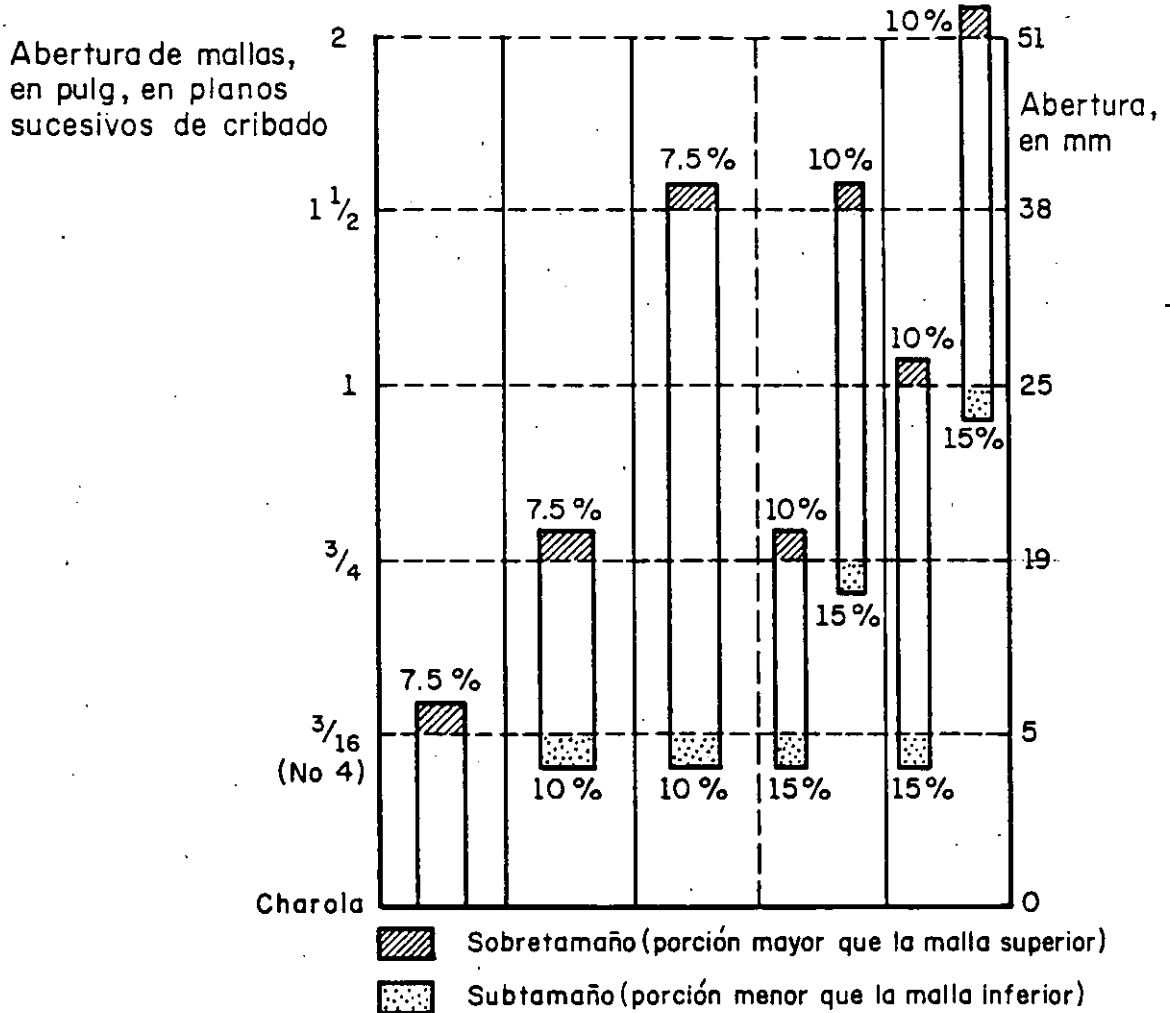


Fig 2.7. Máximas contaminaciones permisibles (sub y sobretamaños) en el cribado de agregados para las obras menores

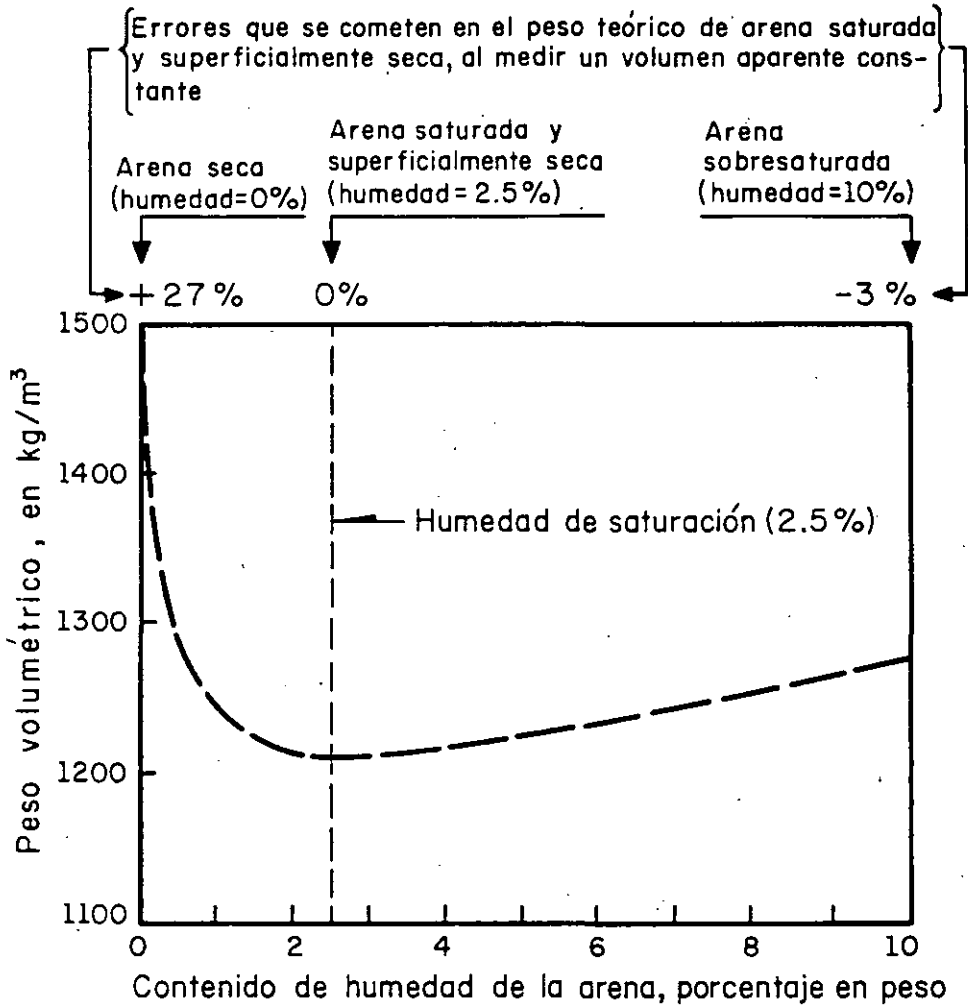


Fig 2.8. Variación del peso volumétrico de la arena con su contenido de humedad

3. MEDIOS PARA INFLUIR EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO

3.1 Selección de componentes

3.1.1 Cemento

Es muy importante usar el cemento adecuado a la obra que se construye. En México se fabrican actualmente las siguientes clases y tipos de cemento:

- Portland tipo I (normal)
- Portland tipo II (resistencia a sulfatos y calor de hidratación moderados)
- Portland tipo III (alta resistencia rápida)
- Portland tipo IV (calor de hidratación bajo)
- Portland tipo V (resistencia a sulfatos alta)
- EAT (exento de aluminato tricálcico; resistencia a sulfatos alta)
- Portland-puzolana
- Portland de escoria alto horno
- Portland-blanco
- Escoria-cal
- Para mampostería
- Para perforación de pozos petroleros

Excepto el portland tipo IV y el de pozo petrolero, que se aplican en trabajos muy especializados, es posible que en una obra menor se emplee un cemento de cualquiera de las otras clases y tipos. Asimismo, puede considerarse que los cementos portland-blanco, escoria-cal y de mampostería no se utilizan en aplicaciones estructurales, de manera que los siguientes aspectos que se tratan pueden limitarse al portland (tipos I, II, III y V), EAT, portland-puzolana y portland de escoria.

De acuerdo con sus características particulares, el cemento puede influir en diversas propiedades del concreto, en sus estados fresco y endurecido. Algunos efectos derivan de su finura de molienda, y otros, la mayoría, de su composición.

a) Influencia sobre el concreto fresco. Puede notarse alguna, aunque reducida, en lo que se refiere a manejabilidad, agua de sangrado y tiempo de fraguado, siendo relacionable básicamente con la finura de molienda. A medida que aumenta la finura del cemento, tiende a aumentar también la manejabilidad de las mezclas de concreto y a disminuir el agua de sangrado y el tiempo de fraguado. De acuerdo con esto, deberían hacerse notar los efectos del portland tipo III y portland-puzolana, cuya finura suele ser mayor; sin embargo, son de tan escasa significación, que con frecuencia los oscurecen otros factores más dominantes. En consecuencia, cuando se trabaja con una mezcla de concreto bien diseñada, en condiciones normales, su manejabilidad, agua de sangrado y tiempo de fraguado deben considerarse independientes de la clase o tipo de cemento usado.

Hay otra característica del cemento que puede influir en el comportamiento del concreto fresco. Se refiere al fenómeno conocido como "fraguado falso", que consiste en el endurecimiento prematuro de la

pasta de cemento. Este es un aspecto indeseable del cemento, que puede considerarse como un defecto de fabricación, susceptible de ocurrir en cualquier clase o tipo, pues normalmente deriva de excesiva temperatura durante la mollienda. Lo recomendable es evitar el uso de cemento con fraguado falso; si esto no es posible, conviene prevenirlo aumentando el tiempo de mezclado del concreto (hasta 6 u 8 min) o tomar medidas para trabajar con mezclas cuyo revenimiento pueda verse disminuido rápidamente.

b) Influencia sobre el concreto endurecido. Es en este estado del concreto donde resultan verdaderamente notables sus cambios de propiedades por efecto de variación en la composición del cemento. Son dignos de mención en este aspecto los efectos sobre la velocidad para adquirir resistencia mecánica, la resistencia al ataque químico de los sulfatos, la generación de calor de hidratación y la magnitud de los cambios volumétricos.

El concreto adquiere resistencia mecánica conforme al cemento que contiene reacciona con el agua y forma compuestos resistentes. Para un cemento determinado, el desarrollo del proceso depende de tres factores básicos: humedad, temperatura y tiempo. Si los dos primeros se mantienen constantes, el avance de la hidratación dependerá solamente del tiempo transcurrido a partir de la combinación del agua con el cemento. Esta es la consideración que suele hacerse cuando se habla de resistencias a edades determinadas (como 7 y 28 días, por ejemplo); sin embargo, las relaciones entre resistencia y edad pueden ser influidas notablemente por la composición del cemento y también por su finura. Los cementos ricos en silicato tricálcico y molidos más finamente adquieren resistencia con mayor rapidez, como el portland tipo III, de alta resistencia rápida, que está indicado para usarse en estructuras que requieren descimbrarse y/o ponerse en servicio a corto plazo. En la fig 3.1 se indica en forma gráfica la manera como puede esperarse que adquieran resistencia los diversos tipos de

cemento portland.

Los sulfatos son sales inorgánicas que casi siempre se encuentran presentes en el terreno y en las aguas freáticas. Cuando su concentración alcanza valores altos (aguas pantanosas y agua de mar, por ejemplo), el medio que los contiene adquiere carácter de agresividad hacia el concreto. Uno de los medios más adecuados para proteger al concreto en esos casos, consiste en emplear un cemento de características apropiadas. Los que tienen bajo contenido de aluminato tricálcico (menos de 5 por ciento) suministran al concreto buena resistencia contra el ataque de los sulfatos, en cuyo caso se encuentran el portland tipo V y el EAT. Hay también otro caso en que el agua puede mostrarse agresiva al concreto, que ocurre cuando es muy pura y por tanto se encuentra ávida de disolver sales, o bien contiene alta concentración de bióxido de carbono (agua de ciertos manantiales, por ejemplo). Como esta acción va dirigida principalmente contra el hidróxido de calcio que se forma durante la hidratación del cemento, una buena manera de inhibirla consiste en evitar o reducir la formación de ese compuesto, lo cual resulta posible mediante el uso de cemento portland de escoria y portland-puzolana.

El proceso de hidratación del cemento es exotérmico, de manera que su desarrollo se acompaña de generación de calor. Si la estructura de concreto por construir tiene poco volumen y gran superficie expuesta (una losa, por ejemplo) ese calor es reducido y se disipa con facilidad. Si, por lo contrario, se trata de una estructura voluminosa, sin facilidades de disipación (caso de presas de concreto) ocurre lo contrario, y la temperatura en el interior tiende a incrementarse conforme se produce la reacción. Posteriormente, cuando la estructura se enfría, experimenta contracciones que conducen a la formación de grietas indeseables. En forma aproximada, puede suponerse que la cantidad de calor liberado es proporcio

nal a la resistencia producida, de manera que los cementos que, como el portland tipo III, producen alta resistencia en poco tiempo, liberan también mayor cantidad de calor en ese lapso y resultan por ello inconvenientes para aplicaciones en que conviene evitar la sobrelevación de la temperatura del concreto. En estos casos es recomendable el uso del portland tipo IV (de bajo calor) que es de fabricación especial; en su defecto, el portland tipo II (calor moderado), el portland-puzolana o el portland de escoria de alto horno.

El concreto endurecido puede experimentar cambios volumétricos por varias causas, entre las que sobresalen por su importancia las variaciones de temperatura y humedad. Los cambios volumétricos de origen térmico son difíciles de influir por depender básicamente de características de los agregados y del concreto mismo que no son susceptibles de modificarse en un caso dado. Entre los cambios de volumen atribuidos a variación de humedad en el concreto, destaca por su magnitud la llamada contracción por secado, que se relaciona con la desecación que experimentan los geles producidos en la hidratación del cemento, a medida que el concreto correspondiente pierde humedad. Aunque esta pérdida no es la única causa de la contracción, el hecho que se manifiesten en forma prácticamente simultánea ha dado lugar a que se les identifique y relacione.

La contracción por secado se localiza principalmente en la pasta de cemento, y la presencia de los agregados más bien crea restricciones que la reducen. La contracción de la pasta puede ser influida en cierto grado por la composición química y la finura del cemento. Se dice que los cementos ricos en aluminatos y con alta finura producen pastas con mayor tendencia a la contracción. Aunque esta tendencia no siempre se puede hacer extensiva al comportamiento del concreto, prevalece la costumbre (entre otras medidas) de preferir determinados tipos de cemento en la construcción

ción de estructuras donde es deseable reducir las contracciones a su menor expresión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico, cuando se opta por el uso del portland tipo II.

En la tabla 3.1 se califica en forma aproximada la manera como influyen los cementos sobre algunas propiedades del concreto fresco y endurecido.

3.1.2 Agregados

Todas las propiedades y características de los agregados influyen, en mayor o menor grado, sobre alguna propiedad o característica del concreto, sea en estado fresco o endurecido. Esta relación es importante bajo el aspecto de seleccionar o acondicionar agregados, cuando existen varias alternativas para su obtención o tratamiento. En las obras menores es frecuente disponer de una o más fuentes de agregados de uso común en la región que, previamente aceptados por el dueño o supervisor de la obra, se emplean sin tratamiento o modificación ulterior, salvo casos especiales en que así se especifica. No obstante lo anterior, puede presentarse el caso en que un constructor tenga que decidir entre dos o más agregados aceptados o bien seleccionar las mejores zonas de explotación de un banco, para lo cual conviene tener presentes algunos aspectos básicos que no solamente influyen en la calidad del concreto sino en su costo de producción.

a) Forma de las partículas. Los fragmentos de roca que constituyen los agregados minerales suelen presentar formas muy variadas, dependiendo de si son naturales o triturados, y de otros factores. Independientemente de que los fragmentos sean angulosos o redondeados, pueden establecerse cuatro formas básicas:

<u>Descripción</u>		<u>Largo/ancho</u>	<u>Ancho/espesor</u>
Equidimensional	(esférica o cúbica)	< 2	< 2
Solamente plana	(en forma de disco)	< 2	> 2
Solamente alargada	(tubular)	> 2	< 2
Plana y alargada	(en forma de espátula)	> 2	> 2

Por lo común, la forma equidimensional es la más conveniente, siendo indeseable la presencia en exceso de fragmentos con cualquiera de las otras tres formas. Los fragmentos equidimensionales pueden tener tendencia esférica si son redondeados o cúbica si son angulosos. Los primeros casi siempre corresponden a fragmentos naturales cuyas aristas han sufrido desgaste por el acarreo (como los agregados de río), y los segundos pueden ser fragmentos naturales que no han sufrido acarreo o fragmentos producidos por trituración.

En igualdad de condiciones, se prefieren los agregados redondeados por considerarse que requieren menor consumo de cemento para producir mezclas manejables. Aunque esta premisa es cierta, en ocasiones puede ser engañosa, como es el caso de concretos de muy alta resistencia en que se prefieren los fragmentos equidimensionales y angulosos.

b) Granulometría. Es la distribución de tamaños de las partículas que componen un material fragmentado. En el caso de los agregados, considerando la costumbre de dividirlos en fracciones para mejor control de la uniformidad de esa distribución, la granulometría más conveniente se establece de acuerdo con el intervalo dimensional abarcado por cada fracción. En las obras menores, la recomendación mínima consiste en separarlos por lo menos en dos fracciones (arena y grava) si el tamaño máximo es igual o menor de 38 mm (1 1/2 pulg), y por lo menos en tres fracciones (arena y dos gravas) si el tamaño máximo excede de esa dimensión. En la fig 3.2 se indi

can los límites granulométricos que son recomendables para cada una de las posibles fracciones, en el caso de las obras menores.

La variación de composición granulométrica de los agregados aparenta tener mayor influencia sobre el concreto en estado fresco, pero no debe perderse de vista que una buena mezcla de concreto es el primer paso para conseguir una buena estructura. En cuanto a dicha influencia, el agregado menor de 5 mm (arena) la presenta más definida e importante. La granulometría de la arena se acostumbra definir por el módulo de finura que es igual a la suma, dividida entre 100, de los porcentajes retenidos acumulados en cada una de las cinco mallas estándar (Nos 8, 16, 30, 50 y 100) en que se hace pasar la arena. De acuerdo con este dato, las arenas pueden clasificarse, de gruesas a finas, en el siguiente orden:

<u>Clase de arena</u>	<u>Módulo de finura</u>
Extra gruesa	> 3.50
Gruesa	3.50 - 3.20
Lig. gruesa	3.20 - 2.90
Mediana	2.90 - 2.60
Lig. fina	2.60 - 2.30
Fina	2.30 - 2.00
Extra fina	< 2.00

El uso de arenas gruesas ($MF > 3.20$) produce mezclas de concreto poco manejables, ásperas, segregables y que exhiben agua de sangrado; aspectos indeseables para cuya disminución se requiere a veces emplear mayor cantidad de cemento de la estrictamente necesaria para obtener la resistencia requerida. Si las arenas son finas ($MF < 2.30$) el requerimiento es semejante, aunque en este caso el incremento de cemento es necesario para suministrar el aumento de pasta que se requiere al crecer la superficie específica de la arena. De aquí resulta evidente la ventaja que representa

emplear una arena bien graduada, es decir, que presente continuidad de tamaños y cuyo módulo de finura se halle comprendido entre 3.20 y 2.30, aproximadamente.

c) Tamaño máximo. La dimensión de las partículas más grandes del agregado puede mostrar influencia sobre el comportamiento del concreto y también sobre su costo unitario. Sobre el concreto en estado fresco ocurren dos efectos principales: 1) conforme las partículas son mayores, resulta más difícil mantenerlas en el seno de la mezcla, es decir, hay más facilidad para la segregación; 2) al aumentar el tamaño máximo disminuye la superficie específica del agregado y la cantidad de pasta de cemento que se requiere también se reduce, lo cual puede representar menor costo unitario para un concreto de determinada resistencia. Esto último se basa en el supuesto de que la resistencia solamente sea gobernada por la calidad de la pasta de cemento, lo cual a veces no es así; por ejemplo, cuando las partículas son muy redondeadas, o las relaciones agua/cemento son muy bajas, ocurriendo entonces que el valor de la adherencia que se desarrolla entre el agregado y la pasta puede actuar como tope para la resistencia del concreto.

En condiciones normales puede considerarse que si la resistencia promedio requerida en el concreto es menor de 300 kg/cm^2 , aproximadamente, es conveniente propiciar el uso del tamaño de agregado más grande que pueda manejarse sin segregación y que permita ser colocado de acuerdo con las dimensiones de la estructura y la separación del acero de refuerzo. En este aspecto, las limitaciones que supone la práctica son del siguiente orden:

<u>Miembro estructural</u>	<u>Tamaño máximo permisible*</u>
Muros, vigas columnas	0.20 de la dimensión mínima
Losas	0.33 del espesor
Cualquier miembro reforzado	0.75 del mínimo espacio libre entre varillas individuales o paquetes, o entre el acero del pretensado o los ductos del postensado.

d) Sustancias deletéreas. Como tales se califican todas aquellas que, estando presentes en los agregados, resultan en detrimento de alguna propiedad del concreto. Las que ocurren con mayor frecuencia son las partículas muy finas (limo, arcilla, polvo), la materia orgánica y los fragmentos de calidad inferior. Aunque todas son indeseables, no siempre es posible evitarlas o suprimirlas, de manera que es necesario establecer hasta qué punto son perjudiciales con objeto de definir sus límites de tolerancia.

El exceso de partículas muy finas en la arena (que pasan la malla No 200) puede mejorar la manejabilidad de las mezclas de concreto pero tiene efectos adversos pues aumenta el requerimiento de agua y la contracción por secado y reduce la resistencia del concreto a la abrasión. En casos de estructuras no sujetas a abrasión se toleran cantidades máximas de 5 y 7 por ciento en arenas naturales y trituradas, respectivamente. Si hay riesgo de abrasión las tolerancias se reducen en 2 por ciento.

La materia orgánica influye reduciendo la resistencia del concreto principalmente a edades largas. La más perjudicial es aquella que, por estar finamente dividida, no se detecta por simple inspección y resulta más difícil de eliminar. Existe una prueba muy sencilla para de

* Debe seleccionarse como tamaño máximo permisible el que resulte menor después de aplicar las limitaciones correspondientes a las dimensiones del miembro y a la separación del refuerzo.

terminarla, que consiste en colocar la arena durante 24 horas en una solución al 3 por ciento de hidróxido de sodio; se califica de acuerdo con el color resultante. Cuando la arena contiene exceso de materia orgánica o de partículas muy finas, no es recomendable usarla en esas condiciones, siendo entonces conveniente dar preferencia a otra arena con mejores características, aunque resulte aparentemente más cara, o bien estudiar la posibilidad de mejorarla mediante tratamiento de lavado.

Los fragmentos de baja calidad pueden serlo por tratarse de material intemperizado o por proceder de una roca que en su estado natural sea de menor calidad. Esta condición puede manifestarse en forma de partículas poco resistentes o de baja densidad. En cualquier caso, su influencia puede consistir en una disminución de la durabilidad del concreto, razón por la cual su presencia en la grava se limita así: 1) si se trata de fragmentos suaves, que en estado saturado se desbaraten bajo la presión de los dedos, 1 por ciento máximo; 2) si únicamente se trata de fragmentos ligeros que no se desbaraten, 5 por ciento máximo.

3.1.3 Aditivos

Se puede influir en las propiedades del concreto en estados fresco y endurecido, mediante la incorporación de ciertas sustancias o materiales, que en la terminología se conocen como aditivos para concreto. Aun cuando cada vez su número es mayor, los más comunes y las influencias que ejercen suelen ser como se indica en la siguiente relación:

<u>Clase de aditivo</u>		<u>Influencia sobre el concreto</u>	
<u>Denominación</u>	<u>Presentación</u>	<u>En estado fresco</u>	<u>En estado endurecido</u>
1) Acelerante de fraguado	Líquido o polvo	Disminuye notablemente el tiempo de fraguado.	Puede disminuir la resistencia final.
2) Acelerante de resistencia	Líquido, polvo o escamas	Puede disminuir el tiempo de fraguado.	Aumenta notablemente la resistencia inicial. Puede aumentar la resistencia final.
3) Retardante de fraguado	Líquido o polvo	Aumenta notablemente el tiempo de fraguado.	Puede disminuir la resistencia inicial.
4) Fluidizante	Líquido o polvo	Aumenta la fluidez y puede aumentar la manejabilidad.	Puede aumentar la resistencia a todas edades.
5) Inclusor de aire	Líquido o polvo	Puede aumentar la fluidez, cohesión y manejabilidad. Disminuye el agua de sangrado y el peso volumétrico.	Aumenta la resistencia a congelación y deshielo. Puede disminuir la resistencia a todas edades. Disminuye el peso volumétrico.
6) Estabilizador de volumen	Pequeños fragmentos metálicos	No aparenta influir (se aplica principalmente en morteros muy fluidos).	Produce expansión controlada para compensar la contracción natural. Aumenta la resistencia y el peso volumétrico.
7) Expansor	Polvo metálico	No aparenta influir.	Produce expansión incrementada. En espacios no confinados aumenta el volumen y reduce la resistencia y el peso volumétrico.
8) Puzolana	Polvo fino	Puede aumentar la manejabilidad y disminuir el agua de sangrado.	Puede aumentar la resistencia al ataque de aguas y suelos agresivos y reducir la generación de calor y la resistencia a compresión. Puede evitar cierta reacción de letérea entre cemento y agregados.

Las aplicaciones indicadas para cada una de estas clases de aditivos resultan conforme a la influencia positiva que ejercen, previo conocimiento y admisión de los efectos secundarios indeseables que también pueden producir. Se incluye un breve resumen de las aplicaciones más comunes.

Se acostumbra emplear el acelerante de fraguado para elaborar mortero o pasta de cemento de fraguado muy rápido para obturar filtraciones de agua, por ello también se le llama a veces tapafugas.

El acelerante de resistencia se aplica para incrementar la resistencia del concreto en sus primeras edades, con objeto de adelantar su descimbrado, utilización y puesta en servicio, o para protegerlo contra bajas temperaturas en colados en climas fríos. El producto más conocido es el cloruro de calcio (CaCl_2), que se administra en proporción máxima de 2 por ciento del peso de cemento.

El retardante de fraguado se usa cuando conviene que el concreto fragüe con mayor lentitud para facilitar las operaciones inherentes a su manejo y colocación. Su empleo está indicado en colados en climas cálidos o cuando por lo excesivo del volumen o lo complicado de las maniobras de colado, se requiere disponer de mayor tiempo para manipular el concreto en estado fresco. Existen diversas sustancias químicas que producen este efecto.

El fluidizante es una sustancia que al añadirse a una mezcla de concreto incrementa su fluidez en forma parecida como si se le añadiera agua. Por ello se utiliza frecuentemente para disminuir el agua de mezclado, conservando la misma fluidez, lo cual produce evidentes beneficios al concreto. Los principales agentes reductores de agua son los derivados del ácido lignosulfónico.

5

El inclusor de aire incorporado durante el mezclado mecánico del concreto propicia la formación de pequeñas burbujas de aire en el interior de la masa, las cuales producen las influencias señaladas anteriormente. Se emplea en mezclas con agregados triturados o arenas gruesas para mejorar su manejabilidad y disminuir el agua de sangrado. En países de clima muy frío se le emplea para proteger el concreto contra los efectos de la congelación del agua ubicada en su interior. La resina de vinil sol neutralizada es el producto inclusor de aire que más se utiliza.

El estabilizador de volumen consiste esencialmente en limaduras de fierro que al oxidarse incrementan su volumen en forma limitada, generando una expansión suficiente para compensar las contracciones naturales. Su principal aplicación consiste en elaborar morteros fluidos que se utilizan para el apoyo de maquinaria pesada, y otras semejantes.

El expansor generalmente es polvo de aluminio que al reaccionar con el hidróxido de calcio liberado por el cemento, genera gas hidrógeno, el cual por su ligereza tiende a subir dentro de la masa de concreto produciéndole expansión. Si la masa se vierte en un espacio confinado se inhibe la expansión y solo se produce presión en las paredes, que favorece la acción de llenado. De lo contrario, si se produce expansión libre se forman cavidades alveolares en el concreto que reducen su resistencia y peso volumétrico.

La puzolana es un material natural o artificial que en sí mismo es inerte, pero en combinación con cal puede actuar como cementante, para lo cual requiere poseer alta finura. Cuando se emplea como aditivo para concreto, pueden perseguirse varias finalidades: mejorar la manejabilidad y reducir el agua de sangrado de las mezclas debido a la acción de su finura; mejorar la resistencia del concreto contra el ataque de ciertas aguas y suelos agresivos, por su reacción con la cal liberada por el cemen

to; reducir la generación de calor de hidratación, supliendo una parte del contenido de cemento; evitar una posible reacción deletérea entre ciertos agregados silíceos y cemento con alto contenido de álcalis.

En cualquier caso, conviene tener presente que las influencias señaladas no son invariables ni precisas pues dependen de la calidad de los aditivos, su dosificación, la naturaleza de los demás componentes del concreto y las condiciones del medio ambiente en que se produce. Por esta razón, es altamente recomendable no emplear aditivos sin antes efectuar pruebas de laboratorio y/o de campo que permitan definir su comportamiento y efectos.

3.2 Proporcionamiento de componentes

3.2.1 Criterios generales

La posibilidad de variar la proporción en que deben combinarse los componentes del concreto, es tal vez el medio más accesible para influir en sus propiedades, especialmente en lo que se refiere a resistencia mecánica y propiedades correlativas.

Los siguientes son criterios normalmente aceptados, cuando se trata de definir en un caso dado dicha proporción:

a) Usar la mínima cantidad de agua posible, por m^3 de concreto, para lo cual se deben producir mezclas con la consistencia menos fluida que pueda trabajarse.

b) Seleccionar la calidad de pasta de cemento adecuada a las especificaciones de la estructura. Conforme a lo señalado en el Cap. 2, esta calidad se expresa en función de la relación agua/cemento de la propia pasta.

c) Emplear el tamaño más grande de agregado que pueda manejarse sin segregación, y que sea admitido por las condiciones geométricas y de

refuerzo de la estructura, siempre y cuando la resistencia promedio requerida no sea mayor de unos 300 kg/cm^2 . Para resistencias más altas, conviene tomar en cuenta las características propias de los agregados disponibles, determinando su aptitud mediante pruebas directas de laboratorio.

d) Utilizar la mínima cantidad de arena por m^3 de concreto que sea compatible con la manejabilidad del concreto y sus condiciones de acabado.

La consistencia adecuada, medida por el revenimiento, para diversos tipos de construcción de concreto acomodado por vibración, debe hallarse entre los siguientes límites:

Muros de cimentación y zapatas, reforzados	4 a 10 cm
Zapatas, cajones y muros de subestructura, simples	2 a 8 cm
Vigas y muros, reforzados	4 a 10 cm
Columnas de edificios	6 a 10 cm
Pavimentos y losas	2 a 8 cm
Concreto en masa	0 a 6 cm

La relación agua/cemento debe seleccionarse para permitir que el concreto alcance la resistencia promedio requerida (f_{cr}), según el proyecto de la estructura, a los 28 días de edad, excepto cuando la propia estructura deba prestar servicio en condiciones de severa exposición, en cuyo caso la relación agua/cemento debe limitarse así:

<u>Condiciones de exposición</u>	<u>Secciones delgadas o con recubrimiento del acero menor de 2 cm</u>	<u>Cualesquiera otras estructuras</u>
----------------------------------	---	---------------------------------------

a) Humedecimiento continuo o frecuente y exposición a la congelación y el deshielo; agua/cemento máxima

0.45

0.50

b) Exposición al agua de mar o a los sulfatos; agua/cemento máxima	0.40	0.45
---	------	------

Conviene definir el tamaño máximo del agregado en los casos que son comunes en las obras menores, conforme a las limitaciones geométricas y de refuerzo de las estructuras, señaladas en el inciso c de 3.1.2.

La determinación del contenido óptimo de arena, para los materiales disponibles y las condiciones de trabajo dadas, normalmente requiere hacerse mediante algunos ensayos previos, tomando en cuenta la manejabilidad requerida, los medios de colocación disponibles y la clase de acabados que deben obtenerse en el concreto. Aun cuando siempre es deseable que estos ensayos se realicen en condiciones de laboratorio, conviene prevenir aquellos casos en que esto no es posible por circunstancias especiales. Para estos casos se incluyen las tablas 3.2 y 3.3, que contienen las cantidades aproximadas de agregados, en peso, que se requieren para producir revolturas de concreto de diversas resistencias, a partir del empleo de un saco de 50 kg de cemento. En la tabla 3.4 se incluyen, solamente como información, datos de volúmenes aproximados de concreto que se deben obtener empleando las proporciones dadas, conforme varíe el peso específico de los agregados.

3.2.2 Usos y limitaciones de las tablas de proporciones

Se presentan dos tablas, según que el tamaño máximo del agregado sea 19 mm (3/4 pulg) o 38 mm (1 1/2 pulg), que son los casos más frecuentes en las obras menores. En cada tabla se dan proporciones para concretos con resistencias promedio requeridas comprendidas entre 175 y 400 kg/cm². Para cada resistencia existen tres proporciones diferentes, en

función de la granulometría de la arena, y para cada proporción se incluyen tres mezclas opcionales denominadas A, B y C. El procedimiento a seguir en el uso de estas tablas es como se indica enseguida.

a) Se define el tamaño máximo del agregado según dimensiones y re fuerzo de la estructura (3.1.2, inciso c). Si resulta teóricamente compre nido entre 15 y 35 mm, conviene adoptar 19 mm (3/4 pulg) como tamaño máximo nominal, prácticamente obtenible de acuerdo con las mallas que son usua les para el cribado de la grava, y se aplica la tabla 3.2. Si resulta en tre 35 y 65 mm, entonces conviene adoptar 38 mm (1 1/2 pulg) y aplicar la tabla 3.3. En el caso de estructuras que por sus dimensiones o condiciones de refuerzo requieran gravas con tamaño máximo menor de 15 mm o bien las admitan con tamaño mayor de 65 mm, se considera más conveniente diseñar las mezclas mediante pruebas directas de laboratorio con los materiales propues tos.

b) Se establece la resistencia promedio requerida (f_{cr}) a partir de los datos consignados en la tabla 1.2, tomando en cuenta la resistencia de proyecto (f'_c) y la clase de concreto especificada por el proyectista de la estructura, y suponiendo un coeficiente de variación probable en los resul tados, conforme a las condiciones en que se vaya a producir el concreto, según la escala aproximada contenida en la tabla 1.1. Los valores de f_{cr} están tabulados por intervalos; no se recomienda interpolar, es preferible aplicar el límite superior del intervalo en que resulte comprendido el va lor de f_{cr} correspondiente.

c) Se determina, de ser posible, el módulo de finura de la arena como se define en 3.1.2 b. Si no se dispone de medios para determinarlo, será necesario estimar si la arena es fina, media o gruesa. De cualquier modo, con esa información relativa a la granulometría de la arena, podrá entrarse a la columna correspondiente de la tabla en uso, en donde se en

cuentran los pesos de arena y grava que deben emplearse para fabricar revolturas de un saco de cemento (50 kg), de acuerdo con el valor de f_{cr} .

d) Se observa que para cada condición así definida, existen tres mezclas opcionales denominadas A, B y C. El propósito de su inclusión es tomar en cuenta el efecto que producen la forma de las partículas y la granulometría de la grava sobre el requerimiento de arena para producir mezclas trabajables. El procedimiento a seguir consiste en tomar los datos de la mezcla B y elaborar una revoltura de prueba, adicionando la cantidad de agua suficiente para obtener la consistencia necesaria, según lo indicado en 3.2.1. Si esta mezcla se aprecia excedida de arena, convendrá cambiarla y ensayar los datos de la mezcla A. Si, por lo contrario, se juzga escasa de arena, deberán emplearse los datos de la mezcla C. Asimismo, debe vigilarse el estado de humedad que presente la arena en el momento de su empleo, pues para fijar las cantidades de arena de las tablas se le ha supuesto una condición definida como seca al ambiente, es decir, la que se produce en el material después de varios días de estar almacenado sin recibir agua. Cuando la arena se encuentre húmeda (sin agua superficial), las cantidades de las tablas deben incrementarse 3 por ciento, y cuando se encuentre saturada (con agua libre en la superficie) deben incrementarse 6 por ciento. Obviamente, en ambos casos, la cantidad de agua de mezcla requerida para obtener el revenimiento necesario deberá ser menor que cuando la arena se encuentre seca al ambiente.

e) Una vez definida la mezcla adecuada (A, B o C) y la cantidad de agua que es necesario añadirle para obtener la consistencia requerida (medidada por el revenimiento), debe procederse a fabricar revolturas del volumen adecuado a la capacidad de la revoladora. Si se dispone de los medios necesarios para pasar el cemento, lo más conveniente es hacerlo y determinar las cantidades correspondientes de arena y grava en función de la pro

porción unitaria establecida. De no ser así, lo recomendable es dosificar el cemento por sacos completos y emplear cantidades de arena y grava que sean múltiplos de las cantidades indicadas en las tablas. Existen dos medios para estimar el volumen de concreto que debe resultar al producir una revoltura: 1) determinar el peso volumétrico del concreto fresco y aplicar el procedimiento que se describe en 6.2.2.3; 2) hacer uso de los volúmenes aproximados que se incluyen en la tabla 3.4, para revolturas de un saco de cemento, según tamaño máximo y peso específico de los agregados.

3.2.3 Ejemplo

Se requiere fabricar concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 (AC1-214), en una obra donde se espera tener un coeficiente de variación igual a 20 por ciento. Las estructuras admiten grava con 38 mm (1 1/2 pulg) de tamaño máximo y la arena disponible puede considerarse con graduación algo fina. Se cuenta con una báscula de plataforma para pesar los materiales y con una revoladora mecánica 11" S" para mezclar el concreto.

De la tabla 1.2, considerando $V = 20$ por ciento, se obtiene $f_{cr} = 282 \text{ kg/cm}^2$. Entrando a la tabla 3.3, para $f_{cr} = 300 \text{ kg/cm}^2$ y arena ligeramente fina, se obtiene la siguiente proporción de mezcla B:

Cemento = 50 kg (un saco)

Arena = 84 kg

Grava = 179 kg

Al elaborar una mezcla de prueba con estas cantidades, se determina un requerimiento de 27 lt de agua para obtener los 10 cm de revestimiento necesario. Asimismo, se aprecia que a la mezcla le hace falta arena y que esta se encuentra húmeda; en consecuencia, se cambia a la mezcla C del mismo grupo y se incrementa la arena en 3 por ciento, con lo cual resulta la siguiente nueva proporción:

Cemento	= 50 kg (un saco)	(1.00)
Arena	= 90 + 2.7 = 92.7 kg	(1.85)
Grava	= 173 kg	(3.46)

En este caso, el requerimiento de agua aumenta a 28 lt para obtener los 10 cm de revenimiento y la mezcla se aprecia con buena manejabilidad. El peso volumétrico del concreto fresco, determinado, resulta igual a 2 380 kg/m³; por consiguiente, el volumen de la revoltura es:

$$\frac{50 + 92.7 + 173 + 28}{2\ 380} = \frac{343.7}{2\ 380} = 0.144\ m^3 = 144\ lt$$

que es el que se encuentra en la tabla 3.4, cuando el peso específico de los agregados se halla entre 2.55 y 2.65.

Considerando que la capacidad nominal de una revoladora 11" 5" es igual a once pies cúbicos, es decir, 311 litros de concreto, en ella se pueden fabricar revolturas de este concreto empleando la siguiente cantidad máxima de cemento:

$$\frac{311}{144} = 2.16\ sacos = 108\ kg$$

Para fines prácticos, si el cemento se dosifica por sacos, las cantidades de materiales por revoltura pueden quedar como sigue:

Cemento	= 100 kg (2 sacos)
Àrena	= 185 kg
Grava	= 346 kg
Agua	= 56 lt

y el consumo de cemento por m³ de concreto, sería:

$$\frac{100\ kg}{0.288\ m^3} = 347\ kg/m^3$$

TABLA 3.1 INFLUENCIA APROXIMADA QUE EJERCEN DIVERSAS CLASES DE CEMENTO SOBRE ALGUNAS PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO

PROPIEDADES DEL CONCRETO	CLASES DE CEMENTO							
	Portland I	Portland II	Portland III	Portland IV	Portland V	EAT	Portland puzolana	Portland escoria
A) <u>En estado fresco:</u>								
A-1 Manejabilidad y cohesión	Normal	Normal	Lig mayor	Lig menor	Normal	Normal	Lig mayor	Normal
A-2 Capacidad de reten ción de agua	Normal	Normal	Lig mayor	Lig menor	Normal	Normal	Lig mayor	Normal
A-3 Tiempo de fraguado	Normal	Normal	Lig menor	Lig mayor	Normal	Normal	Normal	Normal
) <u>En estado endureci do:</u>								
B-1 Velocidad para ob tener resistencia mecánica	Regular	Lig baja	Alta	Baja	Lig alta	Lig alta	Lig baja	Regular
B-2 Resistencia al ata que por sulfatos	Baja	Regular	Baja	Regular	Alta	Alta	Lig alta	Lig alta
B-3 Resistencia a las aguas muy puras o con alto CO ₂	Baja	Regular	Baja	Regular	Lig alta	Lig alta	Alta	Alta
B-4 Velocidad para ge nerar calor de hi dratación	Lig alta	Regular	Alta	Baja	Regular	Regular	Lig baja	Lig baja
B-5 Contracción por se cado en la pasta de cemento	Regular	Regular	Lig alta	Lig baja	Regular	Regular	Lig alta	Regular

TABLA 3.2 CONCRETO CON TAMAÑO MÁXIMO 19 mm (3/4 pulg). CANTIDADES DE MATERIALES, EN PESO, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO (50 kg)

f _{cr} * en kg/cm ²	A**	Mezclas opcionales	Arena lig. fina 2.30 < MF < 2.60		Arena mediana 2.60 < MF < 2.90		Arena lig. gruesa 2.90 < MF < 3.20	
			Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava*** kg
175	0.72	A	132	190	142	180	151	171
		B	138	184	148	174	158	164
		C	145	177	154	168	164	158
200	0.68	A	117	179	126	170	134	162
		B	123	173	132	164	140	156
		C	129	167	138	158	147	149
225	0.64	A	105	169	113	161	121	153
		B	110	164	118	156	127	147
		C	116	158	124	150	132	142
250	0.60	A	94	160	102	152	109	145
		B	99	155	107	147	114	140
		C	104	150	112	142	119	135
275	0.56	A	84	151	91	144	98	137
		B	89	146	96	139	103	132
		C	93	142	100	135	108	127
300	0.53	A	75	142	81	136	88	129
		B	79	138	86	131	92	125
		C	84	133	90	127	97	120
325	0.49	A	67	134	73	128	79	122
		B	71	130	77	124	83	118
		C	75	126	81	120	87	114
350	0.46	A	59	126	64	121	70	115
		B	63	122	68	117	74	111
		C	66	119	72	113	77	108
400	0.40	A	45	113	50	108	55	103
		B	48	110	53	105	58	100
		C	51	107	56	102	61	97

* Resistencia promedio requerida (tabla 1.2)

** Relación agua/cemento neto, en peso, que teóricamente se requiere

*** Los pesos de arena y grava tabulados corresponden a materiales secos al ambiente y sin defectos de clasificación. El peso de arena debe incrementarse en 3 por ciento si está húmeda, y en 6 por ciento si está saturada. No es aconsejable usar arena o grava muy mojadas; conviene dejarlas drenar 24 horas, por lo menos, antes de usarlas. Si los agregados tienen defectos de clasificación (sub y sobretamños), los pesos de la tabla deben corregirse conforme a 4.2.2 b)

TABLA 3.3 CONCRETO CON TAMAÑO MÁXIMO 38 mm (1 1/2 pulg). CANTIDADES DE MATERIALES, EN PESO, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO (50 kg)

f _{cr} * en kg/cm ²	A/C**	Mezclas opcionales	Arena lig. fina 2.30 < MF < 2.60		Arena mediana 2.60 < MF < 2.90		Arena lig. gruesa 2.90 < MF < 3.20	
			Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava*** kg
175	0.72	A	130	242	142	230	153	219
		B	138	234	149	223	160	212
		C	145	227	156	216	168	204
200	0.68	A	117	231	128	220	138	210
		B	124	224	135	213	145	203
		C	132	216	142	206	152	196
225	0.64	A	107	222	117	212	127	202
		B	114	215	124	205	134	195
		C	121	208	131	198	141	188
250	0.60	A	96	207	105	198	114	189
		B	102	201	111	192	120	183
		C	108	195	117	186	126	177
275	0.56	A	87	195	96	186	104	178
		B	93	189	102	180	110	172
		C	99	183	107	175	116	166
300	0.53	A	79	184	87	176	95	168
		B	84	179	92	171	100	163
		C	90	173	98	165	106	157
325	0.49	A	71	171	78	164	85	157
		B	76	166	83	159	90	152
		C	81	161	88	154	95	147
350	0.46	A	63	161	70	154	77	147
		B	68	156	75	149	81	143
		C	72	152	79	145	86	138
400	0.40	A	49	140	55	134	61	128
		B	53	136	59	130	64	125
		C	57	132	62	127	68	121

* Resistencia promedio requerida (tabla 1.2)

** Relación agua/cemento neto, en peso, que teóricamente se requiere

*** Los pesos de arena y grava tabulados corresponden a materiales secos al ambiente y sin defectos de clasificación. El peso de arena debe incrementarse en 3 por ciento si está húmeda, y en 6 por ciento si está saturada. No es aconsejable usar arena o grava muy mojadas; conviene dejarlas drenar 24 horas, por lo menos, antes de usarlas. Si los agregados tienen defectos de clasificación (sub y sobretamaños), los pesos de la tabla deben corregirse confor a 4.2.2 b)

TABLA 3.4. VOLUMENES DE CONCRETO QUE DEBEN PRODUCIRSE POR SACO DE CEMENTO, PARA DIFERENTES RESISTENCIAS PROMEDIO REQUERIDAS, SEGUN PESO ESPECIFICO Y TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS

f_{cr} , en kg/cm ²	VOLUMEN APROXIMADO DE CONCRETO, EN LITROS, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO					
	Peso específico 2.45		Peso específico 2.55		Peso específico 2.65 *	
	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx, 38 mm	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx, 38 mm	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx,** 38 mm
175	187	207	181	200	176	193
200	175	195	169	189	164	182
225	163	185	158	179	153	173
250	153	172	148	166	144	161
275	143	162	138	156	134	151
300	134	152	130	147	126	142
325	125	142	121	137	118	133
350	117	133	114	128	110	124
400	103	115	100	111	97	108

* Peso específico medio de los agregados, en condición saturada y superficialmente seca.

** Tamaño máximo de la grava, en mm.

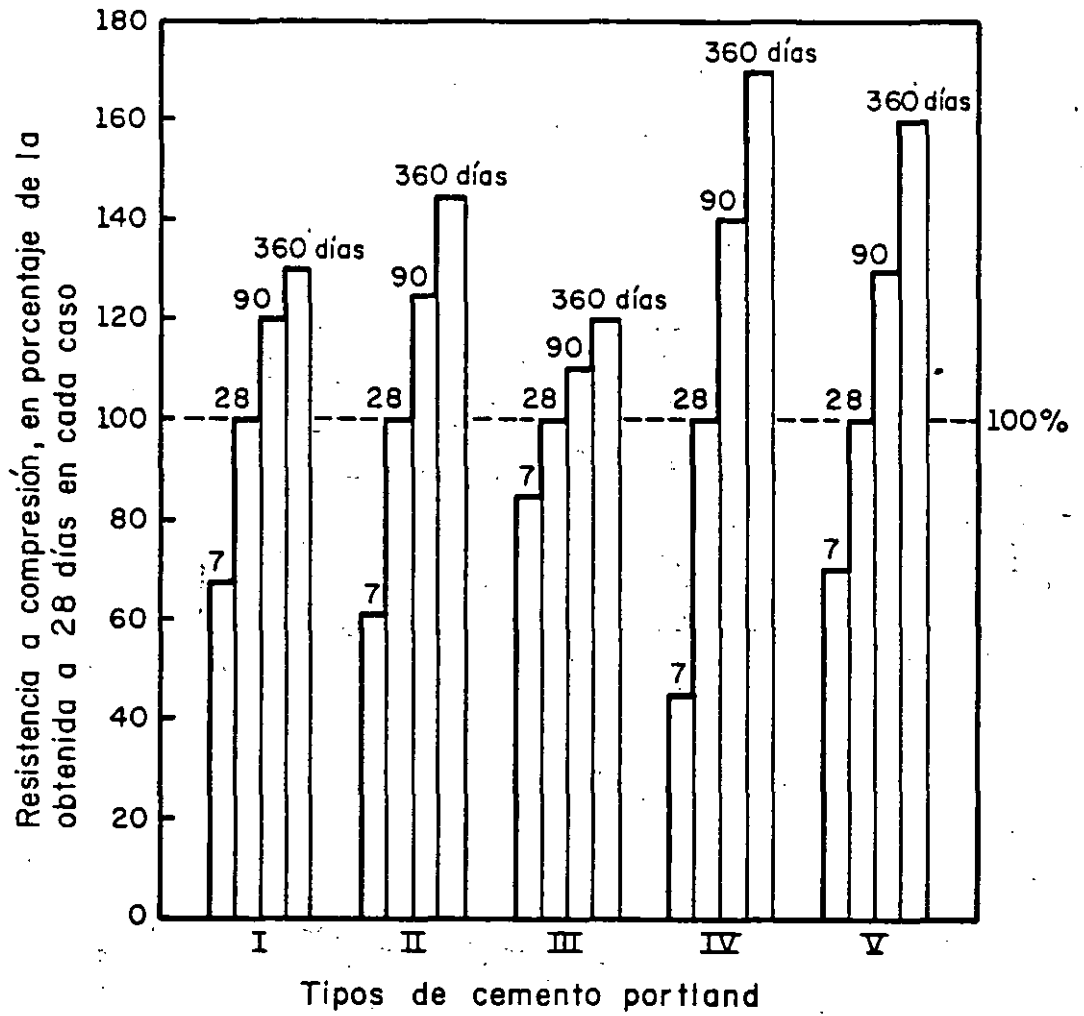


Fig 3.1. Incrementos de resistencia a compresión del cemento portland a diversas edades (7, 28, 90 y 360 días)

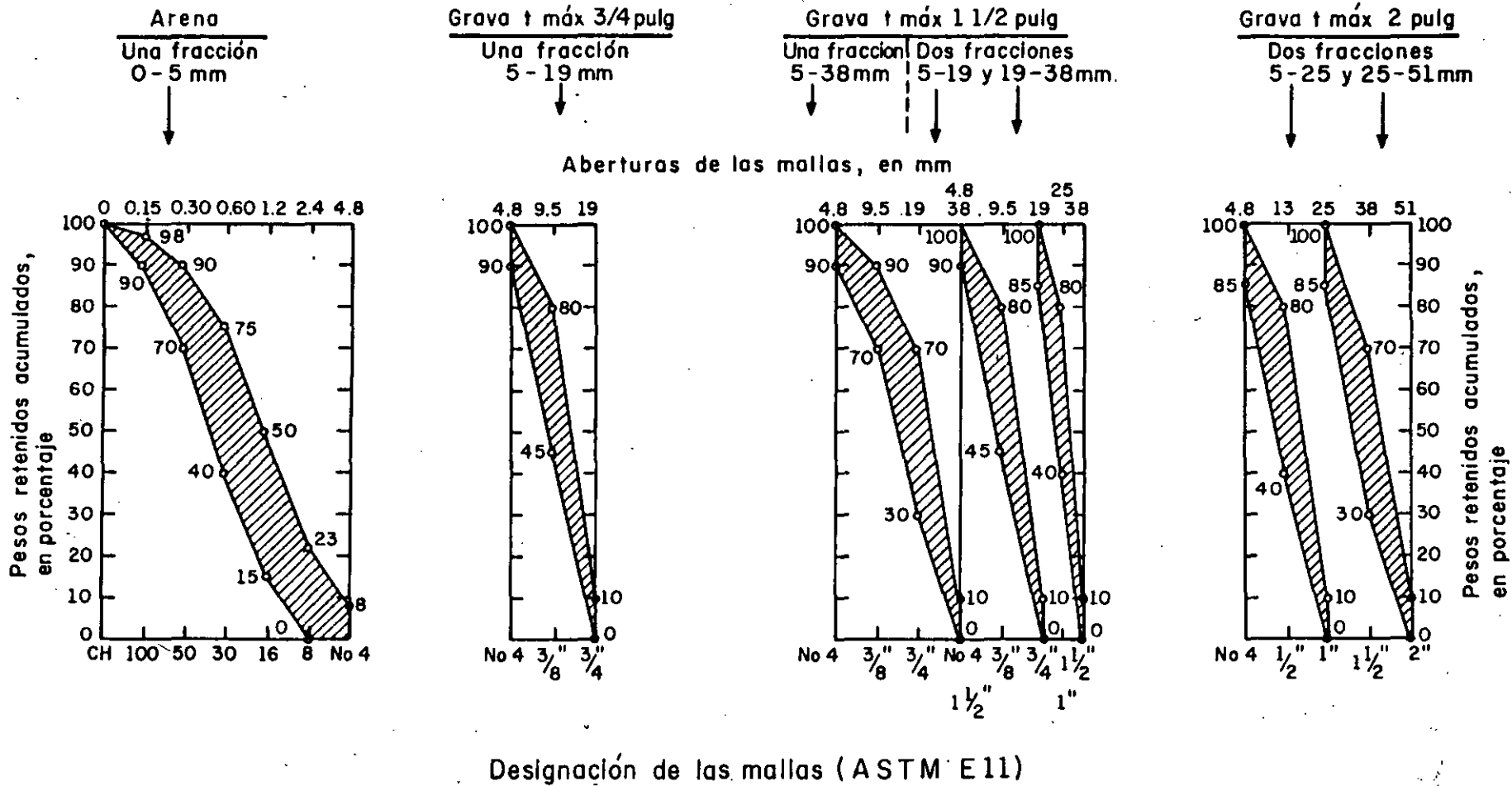


Fig 3.2. Límites granulométricos recomendables para los agregados

4. PRODUCCION DE CONCRETO

4.1 Acopio de materiales

4.1.1. Cemento

Existen dos formas acostumbradas para suministrar el cemento: envasado en sacos de papel de 50 kg cada uno y a granel. El suministro a granel se ha limitado generalmente a las obras mayores en que se requieren grandes cantidades de cemento, o bien a plantas de concreto premezclado y de fabricación de productos de concreto que son consumidores permanentes. En los demás casos, el suministro se hace en sacos.

Aun cuando el abastecimiento a granel puede representar ventaja económica por la supresión de los envases, y tiene la conveniencia técnica de obligar a dosificar el cemento por peso, es necesario reconocer que la situación normal en las obras menores consiste en manejar sacos. A continuación se incluyen algunas recomendaciones pertinentes relativas al abastecimiento del cemento en las obras menores.

a) Debe seleccionarse la clase o tipo adecuados a la obra por construir, conforme a lo indicado en 3.1.1. En cuanto a la selección de la marca más conveniente, es necesario tomar en cuenta factores económicos

(distancia y precio) y la posible existencia de registros de calidad que sean accesibles al consumidor. En este aspecto conviene suponer que, aun que existen especificaciones de calidad mínima que el cemento debe satisfacer, pueden existir diferencias apreciables (generalmente en exceso de los límites de las especificaciones) entre cementos de diferentes procedencias.

b) Una vez definidos clase o tipo y marca del cemento, conviene mantenerlos constantes en el curso de la obra, salvo que se presenten circunstancias especiales que obliguen a un cambio.

c) Si el cemento se recibe por conducto de un intermediario, es recomendable investigar las condiciones y el tiempo que ha permanecido almacenado. Si el cemento presenta terrones que no se deshagan con la presión de los dedos o bien si su antigüedad es mayor de 3 meses, es preferible no aceptarlo, excepto que se pueda comprobar su calidad mediante pruebas de laboratorio.

d) Al recibir el cemento debe almacenarse en condiciones que eviten su posible hidratación y faciliten su consumo en el orden cronológico de llegada. Para esto es necesario disponer de un local adecuado, con ambiente seco. Conviene tener presente que los cementos más finos (como el portland tipo III) manifiestan tendencia a hidratarse más rápidamente.

e) Es costumbre almacenar los sacos de cemento formando pilas, con objeto de aprovechar al máximo el espacio disponible. Se ha encontrado cómodo, para mejorar la estabilidad de estas pilas, formarlas por capas de sección cuadrada, constituidas por dos, cuatro o más sacos, orientados alternativamente en posiciones que formen ángulo recto. Conviene limitar la altura de las pilas, por comodidad, según los medios disponibles para el apilamiento de los sacos. Debe evitarse que los sacos tengan contacto

con las paredes del local y con el piso, si éste no es de madera. Asimismo, debe dejarse, entre pilas contiguas, espacio suficiente para las maniobras de descarga.

f) El cemento que se dispersa por rotura de sacos debe recuperarse a la brevedad posible, a fin de evitar su hidratación y su contaminación con cuerpos extraños. Este cemento puede destinarse a trabajos secundarios, como fabricación de mortero para mampostería, concreto para firmes y otros.

g) Conviene distinguir entre los terrones que se forman por hidratación incipiente del cemento y los que se producen por compactación de los sacos en las capas inferiores de una pila. Los segundos normalmente se desbaratan con facilidad mediante una ligera presión con los dedos; de ser así, y si el cemento tiene menos de 3 meses de almacenamiento, puede emplearse sin mayores requisitos; de lo contrario, es recomendable obtener una muestra y remitirla a un laboratorio para que verifique su estado. Dicha muestra puede consistir en un saco completo.

h) Es recomendable comprobar periódicamente el peso de los sacos, para el cual existe una tolerancia oficial de ± 0.750 kg respecto al teórico (50 kg). Para esto conviene tomar al azar un mínimo de 50 sacos y pesarlos en una báscula de precisión verificada. Si el promedio obtenido resulta menor de 50 kg, se recomienda corregir las cantidades de arena y grava dadas en las tablas 3.2 y 3.3 para revolturas de un saco de cemento, ajustándolas al peso promedio determinado.

i) Para el colado de estructuras o partes de la obra que sean especialmente importantes, es conveniente procurar que todo el cemento necesario proceda de un mismo lote, con objeto de propiciar más uniformidad en este aspecto.

4.1.2 . Agregados

Una vez aceptada la fuente de donde deben obtenerse los agregados para el concreto, es necesario ponerlos en las condiciones requeridas y hacerlos llegar hasta el equipo de dosificación y mezclado en las mismas condiciones.

Si los agregados proceden de un depósito natural aceptado y las partículas que los constituyen son de naturaleza uniforme, hay dos características que por su tendencia a variar deben ser vigiladas estrechamente: la composición granulométrica y el contenido de impurezas tales como limo, arcilla y materia orgánica. Cuando el depósito se manifieste variable en estos aspectos, será conveniente, desde el principio de su explotación, tratar de delimitar aquellas zonas que presenten características mejores y más uniformes. Los ensayos que se efectúan para lograr dicho fin se describen en el cap 6.

Si los agregados deben producirse por trituración de una roca cuya calidad fue aceptada, el primer aspecto que debe definirse es el relativo al equipo más idóneo para efectuar la fragmentación. En este sentido deben considerarse las características particulares de la roca disponible, tales como dureza, resistencia, textura, abrasividad y presencia de planos débiles, y también las dimensiones de los fragmentos que requieren producirse. De la información que suministra un estudio petrográfico de la roca (orientado con esta finalidad) y la que proporcionan los catálogos de los fabricantes de equipo, resulta posible muchas veces seleccionar el proceso adecuado para producir fragmentos de buena forma, con la granulometría requerida. De manera general pueden mencionarse algunas situaciones y limitaciones que conviene tener presentes.

Resulta más fácil producir grava que arena, mediante un proceso de trituración. En atención a esta restricción, deben examinarse todas las posibilidades existentes para obtener arena natural, antes de intentar producirla por trituración.

Las rocas duras y resistentes, con granos fuertemente entrelazados, representan una materia prima difícil, pues tienden a producir frag^umentos lajeados e inducen mayor desgaste del equipo.

Las quebradoras de quijadas producen mejores resultados cuando so^lamente se destinan a trituración primaria, con objeto de alimentar un equipo secundario (giratorio, de impacto o de rodillos) que pro^{duz}ca la reducción al tamaño requerido.

Las formas indeseables (3.1.2a), se acentúan a medida que los frag^umentos son menores. Al producir grava, este defecto puede atenuar^{se} obteniendo los fragmentos más chicos mediante recirculación a costa de incrementar el desperdicio.

Independientemente de si los agregados proceden de depósi^{to}s naturales o se producen por trituración de rocas, es necesario someter^{los} a un proceso de cribado eficiente, a fin de separarlos en las fraccio^{ne}s especificadas para la obra. Siempre que sea posible, debe preferirse el empleo de cribas vibratorias con alimentación de agua. El uso de esta, en cantidades suficientes, facilita el cribado y permite eliminar algunas impurezas. Conforme a lo señalado en 2.5, el cribado defectuoso de los agregados es una deficiencia que se padece frecuentemente en las obras me^{no}res y es, tal vez, una de las que más contribuyen a incrementar la va^{ri}abilidad del concreto durante su producción. En la tabla 4.1 se presen^{tan} los límites que se consideran aceptables para los defectos de cribado de los agregados en las obras menores.

Cuando los agregados salen del equipo de cribado, puede su ponerse que poseen un cierto grado de uniformidad que es necesario conser var hasta que lleguen al equipo mezclador del concreto. En este lapso, los agregados cribados normalmente requieren ser almacenados para quedar en disponibilidad de ser utilizados cuando se requieran. Se presentan al gunas recomendaciones para evitar segregación durante las operaciones de almacenamiento de los agregados y para su utilización.

a) Evítese la formación de grandes pilas únicas de forma cónica, porque esto, ineludiblemente, facilita la segregación de las partículas más grandes que tienden a rodar y acumularse en la base de la pila. Es preferible construir los almacenamientos mediante la acumulación sucesiva de montones reducidos, o bien extendiéndolos horizontalmente para formar terrazas de poca altura. Si esto no es posible por falta de espacio y/o de equipo adecuado, colóquense mamparas que limiten el desplazamiento de los agregados (fig 4.1a).

b) Evítese que el viento disperse la arena en el punto de descar ga; esto se logra colocando un tubo o una pantalla de protección (fig 4.1b).

c) Impídase que los almacenamientos de agregados diferentes se mez clen entre sí por quedar demasiado próximos. Si el espacio disponible pa ra almacenar es reducido, conviene colocar muros o mamparas divisorias en tre almacenamientos contiguos (fig 4.1c).

d) No se almacenen los agregados directamente sobre el terreno na tural, porque se producen contaminaciones al recogerlos. Es recomendable preparar una plantilla de asfalto, suelo-cemento o concreto pobre, o bien colocar una capa de grava apisonada antes de almacenar. Asimismo, convi ne disponer una ligera pendiente en el terreno para facilitar el drenaje del agua que escurra a través de los agregados y propiciar la uniformidad en su contenido de humedad (fig 4.1d).

e) Se recomienda disponer en la obra de los medios para corregir las proporciones teóricas en que deben dosificarse los agregados, conforme a su grado de humedad y contenido de tamaños ajenos a las diversas fracciones separadas, según procedimiento que se describirá más adelante. Para facilitar estas operaciones, es conveniente disponer de almacenamientos cuya capacidad permita definir y muestrear los agregados que se van a utilizar durante las siguientes 24 horas, sin que resulten alterados en ese lapso por nuevas aportaciones sobrepuestas. Esta facilidad también permite dejar drenar, durante un mínimo de 24 horas antes de su utilización, cualquier porción de arena o grava que se encuentre almacenada en estado de sobresaturación.

4.2 Dosificación de materiales

4.2.1 Cemento

Según lo expuesto previamente, (3.2.2e), lo recomendable en la dosificación del cemento es pesar directamente las cantidades indicadas para elaborar cada revoltura. En su defecto, dosificar sacos completos considerándoles el peso teórico (50 kg) o bien el peso promedio determinado según 4.1.1h. No se debe dosificar el cemento por fracciones de sacos ni tampoco hacerlo por volumen.

Si el cemento se pesa, conviene hacerlo en un recipiente separado de los agregados para evitar que la eventual humedad de estos pueda producirle aglomeraciones o tendencia a adherirse en las paredes del recipiente. Si se le administra por sacos, pueden hacerse arreglos para incorporarlo directamente a la mezcladora simultáneamente con el vaciado de los agregados..

Es particularmente recomendable adoptar medidas que eviten la pérdida de cemento durante su vaciado a la mezcladora, ya que esto puede

de ser causa permanente de disminución en la resistencia prevista.

4.2.2 Agregados

Conviene disponer de los agregados separados en, por lo menos, dos fracciones (arena y grava) cuando el tamaño máximo no sobrepase 38 mm (1 1/2 pulg). Cuando el tamaño máximo exceda esta dimensión, será necesario que la grava se divida a su vez en dos fracciones, por lo menos. Las siguientes recomendaciones para su dosificación son independientes de si los agregados se encuentran separados en dos, tres o más fracciones.

a) Conforme a lo anotado en 2.5, la falta de precisión en la dosificación de los agregados es una de las causas más frecuentes de variación en la calidad del concreto, en obras menores. Esto se deriva de la práctica inconveniente de hacer esta dosificación mediante la medición de volúmenes en vez de hacerlo por pesadas. Es necesario crear conciencia en el pequeño constructor, de que es indispensable dosificar los agregados por peso, si se quiere obtener un nivel adecuado en la calidad de todo el concreto que se produzca.

El equipo más simple para pesar los agregados consiste en una báscula de plataforma, con barra para descontar el peso de los recipientes vacíos, los cuales con frecuencia son botes de lámina de 18 lt de capacidad, aproximadamente, o bien carretillas provistas con ruedas neumáticas. Al aplicar este sistema, es útil disponer de tantas básculas como fracciones de agregados haya que dosificar, y procurar que todos los recipientes vacíos tengan el mismo peso aproximado, para que la operación de destarar no tenga que repetirse continuamente. De esta manera, las pesadas se pueden hacer en forma expedita colocando el recipiente vacío sobre la plataforma y vertiendo agregados hasta que el fiel se nivele.

A medida que se requiere mayor precisión en las dosificaciones, los equipos tienden a ser más complejos. El siguiente paso en cuanto a precisión, lo constituyen las plantas dosificadoras, de las cuales hay una gran variedad. Las más sencillas y de menor capacidad disponen de una tolva pesadora única donde todas las fracciones de agregados se pesan acumuladamente; al aumentar la capacidad se impone la necesidad de disponer una tolva pesadora para cada fracción. Si el peso se hace acumulado se admite una tolerancia de 1 por ciento, y si es individual, de 2 por ciento; este último sería el caso de la báscula de plataforma.

b) Para que las cantidades efectivas de todas las fracciones de agregados que se pesen para cada revoltura correspondan a las teóricamente supuestas y se mantengan aceptablemente uniformes en el curso de la producción del concreto, es necesario tomar en cuenta y corregir los efectos que producen sus variaciones inherentes, relativas a deficiencias de cribado y contenidos de humedad.

Las deficiencias de cribado, también conocidas como contaminaciones granulométricas, se refieren a las partículas de agregado que son más chicas o más grandes que las comprendidas en el intervalo teórico abarcado por cada fracción separada. Las que son menores se denominan sub tamaños, y las mayores, sobretamaños. Así, la arena, cuyo intervalo teórico comprende partículas entre la malla No 200 (74 micras) y la malla No 4 (4.8 mm) suele contener una cierta cantidad de fragmentos menores que se consideran impurezas (limo, arcilla) y mayores que deben ser considerados como grava. De igual manera, a la grava con tamaño máximo nominal igual a 38 mm (1 1/2 pulg), por ejemplo, le correspondería un intervalo teórico de 4.8 a 38 mm, pero también puede contener fragmentos menores que deben ser tratados como arena y mayores, que aun siendo gravas, conviene restringir para evitar que obstruyan la colocación del concreto a través del acero de refuerzo.

La cuantificación de sub y sobretamaños requiere hacerse mediante cribado de una porción reducida de cada fracción de agregado, empleando mallas cuyas aberturas sean iguales a los límites del intervalo teórico que les corresponda. Una vez determinados los porcentajes de partículas ajenas al intervalo teórico, se procede a corregir las cantidades de agregados que deben pasarse en cada revoltura, con objeto de obtener nuevas cantidades cuya combinación conduzca a las cantidades teóricas previstas al hacer el proporcionamiento. En la tabla 4.2 se presenta un ejemplo numérico de la forma como se acostumbra llevar a cabo esta corrección granulométrica en las obras, considerando que se disponga de tres fracciones de agregados: arena (0-5 mm), grava 1 (5-19 mm) y grava 2 (19-38 mm).

Adaptando este ejemplo al caso de una obra menor, lo frecuente sería disponer de solamente dos fracciones: arena (0-5 mm) y grava (5-38 mm), cuyas deficiencias de cribado, determinadas sobre muestras representativas cribadas en malla No 4 (4.8 mm), podrían ser así:

<u>Concepto</u>	<u>En la arena</u>	<u>En la grava</u>
Material retenido en malla No 4 (grava)	7.5 por ciento	90.0 por ciento
Material pasado por malla No 4 (arena)	92.5 por ciento	10.0 por ciento

Suponiendo que se trate de elaborar un concreto como el indicado en el ejemplo de 3.2.3, en el que hay que pesar 185 kg de arena (100 por ciento pasada por malla No 4) y 346 kg de grava (100 por ciento retenida en malla No 4) para cada revoltura de dos sacos de cemento, si se dosifican estas cantidades en las condiciones anteriores, se tendría:

Conceptos	Fracciones del agregado	
	Arena, en kg	Grava, en kg
Cantidades dosificadas (en condiciones disponibles)	185	346
Grava en la arena: 185×0.075		14
Arena en la arena: 185×0.925	171	
Grava en la grava: 346×0.90		311
Arena en la grava: 346×0.10	35	
Cantidades dosificadas corregidas (netas)	206	325

El resultado sería la inclusión real de 206 kg de arena neta, en lugar de los 185 kg previstos, esto es, 21 kg de más, y, consecuentamente, 21 kg de menos en la grava. Una forma sencilla para hacer la corrección consiste en disminuir 21 kg a la cantidad de arena que debe dosificararse, esto es, $185 - 21 = 164$ kg. La cantidad de grava sería entonces $346 + + 21 = 367$ kg. La dosificación de estas cantidades conduciría a los siguientes resultados:

Conceptos	Fracciones del agregado	
	Arena, en kg	Grava, en kg
Cantidades dosificadas (en condiciones disponibles)	164	367
Grava en la arena: 164×0.075		12
Arena en la arena: 164×0.925	152	
Grava en la grava: 367×0.90		330
Arena en la grava: 367×0.10	37	
Cantidades dosificadas corregidas (netas)	189	342

En esta forma, la diferencia entre la cantidad de arena requerida (185 kg) y la verdaderamente incluida (189 kg) se ha reducido a solamente 4 kg en exceso. De manera que con una segunda aproximación, las cantidades definitivas serían:

$$\text{Arena} = 164 - 4 = 160 \text{ kg}$$

$$\text{Grava} = 367 + 4 = 371 \text{ kg}$$

Conviene hacer esta corrección directamente a partir de los datos de cantidades de agregados aportadas por las tablas 3.2 y 3.3. A continuación, debe efectuarse la segunda corrección por concepto de humedad, la cual solamente se ha previsto para la arena por considerarla de mayor significación. Como se indicó al pie de esas tablas, en las cantidades puestas como datos se ha considerado que la arena se encuentra seca al ambiente; se recomienda incrementarlas en 3 por ciento si la arena se encuentra húmeda (sin agua superficial), y en 6 por ciento si se encuentra saturada (con agua superficial). También se recomienda evitar el uso de arena con exceso de agua superficial (sobresaturada), siendo preferible dejarla drenar durante un lapso de 24 horas antes de usarla.

4.2.3 Agua

Es conveniente utilizar agua que provenga de una fuente conocida y, de preferencia, que existan antecedentes de haberla empleado en una aplicación similar. En donde sea posible, conviene usar agua de la red de abastecimiento. Debe evitarse el uso de agua que presente olor o color, excepto cuando pruebas físicas y químicas demuestren que la contaminación es inofensiva para el concreto.

El agua que debe incorporarse a cada revoltura puede dosificarse confiablemente por volumen cuando se dispone de un recipiente cali

orado, como el tanque con dispositivo de sifón mencionado en 2.2. Lo que por ningún motivo debe permitirse es la adición indiscriminada del agua, por conducto de quien solamente procura (erróneamente) facilitar el acomodo del concreto en las formas.

La incorporación del agua a la mezcladora debe hacerse, siempre que sea posible, simultáneamente con el resto de los materiales. A veces resulta práctico vaciar una porción reducida del agua dentro de la mezcladora vacía y, con esta en movimiento, agregar los materiales sólidos y el resto del agua en una operación gradual. Debe evitarse el vaciado repentino de cualquiera de los ingredientes del concreto.

4.2.4 Aditivos

Estos, independientemente de si son líquidos o sólidos, deben dosificarse junto con el agua de mezclado, después de hacer la solución respectiva (excepto algunos, que solamente deben usarse bajo control especial). Un requisito indispensable para usar dos aditivos simultáneamente es que sean compatibles y que al mezclarlos no se produzca precipitación.

Debe cuidarse que la concentración del aditivo no se modifique por evaporación procurando mantenerlo tapado y evitando preparar soluciones en cantidades mayores que las requeridas para un día de colado. Si el aditivo es sólido y se disuelve previamente en una cierta cantidad de agua, debe tomarse en cuenta al hacer la dosificación y disminuir el agua de mezclado en la cantidad de solución que deba añadirsele. Por ejemplo, un aditivo en polvo que se presenta en sacos de 50 kg debe dosificarse a razón de 150 g por cada saco de cemento. Para ponerlo en condiciones de ser dosificado, se disuelve cada saco en agua suficiente para llenar un recipiente de 200 lt. Así, para dosificar 150 g del producto, habrá que medir $\frac{200 \times 0.150}{50} = 0.6$ lt de la solución; de modo que si se fabrican revol

turas de dos sacos de cemento, habrá que disminuir en 1.2 lt el agua de mezclado y añadirle una cantidad igual de solución.

4.3 Mezclado, transporte y colocación

4.3.1 Mezclado del concreto

Esta operación tiene por finalidad lograr un contacto íntimo entre el agua y el cemento para formar una pasta homogénea y distribuir uniformemente las partículas de los agregados en el conjunto, de manera que cualquier porción de la mezcla presente la misma composición y, en consecuencia, obtenga las mismas propiedades al cabo del tiempo.

El mezclado del concreto debe hacerse mecánicamente para que se realice en un lapso razonablemente corto. Por ningún motivo debe permitirse el mezclado manual de concreto destinado a un miembro estructural. En algunas ocasiones se permite mezclar a mano pequeños volúmenes de mortero o concreto para trabajos secundarios (mamposterías, firmes, etc.), en cuyo caso se recomienda incrementar el contenido de cemento en 10 por ciento por lo menos.

Existen diversos tipos y capacidades de mezcladoras para concreto. Conforme a la distinción más usual, que se basa en el modo de mezclar, hay dos tipos principales: las de mezclado por gravedad y forzado. En el primero se hallan comprendidos los equipos que más se usan en las obras menores, esto es, las revolvedoras de tambor con todas sus variantes (fijas o basculantes, eje horizontal o inclinado, descarga por volteo o por marcha reversible, tambor y espas fijos o giratorios, etc.). Las de mezcla forzada suelen denominarse de turbina, y se destinan preferentemente a la producción de concretos secos, razón por la cual son muy usadas en la industria de prefabricación de elementos de concreto.

En las mezcladoras de tambor existe la costumbre (proceden

ta de EUA) de designar su capacidad en función del valor S , que equivale a un pie cúbico de concreto. Así, una mezcladora 115 (que aquí se conoce como de dos sacos) tiene capacidad nominal para mezclar 310 lt de concreto. Es conveniente operar estos equipos lo más cerca posible de su capacidad nominal, pues su eficiencia se reduce si se les hace trabajar con poca o con demasiada carga. Al respecto, conviene observar cómo varía el volumen de concreto que se produce en revolturas de un saco de cemento (tabla 3.4) conforme a la resistencia requerida, el tamaño máximo y el peso específico de los agregados. Por ejemplo, si se cuenta con una revolvedora 115 para elaborar concreto con $f_{cr} = 175 \text{ kg/cm}^2$, tamaño máximo = 38 mm y peso específico = 2.45, solamente se podrán producir revolturas de un saco (si así se dosifica el cemento), puesto que revolturas de dos sacos producen un volumen aproximado de 418 lt de concreto, que es bastante mayor que la capacidad nominal del equipo. Por lo contrario, si el concreto a elaborar es $f_{cr} = 400 \text{ kg/cm}^2$, tamaño máximo = 19 mm y peso específico = 2.65, se podrán producir revolturas de tres sacos, cuyo volumen aproximado debe ser 294 lt de concreto, que es prácticamente la capacidad nominal del equipo. En el primer caso, para obtener el rendimiento adecuado del equipo, lo recomendable sería dosificar el cemento por peso (en vez de hacerlo por sacos), siendo así posible elaborar revolturas de 294 lt mediante pesadas de 70 kg de cemento. Otra posible solución sería cambiar el equipo de mezclado por otro de diferente tamaño, de manera que al producir revolturas con sacos completos, trabajara más cerca de su capacidad nominal.

El tiempo de mezclado mínimo que debe darse para alcanzar homogeneidad en la mezcla suele definirse en función de la capacidad nominal del equipo. En mezcladoras de tambor, los tiempos mínimos de mezclado especificados por el USBR (ref 4.1) contados a partir del momento en que todos los materiales se encuentran dentro de la mezcladora, son como sigue:

<u>Capacidad de mezcladora, en m³</u>	<u>Tiempo mínimo de mezclado, en min</u>
< 1.50	1 1/2
1.50 - 2.25	2
2.25 - 3.00	2 1/2
3.00 - 3.75	2 3/4
3.75 - 4.50	3

En mezcladoras en que el mezclado es forzado, el tiempo mínimo requerido para alcanzar homogeneidad puede ser menor. Sin embargo, conviene tener presente que, con frecuencia, no es el tiempo de mezclado el que más influye en la duración del ciclo de producción de la mezcladora, sino las operaciones de pesaje, carga de los materiales y descarga del concreto. Con una buena coordinación de estas operaciones será posible conseguir ciclos que sean iguales al tiempo de mezclado, incrementado en uno o dos minutos, cuando más.

De cualquier manera, como la operación de mezclado del concreto tiene por finalidad obtener homogeneidad en la distribución de sus componentes, conviene poder discernir cuándo es homogénea la mezcla. Para ello existe la llamada prueba de eficiencia de mezcladoras, descrita en la Designación 26 del Manual de Concreto del USBR (ref 4.1), en la cual se determina la variabilidad de la mezcla, comparando peso volumétrico del mortero y contenido de grava, en dos porciones de la misma revoltura tomadas al principio y al final de la descarga de la mezcladora.

Un medio sencillo para comprobar si el concreto es homogéneo cuando sale de la mezcladora, consiste en tomar dos muestras de la misma revoltura, procurando interceptar el chorro de descarga con un recipiente adecuado. La primera muestra debe obtenerse durante la descarga de la primera cuarta parte del volumen mezclado y la segunda durante la descarga

de la última cuarta parte. A cada muestra debe determinársele revenimiento y peso volumétrico conforme a los procedimientos que se incluyen en 6.2.2. Además, deben elaborarse en cada caso tres cilindros estándar según el método expuesto en 6.2.3, para ensayarlos a 7 días de edad. Se considera que la revoltura es homogénea, si los resultados obtenidos en ambas muestras no manifiestan diferencias que excedan de los siguientes valores:

<u>Concepto</u>	<u>Máxima diferencia permisible</u>
1. Revenimiento	
a) Si el promedio es igual o menor de 10 cm	1.5 cm
b) Si el promedio es mayor de 10 cm	3.0 cm
2. Peso volumétrico	20 kg/m ³
3. Resistencia a compresión a 7 días de edad (promedio de 3 especímenes en cada muestra)	10 kg/cm ²

Si como resultado de estas pruebas se determina que la revoltura no es homogénea, esto puede relacionarse con varias causas posibles: tiempo de mezclado insuficiente, velocidad de rotación inadecuada (excesiva o insuficiente), desgaste en las espas, volumen de revoltura en exceso o defecto de la capacidad nominal, o falta de idoneidad en el equipo para mezclar eficientemente la clase de concreto que se produce, conforme a consistencia especificada (revenimiento) y tamaño máximo de agregado. Algunas de estas causas pueden ser corregibles, pero otras pueden requerir que se cambie el equipo mezclador por otro más adecuado.

En ocasiones, aunque la revoltura se aprecie homogénea en el interior de la mezcladora en movimiento, puede disgregarse durante la

operación de descarga. Este efecto se intensifica cuando la operación se hace lentamente, a fin de verter porciones en diferentes recipientes. Para evitarlo, se recomienda vaciar toda la revoltura, en una sola operación de descarga, dentro de un recipiente único de capacidad adecuada, desde donde pueda distribuirse a los recipientes del equipo de transporte, en caso de que así se requiera.

Es frecuente que la primera revoltura que se produzca resulte con aspecto excedido en grava, debido al mortero que se adhiere en el interior de la mezcladora. Esto se evita mezclando inicialmente una pequeña revoltura de mortero que se desperdicie, o bien incrementando en 10 por ciento las cantidades de cemento y arena que se dosifiquen para hacer la primera revoltura de concreto.

4.3.2 Transporte y colocación del concreto

Estos movimientos corresponden a lo que también se denomina puesta en obra del concreto, es decir, su traslado desde la mezcladora hasta el interior de las cimbras que deben dar forma a la estructura que se construye. La mayoría de las veces este traslado se divide en dos etapas: el transporte desde la descarga de la mezcladora hasta un punto inmediato a la estructura, y la colocación desde este hasta el interior de las cimbras.

a) Transporte. Debe efectuarse cuidando que se satisfagan dos requisitos esenciales: que sea lo suficientemente rápido para evitar que el concreto se seque y pierda revenimiento antes de ser colocado, y que sea eficaz para evitar que se produzca segregación y pérdida de mortero o lechada.

Existen diversos medios y equipos en uso para transportar concreto, aunque no todos son aptos para cumplir los requisitos anteriores.

Los que se emplean con mayor frecuencia son:

- Carretillas y vagonetas
- Malacates y montacargas
- Tubos y canalones
- Camiones de varios tipos
- Botes accionados por grúas o cablevías
- Bandas transportadoras
- Bombas de concreto
- Transportadores neumáticos

Para la elección del más adecuado, se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos principales: volumen de concreto a transportar; distancias mínima, media y máxima; consistencia especificada (reventamiento) y tamaño máximo del agregado en las mezclas; accesibilidad y medios disponibles para colocar el concreto dentro de las cimbras.

Las carretillas y vagonetas (de mano o mecanizadas) son equipos de bajo costo, útiles para mover volúmenes reducidos en distancias cortas, razones por las cuales se les encuentra frecuentemente en las obras menores. Habilitando vías de tránsito cómodas y expeditas, y contando con ruedas neumáticas, es posible obtener resultados aceptables si se les utiliza en número suficiente.

Los malacates y montacargas se emplean para salvar desniveles y espacios poco accesibles, moviendo volúmenes reducidos en distancias cortas. Es decir, su aplicación y rendimiento es comparable al de carretillas y vagonetas, a las cuales suelen suplir o complementar.

Los tubos y canalones son los dispositivos más simples que se emplean para el descenso del concreto. Debido a su bajo costo y facilidad de adaptación, constituyen un procedimiento bastante utilizado en las

obras menores. Aunque son innegables dichas ventajas, su aplicación de cuidada conduce invariablemente a segregar el concreto y promueve defectos de construcción. Considerando que no es práctico proscribir su uso, se es tima necesario enumerar algunas recomendaciones para mejorar los resultados que puedan obtenerse con su aplicación, principalmente en el caso de los ca na lones:

No debe permitirse que el uso de canalones obligue a emplear mezclas fluidas por ese solo hecho. La consistencia de las mezclas debe ser determinada por las características de la estructura y la faci lidad que esta ofrezca para colocar y acomodar el concreto, observ án dose como norma el empleo de la consistencia menos fluida que sea posible.

Los canalones que mejores resultados producen son los metálicos, o de madera forrada de lámina, con sección semicircular o semejante, provistos con una tapa que proteja al concreto del sol, el viento y la lluvia.

Deben tener una pendiente uniforme en todo su desarrollo, la cual debe ser suficiente para permitir que el concreto deslice, pero no tanta que produzca segregación.

En el extremo de descarga deben colocarse tubos de forma truncocó nica, también llamados "trompas de elefante", para confinar el con creto, reducir su velocidad de caída, obligarlo a que descienda ver ticalmente dentro de las cimbras y disminuir su altura de caída li bre.

Antes de vaciar el concreto por primera vez, y en cada ocasión que el sol y el viento lo justifiquen, puede permitirse mojar los cana lones, siempre y cuando el agua que escurra no se mezcle con el con creto.

Los camiones también son equipos en que se transporta frecuentemente el concreto en las obras menores. De ellos, existen dos tipos principales: los que cuentan con una revolvedora de tambor integrada (camión mezclador) y los habilitados con una caja de volteo. Los primeros, que se utilizan en la industria del concreto premezclado, permiten conservar homogéneo el concreto aun en distancias grandes de acarreo. Su única limitación estriba en no poder operar con mezclas de muy bajo revenimiento, la cual es inherente al tipo de revolvedora con que cuentan. Entre los segundos, existen variantes de acuerdo con la geometría de la caja y la posibilidad de adaptación de espas para agitar el concreto. En términos generales, puede considerarse que el camión de volteo común y corriente de caja rectangular no es un equipo adecuado para transportar concreto, por los inconvenientes que presenta: si la mezcla tiene consistencia fluida, sus ingredientes se clasifican con facilidad durante el transporte de acuerdo con su peso específico; si la mezcla es de consistencia seca, resulta difícil su descarga con la simple inclinación de la caja. La adaptación de cajas con diseño más apropiado alivia estos inconvenientes pero no los elimina totalmente. A veces, mediante la incorporación de espas agitadoras, se obtienen mejores resultados.

Como en el caso de los canalones, los camiones de volteo son equipos cuyo uso para transportar concreto se encuentra muy arraigado en las obras menores, a pesar de los defectos señalados. Esto puede atribuirse a su gran radio de acción, su aptitud para hacer llegar el concreto a diversos puntos de la obra y su costo relativamente bajo. Tomando en cuenta estas ventajas, no parece fácil evitar que se continúen empleando. Por lo tanto, es oportuno hacer algunas recomendaciones para obtener mejores resultados:

No se deben transportar en camiones de volteo mezclas demasiado

fluidas. Si es imposible evitarlo debe procurarse que la caja sea estanca para impedir fugas y debe proveerse un medio para remezclar el concreto en el punto de descarga, a fin de restituir su homogeneidad antes de colocarlo dentro de las cimbras.

Cuando se transporten mezclas demasiado secas, puede facilitarse su descarga adaptando a la caja un vibrador exterior, o bien haciendo uso de uno de inmersión.

Deben taparse las cajas de volteo durante el transporte, con objeto de proteger el concreto contra los efectos del sol, el viento y la lluvia.

No debe permitirse el uso de camiones de volteo cuando el tiempo de transporte sea excesivo y, a pesar de todas las precauciones, la mezcla pierda más de 2.5 cm de revenimiento (si este es de 10 cm o menor) o más de 4 cm (si es de 11 cm o mayor) desde la salida de la mezcladora hasta el lugar de entrega.

Los botes accionados por grúas o cablevías constituyen, tal vez, el equipo más idóneo para transportar concreto en distancias cortas, e inclusive colocarlo dentro de las cimbras, pues no producen segregación y son aptos para mezclas de consistencia seca. Los botes o cubos para concreto están provistos de una compuerta inferior que hace expedito el vaciado por gravedad. Se recomienda su uso en obras en que se disponga de equipo mecánico para movilizarlos.

Las bandas transportadoras, bombas de concreto y transportadores neumáticos son equipos especializados en el transporte y colocación de concreto que, mediante una operación adecuada, suelen ser eficaces. Su costo, más elevado que el de los equipos precedentes, limita sus aplicaciones en las obras menores. Cuando sea necesario utilizarlos, se recomienda

consultar primero la información técnica del fabricante y la que se encuentra en varias de las referencias bibliográficas de este capítulo (refs 4.2 a 4.4).

b) Colocación. La operación propiamente dicha de colocar el concreto consta de los arreglos que se hacen para introducirlo en el espacio delimitado por las cimbras que configuran la estructura. Algunos equipos de transporte de concreto, como las bombas, cumplen también con el objetivo de colocarlo; pero otros, como los camiones, solamente lo aproximan a la estructura. La mayoría de las veces es necesario emplear dos o más sistemas de desplazamiento del concreto, que se complementan para transportarlo y colocarlo.

Muchos de los defectos de construcción más comunes se atribuyen a prácticas inadecuadas durante la colocación del concreto. Para contribuir a que sean menos frecuentes, se incluyen las recomendaciones que siguen:

No se debe colocar concreto que se reciba previamente segregado, pues lo normal es que las operaciones subsecuentes tiendan a incrementar la segregación, en vez de reducirla. Es preferible corregir las fallas que ocurran en la etapa previa o bien remezclar el concreto antes de colocarlo.

El concreto no debe descender en caída libre desde el extremo de descarga de un canalón, una banda o de la tubería de una bomba, no importa qué tan reducida sea la altura. Como práctica invariable deben colocarse tubos cónicos rígidos (trompas de elefante), mangueras flexibles de diámetro no menor de 20 cm, o simples mamparas deflectoras, a fin de reducir la velocidad de caída del concreto y obligarlo a que incida verticalmente sobre la superficie de colocación.

Debe evitarse el desplazamiento horizontal del concreto dentro del área de colocación. Para lograrlo deben hacerse arreglos para que el concreto se deposite en diversos puntos que abarquen todo el espacio por llenar.

Evítense las acumulaciones de concreto en un mismo punto de descarga o su colocación mediante capas con demasiado espesor, pues en ambos casos se forman taludes donde el agregado grueso se segrega y, además, no es posible darle compacidad adecuada. Para concreto estructural, es necesario que el espesor de las capas horizontales no exceda de 50 cm.

Debe evitarse la formación de juntas frías entre dos capas sucesivas, debido a falta de planeación en la colocación. Tomando en cuenta la velocidad con que el concreto puede colocarse y su tiempo de fraguado inicial, deben localizarse las juntas de construcción, de modo que el tiempo de colocación de una capa que abarque toda el área de colado sea inferior al tiempo de fraguado inicial del concreto. De esta manera puede conseguirse que al colocar una nueva capa, el concreto de abajo todavía se encuentre en estado plástico y pueda crearse "fusión" entre ambas capas al ser sometidas a vibración.

4.4 Acomodo, acabado y curado

4.4.1 Acomodo del concreto

Es la operación según la cual el concreto recién colocado dentro de las cimbras, se somete a acciones que le permiten fluir para llenar todo el espacio confinado por las mismas. Con estas acciones se persigue también expulsar la mayor cantidad posible del aire que se encuentre atrapado dentro del concreto, es decir, se busca suministrarle la máxima

compacidad. Esto último ha dado motivo para llamar compactación del concreto al proceso de acomodarlo.

La práctica obligada para acomodar el concreto consiste en someterlo a vibraciones, por medio de equipos vibradores que suelen ser de tres clases diferentes: a) los de inmersión, que actúan sumergidos en el concreto; b) los externos, que se adosan a las cimbras; c) los de superficie, que se emplean apoyados sobre el concreto. De ellos, los de inmersión son los más aptos y eficaces en diversas condiciones de trabajo. En consecuencia, son tal vez los más usados.

Los vibradores pueden ser accionados por medio de electricidad, aire a presión o gasolina, siendo preferibles los dos primeros medios. Los equipos vibradores movidos por motores de gasolina, son poco confiables por su tendencia a fallar y su menor eficacia para acomodar mezclas de muy bajo revenimiento; por lo tanto, solo conviene emplearlos en las obras en que no se disponga de las otras fuentes de energía.

Muchas de las especificaciones actuales establecen que el concreto se acomode preferentemente por medio de vibradores de inmersión, eléctricos o neumáticos, que estando sumergidos en el concreto manifiesten una frecuencia de vibrado no menor de 6 000 vpm (100 hertzios), excepto cuando el concreto resulta poco accesible, o sus espesores son muy delgados, siendo entonces preferible emplear vibradores externos de cimbra o de superficie.

Además de la posibilidad de adquirirlos con diferentes frecuencias de vibrado (de 3 000 vpm en adelante), los vibradores de inmersión se construyen para diversas capacidades de trabajo. Como esta es función de la masa del elemento vibratorio alojado en el cabezal, se supone que (para una misma frecuencia) la potencia disponible aumente conforme sea ma

por el diámetro del cabezal. Por otra parte, como el suministro de energía requiere incrementarse según aumente la frecuencia, lo usual ha sido que los vibradores de muy alta frecuencia tiendan a ser de menor tamaño. Sin embargo, las mejoras actuales logradas en los vibradores neumáticos permiten salvar esta limitación, siendo posible disponer ahora de vibradores de gran tamaño y muy alta frecuencia, para aquellas obras en que se requiera acomodar grandes masas de concreto con muy bajo revenimiento y gravas de grandes dimensiones.

Para los trabajos usuales en obras menores, es suficiente considerar el empleo de vibradores con frecuencias entre 6 000 y 9 000 vpm, con diámetro de cabezal variando entre 19 y 63 mm (3/4 a 2 1/2 pulg). Por ejemplo, puede considerarse que un buen vibrador con cabezal de 38 mm de diámetro, accionado por una sola persona, puede acomodar de 3 a 6 m³ de concreto por hora, en condiciones normales.

Para el uso correcto de los vibradores de inmersión conviene atender las siguientes recomendaciones:

a) El vibrador debe introducirse y extraerse del concreto con lentitud, en dirección completamente vertical y a distancias regulares. Frecuentemente se considera suficiente espaciar de 40 a 75 cm los puntos de inserción y efectuar la extracción en un lapso no menor de 5 seg.

b) El tiempo que el vibrador debe permanecer dentro del concreto en cada inserción depende principalmente de su consistencia. Normalmente son suficientes de 5 a 15 seg, pero a veces conviene dejarlo a juicio del operador, considerando que el vibrador debe comenzar a extraerse en cuanto la superficie del concreto adquiera brillo por efecto del flujo de lechada.

c) Evítese sobrevibrar el concreto, porque se produce segregación al fluir demasiada lechada o mortero hacia la superficie y hacia las pare

des que lo confinan. También debe evitarse la tendencia a desplazar lateralmente el concreto mediante la aplicación inclinada del vibrador, por la misma razón.

4.4.2 Acabado del concreto

Existen dos tipos principales de acabados en las superficies de concreto: los que se producen por contacto con los moldes que lo confinan y los que se obtienen mediante la aplicación de herramientas o dispositivos. En cada tipo existen clases que se distinguen por las tolerancias geométricas y por la tersura de las superficies resultantes. Ambos requisitos suelen establecerse en función del aspecto decorativo, de las condiciones de exposición y servicio, y del carácter provisional o permanente de las estructuras.

El Manual de Concreto del USBR (ref 4.1) presenta una clasificación de acabados que comprende los casos más comunes. Los que se producen por contacto con las cimbras se designan con la letra F y son cinco:

F 1. Es el menos exigente de los acabados de este tipo, ya que normalmente se especifica para superficies que posteriormente deberán ser cubiertas por material de relleno. Se admiten variaciones* graduales hasta de 25 mm y no hay requisitos para la tersura de la superficie. De la cimbra solo se requiere que sea resistente y estanca.

F 2. Es un acabado más estricto, que se recomienda para superficies visibles. Se admiten variaciones graduales hasta de 13 mm y brucas hasta de 6 mm. Las cimbras pueden ser de madera o acero, siempre que den las tolerancias geométricas indicadas.

F 3. Es el acabado requerido en estructuras donde predomina el aspecto decorativo. Solamente se admiten variaciones graduales hasta de 6 mm

* Se miden respecto a una regla de 1.5 m.

y brúscas hasta de 3 mm. Se recomienda usar cimbra de madera forrada con triplay u otro, para obtener máxima tersura. No es conveniente usar cimbra metálica porque su fijación normalmente requiere emplear pernos; además puede producir manchas en la superficie.

F 4. Es la clase de acabado que se especifica en estructuras hidráulicas donde el agua fluye con alta velocidad. Se toleran variaciones graduales y/o brúscas hasta de 6 mm si son en la dirección del flujo, o de 3 mm si son en otra dirección. Las cimbras deben ser de madera forrada o metálicas, para lograr máxima tersura.

F 5. Se especifica para superficies que vayan a recibir un acabado decorativo sobrepuesto (yeso, mortero, tirol, etc.). Se toleran variaciones graduales o brúscas hasta de 6 mm. La cimbra debe ser de madera rugosa para obtener superficies ásperas que suministran adherencia. No deben aplicarse lubricantes a la cimbra.

Los acabados que se obtienen sobre superficies libres mediante la aplicación de herramientas o dispositivos de nivelación, enrase y emparejamiento, se designan con la letra U y son cuatro:

U 1. Es el equivalente al F 1 en este tipo de acabado. Se admiten variaciones* hasta de 10 mm. Se produce mediante el paso de una regla o cercha, sin mayores manipulaciones. Esta clase suele constituir la primera etapa para conseguir los acabados U 2 y U 3.

U 2. Se considera equivalente al acabado F 2. Se le toleran variaciones hasta de 6 mm. Se consigue a partir del acabado U 1, mediante el paso manual de la llana de madera, o con una llana mecánica, pero sin llegar al extremo de pulir la superficie.

U 3. Es un acabado que se obtiene a partir de U 2, con objeto de lograr mayor tersura en la superficie, lo cual se logra puliéndola con lla

* Se miden respecto a una regla de 3 m.

na metálica. De tal modo, la tolerancia geométrica no varía, es decir, se admiten variaciones hasta de 6 mm.

U 4. Es el acabado que se recomienda para losas de concreto de revestimiento de canales. Se admiten variaciones hasta de 6 mm en las losas de fondo y hasta de 13 mm en los taludes. Se obtiene con llana metálica, igual que en U 3, o con equipo mecánico de revestimiento. No son objetables las picaduras menores de 2 a 3 mm, dejadas por este último.

4.4.3 Curado del concreto

Con esta denominación se designa el conjunto de condiciones favorables que deben prevalecer en el concreto recién colado, para que la evolución de la hidratación del cemento que contiene se desarrolle normalmente, hasta que el concreto alcance las propiedades correspondientes a la calidad de sus componentes y la proporción en que se les combine.

Para que el cemento se hidrate normalmente, es decir, que adquiera madurez en forma gradual pero sostenida, se necesitan dos condiciones primordiales en el concreto:

- 1) existencia permanente de agua en cantidad suficiente
- 2) conservación de la temperatura dentro de límites adecuados

El fenómeno físico-químico del fraguado, que ocasiona la rigidización de la pasta, se inicia en cuanto se mezcla el cemento con el agua. El proceso continúa mediante reacciones químicas que forman nuevos compuestos con distintas propiedades a las de los materiales que los originaron, y que son los que determinan el comportamiento ulterior de la pasta. Este proceso de hidratación se desarrolla mientras existe agua suficiente en la proximidad de cada partícula de cemento; en el momento en que esta condición deja de ocurrir el desarrollo del proceso se frena, e incluso se interrumpe. Si esta situación anómala se prolonga, la pasta (y por tan

to, el concreto) experimenta imperfección permanente y no alcanza su calidad potencial. El concreto recién mezclado suele contener mayor proporción de agua de la que el cemento necesita para hidratarse, pero a partir de entonces la situación puede cambiar si no se adoptan medidas para evitar que el agua disponible sea sustraída por absorción o se pierda por evaporación. La adopción de tales medidas constituyen la práctica del curado del concreto, en lo que se refiere a la conservación de humedad.

La temperatura también juega un papel importante en el desarrollo del proceso de hidratación del cemento, principalmente cuando presenta valores extremos. Puede decirse que, dentro de ciertos límites, hay proporcionalidad entre la temperatura de la pasta y la velocidad con que se hidrata. Tomando como referencia una temperatura de 23 ± 2 °C, que según la ASTM (ref 4.5) es la especificada para curado estándar, puede admitirse un comportamiento como el que a continuación se indica, cuando un concreto recién hecho se cura permanentemente durante 28 días a diferentes temperaturas:

<u>Temperatura permanente</u> <u>de curado, en °C</u>	<u>Velocidad de</u> <u>hidratación</u>	<u>Resistencia mecánica</u> <u>a 28 días</u>
* { < - 10 -10 a 0 0 a 5	Nula Casi nula Muy lenta	Nula Imperceptible Muy baja
** { 10 a 21 21 a 25 25 a 40	Reducida Normal Incrementada	Prácticamente normal Normal Prácticamente normal
*** { 40 a 65 65 a 90	Rápida Muy rápida	Ligeramente baja Baja
**** { > 90	Muy rápida	Muy baja

* Debe evitarse que la temperatura de curado del concreto sea menor de 10 °C.

- ** El intervalo permisible de temperatura, para el curado permanente del concreto, varía entre 10 y 40 °C, aproximadamente.
- *** Temperaturas entre 40 y 90 °C solamente son aconsejables en periodos cortos, a fin de acelerar la velocidad inicial de hidratación, mediante la aplicación del procedimiento de curado con vapor a presión atmosférica.
- **** La aplicación de temperaturas mayores de 90 °C solamente produce buenos resultados en el concreto mediante el procedimiento de curado en autoclave.

De acuerdo con lo anterior, si la temperatura varía entre 10 y 40 °C, puede esperarse que la velocidad de hidratación del cemento sufra cambios apreciables, sobre todo al principio, pero al cabo de un lapso conveniente (por ejemplo 28 días) la resistencia del concreto debe manifestarse con pocas variaciones por esa causa. Como esta situación es bastante frecuente en la República Mexicana, por sus condiciones climatológicas, lo usual en las obras pequeñas es que la temperatura de curado del concreto no requiera ser influida para permanecer dentro del intervalo permisible. Esto no quiere decir que, si por circunstancias especiales la temperatura del concreto es demasiado alta o baja, no sea necesario adoptar medidas apropiadas para llevarla a dicho intervalo.

Existen varios procedimientos para conservar la humedad del concreto (ref 4.6):

- | | | |
|-----------------------|---|--|
| Curado con agua | { | Inundación o inmersión
Riego o aspersion
Materiales saturados (telas absorbentes de yute o algodón, tierra, arena, viruta de madera, heno, etc.) |
| Materiales selladores | { | Telas plásticas (polietileno)
Papeles impermeables
Líquidos que forman membrana |

Los materiales selladores evitan la pérdida de agua por evaporación, mientras el curado con agua la suministra para reponer la que se pierde, no solamente por evaporación, sino por otras causas como la absorción de los agregados, la cimbra o el terreno. De esta manera, un buen curado con agua suele producir mejores resultados, principalmente cuando es baja la relación agua/cemento con que se elabora el concreto. No obstante, hay casos en que el curado con materiales selladores resulta más conveniente. Así ocurre en grandes superficies verticales donde no es fácil mantener un buen curado con agua, o en la superficie de pavimentos en que es indispensable reducir la evaporación a partir del momento en que se realiza el acabado, estando todavía el concreto en estado plástico.

Independientemente del procedimiento de curado que se aplique, es necesario vigilar que sea eficiente y de duración adecuada. Lo primero requiere que se empleen materiales de calidad comprobada; para lo segundo varias especificaciones establecen que si el curado se hace con agua, se aplique por un lapso no menor de 7 días cuando el cemento usado es tipo I o III, y no menor de 14 días para cualquier otro cemento.

4.5 Referencias.

- 4.1 "Concrete Manual", US Bureau of Reclamation, Denver (1966)
- 4.2 "Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete" ACI, Committee 614 (1959)
- 4.3 "Placing Concrete by Pumping Methods", ACI Journal, Committee 304 (may 1971)
- 4.4 "Symposium on Shotcreting", ACI, SP-14
- 4.5 "Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory". American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1971)
- 4.6 "Recommended Practice for Curing Concrete", ACI Journal, Committee 308

TABLA 4.1 LIMITES PERMISIBLES PARA DEFECTOS DE CRIBADO EN LOS AGREGADOS

Denominación del agregado	Intervalo nominal		Máximo subtamaño permisible		Máximo sobretamaño permisible	
	mm	pulg	malla	% peso	malla	% peso
Arena	0 - 5	0 - 3/16	---	---	No 4	7.5
Grava 1*	5 - 19	3/16 - 3/4	No 4	10.0	3/4 pulg	7.5
Grava 1**	5 - 19	3/16 - 3/4	No 4	15.0	3/4 pulg	10.0
Grava 1	19 - 38	4/4 - 1 1/2	3/4 pulg	15.0	1 1/2 pulg	10.0
Grava 1 + 2***	5 - 38	3/16 - 1 1/2	No 4	10.0	1 1/2 pulg	7.5

* Para concreto con tamaño máximo de 19 mm (3/4 pulg).

** Para concreto con tamaño máximo de 38 mm (1 1/2 pulg), grava separada en dos fracciones.

*** Para concreto con tamaño máximo de 38 mm (1 1/2 pulg), grava en una sola fracción.

TABLA 4.2 EJEMPLO DE CORRECCION AL PROPORCIONAMIENTO POR CONCEPTO DE CONTAMINACIONES GRANULOMETRICAS EN LOS AGREGADOS

Contaminaciones			Fracción incrementada, en kg	Distribución de fracciones incrementadas, en kg								
Fracción	Mat.	%		Arena		Grava 1		Grava 2				
				+	-	+	-	+	-			
Arena	Ar. G1	92.5 7.5	$\frac{185}{.925} = 200$	$\times .925 = 185$	$\times .075 = 15$							
Grava 1	Ar. G1 G2	10.0 85.0 5.0	$\frac{157}{.850} = 185$		18	$\times .100 = 18$						
						$\times .850 = 158$					9	
Grava 2	G1 G2 + G3	9.0 91.0	$\frac{190}{0.910} = 209$					19	$\times .090 = 19$		$\times .910 = 190$	
SUMAS				+	200	-18	+	185	-34	+	209	-9
AJUSTES					182			151			200	
TOTALES											533	

CANTIDADES TEORICAS DE AGREGADOS

<u>Fracción</u>	<u>Por kg de cemento</u>	<u>Por revoltura (un saco de cemento)</u>
Arena	3.70	185 kg
Grava 1	3.14	157 kg
Grava 2	3.80	190 kg
		<u> </u>
		Total = 532 kg

COMPROBACION (CANTIDADES AJUSTADAS)

Fracción	Mat.	%	Cantidad	Distribución	Arena	Grava 1	Grava 2
Arena	Ar. G1	92.5 7.5	182 kg	$\times .925 = 168$ kg $\times .075 = 14$ kg	168	14	
Grava 1	Ar. G1 G2	10.0 85.0 5.0	157 kg	$\times .100 = 15$ kg $\times .850 = 128$ kg $\times .050 = 8$ kg	15	128	8
Grava 2	G1 G2 + G3	9.0 91.0	200 kg	$\times .090 = 18$ kg $\times .910 = 182$ kg		18	182
				Sumas:	183	160	190

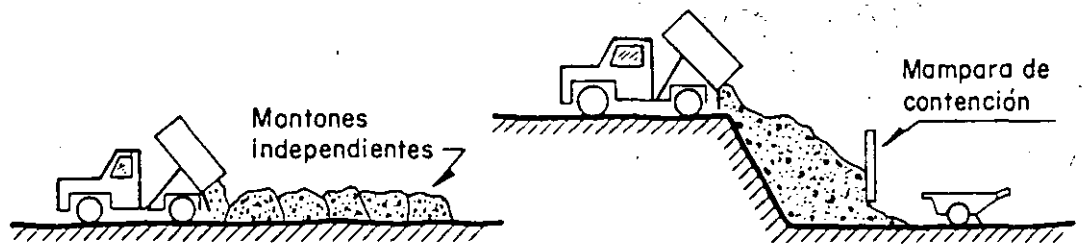


Fig 4.1a. Precauciones para evitar segregación en apilamientos

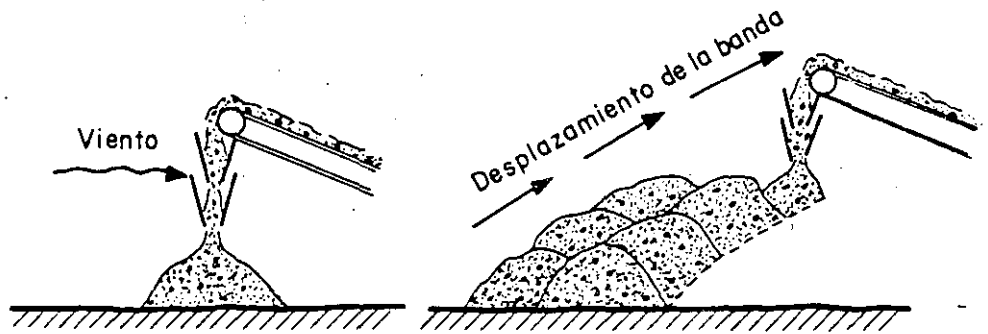


Fig 4.1b. Precauciones para evitar segregación por viento

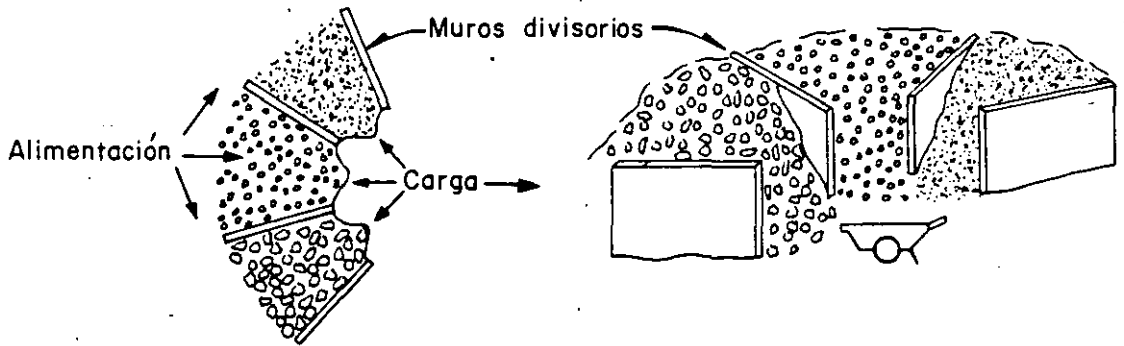


Fig 4.1c. Precauciones para evitar contaminación por mezcla

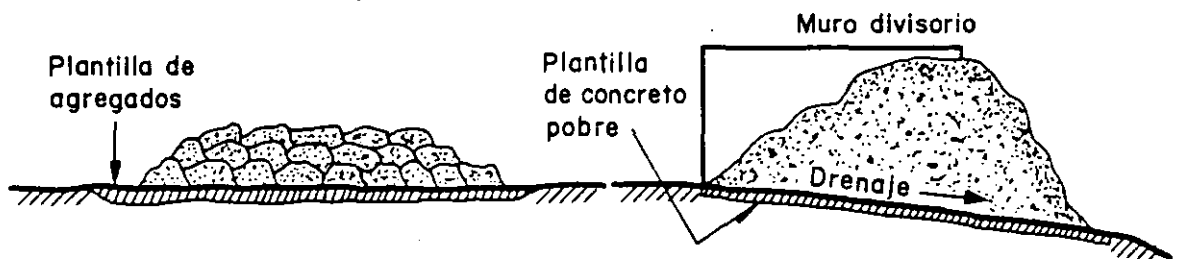


Fig 4.1d. Precauciones para evitar contaminación con el suelo

5. INSPECCION Y VERIFICACION DEL CONCRETO

5.1 Alcances y limitaciones

Estas actividades y otras mencionadas en capítulos anteriores, forman lo que en conjunto constituye el control de calidad del concreto. Es de gran utilidad conocer sus respectivos alcances y limitaciones para definir la importancia relativa que convenga darles en la práctica.

La inspección de los trabajos de concreto se refiere a las revisiones de rutina que, hechas con la oportunidad debida, permiten corregir fallas evitando que se traduzcan en defectos posteriores cuya enmienda resulta difícil y costosa. La verificación de calidad del concreto se lleva a cabo mediante determinaciones normalizadas sobre muestras representativas, cuyos resultados indican si el concreto representado tiene la calidad especificada. Bajo este aspecto, puede considerarse que las acciones derivadas de la inspección constituyen medidas de prevención, pues se originan conforme evolucionan los trabajos inspeccionados, en tanto que los resultados de la verificación muchas veces representan experiencias útiles solamente para aplicarse en el futuro. Esto último resulta particularmente

cierto cuando se trata de las determinaciones a largo plazo que acostumbran llevarse a cabo sobre especímenes de concreto endurecido. Para justificar esta apreciación, es necesario delimitar los campos de la inspección y la verificación, como suelen aplicarse al control de calidad del concreto.

La verificación de calidad del concreto, en el sentido más amplio, se inicia con el ensaye de muestras representativas de los componentes, continúa con el de muestras de concreto fresco y termina normalmente con la prueba de especímenes de concreto endurecido. Como los ensayes relativos a las dos primeras etapas se llevan a cabo cuando el concreto todavía no se coloca en la estructura, sus resultados permiten adoptar medidas que tienen carácter preventivo. Debido a esto, se les ubica dentro del cuadro de actividades que conciernen a la inspección, quedando entonces la verificación limitada a la prueba de especímenes de concreto endurecido. Siendo así, la tendencia recomendable es incrementar la inspección al máximo posible y reducir la verificación al mínimo que permita definir, con cierto grado de certeza, el nivel probable de calidad del concreto producido.

Independientemente de su grado de ingerencia, tanto la inspección como la verificación de calidad representan medios indispensables para llevar a buen término la supervisión de los trabajos de concreto.

5.2 Ubicación de la supervisión en la obra

En toda obra de ingeniería suelen estar representados tres intereses principales, que corresponden al propietario, al proyectista y al constructor. En algunos casos, como en las grandes agencias oficiales y privadas, el propietario y el proyectista representan un interés común. En otros, que son minoría, los intereses del propietario, proyectista y constructor, corresponden a uno mismo.

Tomando el caso de manera más general, en que se trata de intereses diferentes, conviene definir la ubicación que debe tener quien ejerce la supervisión y el papel que le corresponde desempeñar. En la fig 5.1 se presentan tres formas usuales como se relacionan esos intereses en una obra, y la posición que en cada caso adopta la supervisión; sus respectivos funcionamientos son como sigue:

a) El primer caso corresponde a aquel en que el propietario de la obra encarga su proyecto y dirección a un especialista privado, quien establece las especificaciones de calidad y supervisa que el constructor las cumpla. Este fue tal vez el caso más general previsto por el Comité ACI-311 (ref 5.1) al recomendar que "para protección del propietario y del público, la responsabilidad de la inspección debe hacerse recaer en el ingeniero o arquitecto como una función sucesiva de su responsabilidad por el proyecto". Siendo así, la inspección y verificación de calidad del concreto, como parte de la supervisión, debe depender del proyectista y director de obra.

b) El segundo caso ejemplificado es cuando el proyectista depende directamente del propietario, como ocurre en algunos organismos oficiales y paraestatales, o en empresas privadas que disponen de su propia oficina de proyectos. En este caso es frecuente que el propietario establezca una residencia en la obra, que se encargue de coordinar las relaciones con el constructor y vigile que se cumplan las especificaciones de calidad establecidas directamente por el propietario. La residencia, por conducto del personal que supervisa al constructor, debe inspeccionar y verificar la calidad del concreto.

c) El tercer caso responde a la necesidad de algunos propietarios de unificar en un solo contratista todo lo relativo al proyecto, construcción y dirección de la obra, y ejercer directamente la supervisión fuera de los

conductos usuales. Este modo de operar corresponde a los llamados contra
tos-paquete, en que el contratista formula inclusive las especificaciones
de calidad, las cuales, una vez aprobadas por el propietario, se comprome
te a cumplir. En estas circunstancias, el contratista necesita establecer
su propia supervisión que le permita asumir debidamente la responsabilidad
total por la calidad resultante. Debido a esto, la supervisión que el pro
prietario ejerce directamente es menos prolija y adopta un carácter más ge
neral.

5.3 Funciones de la inspección de concreto

De acuerdo con el Comité ACI-311 (ref 5.1), las principales
funciones que conciernen a la inspección de trabajos de concreto son las
contenidas en la siguiente relación:

- a) Inspección y autorización de las instalaciones para dosifica
ción y mezclado
- b) Control de proporcionamientos de las mezclas de concreto
- c) Inspección en la planta de dosificación (donde el tamaño de la
obra o el tipo de concreto lo justifican)
- d) Inspección, ensaye y aprobación de materiales
- e) Inspección de formas, acero de refuerzo, ademe, puntales, acce
sorios empotrados, juntas, etc.
- f) Inspección de equipos para manejo y colocación de concreto, ta
les como botes de compuerta inferior, canalones, vagonetas, tol
vas, vibradores, bombas, etc.
- g) Inspección de las operaciones de manejo, colocación, acomodo,
acabado, curado, protección y reparación del concreto
- h) Inspección en planta de artículos precolados, incluyendo traba

jos de presfuerzo, para comprobar resistencia, dimensiones y propiedades especiales

- i) Inspección de la remoción de moldes y cimbras y del apuntalamiento
- j) Preparación de especímenes de concreto para ensayos de resistencia
- k) Informes diarios sobre todos estos conceptos

Asimismo, el propio Comité considera que la falta de inspección durante la producción de concreto clase 2, ACI-214 (ver 1.3), puede requerir incrementar en $0.10 f'_c$ el valor de la resistencia promedio requerida (f_{cr}) que debe considerarse para establecer el proporcionamiento de la mezcla de concreto, y que todo concreto clase 1, ACI-214, debe ser inspeccionado, lo cual pone de manifiesto la importancia que se concede a los resultados de la inspección, en cuanto a la resistencia del concreto.

Por su parte, el Comité ACI-318 (ref 5.2) establece que el inspector de concreto debe vigilar que se cumpla con los planos de proyecto y con las especificaciones y debe llevar un registro de los siguientes conceptos: calidad y proporciones de los materiales para concreto; mezclado, colocación y curado del concreto; colocación del acero de refuerzo; tensado del refuerzo en concreto presforzado; colocación y retiro de las cimbras; reapuntalamiento; secuencia de la erección y conexión de miembros precolados; cualquier carga significativa de construcción sobre pisos, miembros o muros terminados; avance general de trabajo.

La inspección oportuna y suficiente, ayuda a prevenir muchos de los defectos de construcción tan frecuentes en los trabajos de concreto. En la tabla 5.1 (ref 5.3) se incluyen algunas de las principales causas de

tales defectos y las posibles medidas para evitarlos.

5.4 La verificación como auxiliar del control de calidad

En lo que al concreto se refiere, la verificación de características y propiedades puede conducirse en dos etapas, según se trate del material en su estado fresco o ya endurecido. La determinación de características en el concreto fresco se considera como parte de las funciones de inspección debido a que, por ser actividades simultáneas, quedan a cargo del mismo personal, y también porque la información que se obtiene permite hacer correcciones inmediatas, como las que derivan de las diversas funciones de la inspección. La comprobación de propiedades en el concreto endurecido, principalmente resistencia, se lleva a cabo sobre especímenes que han cumplido determinada edad, razón por la cual esta información se considera a veces poco aplicable por su falta de oportunidad. Al respecto, se cita el caso de estructuras que, mediante las facilidades actuales, se concluyen en un plazo menor de 28 días, es decir, antes de que se ensayen los especímenes obtenidos del primer concreto colocado.

Considerando al concreto como el producto de un proceso más o menos prolijo, se admite que la verificación comience cuando el producto adquiera forma, o sea desde que se mezclen todos los ingredientes. Entonces, para establecer la utilidad y frecuencia recomendable de la verificación, como auxiliar del control de calidad del concreto, se considerará esta como una sola actividad que se inicie con las operaciones de muestrear el concreto recién mezclado.

5.4.1 Muestreo del concreto

Para definir el sitio donde convenga obtener las muestras de concreto, es necesario tener presentes las dos finalidades básicas que pueden perseguirse: a) comprobar las características y propiedades del pro

ducto recién elaborado a manera de control sobre la uniformidad de los ingredientes y sus dosificaciones; b) comprobar las características y propiedades del producto al ser puesto en la estructura, con objeto de juzgarlo después de ser sometido a todas las acciones previstas e imprevistas.

En el primer caso, el sitio conveniente para muestrear el concreto es en la descarga de la mezcladora. En el segundo puede ser variable, dependiendo de las facilidades existentes, pero tendiendo a hacerlo en el punto más cercano posible al de su destino final en la estructura.

La práctica corriente consiste en muestrear el concreto en la descarga de la mezcladora (ver 6.2.2.1) con objeto de juzgarlo desde su origen y efectuar con mayor oportunidad los ajustes y correcciones que procedan. Asimismo, se prefiere este lugar de muestreo porque permite llevarlo a cabo en condiciones más uniformes, reduciéndose las variaciones imputables a cambios de personal, a distintas facilidades para obtener las muestras y a diferencias en las condiciones de conservación de los especímenes durante las primeras horas.

El muestreo del concreto al final del proceso de transporte y colocación se recomienda para juzgar el efecto que le producen los movimientos y operaciones a que se somete en el curso del mismo. Para establecer comparaciones que sirvan como elementos de juicio, este muestreo debe hacerse paralelo con el normal a la descarga de la mezcladora. Es decir, el muestreo en la mezcladora debe atenderse siempre, especialmente cuando existe un primer responsable de la calidad del concreto, como ocurre al emplearse concreto premezclado.

Los métodos usuales para muestrear el concreto en la mezcladora (ref 5.4) previenen que para integrar una muestra se tomen dos porcio

nes, por lo menos, de la parte central de la revoltura, interceptando el flujo de descarga. Para obtener la muestra del concreto al ser depositado en la estructura (ref 5.5), se aumenta a cinco el número de porciones que deben tomarse en cada ocasión. En ambos casos, las porciones deberán mezclarse completamente para formar la muestra que será ensayada.

La frecuencia conveniente para obtener estas muestras depende de diversos factores, entre los cuales se cuentan los ensayos que deben efectuarse, el volumen de concreto que se elabora y las condiciones de uniformidad con que se le produce.

5.4.2 Ensayes al concreto fresco

Antes de iniciar la producción de concreto es necesario establecer las proporciones relativas en que deben combinarse los ingredientes para producir una mezcla que tenga la manejabilidad adecuada a las condiciones del trabajo, y que al cabo de cierto tiempo obtenga las propiedades necesarias para el buen servicio de la estructura.

Se ha mencionado (cap 2) la influencia tan decisiva que ejerce el contenido de agua sobre las propiedades del concreto, principalmente cuando el contenido de cemento permanece sin variar; este caso ocurre cuando a una revoltura se le agrega mayor cantidad de agua de la prevista, con objeto de hacerla más fluida. De aquí que la medición de la consistencia de las revolturas sea elemento primario para juzgar la calidad potencial del concreto: si no se modifica el proporcionamiento, el aumento de la fluidez debe conducir inexorablemente a la reducción de la resistencia mecánica y otras propiedades concomitantes.

Para mezclas plásticas y cohesivas, como las que suelen emplearse en la construcción de miembros estructurales, la prueba de revenimiento que se describe en 6.2.2.2 ofrece un medio razonablemente aproximado

para juzgar la consistencia. En la fig 5.2, adaptada de la ref 5.6, se presenta la distribución de frecuencias manifestada por los resultados de todas las pruebas de revenimiento efectuadas en el curso de la construcción de un gran proyecto. También se incluye la correspondiente variación de resistencia según el revenimiento. Se observa cómo las variaciones de consistencia tienden a la distribución normal de frecuencias indicando que las causas de variación son fortuitas, y cómo las resistencias descienden proporcionalmente al aumento de revenimiento. Conviene observar también que, de haberse permitido el uso de revenimientos más altos que el límite superior de tolerancia, posiblemente habrían ocurrido resistencias bajas objetables.

Lo anterior define la utilidad que, como medida de prevención, tiene la determinación de la consistencia del concreto recién mezclado. Una vez establecido el revenimiento medio de trabajo y las tolerancias permisibles, es necesario vigilar que se cumplan en forma permanente, lo cual implica la necesidad de muestrear continuamente el concreto conforme se elabora, para medir su revenimiento.

Las obras menores representan con frecuencia un campo propicio para que la consistencia del concreto varíe notablemente de revoltura a revoltura, debido a causas diversas: no se dispone de materiales uniformes; no se realizan correcciones al proporcionamiento; los medios de dosificación son poco precisos; el tamaño de la mezcladora es reducido y esto obliga a fabricar mayor número de revolturas para producir un determinado volumen de concreto; el personal es menos experimentado, etc. Siendo así, la medición de la consistencia a la salida de la mezcladora constituye el último medio de que se dispone para juzgar la calidad del concreto antes de despacharlo hacia la estructura. Admitiendo como premisa que cualquier revoltura con revenimiento mayor del máximo permisible es de baja ca

lidad potencial, la conclusión es que debe desecharse.

En 2.1 se manifestó la conveniencia de efectuar la prueba de revenimiento por lo menos en una de cada cinco revolturas, a fin de ir ajustando el agua de mezclado consecuentemente. Se estima que esta práctica es adecuada una vez que la producción del concreto se encuentra normalizada, pero al principio de un colado o cuando ocurre un cambio significativo en los materiales, es recomendable intensificar la frecuencia de dicha prueba. Un criterio adecuado para operar en este aspecto, puede ser el siguiente:

a) Cuando se inicie la producción diaria de concreto, el muestreo para efectuar la prueba de revenimiento deberá hacerse de tantas revolturas consecutivas como sea necesario para asegurarse que la consistencia de las mezclas resulte uniforme y dentro de la tolerancia especificada. Puede decirse que la consistencia es uniforme cuando en tres muestras consecutivas el revenimiento de cada una no difiere en más de 1.5 cm del promedio, si el revenimiento de trabajo es igual o menor de 7.5 cm; y en no más de 2.5 cm si el revenimiento de trabajo es mayor de 7.5 cm.

b) Una vez que se compruebe uniformidad en la consistencia, durante la producción del concreto, el muestreo para la prueba de revenimiento puede hacerse menos frecuente, pero debe realizarse por lo menos una prueba por cada cinco revolturas producidas.

c) Cuando una revoltura manifieste revenimiento menor que el límite inferior especificado, podrá aceptarse si es posible colocarla y acomodarla satisfactoriamente mediante los procedimientos y equipos en uso; o bien, si se aumenta el revenimiento mediante la adición de agua y cemento en cantidades tales que no se modifique su relación. De lo contrario, debe desecharse.

d) Cuando una revoltura manifiesta revenimiento mayor que el límite superior especificado deberá desecharse. Tanto en este caso como en el anterior, deberá efectuarse la prueba de revenimiento en la siguiente revoltura que se produzca; si se repite el resultado fuera de los límites de tolerancia, deberá considerarse como indicio de que las condiciones de los materiales han cambiado y que es necesario proceder a los ajustes que se recomiendan en 2.2.

5.4.3 Ensayes al concreto endurecido

Para muchos constructores y supervisores, la prueba de resistencia a compresión de especímenes de concreto endurecido representa el mejor medio para certificar la calidad del concreto que se produce. Admitiendo que así sea, no debe perderse de vista que el resultado de una prueba de resistencia solo puede hacerse rigurosamente extensivo a la revoltura de concreto de la cual provienen los especímenes ensayados. Procede, entonces, preguntarse cuál es la calidad de las revolturas que no se muestran y hasta qué punto es válido extrapolar los datos disponibles a todo el concreto empleado. Asimismo, para juzgar la utilidad de ensayar el concreto endurecido, es necesario tomar en cuenta la limitación básica de este tipo de pruebas, que consiste en el retraso con que se conocen sus resultados.

A fin de presentar respuestas admisibles a estas interrogantes, y soluciones prácticas para las situaciones que de ellas derivan, es oportuno repasar la secuencia de operaciones mediante las cuales se busca normalmente verificar la calidad del concreto durante su producción.

En la fig 5.3 se describe en forma esquemática el proceso de muestreo aleatorio* de revolturas sucesivas de concreto, para elaborar

* Se dice de lo que es casual.

especímenes cuya resistencia a compresión se determina al cabo de cierto tiempo. Se observa que, siendo N el número de revolturas producidas en determinado lapso, y n el de revolturas muestreadas en el mismo, la probabilidad de que los resultados que así se obtengan representen todo el concreto, es

$$p = \frac{n}{N}$$

Si $n = 0$ (caso de muestreo nulo) entonces $p = 0$, es decir, no existe probabilidad alguna de comprobar la resistencia del concreto producido. Si, por lo contrario, $n = N$ (caso de muestreo de todas las revolturas) entonces $p = 1$, es decir, se tiene la máxima probabilidad de conocer dicha resistencia.

Ambos casos representan situaciones extremas que normalmente son inconvenientes. No es admisible caer en el caso del muestreo nulo, porque al dejar de existir información no es posible determinar lo adecuado de las hipótesis hechas al diseñar las mezclas, y tampoco se obtiene experiencia para ser aplicada en el futuro inmediato. Por otra parte, el muestreo de todas las revolturas generalmente alcanza un costo demasiado elevado que no se justifica, y cuya inversión puede producir mayores beneficios si se aplica a incrementar actividades tales como la inspección y la supervisión, que generan acciones preventivas.

En apoyo de lo anterior, se incluye la fig 5.4, adaptada de la ref 5.7, en la cual se presentan los aspectos que deben tomarse en cuenta para equilibrar el valor de un producto (con cierto nivel de calidad) y el costo que representa producirlo y mantenerlo en ese nivel. En primer término (fig 5.4a), se observa que el valor de la calidad de diseño y el costo de obtenerla siguen tendencias tales, que puede resultar excesivamente costosa la obtención de niveles de calidad demasiado altos. Esto, apli

cado al concreto, corresponde a lo tratado en el cap 1 (fig 1.5), donde se hizo notar cómo aumenta la resistencia promedio requerida conforme se pretende disminuir la proporción de resultados menores que la de proyecto. En segundo término (fig 5.4b) se observa que, una vez definida la calidad de diseño, reproducirla consecutivamente requiere de un control de calidad cuyo costo depende de la fidelidad con que se pretenda efectuar esa reproducción en el curso de todo el proceso de fabricación. Conforme a la tendencia seguida por el costo del control de calidad, debe inferirse que buscar una fidelidad absoluta en la concordancia de calidad puede conducir a costos exageradamente elevados. Esto último, también aplicado al caso de la producción de concreto, justifica la implantación del muestreo aleatorio (de materiales y producto) y la aceptación implícita de que una fracción de lo no muestreado pueda resultar de calidad inferior a la de diseño. Entonces, el control consistirá en mantener esa fracción dentro de lo previsto y evitar que la calidad descienda más allá de un límite considerado como mínimo permisible.

Refiriéndose nuevamente al proceso de muestreo aleatorio de revolturas de concreto (fig 5.3), conviene describir la práctica usual para determinar la resistencia y el comportamiento probable de los resultados.

A fin de disponer de medios para corroborar resultados, es usual preparar dos especímenes de ensaye en cada muestra, para cada edad de prueba, los cuales se designan "especímenes compañeros". El ensaye de estos suele producir resistencias distintas (fig 5.5a) cuyas diferencias, designadas "d", reflejan las variaciones debidas a falta de uniformidad del concreto dentro de la revoltura y a deficiencias de ejecución y ensaye de los especímenes. Aunque estas últimas causas de variación pueden considerarse normales, es deber de quien comprueba la calidad reducirlas a su mí

nima expresión, a fin de que los resultados de los ensayos sean un buen re flejo de las variaciones imputables al concreto exclusivamente.

Considerando que el resultado representativo de una muestra, a una cierta edad de prueba, sea el promedio de las resistencias obtenidas en especímenes compañeros, procede comparar las variaciones que se producen de revoltura a revoltura. Se encuentra entonces que las diferencias de re sistencia entre muestras consecutivas, designadas "D", resultan mayores que las detectadas entre especímenes compañeros, como se observa en la fig 5.5b. Esto es claramente explicable, pues a las causas anteriores deben añadirse todas las que en el curso del proceso de producción contribuyan a incrementar la variabilidad del concreto, tales como los cambios de características y de calidad de los materiales, la imprecisión de los procedimientos y equipos usados para la dosificación, etc. Como la magnitud de estas diferencias define la dispersión global de calidad del concreto producido, cuanto mayores sean tanto más necesitará incrementarse la resistencia promedio requerida, para mantener la calidad en el nivel especificado.

Si se divide en intervalos la escala de resistencias y se agrupan los valores de resistencia que hay en cada intervalo (para las n muestras obtenidas), debe producirse un diagrama de frecuencias como el que se indica en la fig 5.6a. Si resulta prácticamente simétrico respecto al valor promedio, puede suponerse que las variaciones de resistencia presentan tendencia normal, porque obedecen a causas cuyos efectos son alternos, es decir, que lo mismo contribuyen en defecto como en exceso. Si no ocurre simetría en el diagrama de frecuencias, debe inferirse la existencia de una o más causas con tendencia anormal, que es necesario descubrir y eliminar porque están distorsionando la imagen de calidad que se obtiene a través de la información reunida. Como causas de este tipo pueden citarse: ciertas deficiencias de calidad de los agregados, que pueden limitar el desag

rollo de la resistencia potencial del concreto; inclinación del personal de campo a seleccionar, con cierta tendencia, las revolturas que deben ser muestreadas; procedimientos inadecuados de ensaye de especímenes, que pueden conducir a resultados siempre mayores o siempre menores que los reales; tendencia del personal de laboratorio a desechar, arbitrariamente, resultados bajos que considera no son representativos de la calidad del concreto, etc.

Admitiendo que la distribución de frecuencias de las resistencias sea normal, la siguiente consideración consiste en juzgar con qué validez puede hacerse extensiva a todo el concreto la información obtenida mediante muestreo. En circunstancias comunes, esta validez depende del cumplimiento de tres condiciones principales:

1. Que la distribución de frecuencias de resistencias para todo el concreto también sea normal, esto es, que si se muestrean todas las N revolturas ($p = 1$), el diagrama de frecuencias resulte aproximadamente una reproducción amplificada del primero, como se presenta en la fig 5.6b.
2. Que el muestreo se desarrolle con carácter verdaderamente aleatorio, es decir, que las muestras se tomen completamente al azar.
3. Que el número de muestras obtenidas, n , sea lo suficientemente grande para considerar que pueden representar al conjunto, N , esto es, que la probabilidad p no sea demasiado reducida.

Para considerar normal la distribución de frecuencias de resistencias de todo el concreto producido en un cierto lapso, es necesario vigilar que en ningún momento ocurran causas de variación cuyos efectos puedan manifestarse en un solo sentido. Esto implica disponer de supervisión e inspección adecuadas en todas las etapas del proceso de producción y verificación del concreto.

La ejecución de un muestreo aleatorio requiere contar con personal idóneo y establecer un plan de muestreo adecuado que evite caer en las operaciones sistemáticas, a fin de comunicar un carácter casual a la selección de las revolturas que deben muestrearse e impedir así que el personal de construcción tenga conocimiento anticipado de las mismas.

En cuanto al número de muestras que conviene obtener para que el muestreo represente adecuadamente al conjunto, es un aspecto que, para dilucidarlo en el caso de las obras pequeñas, requiere se tome en cuenta el tamaño reducido de los equipos de producción de concreto. Como punto de comparación se tiene el criterio de muestreo establecido en la Especificación ASTM C94 para concreto premezclado (ref 5.8) que es compartido por el Comité ACI-318 (ref 5.2), según el cual debe tomarse una muestra, por lo menos, para cada 115 m^3 de concreto, pero sin dejar de tomar una muestra, por lo menos, para cada clase de concreto colado en un mismo día.

Si se emplea concreto premezclado en que las revolturas usualmente son de 5 m^3 , esto significaría tomar una muestra por cada 23 revolturas. Si por lo contrario, el concreto se hace en obra empleando una mezcladora de poca capacidad, hay que considerar la posibilidad de producir y colocar una revoltura de concreto cada 4 minutos, en condiciones normales; esto es, 15 revolturas por hora, y alrededor de 110 revolturas por jornada de trabajo. En este caso, siguiendo el mismo criterio, si el volumen así producido fuera menor de 115 m^3 , se tomaría una muestra por cada 110 revolturas. Se observa que la probabilidad, p , de conocer la resistencia del concreto, sería casi cinco veces mayor en el primer caso si las condiciones de uniformidad fueran semejantes. Es decir, para obtener información comparable, habría que tomar cinco muestras diarias, por lo menos, en una obra en que el volumen de concreto se produjera mediante numerosas revolturas de tamaño reducido, en tanto que bastaría con tomar una muestra diaria si se

dispusiera del concreto en lotes de 5 m^3 cada uno.

Por otra parte (ref 5.9), cuando el número de datos disponibles es inferior a 30 ($n < 30$), debe considerarse que no son aplicables los conceptos relativos a la ley de distribución normal de frecuencias, debido a que la información no es lo suficientemente amplia. De esta manera, siempre resultará deseable reunir un grupo de por lo menos 30 resultados, a fin de poder juzgar la dispersión y el nivel de calidad del concreto producido.

5.5 Plan de muestreo para verificar resistencias

Resumiendo los conceptos expuestos, se presenta un plan general de muestreo propuesto para verificar la resistencia del concreto producido en las obras pequeñas, a partir de la serie de consideraciones que deben hacerse desde el comienzo de la construcción.

a) Se define la resistencia promedio requerida, f'_{cr} , de acuerdo con la resistencia de proyecto establecida, f'_c , el coeficiente de variación supuesto para las condiciones de obra, V , y la clase de concreto especificada por el proyectista, aplicando la tabla 1.2.

b) Se determina el proporcionamiento adecuado para obtener esa resistencia promedio requerida, aplicando las tablas 3.2 o 3.3, según que el tamaño máximo del agregado sean 19 mm (3/4 pulg) o 38 mm (1 1/2 pulg).

c) Se corrigen las cantidades de agregados por concepto de los defectos de clasificación que contengan (sub y sobretamaños), conforme al procedimiento incluido en el inciso 4.2.2b).

d) Se establecen las cantidades de materiales que deben dosificarse para producir cada revoltura, en función de la capacidad real de la mezcladora disponible. Si el cemento se dosifica por sacos enteros, resultan útiles los datos contenidos en la tabla 3.4. Si se dispone de una báscula

para pesarlo, las cantidades pueden ajustarse mejor al tamaño de la mezcladora como se indica en el inciso 4.3.1.

e). Se muestrea el concreto fresco para determinarle revenimiento, con la frecuencia que se recomienda en el párrafo 5.4.2. Si la consistencia de las mezclas cambia en el curso de la producción, deben realizarse los ajustes que se indican en el subcapítulo 2.2.

f) Se aplica el siguiente plan de muestreo y ensaye para verificar la resistencia del concreto producido.

f.1 Un ensaye de resistencia debe ser representado por el promedio de resistencias obtenidas en dos cilindros compañeros, estándar, de 15 x 30 cm, ensayados a compresión a la misma edad. Los cilindros deben ser fabricados, curados y ensayados conforme a los métodos de prueba incluidos en el subcapítulo 6.2. Para ser compañeros, los cilindros deben proceder de la misma muestra de concreto obtenida de acuerdo con lo que se indica en el inciso 6.2.2.1.

f.2 Debe obtenerse una muestra por lo menos de cada 25 revolturas de concreto producido en obra en un mismo día. Si se emplea concreto premezclado debe obtenerse una muestra, por lo menos, de cada 100 m³ de concreto empleado en un mismo día. En cualquier caso, e independientemente de lo reducido del volumen, debe obtenerse una muestra, por lo menos, de cada clase de concreto producido o empleado en un mismo día. La revoltura por muestrear debe elegirse al azar.

f.3 Cuando el volumen total de concreto por emplear en la obra o el número de días en que esta debe concluirse sean muy reducidos, la frecuencia de muestreo anterior debe incrementarse de tal manera que al término de la construcción se disponga de un mínimo de 30 resultados representativos de otros tantos ensayes de resistencia efectuados a 28 días de edad.

f.4 De cada muestra de concreto obtenida durante los tres primeros días de colado deben fabricarse, por lo menos, cuatro cilindros estándar para ensayar dos a 7 días y dos a 28 días de edad. A continuación puede disminuirse la fabricación de cilindros para ensaye de 7 días, limitándolos a una de cada tres muestras obtenidas. Deben tomarse precauciones adecuadas para que la temperatura de los cilindros destinados al ensaye de 7 días no descienda a un valor inferior de 20 °C.

f.5 Cuando se requiera conocer la edad a que convenga descimbrar o poner en servicio una estructura, podrán fabricarse varios cilindros adicionales para curarlos en las mismas condiciones de la estructura y ensayarlos a edades sucesivas hasta alcanzar la resistencia necesaria para el objeto propuesto. Estos cilindros no deberán ser considerados estándar, para fines de verificar la calidad potencial del concreto.

f.6 Antes de comenzar la obra deben ensayarse mezclas de prueba con el proporcionamiento seleccionado, a fin de comprobar las resistencias que puedan obtenerse a 7 y 28 días en las condiciones de trabajo. Deben elaborarse tres mezclas iguales de prueba, por lo menos, y fabricar cuatro cilindros estándar de cada una para ensayar dos a 7 días y dos a 28 días. Debe considerarse como resistencia probable a 7 días el promedio de las obtenidas en las tres mezclas de prueba, cuando todas las resistencias a 28 días sean iguales o mayores que la de proyecto.

f.7 Las resistencias obtenidas en cilindros estándar ensayados a 7 días durante la construcción deben compararse con la probable a esa misma edad. Si el promedio de tres ensayos consecutivos es inferior al 75 por ciento de la resistencia probable, debe procederse de inmediato a revisar todo el proceso de fabricación del concreto. Mientras se consiga descubrir la posible causa de la baja resistencia obtenida a 7 días, deberá cambiarse el proporcionamiento para obtener la f_{cr} inmediata mayor en la tabla correspon

diente (3.2 o 3.3)

f.8 Cuando se obtengan resultados de 30 ensayos consecutivos de resistencia a 28 días de edad, deben analizarse estadísticamente como se describe en el subcapítulo 5.6, a fin de observar si la distribución de frecuencias tiende a ser normal y determinar su coeficiente de variación global, V . Si la obra aún se encuentra en ejecución, y si el valor de V determinado difiere más de 2 por ciento en exceso del supuesto, debe establecerse un nuevo proporcionamiento para la f_{cr} que resulte de considerar el coeficiente de variación inmediato superior en la tabla 1.2.

5.6 Análisis gráfico de resistencias

Para facilitar el juicio estadístico de los grupos de, por lo menos, 30 ensayos de resistencias a 28 días, que se reúnan en el curso de la ejecución del concreto, se describe un procedimiento gráfico simplificado, de fácil aplicación en obra.

Se basa en lo siguiente (fig 5.7): si la curva de distribución normal de frecuencias, o de Gauss (fig 5.7a), se transfiere a un diagrama en que las ordenadas sean las frecuencias acumuladas, se obtendrá la curva representada en la fig 5.7b, y si esta a su vez se transfiere a otro diagrama en que las ordenadas varíen conforme a la ley gaussiana, debe resultar una línea recta como se indica en la fig 5.7c, la cual interseca a la línea horizontal de ordenada 50 en un punto cuya abscisa es el valor promedio, \bar{X} . Conforme a lo señalado en el subcapítulo 1.2 para la curva de distribución normal de frecuencias, dentro del intervalo $\bar{X} \pm \sigma$ se encuentra comprendido el 68 por ciento de los valores, es decir, 16 por ciento de valores son inferiores a $\bar{X} - \sigma$ y 16 por ciento son mayores que $\bar{X} + \sigma$. En esta forma, los puntos en que la recta (fig 5.7c) interseque a las líneas horizontales de ordenadas 16 y 84, deben tener abscisas que difieran de la \bar{X} en magnitudes iguales a σ , como se indica en la misma fig 5.7c.

Para describir la secuencia de operaciones como se aplican los conceptos anteriores, se incluye un ejemplo en el cual se dispone de resultados de 30 ensayos consecutivos de resistencia de concreto, a 28 días de edad.

Ensaye No	Resistencia a compresión, en kg/cm^2		
	Cilindro 1	Cilindro 2	Promedio
1	254	242	248
2	223	227	225
3	249	263	256
4	209	213	211
5	262	246	254
6	239	239	239
7	278	260	269
8	231	217	224
9	237	247	242
10	226	232	229
11	270	248	259
12	218	216	217
13	254	246	250
14	241	229	235
15	189	205	197
16	271	297	284
17	255	237	246
18	221	245	233
19	267	263	265
20	217	225	221
21	252	228	240
22	229	225	227
23	288	258	273
24	293	303	298
25	254	256	255
26	237	225	231
27	209	207	208
28	235	253	244
29	172	190	181
30	247	251	249

En el cuadro inferior de la fig 5.8 se presenta el diagrama de frecuencias de estos resultados, con los correspondientes números de valores que ocurren en cada intervalo, expresados en porcentaje acumulado. Trasladando estos porcentajes como ordenadas al cuadro superior de la misma figu

ra, se definen varios puntos con clara tendencia a ordenarse según una recta, trazada la cual se observa que interseca a las horizontales de 16, 50 y 84 por ciento en puntos cuyas abscisas respectivas, estimadas en forma gráfica, son 216, 240 y 264 kg/cm². De esta manera, se obtiene:

$$\bar{X} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = (240 - 216) = (264 - 240) = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100 = \frac{24}{240} \times 100 = 10 \text{ por ciento}$$

Para ilustrar lo que procede hacer con esta información, respecto al concreto que debe fabricarse a partir de su conocimiento, se presentan tres casos en que el concreto representado por estos 30 resultagdos es de tres diferentes calidades de diseño:

a) El concreto especificado es $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, clase 2 (ACI-214).

En la tabla 1.2, columna que corresponde a $V = 10$ por ciento, se observa que f_{cr} debe ser igual a 273 kg/cm^2 , para cumplir con esa clase de concregto. Como $\bar{X} < f_{cr}$ ($240 < 273$) hay que modificar el proporcionamiento para ingcrementar la resistencia promedio en, por lo menos, 33 kg/cm^2 , que es el degfecto obtenido, esto es, debe aumentarse el consumo de cemento.

b) El concreto especificado es $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, clase 1 (ACI-214).

En la misma tabla 1.2, e igual columna, se observa que f_{cr} debe ser igual a 241 kg/cm^2 para cumplir con esa clase de concreto. Como $\bar{X} = f_{cr}$, se congserva el mismo proporcionamiento, o sea, no se modifica el consumo de cemento.

c) El concreto especificado es $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$, clase Única (ACI-318).

En la misma tabla y columna se observa que f_{cr} debe ser igual a 202 kg/cm^2 , para cumplir con la clase especificada. Como $\bar{X} > f_{cr}$ ($240 > 202$) puede modifigcarse el proporcionamiento para disminuir la resistencia promedio en 38 kg/cm^2 , aproximadamente, que fue el exceso observado, es decir, puede reducirse el congsumo de cemento.

5.7 Referencias

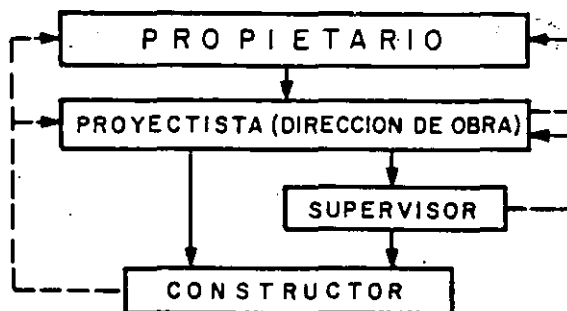
- 5.1 "Recommended Practice for Concrete Inspection", ACI Journal, Committee 311 (1964)
- 5.2 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Proposed Revision, ACI Journal, Committee 318 (feb 1970)
- 5.3 L. J. Murdock, "Methods of Achieving Control of Quality", Symposium on Mix, Design and Quality Control of Concrete, Londres (1954)
- 5.4 "Standard Method of Sampling Fresh Concrete, C 172", American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1970)
- 5.5 British Standard 1881, Londres (1968)
- 5.6 Riley, Orrin, Cooper y B. Stuart, "Concrete Control on a Major Project", ACI Journal (feb 1971)
- 5.7 J. M. Juran, "Quality Control Handbook", McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York (1962)
- 5.8 "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete C 94", ASTM, Book of Standards, Parte 10, Filadelfia (1970)
- 5.9 M. Papadakis y M. Venuat, "Manuel du laboratoire d'essais des ciments, mortiers, betons", Eyrolles, Paris (1969)

TABLA 5.1 ALGUNAS CAUSAS IMPORTANTES DE DEFECTOS DE CONSTRUCCION EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y REMEDIOS POSIBLES

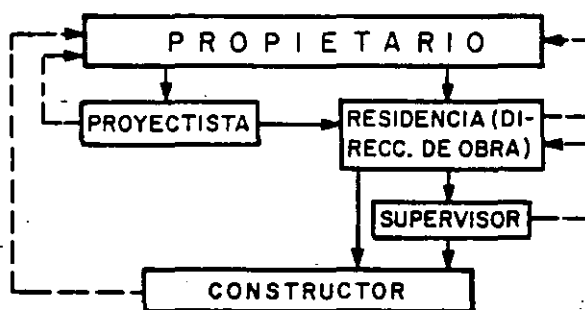
DEFECTO	CAUSA PROBABLE	REMEDIOS POSIBLES
Alineamiento inadecuado del concreto	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño inadecuado de cimbra 2. Montaje deficiente de cimbra 3. Colocación demasiado rápida del concreto, según diseño de cimbra 4. Caída libre del concreto dentro del espacio cimbrado 5. Uso de vibración en cimbras no diseñadas o montadas para ser vibradas 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Corregir diseño 2. Apretar pernos, comprobar cuñas y fijar puntales. 3. Modificar diseño de cimbra o ajustar velocidad de producción de concreto 4. Mejorar arreglo y técnica para colocar el concreto 5. Mejorar diseño y técnica de montaje de las cimbras
Juntas de construcción en posiciones no previstas	<ol style="list-style-type: none"> 1. Falta de atención al diseño de la cimbra 2. Suspensión del colado durante la colocación 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Señalar la posición de las juntas en el detalle de la cimbra 2. <ol style="list-style-type: none"> a) Mejorar la técnica de la cuadrilla de colado para evitar interrupciones b) Ajustar el volumen de concreto por colado a la capacidad de la planta c) Eliminar fallas de la planta mediante mantenimiento regular
Juntas de construcción mal hechas, inclusive con huecos arriba de la junta	<ol style="list-style-type: none"> 1. Falta de remoción de la costra de lechada de concreto colocado previamente 2. Falta de limpieza 3. Cimbras no herméticas o que ceden bajo presión, dejando escapar lechada o mortero 4. Mezcla demasiado áspera 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Remoción de la costra de lechada con cepillo de alambre, chorro de arena húmeda, etc. 2. Limpieza cuidadosa con chorro de agua y aire a presión 3. Corregir el diseño o la técnica de montaje de la cimbra 4. <ol style="list-style-type: none"> a) Revisar diseño de la mezcla b) Verificar proporciones de materiales en la mezcladora

TABLA 5.1 (CONTINUACION)

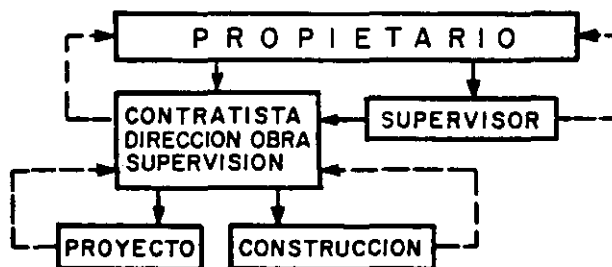
	<p>5. Concesión para hacer fluir el concreto a lo largo del espacio cimbrado</p>	<p>5:</p> <p>a) Instruir a la cuadrilla de colocar el concreto uniformemente en todo el espacio cimbrado</p> <p>b) Mejorar el método de transporte y colocación para simplificarlo y hacerlo uniforme</p>
<p>Zonas cavernosas (panales de abeja)</p>	<p>1. Pérdida de lechada o mortero</p> <p>2. Escasez de arena en algunas revolturas</p> <p>3. Cambio en la granulometría de los agregados</p> <p>4. Segregación del concreto mezclado al llegar a la estructura</p> <p>5. Segregación del concreto durante su colocación</p> <p>6. Falta de compactación</p>	<p>1. Verificar la estanqueidad de la cimbra</p> <p>2.</p> <p>a) Aumentar la vigilancia en la dosificación</p> <p>b) Mezclar más intensamente</p> <p>3. Comprobar frecuentemente la granulometría de los agregados y ajustar los proporcionamientos</p> <p>4.</p> <p>a) Cambiar el arreglo empleado para transportar el concreto</p> <p>b) Modificar el diseño de la mezcla para disminuir su tendencia a segregar</p> <p>5.</p> <p>a) Mejorar la técnica de colocación</p> <p>b) Mejorar el sistema empleado para colocar el concreto</p> <p>6.</p> <p>a) Mejorar la técnica usada para compactar el concreto</p> <p>b) Revisar número, tamaño y condiciones de operación de los vibradores</p>



a) El supervisor depende del proyectista y director de la obra



b) El supervisor es un auxiliar de la residencia de la obra



c) La supervisión es ejercida directamente por el propietario de la obra

- > Líneas de acción
- - - - -> Líneas de responsabilidad

Fig 5.1. Posiciones usuales en que se ubica la supervisión durante la construcción de una obra

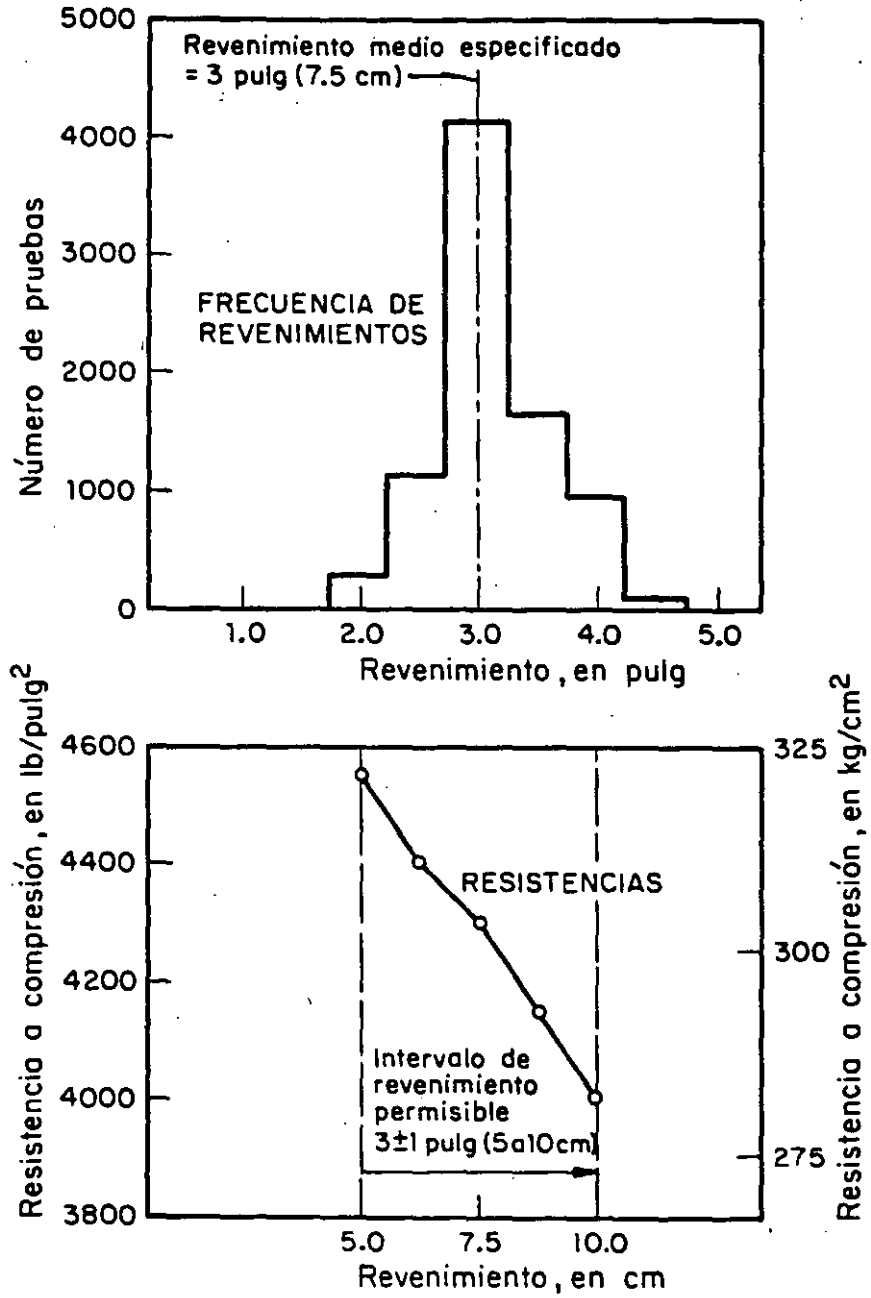
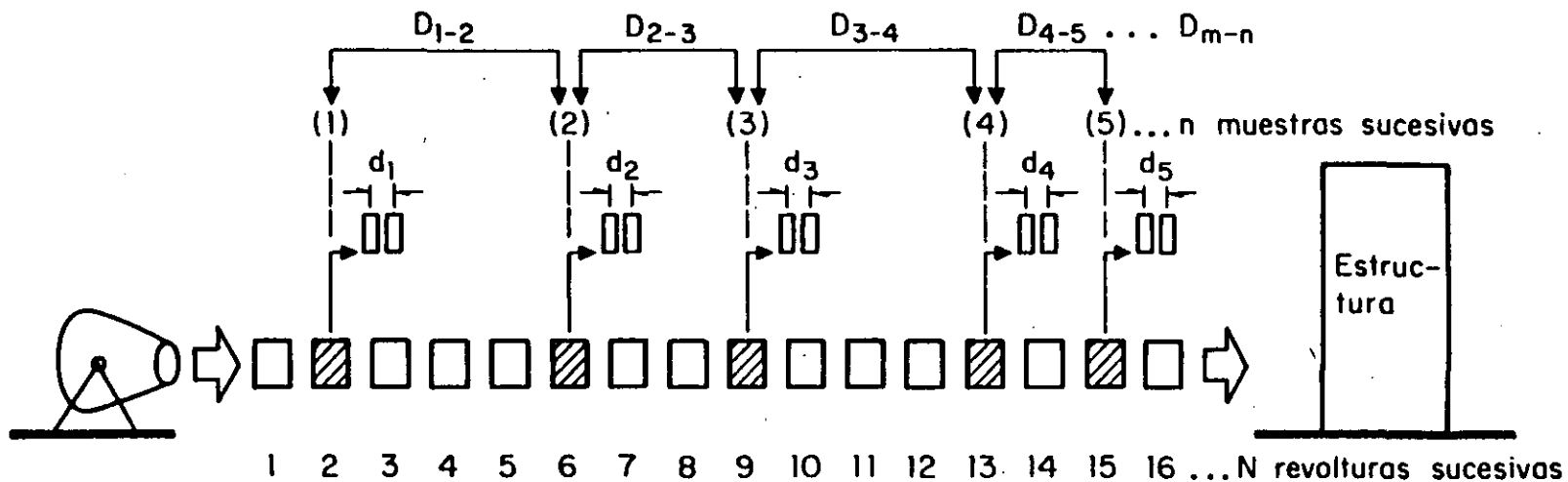


Fig 5.2. Distribución de frecuencias de resultados de pruebas de revenimiento y correspondiente variación de la resistencia del concreto



SIMBOLOS

- Revoltura no muestreada
- Revoltura muestreada
- Espécimen cilíndrico para determinar la resistencia del concreto endurecido

NOTACION

- $x_{1,1}$ Resistencia obtenida en el espécimen 1 de la muestra 1
- $d_1 = (x_{1,1} - x_{2,1})$ Diferencia de resistencias de especímenes compañeros (variación en el seno de la revoltura)
- $X_1 = (x_{1,1} + x_{2,1}) / 2$ Resistencia promedio de la muestra 1
- $D_{1-2} = (X_1 - X_2)$ Diferencia de las resistencias promedio de las muestras 1 y 2 (variación de revoltura a revoltura)

Fig 5.3. Esquema del proceso de muestreo aleatorio de revolturas de concreto

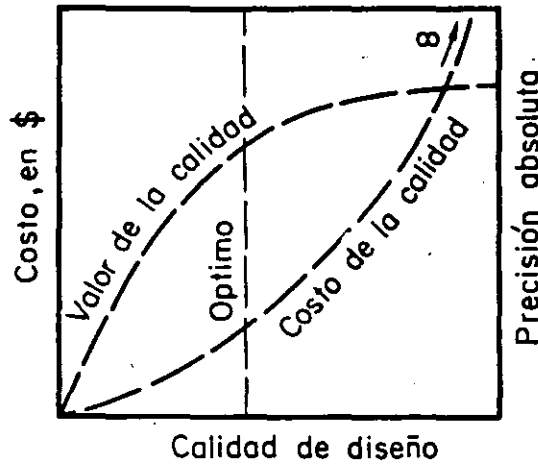


Fig 5.4a. Al diseñar la calidad del producto hay que balancear el costo que representa alcanzar esa calidad y el valor que tiene la misma

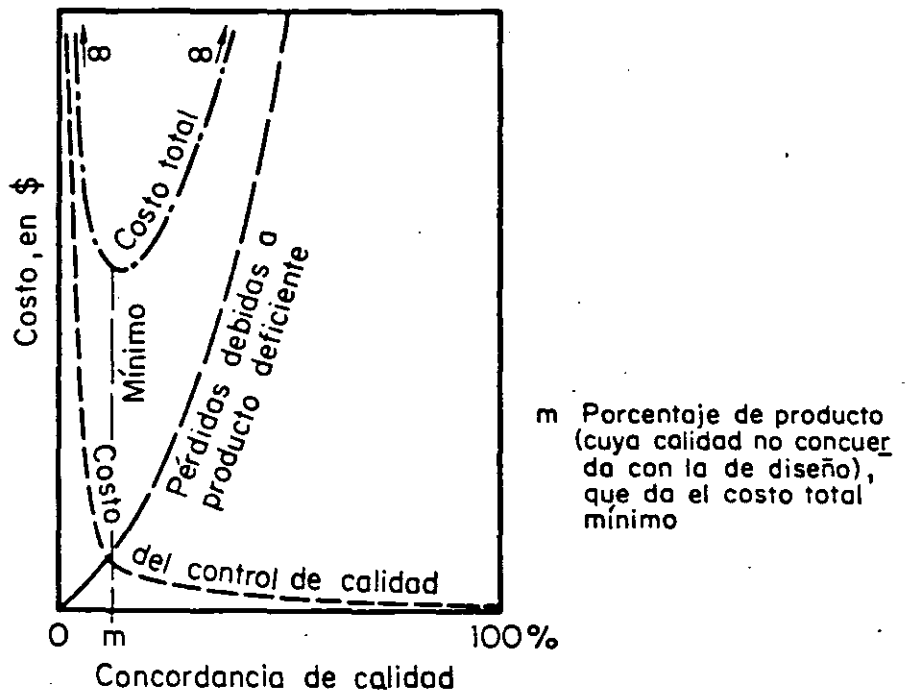


Fig 5.4b. Al reproducir el producto diseñado hay que considerar la posibilidad de que la calidad de una fracción no concuerde con la de diseño

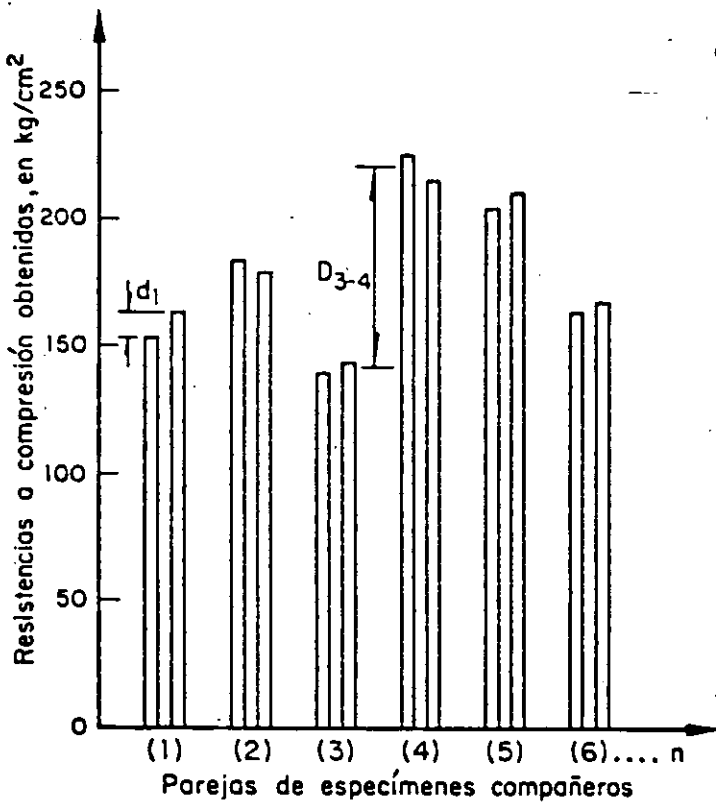


Fig 5.5a. El ensaye de especímenes compañeros no necesariamente conduce a resistencias idénticas

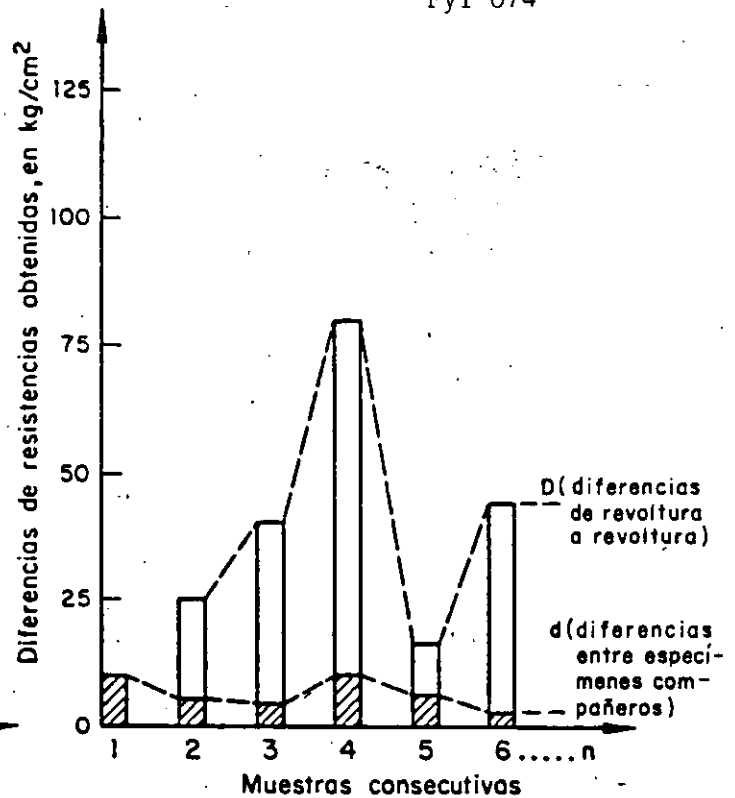


Fig 5.5b. Las diferencias de resistencia entre especímenes compañeros deben ser menores de las que se producen entre revolturas

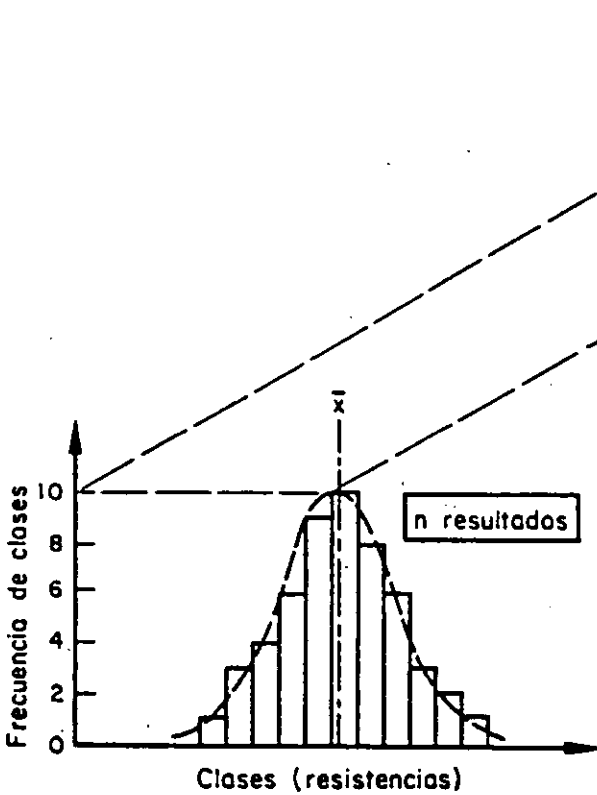


Fig 5.6a. Diagrama de distribución de frecuencias para n resultados obtenidos por medio de muestreo aleatorio (una muestra por cada 25 revolturas)

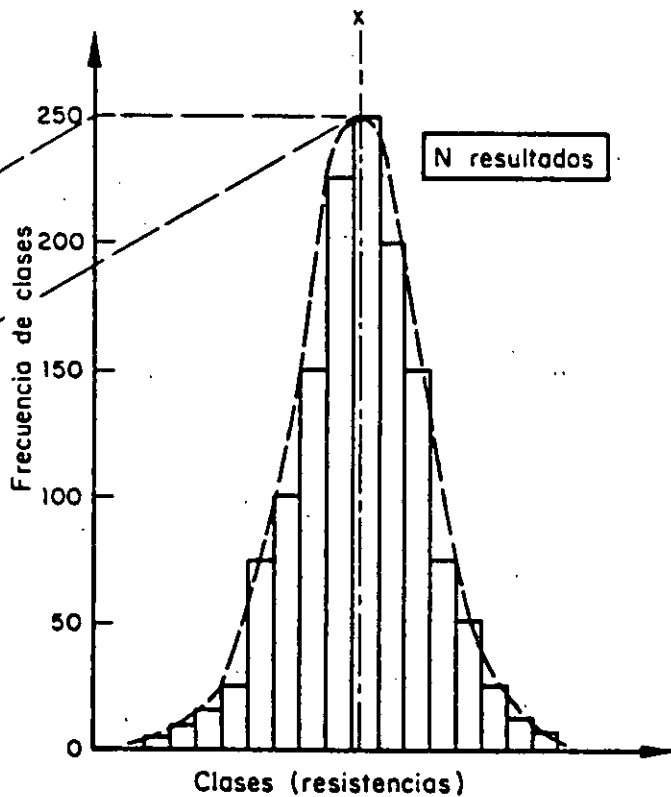


Fig 5.6b. Diagrama de distribución de frecuencias para N resultados obtenidos por muestreo de todas las revolturas (una muestra de cada revoltura)

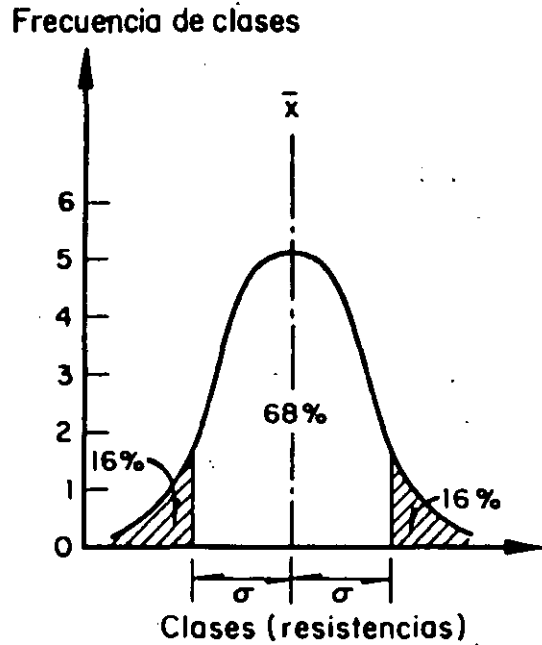


Fig 5.7a. Presentación usual del diagrama de distribución normal de frecuencias

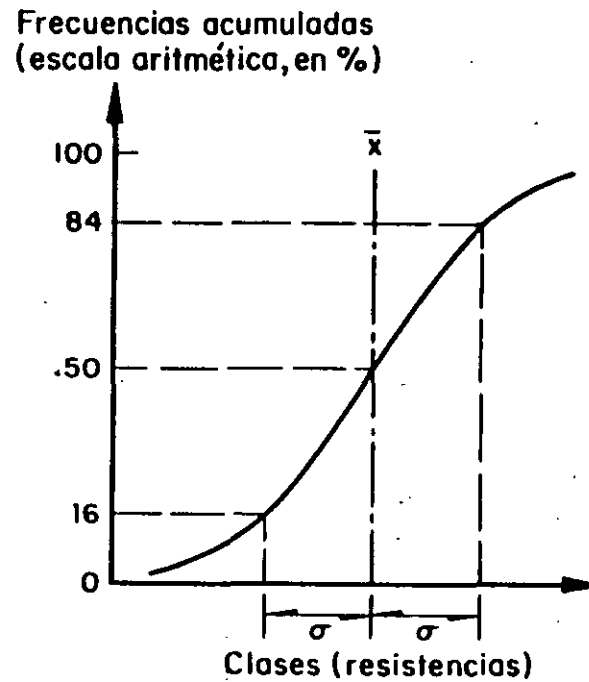


Fig 5.7b. Representación del diagrama de distribución normal, con frecuencias acumuladas

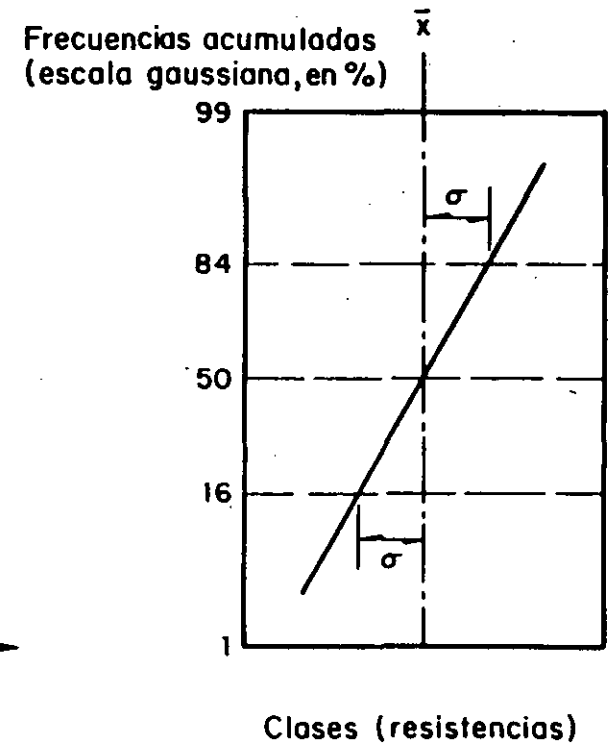


Fig 5.7c. Conversión a una recta empleando escala probabilística (gaussiana)

6. NORMAS Y METODOS DE PRUEBA

6.1 Normas

6.1.1 Cemento portland*

Definición. Cemento portland es el conglomerante hidráulico que resulta de la pulverización del clínker, 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, de acuerdo con lo especificado en la Norma de Aditivos para Proceso de Elaboración del Cemento Portland DGN C133 en vigor.

Clasificación. Para los efectos de estas especificaciones, el cemento portland se considerará clasificado en los cinco tipos siguientes:

* Resumen de la Norma DGN C1 (ref 6.1).

I. Común. Para uso general en construcciones de concreto cuando no se requieran las propiedades especiales de los tipos II, III, IV y V.

II. Modificado. Destinado a construcciones de concreto expuestas a una acción moderada de los sulfatos, o cuando se requiera un calor de hidratación moderado.

III. De rápida resistencia alta. Para elaboración de concretos en los que se requiere alta resistencia a temprana edad.

IV. De bajo calor. Cuando se requiere un calor de hidratación reducido.

V. De alta resistencia a los sulfatos. Cuando se requiere una alta resistencia a la acción de los sulfatos.

NOTA. El cemento portland blanco se considerará clasificado en el tipo I. Dado su bajo o nulo contenido de óxido férrico, se caracteriza únicamente por ser blanco y no gris.

Requisitos. En la tabla 6.1 se presentan los requisitos físicos que deben satisfacer los distintos tipos de cemento portland. Los requisitos químicos pueden consultarse en la Norma DGN C1.

6.1.2 Agregados*

6.1.2.1 Agregado fino. El agregado fino debe ser arena natural, arena triturada, o una combinación de ambas.

6.1.2.1.1 Granulometría

Con las excepciones mencionadas en el párrafo siguiente, debe estar comprendida dentro de los límites indicados en la tabla 6.2.

* Resumen de la Norma ASTM C33 (ref 6.2).

Excepciones.* Concreto con aire incluido que contenga más de 250 kg de cemento por metro cúbico, o concreto sin aire incluido que contenga más de 310 kg de cemento por metro cúbico, o bien si se usa un aditivo mineral aprobado que compense la deficiencia de porcentajes que pasan las mallas Nos 50 y 100.

El agregado fino no tendrá más del 45 por ciento retenido entre dos mallas consecutivas de las que se indican en la tabla 6.2, y su módulo de finura no será menor que 2.3 ni mayor que 3.1.

6.1.2.1.2 Sanidad

El agregado fino sujeto a cinco ciclos de ensaye de sanidad deberá mostrar una pérdida no mayor de 10 por ciento cuando se use sulfato de sodio o de 15 por ciento cuando se use sulfato de magnesio.

Excepciones. Puede aceptarse agregado fino que no cumpla los requisitos del párrafo anterior siempre que otros concretos de propiedades comparables, fabricados con agregados similares procedentes de la misma fuente, hayan dado servicio satisfactorio al quedar expuestos a condiciones climatológicas semejantes a las que se espera encontrar.

6.1.2.1.3 Limitación de sustancias deletéreas

a) La cantidad de sustancias deletéreas en el agregado fino no excederá los límites prescritos en la tabla 6.3.

b) Impurezas orgánicas. El agregado fino estará libre de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Deben rechazarse los agregados que al someterse al ensaye de impurezas orgánicas produzcan un color más oscuro que el estándar.

* Consultar Norma ASTM C33.

Excepciones*:

Cuando la coloración se deba principalmente a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas similares.

Si la resistencia relativa de mortero, a los 28 días, determinada de acuerdo con el método ASTM C87, no es menor que el 95 por ciento.

c) El agregado fino que se use para fabricar concreto que vaya a estar sujeto a humedad, exposición prolongada bajo atmósfera húmeda o contacto con terreno húmedo, no debe contener ningún material que produzca reacciones dañinas con los álcalis del cemento, de magnitud tal que causen expansión excesiva del mortero o concreto. No obstante, si tal material o materiales están presentes en cantidades perjudiciales, el agregado fino puede usarse con un cemento que contenga menos de 0.60 por ciento de álcalis, calculados como óxido de sodio, o bien con la adición de un material que haya demostrado evitar la expansión perjudicial debida a la reacción álcali-agregado. Las disposiciones de este párrafo también deben aplicarse al agregado grueso.

6.1.2.2 Agregado grueso. Debe ser grava natural, grava triturada, piedra triturada, o una combinación de ellas, conforme a los requisitos de estas especificaciones.

Granulometría

Deberá cumplir con los requisitos señalados en la tabla 6.4.

Sanidad y abrasión

Con las excepciones señaladas, se deben cumplir los requisitos de la tabla 6.5.

Excepciones*:

Puede aceptarse el agregado grueso que no cumpla con los

* Consultar Norma ASTM C33.

requisitos de sanidad de la tabla 6.5, a condición de que un concreto de propiedades comparables fabricado con agregados similares procedentes de la misma fuente, haya dado servicio satisfactorio al quedar expuesto a condiciones atmosféricas semejantes a las que se van a encontrar.

Puede usarse el agregado grueso que no cumpla los requisitos de abrasión de la tabla 6.5, siempre que con él se obtenga concreto de resistencia satisfactoria fabricado según el proporcionamiento seleccionado para el trabajo.

Sustancias deletéreas.

Los requisitos se presentan en la tabla 6.6.

Para agregado grueso también debe aplicarse el inciso c de 6.1.2.1.3.

6.1.3 Compuestos líquidos que forman membranas para curado de concreto*

Clasificación. Se incluyen cuatro tipos generales: 1) claro o translúcido; 2) con pigmentos blancos; 3) con pigmentos gris claro; 4) negro.

Composición y propiedades. No hay restricción para los ingredientes de los compuestos líquidos que forman membranas de curado, a condición de que ninguno sea tóxico o peligrosamente inflamable.

El compuesto tipo 1 debe ser de color claro, puede contener un colorante efímero, y deberá poderse distinguir fácilmente sobre la superficie del concreto cuando menos durante cuatro horas después de su aplicación. Si tiene algún color, este ya no debe notarse a los 7 días.

* Resumen de la Norma ASTM C309 (ref 6.2).

Los compuestos tipo 2 y 3 constarán respectivamente de pigmentos blanco y gris claro finamente divididos y un vehículo, ya mezclados para usarse inmediatamente sin necesidad de alterarlos; cuando se apliquen a una superficie nueva de concreto en la medida especificada, deben presentar una apariencia blanca o gris claro y deben ocultar efectivamente al color original del concreto.

Naturaleza de la membrana. El compuesto debe adherirse al concreto húmedo y formar una película coherente continua cuando se aplique en la medida especificada. Al secarse, la envoltura debe quedar continua, flexible y sin roturas o agujeros, y permanecer como una película continua por lo menos durante siete días después de aplicarse al espécimen de laboratorio. Los compuestos líquidos que forman membranas de curado no deben reaccionar en forma dañina con el concreto.

Consistencia, estabilidad y tiempo de secado. Los compuestos líquidos para formar membranas de curado deben tener tal consistencia que puedan ser rociados fácilmente con atomizadores de manera que formen un recubrimiento uniforme, a temperaturas mayores de 4 °C. Deberán poder almacenarse durante 3 meses por lo menos sin que se deterioren, excepto que no debe esperarse que los compuestos del tipo de emulsión en agua resistan la congelación. Un compuesto no debe asentarse hasta el grado de que no pueda recuperar fácilmente su uniformidad mediante una agitación moderada con una varilla o con aire comprimido. Cuando se aplique en la medida especificada sobre una superficie húmeda de concreto, debe sentirse seco al tacto en un lapso de no más de 4 horas a 23 ± 2 °C y 50 ± 10 por ciento de humedad relativa. Al secarse, el compuesto no debe quedar pegajoso, ni deben quedar huellas en el concreto al caminar sobre él, ni debe impartir el concreto una superficie resbalosa.

Retención de humedad. Cuando sea ensayado en la prueba de retención de agua, un compuesto líquido para formar membrana de curado debe restringir la pérdida de agua que esté presente en el espécimen a no más de 0.055 g por cm^2 de superficie.

6.2 Métodos de prueba

6.2.1 Agregados

6.2.1.1 Análisis granulométrico de agregados finos y gruesos*

Equipo

Balanza, tamices y horno de secado.

Muestra para el ensaye

La muestra de agregado cuyo análisis granulométrico vaya a efectuarse debe mezclarse completamente y reducirse a una cantidad apropiada por medio de un partidor de muestras o por cuarteo. El agregado fino se humedecerá antes de la reducción para hacer mínimas la segregación y la pérdida de partículas finas. La muestra para el ensaye debe ser aproximadamente del peso deseado cuando esté seca y debe ser también el resultado final del método de reducción.

Agregado fino. La muestra de ensaye de agregado fino debe pesar, después de secada, lo siguiente:

Agregado del cual cuando menos el 95 por ciento pase la malla No 8 (2.38 mm)	100 g
--	-------

Agregado del cual cuando menos el 90 por ciento pase la malla No 4 (4.76 mm) y más del 5 por ciento quede retenido en la malla No 8	500 g
---	-------

* Resumen del método ASTM C136 (ref 6.2).

Sin embargo, en ningún caso la fracción retenida en cualquier malla al final de la operación de cribado debe pesar más de 0.60 g por cm^2 de superficie de cribado.

Agregado grueso. La muestra de agregado grueso debe estar de acuerdo con lo indicado en la tabla 6.7.

Si los agregados fino y grueso están mezclados entre sí, el material debe separarse en dos tamaños usando la malla No 4.

Procedimiento

La muestra se seca hasta peso constante, a temperatura de 110 ± 5 °C.

Se acoplan los tamices en orden decreciente de tamaño de abertura de arriba hacia abajo y se coloca la muestra en la malla superior. Agítense los tamices a mano o mediante algún dispositivo mecánico durante un tiempo suficiente, establecido por tanteos o verificado por medio de mediciones sobre la muestra real de ensaye, para que cumpla con el criterio de aceptación del cribado, descrito en el párrafo siguiente.

Se continúa el cribado durante un periodo suficiente y de tal manera que, una vez terminado, no más de uno por ciento en peso del residuo en cualquier tamiz individual pase por él durante un minuto de cribado continuo a mano, efectuado como sigue:

Dicho tamiz, provisto de una charola ajustada en la parte inferior y de una tapa, se sostiene con una mano en posición ligeramente inclinada; mediante un movimiento hacia arriba se golpea secamente el costado del tamiz contra la palma de la otra mano, a razón de poco más o menos 150 veces por minuto, girándolo aproximadamente un sexto de vuelta a cada 25 golpes más o menos. Al determinar la suficiencia del cribado para tama

ños mayores que 4.76 mm (malla No 4), límitese el material que se coloque en el tamiz a una sola capa de partículas.

El cribado en seco es generalmente satisfactorio para en sayes de rutina en agregados con granulometría normal. Sin embargo, cuando se desee una determinación exacta de la cantidad total que pase la ma lla No 200, consúltense los métodos ASTM C136 y C117.

Se determina el peso del material retenido en cada tamiz, redondeando al más próximo 0.1 por ciento del peso de la muestra y se cal culan los porcentajes con respecto al peso total de esta.

6.2.1.2 Peso específico y absorción del agregado fino*

a) Equipo

Balanza, picnómetro, molde troncocónico, pisón.

b) Preparación de la muestra

Se obtienen aproximadamente 1 000 g de agregado fino de la muestra usando un partidador, o bien por cuarteo. Se secan en un recipiente adecuado hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110 °C y se permi te que la arena se enfríe hasta una temperatura en que pueda manejarse con comodidad; luego se cubre con agua y se mantiene en esta condición durante 24 ± 4 horas. El exceso de agua se decanta con cuidado para evitar pérdi das de material muy fino, la muestra se extiende sobre una superficie plana expuesta a una corriente ligera de aire tibio y se agita constantemente pa ra asegurar que el secado sea uniforme. Esta operación se continúa hasta que la muestra se aproxime a una condición en que pueda fluir libremente. Después se coloca una porción del agregado fino parcialmente seco en forma suelta en el molde troncocónico, que descansará firmemente sobre una super ficie suave no absorbente, con el diámetro mayor abajo; se compacta ligera mente la superficie 25 veces, y se levanta el molde en forma vertical. Si

* Resumen del método ASTM C128 (ref 6.2).

todavía hay humedad superficial, el agregado fino conservará la forma del molde. En tal caso, continúese el secado acompañado de agitación constante y ensáyese a intervalos frecuentes hasta que el agregado fino compactado baje ligeramente al retirar el molde. Esto indicará que el agregado ha alcanzado la condición de superficialmente seco.

c) Procedimiento que se sugiere

Inmediatamente después, se introducen en el picnómetro 500.0 g de agregado fino, preparado como se describe en el párrafo b) y se llena aquel de agua hasta aproximadamente el 90 por ciento de su capacidad. Se le hace girar, se invierte y agita para eliminar todas las burbujas de aire. La temperatura del picnómetro se ajusta a 23 ± 2 °C, si es necesario, mediante inmersión en agua corriente y el nivel de agua se lleva hasta la capacidad calibrada. Se determina el peso total del picnómetro, muestra y agua. Este y todos los otros pesos se registran redondeando al más próximo 0.1 g.

Después se retira el agregado fino del picnómetro, se seca hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110 °C, se enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1/2 a 1 1/2 horas, y se pesa.

Finalmente se determina el peso del picnómetro lleno hasta su capacidad de calibración con agua a 23 ± 2 °C.

d) Cálculos

Para el procedimiento descrito, se aplican las fórmulas siguientes:

Peso específico (condición de saturado y superficialmente seco)

$$= \frac{500}{B + 500 - C}$$

Absorción (en porcentaje)

$$= \frac{(500 - A) \times 100}{A}$$

donde

- A peso en el aire de la muestra secada en horno, en g
- B peso del picnómetro lleno de agua, en g
- C peso del picnómetro con la muestra y agua hasta la marca de calibración, en g

6.2.1.3 Peso específico y absorción del agregado grueso*

Equipo

Balanza, horno secador, una canasta de alambre de aproximadamente igual ancho que alto, con capacidad de 4 000 a 7 000 cm³, y un dispositivo adecuado para colgarla, estando sumergida en el agua, del centro del platillo de la balanza.

Muestra

Se seleccionan por el método de cuarteo, aproximadamente 5 kg de agregado de la muestra que se va a ensayar, rechazando el material que pase por la malla No 4 (4.75 mm).

Procedimiento

Después de lavar cuidadosamente la muestra para remover el polvo u otros recubrimientos extraños de la superficie de las partículas, se seca hasta peso constante a una temperatura de 100 a 110 °C, se enfría al aire a la temperatura ambiente del laboratorio, durante una a tres horas, y después se sumerge en agua a la temperatura ambiente del laboratorio durante un periodo de 24 ± 4 horas.

Se retira la muestra del agua y se enrolla en una tela grande absorbente hasta que todas las películas visibles de agua se hayan removi

* Resumen del método ASTM C127 (ref 6.2).

do, secando los fragmentos de mayor tamaño individualmente. Téngase cuidado para evitar la evaporación del agua de los poros del agregado durante la operación de secado superficial. Después se obtiene el peso de la muestra en la condición saturada y superficialmente seca, y se registra este y to dos los pesos subsecuentes redondeando al más próximo 0.5 g.

Inmediatamente después del pesado se coloca la muestra saturada y superficialmente seca en la canasta de alambre y se determina su peso sumergido en agua a 23 ± 2 °C y cuya densidad sea de 0.997 ± 0.002 g/cm³. Téngase cuidado de remover todo el aire entrampado antes de determinar el peso, agitando la canasta conforme se sumerja.

La muestra se seca hasta peso constante a una temperatura de 100 a 110 °C, se deja enfriar a la temperatura del laboratorio de 1 a 3 horas, y se pesa.

Cálculos

$$\text{Peso específico (condición de saturado y superficialmente seco)} = \frac{B}{B - C}$$

$$\text{Absorción (en porcentaje)} = \frac{(B - A) \times 100}{A}$$

donde

- A peso en el aire de la muestra secada en horno, en g
- B peso en el aire de la muestra saturada y superficialmente seca, en g
- C peso sumergido de la muestra saturada, en g

6.2.1.4 Contenido de humedad total de los agregados, por secado*

Equipo

Balanza, fuente de calor capaz de mantener la temperatura que rodee a la muestra entre 100 y 110 °C, recipiente para la muestra y agitador.

* Resumen del método ASTM C566 (ref 6.2).

Muestra

Deberá obtenerse una muestra del agregado representativo del contenido de humedad en la fuente de abastecimiento por ensayar, y, en el caso de agregado de peso normal, deberá pesar no menos de lo que se indica en la tabla 6.8.

Procedimiento

La muestra se pesa redondeando al más próximo 0.1 por ciento, evitando al máximo pérdidas de humedad. Se seca totalmente en el recipiente, por medio de la fuente de calor, teniendo cuidado de evitar pérdidas de cualquier partícula. Se considera completamente seca cuando con calentamiento adicional pierde menos de 0.1 por ciento de su peso.

Después la muestra seca se pesa redondeando al más próximo 0.1 por ciento, una vez que se haya enfriado lo suficiente para que no dañe la balanza.

Cálculo

Calcúlese el contenido de humedad total como sigue:

$$\text{Contenido de humedad total, en porcentaje} = \frac{(W - D) \times 100}{D}$$

donde

W peso de la muestra original, en g

D peso de la muestra seca, en g

El contenido de humedad superficial es igual a la diferencia entre el contenido de humedad total y la absorción.

6.2.1.5 Impurezas orgánicas en arenas para concreto*

Equipo. Botellas de vidrio.

Reactivo y solución de color estándar para referencia.

* Resumen del método ASTM C40 (ref 6.2).

Solución reactiva de hidróxido de sodio (3 por ciento). Se disuelven 3 partes de hidróxido de sodio (NaOH) en 97 partes de agua, por peso.

Solución de color estándar para referencia. Se disuelve di cromato de potasio grado reactivo ($K_2Cr_2O_7$) en ácido sulfúrico concentrado (peso específico 1.84), a razón de 0.250 g por 100 ml de ácido. La solución debe estar recién hecha para efectuar la comparación de colores; si es necesario, puede usarse algo de calor al hacer la solución.

Muestra. Se obtiene una muestra representativa de la arena, que pese aproximadamente 500 g, por medio del método de cuarteo o con un partidor de muestras.

Procedimiento

Se llena una botella de vidrio hasta la marca correspondiente a 130 ml con la muestra de arena que se vaya a ensayar y se añade una so lución al 3 por ciento de hidróxido de sodio en agua hasta que el volumen de la arena y del líquido, después de agitar la solución, sea de 200 ml. Se coloca el tapón de la botella, se agita vigorosamente y se deja reposar durante 24 horas.

Determinación del valor del color

Procedimiento preferible. Al terminar el periodo de reposo de 24 horas, se llena una botella hasta la marca correspondiente a 75 ml con la solución que indica el color estándar de referencia, la cual debe haberse preparado dentro de las dos horas anteriores. Luego se compara el color del líquido que quede sobre la muestra, una vez que se haya formado el pre cipitado, con el color de la solución estándar de referencia y se registra si es más claro, más oscuro, o de igual color. La comparación de colores de be hacerse sosteniendo las dos botellas juntas y mirando a través de ellas.

Procedimiento optativo. En lugar del procedimiento anterior, el color del líquido que quede sobre la muestra de ensaye después del precipitado, puede compararse con un vidrio que tenga un color equivalente al de la solución estándar de referencia.

6.2.1.6 Valor equivalente de arena*. Por medio de este método pueden conocerse, bajo condiciones estándar, las proporciones relativas de finos plásticos y polvos en arenas.

Equipo. Es un conjunto especial que consta de: cilindro de medición graduado, tubo irrigador, zapata lastrada, bote para medir la muestra, tamiz No 4, embudo, dos botellas de 4 lt, charola de mezclado y cronómetro.

Solución de cloruro de calcio

Solución básica. Se prepara en la forma siguiente: 454 g de cloruro de calcio anhidro grado técnico se disuelven en 1.89 lt de agua destilada. La solución se deja enfriar y se filtra totalmente en papel filtro rápido. Después, se agregan 2 050 g de glicerina y 47 g de formaldehído (solución al 40 por ciento, por volumen), se mezcla bien y se adiciona agua hasta formar 3.78 lt.

Solución de trabajo. Se elabora diluyendo 85 ± 5 ml de la solución básica con agua destilada hasta obtener 3.78 lt.

Precauciones

El ensaye debe realizarse en un local exento de vibraciones; el cilindro de medición no ha de exponerse más de lo necesario a la luz solar directa. Ocasionalmente puede ser necesario eliminar brotes de hongos del recipiente de la solución de trabajo, así como del interior del tubo flexible y del tubo irrigador.

* Resumen del método ASTM D2419 (ref 6.3).

Preparación de la muestra. La muestra original debe ser su ficiente para llenar cuatro botes de 85 ml de capacidad. Para cada ensaye se utiliza un bote lleno. Si hay necesidad de cribar o separar el material, debe humedecerse a fin de evitar segregación o pérdida de partículas muy fi nas. El material que se vaya a ensayar se debe secar hasta peso constante entre 95 y 120 °C.

Procedimiento

Estando la botella que tiene el dispositivo de sifón a 90 ± 3 cm arriba de la superficie de trabajo, se hace funcionar el sifón y se pasa solución al cilindro hasta el nivel de 100 ± 3 mm. Después, usando el embu do, se vacía la arena de un bote de medición en el cilindro y se golpea li geramente el fondo para eliminar burbujas de aire y facilitar que la muestra se humedezca. Luego se deja reposar durante 10 min, se coloca el tapón y se afloja el material del fondo inclinando y agitando simultáneamente el ci lindro. Enseguida, sosteniéndolo en posición horizontal, se agita este vi gorosamente con un movimiento lineal horizontal de extremo a extremo, apro ximadamente 90 veces durante 30 seg con una carrera de 23 ± 3 cm; al final de la agitación se coloca el cilindro en posición vertical sobre la mesa y se destapa.

Se introduce el tubo irrigador enjuagando el material de las paredes a medida que el irrigador baja, y se le hace penetrar en el material con movimientos torsionales ligeros hasta el fondo del cilindro. Durante esta operación, la solución sale constantemente por el extremo del tubo y la corriente arrastra al material fino por encima de las partículas gruesas de arena. Se continúa así hasta que el nivel de la solución llegue a la marca de 380 mm; luego se retira el irrigador sin interrumpir el flujo, de modo que el nivel se mantenga aproximadamente en 380 mm, y al final se ajusta a 380 mm. A partir del momento en que se haya retirado totalmen

te el irrigador déjese el conjunto en reposo durante 20 min \pm 15 seg, al final de los cuales se lee y registra el nivel de la parte superior de la arcilla en suspensión. Este valor se conoce como "lectura de la arcilla".

Después se coloca el conjunto de la zapata lastrada sobre el cilindro, se hace descender suavemente esta hasta que descansa sobre la arena y se lee y registra el nivel de la ranura del tornillo de centrar. Este valor se conoce como "lectura de la arena".

Cálculo. El equivalente de arena, EA, se calcula redondeando al más próximo 0.1 con la fórmula siguiente:

$$EA = \frac{Sr \times 100}{Cr}$$

donde

Sr lectura de la arena

Cr lectura de la arcilla

6.2.2 Concreto fresco

6.2.2.1 Muestreo*

a) Requisitos generales. El tiempo que transcurra entre la obtención de la primera y última porción de las muestras compuestas, debe ser tan corto como sea posible, y en ningún caso excederá de 15 min. Las muestras individuales se transportan al lugar donde vayan a realizarse las pruebas sobre concreto fresco, o donde se vayan a moldear los especímenes y se combinan y remezclan con una pala, el tiempo mínimo necesario para asegurar uniformidad. Las pruebas de revenimiento y de contenido de aire deben comenzarse dentro de los primeros cinco minutos después de completar el muestreo y deben terminarse tan rápidamente como sea posible. El moldeado de especímenes para ensayos de resistencia debe iniciarse dentro de los primeros 15 min después de que se haya elaborado la muestra compuesta. El tiempo

po que transcurra entre la obtención y el empleo de la muestra será tan corto como sea posible, y esta debe protegerse de la evaporación rápida y de la contaminación.

b) Procedimiento*

Tamaño de la muestra. Para ensayos de resistencia, las muestras se hacen cuando menos de 28 lt. Pueden permitirse muestras más pequeñas para pruebas rutinarias de contenido de aire y de revenimiento; su tamaño estará en función del tamaño máximo del agregado.

Muestreo en revolvedoras estacionarias, que no sean pavimentadoras. El concreto debe muestrearse a dos o más intervalos espaciados regularmente durante la descarga de la porción intermedia de la revoltura. Las muestras así obtenidas se toman dentro de los límites de tiempo especificados en el párrafo a) y se combinan en una sola para ensaya. No deben tomarse muestras de la primera ni de la última porción de la descarga. El muestreo se efectúa pasando a través del chorro completo de descarga un receptáculo, o bien desviando completamente la descarga a un recipiente. Si la descarga del concreto es demasiado rápida para poderla desviar completa, el concreto se recibe en un recipiente o unidad de transporte lo suficientemente grande para la carga completa, y después se efectúa el muestreo en la misma forma que se indicó arriba. Debe tenerse cuidado de no restringir el flujo de concreto de la revolvedora, del recipiente, o de la unidad de transporte, a fin de evitar la segregación. Estos requisitos se aplican a revolvedoras basculantes y no basculantes.

Muestreo en revolvedoras para pavimentar. Se muestrea despues que se haya descargado el concreto. Las muestras se obtienen de cuando menos cinco porciones diferentes del montón, y después se combinan en una sola para ensaya. Debe evitarse la contaminación con material de la

* El muestreo normalmente debe realizarse a medida que el concreto es entregado de la revolvedora al vehículo de transporte a los moldes; sin embargo, las especificaciones de la obra pueden requerir otros puntos de muestreo, tal como en la descarga de una bomba para concreto.

subrasante, o el contacto prolongado con una subrasante absorbente.

Muestreo en revolvedoras, o agitadores montados en camión. Se aplican las recomendaciones dadas para revolvedoras estacionarias, considerando además que no deben obtenerse muestras antes de agregar toda el agua a la revolvedora, y que la velocidad de descarga ha de regularse mediante la velocidad de rotación del tambor y no con el tamaño de la abertura de compuerta.

6.2.2.2 Revenimiento*

Equipo. Molde para revenimiento y varilla para compactar de 16 mm (5/8 pulg) de diámetro y con un extremo en forma de hemisferio.

Muestra. Debe ser representativa de toda la carga de la revolvedora.

Procedimiento. Se humedece el molde y se coloca sobre una superficie rígida, plana, húmeda y no absorbente. Inmediatamente después se llena en tres capas, de aproximadamente igual volumen, compactando cada una con 25 piquetas de varilla, distribuidos uniformemente sobre la sección transversal. Aproximadamente la mitad de los piquetas se aplican cerca del perímetro y se continúa en espiral hacia el centro. Las capas se compactan a través de sus respectivos espesores, de modo que la varilla penetre ligeramente en la capa inmediata inferior. El operador debe sujetar al molde firmemente en su lugar durante el llenado, parándose sobre las dos salientes que para este fin tiene en la parte inferior. Después que la última capa ha sido compactada, se enrasa el concreto con la varilla y en seguida se retira el molde cuidadosamente en dirección vertical con un movimiento uniforme sin aplicar giros torsionales. El retiro del molde debe hacerse en aproximadamente 5 a 10 segundos y la operación completa desde el comienzo del llenado se efectuará sin interrupción y no durará más de 2.5 min.

* Resumen del método ASTM C143 (ref 6.2).

Inmediatamente después se mide el revenimiento, que es la diferencia entre la altura del molde y la del concreto, tomada sobre el centro original de la base del espécimen. Al registrarlo se redondea al más próximo 0.5 cm. Si el concreto se desplaza claramente hacia un lado, o si ocurren deslizamientos por cortante, se desecha el ensaye y se repite con otra porción de la muestra*.

6.2.2.3. Peso volumétrico, rendimiento y contenido de aire (gravimétrico)**

Equipo. Balanza, varilla para compactar de 16 mm de diámetro y recipiente cilíndrico de metal con capacidad de 0.015 m³ para tamaño máximo de agregado hasta de 5 cm (2 pulg) y de 0.030 m³ para más de 5 cm.

Calibración del recipiente. Se calibra determinando con exactitud el peso de agua a 16.7 °C que se requiere para llenarlo. El factor para un recipiente se obtiene dividiendo el peso volumétrico del agua a 16.7 °C, esto es, 998.8 kg/m³, entre el peso del agua a la misma temperatura que se requiere para llenarlo.

Procedimiento

a) El recipiente se llena hasta un tercio de su capacidad, el concreto se compacta con el número de piquetes prescritos en el párrafo b), distribuidos uniformemente sobre la sección, y se golpea ligeramente en el exterior. Después se llena hasta 2 tercios de su capacidad, se compacta con la varilla de nuevo, se golpea ligeramente, y se llena hasta sobrepasar su capacidad. Finalmente se varilla y golpea ligeramente como antes.

b) Al compactar la primera capa, la varilla no deberá golpear con fuerza el fondo del recipiente. Al compactar la segunda y tercera capas se aplicará solo la fuerza necesaria para hacer que la varilla penetre ligeramente en la capa anterior. Cuando se usa un recipiente de 0.015 m³,

* El ensaye no es aplicable a concreto no plástico y no cohesivo, ni a aquel que contenga una cantidad considerable de agregado grueso mayor de 5 cm.

** Resumen del método ASTM C138 (ref 6.2).

cada capa se compacta con 25 piquetes, y cuando se usa uno de 0.030 m^3 , con 50 piquetes.

c) Al terminar el varillado de una capa, la superficie exterior del recipiente se golpea ligeramente con cuidado 10 a 15 veces, o hasta que no aparezcan burbujas grandes de aire en la superficie.

d) Después de la compactación la superficie debe enrasarse y pulirse con una placa de cubierta plana, teniendo cuidado de dejar lleno el recipiente justamente hasta su nivel superior. Luego se limpia del exterior todo el exceso de concreto, y el recipiente lleno se pesa redondeando al más próximo 0.05 kg.

Cálculos

Peso volumétrico, W , en kg/m^3 . Se calcula el peso neto del concreto restando el peso del recipiente del peso bruto. El peso por metro cúbico se calcula multiplicando el peso neto por el factor del recipiente usado.

Volumen de concreto producido por revoltura, S , en m^3 :

$$S = \frac{(N \times K) + W_f + W_g + W_a}{W}$$

Rendimiento de concreto por saco de cemento, Y , en m^3 :

$$Y = \frac{S}{N}$$

Rendimiento relativo, R_y :

$$R_y = \frac{S}{V_d}$$

Factor real de cemento, N_1 , es decir, número de sacos de cemento por m^3 de concreto producido:

$$N_1 = \frac{1}{Y} \quad \text{ó} \quad N_1 = \frac{N}{S}$$

Peso volumétrico teórico del concreto, calculado como si no tuviera aire, T , en kg/m^3 :

$$T = \frac{W_1}{V}$$

Contenido de aire, A , en porcentaje:

$$A = \frac{T - W}{T} \times 100 \quad \text{ó} \quad A = \frac{S - V}{S} \times 100$$

En las fórmulas anteriores:

- K peso neto de un saco de cemento
- N número de sacos de cemento en la revoltura
- V volumen absoluto total de los componentes en la revoltura, en m^3
- V_d volumen de concreto que, según el proporcionamiento, debía producirse por revoltura, en m^3
- W_a peso total del agua de mezclado agregada a la revoltura, en kg
- W_f peso total del agregado fino en la revoltura, en la condición en que se use, en kg
- W_g peso total del agregado grueso en la revoltura, en la condición en que se use, en kg
- W_1 peso total de los ingredientes en la revoltura, en kg

6.2.2.4 Contenido de aire en concreto fresco, por el método de presión*

a) Equipo. Aparato para determinar el contenido de aire por el método de presión, varilla para compactar de 16 mm de diámetro, mazó con cabeza de hule o cuero, rasero, embudo y medida con capacidad de 2 a 4 lt.

* Resumen del método ASTM C231 (ref 6.2). No se recomienda su uso en concretos hechos con agregados ligeros, escoria de alto horno enfriada con aire, o agregados de alta porosidad.

b) Factor de corrección del agregado. Se determina en una muestra combinada de agregado fino y grueso, como se indica a continuación.

Se calculan los pesos del agregado fino y grueso presentes en el volumen, S, de la muestra de concreto cuyo contenido de aire se va a determinar, con las fórmulas siguientes:

$$F_s = \frac{S}{B} \times F_b ; C_s = \frac{S}{B} \times C_b$$

donde

- B volumen del concreto producido por revoltura, en lt
- C_b peso total del agregado grueso en la condición usada, por revoltura, en kg
- C_s peso del agregado grueso en la muestra de concreto bajo ensaye, en kg
- F_b peso total del agregado fino en la condición usada, por revoltura, en kg
- F_s peso del agregado fino en la muestra de concreto bajo ensaye, en kg
- S volumen de la muestra de concreto (igual al volumen del tazón), en lt

Después se mezclan muestras representativas de agregado fino, de peso F_s , y agregado grueso, de peso C_s , y se colocan en cantidades pequeñas cada vez, en el tazón lleno de agua hasta un tercio. Durante esta operación debe reducirse al mínimo el aire atrapado y eliminarse la espuma.

Cuando todos los agregados hayan estado inundados en el tazón por un lapso aproximadamente igual al tiempo transcurrido entre la introducción del agua en la revoladora y la realización del ensaye para determinar el contenido de aire, se elimina de nuevo la espuma y el exceso de

agua y se limpian cuidadosamente las pestañas del tazón y de la tapa para obtener un sello hermético. El ensaye se completa como se describe en los párrafos 2 y 3 de c), y el factor de corrección del agregado, G , es igual a $h_1 - h_2$, donde h_1 y h_2 son lecturas obtenidas en el ensaye del agregado.

c) Procedimiento para determinar el contenido de aire*

1. Se coloca una muestra representativa del concreto en el tazón en tres capas iguales, compactando cada una con varillado y golpes ligeros en el tazón, o con vibrador. Cada capa se compacta aplicando aproximadamente 25 piquetes de varilla, distribuidos uniformemente sobre la sección y después golpeando los lados del tazón secamente de 10 a 15 veces con el mazo hasta que las cavidades que hayan quedado por el varillado se nivelen y no aparezcan burbujas grandes de aire en la superficie. Al compactar la primera capa, la varilla no deberá golpear fuertemente el fondo del tazón, y al compactar la segunda y tercera, se aplicará solo fuerza suficiente para que la varilla penetre un poco en la capa anterior. Después de compactatar la última capa, se enrasa la superficie del concreto.

2. Se arma el aparato y se agrega agua sobre el concreto hasta aproximadamente la marca media del tubo graduado. Luego se inclina el conjunto aproximadamente 30° con respecto a la vertical y, usando el fondo del tazón como pivote, se describen varios círculos completos con el extremo superior del tubo, golpeando simultáneamente la tapa cónica ligeramente para eliminar cualquier burbuja de aire atrapado. Se regresa el conjunto a su posición vertical y se llena el tubo con agua hasta un poco más arriba de la marca cero, mientras se golpean ligeramente los lados del tazón. Enseguida se lleva el nivel de agua hasta la marca cero antes de cerrar el respiradero de la parte superior del tubo.

* Previamente el aparato debe haberse calibrado (método ASTM C231).

3. Después se aplica al concreto una presión ligeramente mayor que la presión deseada de ensaye, P (aproximadamente 0.015 g/cm^2 mayor), por medio de la bomba de mano. Para aliviar restricciones locales, se dan golpes secos en los lados y cuando el manómetro indique la presión exacta de ensaye, P (determinada al calibrar el aparato) se lee el nivel de agua, h_1 , y se registra redondeando a la división, o media división más próxima (0.10 ó 0.05 por ciento de contenido de aire). Luego se disipa gradualmente la presión de aire a través del respiradero de la parte superior del tubo, se golpean los lados del tazón ligeramente durante poco más o menos un minuto y se registra el nivel de agua, h_2 , redondeando a la división o media división más próxima. El contenido de aire aparente, A_1 , es igual a $h_1 - h_2$.

4. Los pasos descritos en el párrafo 3 (sin agregar agua para restablecer el nivel de agua en la marca cero) se repiten, se verifica que los dos valores de A_1 concuerden dentro del 0.2 por ciento de contenido de aire y en tal caso se promedian para obtener el valor A_1 que se usa al calcular el contenido de aire, A .

Cálculo. El contenido de aire, A , en porcentaje por volumen de concreto, se calcula con la expresión siguiente:

$$A = A_1 - G$$

donde

- A_1 contenido de aire aparente promedio, en porcentaje por volumen de concreto
- G factor de corrección del agregado, en porcentaje por volumen de concreto

6.2.2.5 Fabricación y curado en la obra de especímenes de concreto para ensayos de compresión y flexión*

Equipo. Moldes cilíndricos de uso múltiple, o de un solo uso, moldes para vigas; varilla para compactar de 16 mm de diámetro, vibradores; herramientas y otros utensilios como palas, cubetas, cucharas de albañil, llanas, rasero, tira calibradora, cucharones y reglas; equipo para revenimiento, charolas para muestreo y mezclado, equipo para contenido de aire.

Especímenes para resistencia a compresión. Deben ser cilindros de concreto colados y endurecidos en posición vertical, de largo igual al doble del diámetro. El espécimen estándar es un cilindro de 15 por 30 cm cuando el tamaño nominal máximo del agregado grueso no excede de 5 cm. Cuando sea mayor de 5 cm, el diámetro del cilindro será por lo menos tres veces dicho tamaño máximo nominal. No deben hacerse en la obra cilindros menores de 15 por 30 cm, a menos que lo requieran las especificaciones.

Especímenes para resistencia a flexión. Deben ser vigas rectangulares coladas y endurecidas con sus ejes mayores en posición horizontal. Al ensayarse, la longitud debe ser por lo menos 5 cm mayor que el triple del peralte. Al moldearse, la relación de ancho a peralte no debe exceder de 1.5. La viga estándar tiene sección transversal de 15 por 15 cm, y se usa para concretos con tamaño nominal máximo de agregado de 5 cm. Cuando se excede este valor, la dimensión mínima de la sección transversal debe ser por lo menos el triple del tamaño nominal máximo del agregado. A menos que lo requieran las especificaciones del proyecto, el ancho o el peralte de vigas hechas en obra no será menor de 15 cm.

Muestreo, revenimiento y contenido de aire. En el registro de la obra se anota el lugar de la estructura donde se cuele la revoltura

* Resumen del método ASTM C31 (ref 6.2).

muestreada. Inmediatamente después del mezclado debe medirse el revenimiento y, cuando así se requiera, el contenido de aire de las revolturas con que se fabriquen especímenes. El concreto usado en estos ensayos se desecha.

Moldeado de especímenes

Los especímenes se moldean sobre una superficie horizontal, rígida y a nivel, exenta de vibración y de otras perturbaciones, lo más cercana posible al lugar donde vayan a almacenarse durante las primeras 24 horas. Si no es factible moldear los especímenes donde vayan a almacenarse, se llevan al lugar de almacenamiento inmediatamente después de enrasarlos. Al moverlos evítase sacudirlos, golpearlos, inclinarlos, o que se rayen sus superficies.

Colocación del concreto. Se coloca en los moldes con un cucharón, una cuchara de albañil o una pala, seleccionando cada cucharada o cada palada, de modo que sea representativa de la revoltura. Puede ser necesario remezclar el concreto en la charola para evitar la segregación durante el moldeado. El cucharón o la cuchara se mueve alrededor del borde superior a medida que el concreto se descarga, a fin de asegurar una distribución simétrica y reducir al mínimo la segregación y, además, antes de empezar la compactación, el concreto se distribuye con una varilla. Al colocar la última capa, se intentará agregar una cantidad que llene exactamente el molde después de la compactación. A un molde a medio llenar no debe adicionarse concreto que no sea representativo.

El cilindro estándar de 15 x 30 cm se fabrica en tres capas de 10 cm compactando cada una con 25 piquetes de varilla, o bien, en 2 capas de 15 cm compactadas por vibración. La viga estándar de 15 x 15 cm se fabrica en dos capas iguales que se compactan con varilla aplicando un piquete por cada 13 cm² de área superficial, o bien, en una sola capa compactada por vibración.

Métodos de compactación. Se utiliza la compactación con varilla y la vibración interna o externa. Concretos con revenimiento mayor de 7.5 cm se compactan con varilla; aquellos cuyo revenimiento sea de 2.5 a 7.5, con varilla o vibración, y los que tengan revenimiento menor de 2.5 con vibración, a menos que las especificaciones de la obra indiquen otra cosa.

Compactación con varilla. Se coloca el concreto en el molde, en el número requerido de capas, compactando cada una con el extremo redondeado de la varilla. La capa del fondo se varilla a través de todo su espesor; al compactar las siguientes debe permitirse que la varilla penetre poco más o menos 1 cm en la capa subyacente, cuando el espesor de capa sea menor de 10 cm, y aproximadamente 3 cm, cuando el espesor sea de 10 cm, o más. En todos los casos los piquetes se distribuyen uniformemente en la sección transversal del molde. Si la varilla deja huecos, para cerrarlos se golpean ligeramente los lados del molde y después de varillar cada capa, se compacta el concreto de las orillas con una cuchara u otra herramienta adecuada.

Vibración. Debe conservarse una duración estándar de vibración para un cierto tipo particular de concreto, vibrador y molde. Usualmente se considera que se ha aplicado suficiente vibración cuando la superficie del concreto se vuelve relativamente plana. La vibración se aplica solo lo suficiente para lograr la compactación apropiada del concreto, y debe evitarse que sea excesiva ya que puede causar segregación. Al llenar los moldes se coloca todo el concreto de cada capa antes de comenzar la vibración de esa capa, y al colocar la capa final debe evitarse un sobrelleno de más de 5 mm. Si la vibración es interna, el acabado se hace después de compactar, si es externa puede hacerse durante o después de la vibración.

Vibración interna. La máxima dimensión transversal del ele

mento vibratorio, no debe ser mayor de un tercio del ancho del molde, en el caso de vigas, ni de un cuarto del diámetro, en cilindros. Al compactar, no debe permitirse que el vibrador toque o descansa en el fondo o los lados del molde, y al retirarlo debe cuidarse de que no deje huecos. Después de vibrar cada capa, se golpean ligeramente los lados del molde para eliminar burbujas grandes de aire entrampado.

Para vibrar cilindros se hacen tres inserciones en puntos diferentes por cada capa; para vigas se inserta el vibrador a intervalos no mayores de 15 cm a lo largo del eje del espécimen, y si este es más ancho de 15 cm se hacen inserciones alternadas sobre dos líneas longitudinales. En todos los casos debe permitirse que el vibrador penetre aproximadamente 3 cm en la capa de abajo.

Acabado. Después de compactar, a menos que el acabado se haya hecho durante la vibración externa, se enrasa la superficie del concreto y se termina con llana, o cuchara, efectuando estas operaciones con la manipulación mínima necesaria para producir una superficie plana nivelada al ras con el borde del molde, y que no tenga salientes ni depresiones mayores de 3 mm.

Curado

Protección después del acabado. Los especímenes deben cubrirse inmediatamente después del acabado, de preferencia con una placa no absorbente y no reactiva, o una hoja de plástico; también puede usarse yute húmedo, teniendo cuidado de mantenerlo húmedo hasta que los especímenes se retiren de los moldes. Las superficies exteriores de moldes de cartón deben protegerse contra cualquier fuente de humedad durante las primeras 24 horas después del moldeado.

Curado inicial. Los especímenes deben almacenarse, en las

primeras 24 horas después del moldeado, bajo condiciones que mantengan la temperatura en su vecindad inmediata entre 16 y 27 °C y que les eviten pérdida de humedad.

Curado de cilindros hechos para verificar la eficacia, en cuanto a resistencia, de proporcionamientos de laboratorio, o como base de aceptación, o para control de calidad. Se retiran de los moldes al final de 20 ± 4 horas y se almacenan en condición húmeda a 23 ± 2 °C hasta el ensaye, entendiéndose por condición húmeda que los especímenes deben tener agua libre mantenida constantemente en toda el área superficial.

Curado de cilindros hechos para determinar cuándo han de retirarse los moldes, o cuándo puede ponerse en servicio una estructura. Se almacenan en la estructura o sobre ella, tan cerca como sea posible del lugar donde se coló el concreto que representan, y deben recibir en lo posible la misma protección contra el medio ambiente que las partes de la estructura a las que representan. Se ensayan en la condición húmeda que resulte del tratamiento de curado que se haya especificado. A fin de cumplir estas condiciones, los especímenes para determinar cuándo puede ponerse en servicio una estructura, deben removerse de sus moldes cuando se quitan los moldes de la estructura.

Embarque al laboratorio. Los especímenes que se embarquen de la obra al laboratorio para ser ensayados, se empaacan en cajas robustas de madera, o en otros recipientes adecuados, rodeados de arena o aserrín húmedos, o de otro material de empaque apropiado. Al recibirse en el laboratorio deben colocarse inmediatamente en las condiciones de curado requeridas, a 23 ± 2 °C.

6.2.3 Concreto endurecido

6.2.3.1 Cabeceo de especímenes cilíndricos de concreto*

Las cabezas deben ser por lo menos tan resistentes como el concreto. Las superficies de los especímenes ya cabeceados serán planas, con una tolerancia de 0.05 mm a través de cualquier diámetro. Para este fin, se revisan las cabezas de cada décimo espécimen por medio de una regla y un calibrador sensible, haciendo un mínimo de tres mediciones en diferentes diámetros.

Equipo. Placas de cabeceo, dispositivos de alineamiento y olla para fusión de morteros de azufre.

Materiales para cabeceo.

Especímenes recién moldeados. La base superior se puede cabecear con una capa delgada de pasta seca de cemento portland.

Especímenes endurecidos que hayan tenido curado húmedo. Se cabecean con pasta de yeso de alta resistencia, o mortero de azufre que cumplan los requisitos siguientes.

Pasta de yeso de alta resistencia (consultar método ASTM C617).

Mortero de azufre. Se puede usar mortero de azufre si se permite que endurezca durante dos horas. Debe estar compuesto, en peso, por 55 a 70 por ciento de azufre y 30 a 45 por ciento de material inerte pulverizado (puede ser sílice, o arcilla refractaria), y debe ser capaz de desarrollar una resistencia de por lo menos 280 kg/cm^2 en dos horas cuando se ensaye en cubos de 5 cm de lado (ASTM C287).

Procedimientos de cabeceo

Cilindros recién moldeados. Se usa únicamente pasta pura de cemento portland (consultar método ASTM C617).

Cilindros de concreto endurecido. Los extremos de los cilindros que claramente sean dispares, convexos, o cóncavos, deben escuadrarse antes del cabeceo, eliminando las irregularidades pequeñas por medio de pulido, y las mayores con una sierra de diamante o carborundo. Los recubrimientos o depósitos de materiales que puedan menoscabar la adherencia de las cabezas, deben retirarse y, si es necesario, los extremos del espécimen se vuelven ligeramente rugosos con un cepillo de alambre o una lima de acero. Las cabezas se harán tan delgadas como sea posible, de aproximadamente 3 mm de espesor en general y en ningún caso de más de 8 mm. Si se desea, pueden revestirse las placas de cabeceo con una capa delgada de aceite mineral o grasa.

Cabeceo con mortero de azufre. El mortero de azufre se prepara calentándolo aproximadamente a 130 °C. Se emplea material nuevo a intervalos lo suficientemente frecuentes para asegurar que no se use más de 5 veces. El mortero nuevo debe estar seco al momento en que se coloque en la olla. La placa o el dispositivo de cabeceo se calienta ligeramente antes de usarse, para disminuir la velocidad de endurecimiento y permitir la formación de cabezas delgadas. Luego se aceitan las placas de cabeceo ligeramente y se agita el mortero fundido inmediatamente antes de colar cada cabeza. Los extremos de los especímenes curados húmedos deben estar lo suficientemente secos al momento del cabeceo para evitar la formación de bolsas de vapor o de espuma de diámetro mayor de 6 mm debajo de las cabezas o en ellas. Los extremos del cilindro no deben aceitarse antes del cabeceo.

Protección de los especímenes después del cabeceo. Los que hayan recibido curado húmedo deben mantenerse húmedos entre la terminación del cabeceo y el ensayo. Los especímenes con cabezas de yeso no deben sumergirse en agua, ni almacenarse en cámara húmeda durante más de 4 horas.

6.2.3.2 Resistencia a la compresión de cilindros moldeados de concreto*

Equipo. Máquina de prueba y compás de exteriores.

Especímenes de ensaye. La prueba de compresión en especímenes con curado húmedo debe realizarse tan pronto como sea posible, después de retirarlos de la cámara de curado, manteniéndolos húmedos en ese lapso. Al ensayarse deben estar en condición húmeda. Si sus bases difieren de un plano en más de 0.050 mm deben cabecearse. El diámetro del espécimen se determina redondeando al más próximo 0.25 mm, con el promedio de dos diámetros que formen ángulo recto entre sí, medidos aproximadamente a la mitad de la altura del espécimen. La longitud del espécimen incluyendo las cabezas, se mide redondeando al más próximo 2.5 mm.

Procedimiento

Colocación del espécimen. Se coloca la placa de apoyo inferior, con su cara endurecida hacia arriba, sobre la platina de la máquina, directamente abajo de la placa que tiene asiento esférico. Se limpian las superficies de apoyo de ambas placas y del espécimen, y se coloca este sobre la placa inferior, alineando cuidadosamente el eje del cilindro con el centro de empuje de la placa superior. A medida que la placa con asiento esférico se aproxima al espécimen para apoyar sobre él, se gira suavemente su porción móvil a mano, para que se obtenga un contacto uniforme.

Velocidad de aplicación de la carga. La carga debe aplicarse en forma continua y sin impacto. En máquinas de operación hidráulica la velocidad de aplicación debe ser constante, dentro del intervalo de 1.4 a 3.5 kg/cm²/seg. Durante la aplicación de la primera mitad de la carga máxima, se puede permitir una velocidad mayor. No deben hacerse ajustes en los controles de la máquina mientras el espécimen esté fluyendo rápidamente justo antes de la falla.

* Resumen del método ASTM C39 (ref 6.2).

La carga se aplica hasta que el espécimen falle, y se registra la carga máxima soportada, así como el tipo de falla y la apariencia del concreto.

Cálculo. Se calcula la resistencia a compresión del espécimen dividiendo la carga máxima soportada entre el área promedio de la sección transversal, y el resultado se registra redondeando al más próximo 0.5 kg/cm^2 .

6.2.3.3 Resistencia a la flexión del concreto (usando vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas en los tercios del claro)*

Equipo. Máquina de prueba y accesorios para ensayos de flexión.

Especimen. El espécimen debe tener un claro lo más cercano posible a tres veces su peralte y sus caras laterales deben ser perpendiculares al fondo y a la cara superior.

Procedimiento. El espécimen se voltea sobre uno de sus lados (respecto a la posición inicial en la cual fue colado) y se centra en los apoyos. Los elementos de aplicación de carga deben ponerse en contacto con la cara superior del espécimen sobre los puntos extremos del tercio central del claro. Si no se obtiene un contacto completo entre el espécimen y los elementos de aplicación de carga, o los apoyos, es necesario ca^lbecear, pulir o calzar con tiras de cuero o acero las superficies de contacto. La carga debe aplicarse a velocidad uniforme y de modo que no se produzca impacto. Puede aplicarse rápidamente hasta más o menos el 50 por ciento de la carga de ruptura; después, se aplica a una velocidad tal que el incremento de esfuerzos en la fibra extrema no exceda de 10 kg/cm^2 por minuto.

Medición de los especímenes después de probarlos. Se hacen

* Resumen del método ASTM C78 (ref 6.2).

mediciones redondeando al más próximo 0.25 cm, para determinar el ancho promedio y el peralte promedio del espécimen en la sección de falla.

Cálculos. Si la fractura ocurre dentro del tercio medio del claro, el módulo de ruptura se calcula como

$$R = \frac{Pl}{bd^2}$$

donde

- b ancho promedio del espécimen, en cm
- d peralte promedio del espécimen, en cm
- l claro, en cm
- P máxima carga aplicada registrada por la máquina de prueba, en kg
- R módulo de ruptura, en kg/cm²

Si la fractura ocurre fuera del tercio medio, en no más del cinco por ciento del claro, el módulo de ruptura se calcula con

$$R = \frac{3Pa}{bd^2}$$

donde a es la distancia entre la línea de fractura y el apoyo más cercano, medida sobre el eje de simetría de la superficie inferior de la viga, en cm.

Si la fractura ocurre fuera del tercio medio en más del cinco por ciento del claro, los resultados de la prueba deben descartarse.

6.3 Referencias*

- 6.1 Diario Oficial del 8 de mayo de 1968
- 6.2 Book of ASTM Standards, Part 10, Philadelphia
- 6.3 Book of ASTM Standards, Part 11, Philadelphia

* En la preparación del cap 6 se emplearon las normas vigentes en 1970. Se recomienda que vayan realizándose las modificaciones pertinentes en las normas que aquí se resumen, con objeto de mantenerlas actualizadas de acuerdo con los originales.

TABLA 6.1 REQUISITOS FISICOS DEL CEMENTO PORTLAND

	Tipos	I	II	III	IV	V
Finura, superficie específica, en $\text{cm}^2/\text{g.}^a$						
Método turbidimétrico:						
Valor promedio mínimo		1 600	1 600	—	1 600	1 600
Valor mínimo en cualquier muestra		1 500	1 500	—	1 500	1 500
Método de permeabilidad al aire:						
Valor promedio mínimo		2 800	2 800	—	2 800	2 800
Valor mínimo en cualquier muestra		2 600	2 600	—	2 600	2 600
Sanidad (prueba en autoclave)						
Expansión máxima, en porcentaje		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Tiempo de fraguado ^b						
Método Gillmore:						
Fraguado inicial en minutos, no menos de		60	60	60	60	60
Fraguado final en horas, no más de		10	10	10	10	10
Método de Vicat:						
Fraguado en minutos, no menos de		45	45	45	45	45
Resistencia a la compresión ^c (kg/cm^2) en cubos de mortero 1:2.75 en peso (arena graduada estándar)						
Valores mínimos						
a las 24 horas		—	—	120	—	—
a los 3 días		85	70	210	—	—
a los 7 días		150	125	—	55	105
a los 28 días		250	250	—	140	210
Resistencia a la tensión ^c (kg/cm^2), en especímenes de mortero 1:3 en peso (arena graduada estándar)						
a las 24 horas		—	—	19	—	—
a los 3 días		11	9	27	—	—

	Tipos	I	II	III	IV	V
a los 7 días		20	18	—	12	18
a los 28 días		25	23	—	21	28
Calor de hidratación ^d						
a los 7 días en cal/g, valor máxi mo		—	70	—	—	—
a los 28 días en cal/g, valor má ximo		—	80	—	—	—
Fraguado falso, penetración final mí nima, en porcentaje ^e						
		50	50	50	50	50

^aEn la prueba de finura se podrá usar cualquiera de los dos métodos especificados. Sin embargo, en caso de controversia o cuando la muestra no satisfaga el requisito de finura mediante el método de permeabilidad al aire, se efectuará la prueba por el método turbidimétrico y el resultado que se obtenga será el decisivo.

^bEl interesado fijará el método de prueba en la determinación del tiempo de fraguado. En caso de no hacerlo o de controversia, el método de Vicat será el que rija.

^cEl interesado deberá fijar el tipo de prueba de resistencia. En caso de no hacerlo, la resistencia a la compresión será la que rija. La resistencia a cualquier edad deberá ser mayor que la correspondiente a la edad inmediata precedente.

^dEl requisito de calor de hidratación se aplicará únicamente cuando así se estipule, y en este caso los valores especificados de resistencia para el tipo II, deberán reducirse al 80 por ciento.

^eEste requisito se aplicará solamente cuando sea solicitado y el método de determinación que deberá seguirse será con pasta de cemento.

TABLA 6.2 REQUISITOS PARA LA GRANULOMETRIA DEL AGREGADO FINO

Malla	Porcentaje que pasa, en peso
9.51 mm (3/8 pulg)	100
4.76 (No 4)	95 a 100
2.38 mm (No 8)	80 a 100
1.19 mm (No 16)	50 a 85
595 μ (No 30)	25 a 60
297 μ (No 50)	10 a 30
149 μ (No 100)	2 a 10

TABLA 6.3 LIMITES PARA SUSTANCIAS DELETEREAS EN AGREGADO FINO PARA CONCRETO

Material	Máximo, en porcentaje del peso total de la muestra
Partículas desmenuzables	1.0
Material que pase la malla No 200 (74 μ):	
Concreto sujeto a abrasión	3.0*
Cualquier otro concreto	5.0*
Carbón y lignito:	
Cuando sea importante la apariencia de la superficie de concreto	0.5
Otros concretos	1.0

* Cuando la arena sea triturada, si el material que pase la malla No 200 es polvo de trituración, esencialmente libre de arcilla o lutita, estos límites pueden aumentarse a 5 y 7 por ciento, respectivamente

TABLA 6.4 REQUISITOS PARA LA GRANULOMETRIA DEL AGREGADO GRUESO

TAMAÑO NOMINAL (MALLAS DE ABERTURAS CUADRADAS)	MATERIAL QUE PASA CADA UNA DE LAS SIGUIENTES MALLAS DE ABERTURAS CUADRADAS (PESO, EN PORCENTAJE)												
	101.6 mm (4 pulg)	90.5 mm (3½ pulg)	76.1 mm (3 pulg)	64.0 mm (2½ pulg)	50.8 mm (2 pulg)	38.1 mm (1½ pulg)	25.4 mm (1 pulg)	19.1 mm (¾ pulg)	12.7 mm (½ pulg)	9.51 mm (⅜ pulg)	4.76 mm (No 4)	2.38 mm (No 8)	1.19 mm (No 16)
90.5 a 38.1 mm (3½ pulg a 1½ pulg)	100	90 a 100	—	25 a 60	—	0 a 15	—	0 a 5	—	—	—	—	—
64.0 a 38.1 mm (2½ pulg a 1½ pulg)	—	—	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	—	0 a 5	—	—	—	—	—
50.8 a 4.76 mm (2 pulg a No 4)	—	—	—	100	95 a 100	—	35 a 70	—	10 a 30	—	0 a 5	—	—
38.1 a 4.76 mm (1½ pulg a No 4)	—	—	—	—	100	95 a 100	—	35 a 70	—	10 a 30	0 a 5	—	—
25.4 a 4.76 mm (1 pulg a No 4)	—	—	—	—	—	100	95 a 100	—	25 a 60	—	0 a 10	0 a 5	—
19.1 a 4.76 mm (¾ pulg a No 4)	—	—	—	—	—	—	100	90 a 100	—	20 a 55	0 a 10	0 a 5	—
12.7 a 4.76 mm (½ pulg a No 4)	—	—	—	—	—	—	—	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	—
9.51 a 2.38 mm (⅜ pulg a No 8)	—	—	—	—	—	—	—	—	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5
50.8 a 25.4 mm (2 pulg a 1 pulg)	—	—	—	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	—	0 a 5	—	—	—	—
38.1 a 19.1 mm (1½ pulg a ¾ pulg)	—	—	—	—	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	—	0 a 5	—	—	—

TABLA 6.5 REQUISITOS DE SANIDAD Y ABRASION DEL AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO

	Grava natural, grava tr <u>i</u> turada, o piedra triturada
Sanidad, pérdida máxima en cinco ciclos*, porcentaje en peso:	
Sulfato de sodio	12
Sulfato de magnesio	18
Abrasión, pérdida** máxima, porcentaje en peso	50

* La pérdida deberá calcularse de acuerdo con la granulometría de una muestra que cumpla con las limitaciones de la tabla 6.4.

** La pérdida por abrasión se determinará en el tamaño o tamaños de ensaye que más cercanamente correspondan a la granulometría o granulometrías que vayan a emplearse en el concreto. Cuando se emplee más de una granulometría, el límite en la pérdida por abrasión se aplicará a cada una.

TABLA 6.6 LIMITES PARA SUSTANCIAS DELETEREAS EN AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO

Material	Porcentaje máximo del peso total de la muestra
Partículas desmenuzables	0.25
Partículas suaves*	5.00
Pedernal como una impureza** que se desintegra en cinco ciclos de la prueba de sanidad, o en 50 ciclos de congelación a - 17.8 °C y deshielo a 4.4 °C en agua*** o que tenga un peso específico, saturado y superficialmente seco menor de 2.35:	
Exposición severa	1.0
Exposición mediana	5.0
Material que pase la malla No 200 (74 μ)	1.0****
Carbón y lignito:	
Quando sea importante la apariencia de la superficie de concreto	0.5
Cualquier otro concreto	1.0

* Esta limitación se aplica solo cuando la condición suave de las partículas individuales de agregado grueso sea crítica para el comportamiento del concreto; por ejemplo, en pisos de tránsito pesado o en otras superficies donde la dureza sea especialmente importante.

** Estas limitaciones se aplican solo a agregados en los que el pedernal aparezca como impureza; es decir, no se aplican a gravas que en sí sean predominantemente pedernal, las cuales se evaluarán con las limitaciones de la prueba de sanidad.

*** Se considera como desintegración el resquebrajamiento o rotura del material, determinado por examen visual.

**** En el caso de agregados triturados, si el material que pase la malla No 200 es polvo de trituración, esencialmente libre de arcilla o lutita, este porcentaje puede incrementarse a 1.5.

TABLA 6.7 PESOS MINIMOS DE MUESTRAS DE GRAVA PARA ANALISIS GRANULOMETRICOS

Tamaño nominal máximo de las partículas, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg	Tamaño nominal máximo de las partículas, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg
9.51 (3/8)	2	50.8 (2)	20
12.7 (1/2)	4	64.0 (2 1/2)	25
19.1 (3/4)	8	76.1 (3)	45
25.4 (1)	12	90.5 (3 1/2)	70
38.1 (1 1/2)	16		

TABLA 6.8 PESOS MINIMOS DE MUESTRAS DE AGREGADOS PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD TOTAL

Tamaño nominal máximo* del agregado, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg	Tamaño nominal máximo* del agregado, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg
6.35 (1/4) (arena)	0.5	50.8 (2)	8
9.51 (3/8)	1.5	64.0 (2 1/2)	10
12.7 (1/2)	2	76.1 (3)	13
19.1 (3/4)	3	90.5 (3 1/2)	16
25.4 (1)	4	101.6 (4)	25
38.1 (1 1/2)	6	152.4 (6)	50

*Tamaño de la malla en la cual se retiene menos del 10 por ciento.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

III.- CONCRETO PREMEZCLADO

DEBIDO A LOS AVANCES Y NECESIDADES QUE EN LOS ULTIMOS AÑOS SE HAN TENIDO EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION Y CONSIDERANDO QUE EL CONCRETO ES UNO DE LOS MATERIALES MAS IMPORTANTES DENTRO DE ESTA INDUSTRIA; ESTO HA MOTIVADO EN GRAN PARTE QUE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO HAYA TENIDO TAMBIEN ESTE AVANCE Y DESARROLLO -- PARA PODER SATISFACER LAS NECESIDADES QUE ESTA INDUSTRIA REQUIERE.

EL CONCRETO PREMEZCLADO SE HA PRODUCIDO COMO UNA RESPUESTA A SATISFACER ESTAS-- NECESIDADES POR LO QUE DEBIDO A SUS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES HA PERMITIDO-- RESOLVER LOS PROBLEMAS BASICOS DE HABITACION, URBANIZACION E INFRAESTRUCTURA -- PARALELAMENTE SE HA EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS MAS AUDACES TALES-- COMO PUENTES DE CLAROS ESPECTACULARES, EDIFICIOS DE GRAN ALTURA E IMPORTANTES -- OBRAS HIDRAULICAS, TAN SOLO POR MENCIONAR ALGUNAS.

UNA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES QUE DISTINGUEN LA PRODUCCION DE CONCRETO PREMEZCLADO ES PRECISAMENTE QUE SU PRODUCCION SE REALIZA BAJO NORMAS DE CALIDAD QUE RIGEN TANTO A LOS MATERIALES COMO A LOS EQUIPOS DE PRODUCCION, TRANSPORTE Y TIEMPO DE ENTREGA.

EL ENFOQUE MODERNO DE EVALUACION DE LA CALIDAD DE UN PRODUCTO SE DIFERENCIA DE-- LOS QUE TRADICIONALMENTE SE HABIAN VENIDO UTILIZANDO, DE LOS PRIMEROS QUE CON-- SISTEN EN LA VERIFICACION DE TODO EL ESQUEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

ESTO SIGNIFICA QUE EL CONSUMIDOR ESTA EN POSIBILIDADES DE VERIFICAR.:

- PERSONAL
- CONTROL DE MATERIA PRIMA
- INSTALACIONES Y EQUIPO
- PROCESOS OPERATIVOS
- SISTEMAS DE CONTROL DE CALIDAD DEL PRODUCTOR

LA ELABORACION DEL CONCRETO PREMEZCLADO NO PODIA SER LA EXCEPCION PARA APLICAR-
ESTOS SISTEMAS DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

EN ESTE TRABAJO SE PRESENTAN TODOS LOS ASPECTOS QUE DEBEN DE CONSIDERARSE PARA-
PRODUCIR UN CONCRETO DE CALIDAD SATISFACTORIA.

LAS PARTES QUE COMPONEN ESTE SISTEMA SON:

- ESPECIFICACIONES
- CONTRATACION Y
- EVALUACION DE LA CALIDAD DEL CONCRETO

ASI MISMO SE INDICAN EN EL MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD ALGUNOS CONCEPTOS GENERA-
LES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA EN LA ELABORACION DEL CONCRETO; DE ACUERDO A-
LAS SIGUIENTES SECCIONES:

- 1 - GUIA DEL CONTROL DE CALIDAD
- 2 - LISTA DE VERIFICACION DE CONTROL DE CALIDAD
- 3 - LISTA DE VERIFICACION DE LAS INSTALACIONES DE
PRODUCCION DE CONCRETO PREMEZCLADO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

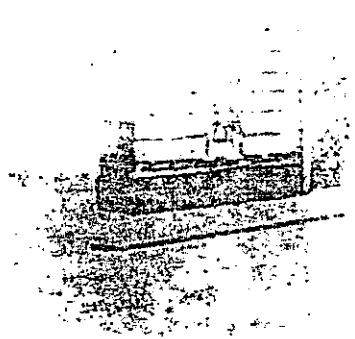
CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

M O D U L O : I I

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ACERO DE REFUERZO



ING. BENITO TOLEDO

ACERO DE REFUERZO

SON LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO QUE SE USAN ASOCIADOS AL CONCRETO PARA ABSORBER ESFUERZOS ESTE POR SI SOLO, ES INCAPAZ DE SOPORTAR.

MATERIALES:

- A) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA SATISFACER LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS EN LOS PROYECTOS RESPECTIVOS, ASI COMO LOS SEÑALAMIENTOS QUE A ESTE RESPECTO SE HACEN EN LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION EN VIGOR FIJADAS POR LA DIRECCION GENERAL DE NORMAS.
- B) LA PROCEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO DEBERA SER DE UN FABRICANTE APROBADO PREVIAMENTE POR EL INSTITUTO.
- C) CADA REMESA DE ACERO DE REFUERZO RECIBIDA EN LA OBRA DEBERA CONSIDERARSE COMO LOTE Y ESTIBARSE SEPARADAMENTE DE AQUEL CUYA CALIDAD HAYA SIDO YA VERIFICADA Y APROBADA. DEL MATERIAL ASI ESTIBADO SE TOMARAN LAS MUESTRAS NECESARIAS PARA EFECTUAR LAS PRUEBAS CORRESPONDIENTES, SIENDO OBLIGACION DEL CONTRATISTA COOPERAR PARA LA REALIZACION DE DICHAS PRUEBAS, PERMITIENDO AL INSTITUTO LIBRE ACCESO A SUS BODEGAS PARA LA OBTENCION DE LAS MUESTRAS. EN CASO QUE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS NO SATISFAGAN LAS NORMAS DE CALIDAD ESTABLECIDAS EL MATERIAL SERA RECHAZADO.
- D) EL MATERIAL DE REFUERZO DEBERA LLEGAR A LA OBRA LIBRE DE OXIDACION, EXCENTA DE GRASA, QUIEBRES, ESCAMAS, HOJADURAS Y DEFORMACION EN SU SECCION.
- E) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA ALMACENARSE CLASIFICANDOLO POR DIAMETROS Y GRADOS BAJO COBERTIZO COLOCANDOLO SOBRE PLATAFORMAS, POLINES U OTROS SOPORTES Y SE PROTEGERA CONTRA OXIDACIONES Y CUALQUIER OTRO DETERIORO.
- F) CUANDO POR HABER PERMANECIDO UN TIEMPO CONSIDERABLE ALMACENADO, EL ACERO DE REFUERZO SE HAYA OXIDADO O DETERIORADO, SE DEBERAN HACER NUEVAMENTE PRUEBAS DE LABORATORIO PARA QUE EL INSTITUTO DECIDA SI SE ACEPTA O SE DESECHA. SI ES ACEPTADO DEBERA LIMPIARSE POR MEDIOS MECANICOS QUE EL INSTITUTO INDIQUE.
- G) CUANDO SE DETERMINE POR EL LABORATORIO QUE EL GRADO DE OXIDACION ES ACEPTABLE, LA LIMPIEZA DEL POLVO DE OXIDO DEBERA DE HACERSE POR PROCEDIMIENTOS MECANICOS ABRASIVOS (CHORRO DE ARENA O CEPILLO DE ALAMBRE).
- H) IGUAL PROCEDIMIENTO DEBERA DE HACERSE PARA LIMPIAR EL ACERO DE LECHADAS O RESIDUOS DE CEMENTO O PINTURA ANTES DE REANUDAR LOS COLADOS; SIEMPRE DEBERA EVITARSE LA CONTAMINACION DEL ACERO DE REFUERZO CON SUSTANCIAS GRASAS Y EN EL CASO DE QUE ESTO OCURRA SE REMOVERA CON SOLVENTES QUE NO DEJEN RESIDUOS GRASOS.

- I) EN RESUMEN, SIEMPRE DEBERA DE GARANTIZARSE LA ADHERENCIA ENTRE EL ACERO DE REFUERZO Y EL CONCRETO.

DOBLADO DE VARILLAS.

- A) CON EL OBJETO DE PROPORCIONAR AL ACERO LA FORMA QUE FIJE EL PROYECTO, LAS VARILLAS DE REFUERZO DE CUALQUIER DIAMETRO SE DOBLARAN EN FRIO.
- B) CUANDO EXPRESAMENTE LO AUTORICE EL INSTITUTO, LAS VARILLAS PODRAN DOBLARSE EN CALIENTE, Y EN ESTE CASO, LA TEMPERATURA NO EXCEDERA DE 200°C. LA CUAL SE DETERMINARA POR MEDIO DE LAPICES DEL TIPO DE FUSION. SE EXIGIRA QUE EL ENFRIAMIENTO SEA LENTO, RESULTADO DEL PROCESO NATURAL, DERIVADO DE LA PERDIDA DE CALOR POR EXPOSICION AL MEDIO AMBIENTE.
- C) NO SE PERMITIRA EL CALENTAMIENTO DE VARILLAS TORCIDAS O ESTIRADAS EN FRIO,.

GANCHOS Y DOBLECES:

A MENOS QUE EL PROYECTO Y/O EL INSTITUTO INDIQUEN OTRA COSA, LOS DOBLECES Y GANCHOS DE ANCLAJE SE SUJETARAN A LAS DISPOSICIONES DEL A.C.I., DEBIENDO CUMPLIR ADEMÁS CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- A) EN ESTRIBOS, LOS DOBLECES SE HARAN ALREDEDOR DE UN PERNO QUE TENGA UN DIAMETRO IGUAL O MAYOR A DOS VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.
- B) LOS GANCHOS DE ANCLAJE DEBERAN HACERSE ALREDEDOR DE UN PERNO QUE TENGA UN DIAMETRO IGUAL O MAYOR A SEIS VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.
- C) EN LAS VARILLAS MAYORES DE 2.5 CMS. DE DIAMETRO, LOS GANCHOS DE ANCLAJE DEBERAN HACERSE ALREDEDOR DE UN PERNO IGUAL O MAYOR A OCHO VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.
- D) NO SE PERMITIRA EL REENDEREZADO Y DESDOBLADO DE VARILLA.

JUNTAS DE ACERO DE REFUERZO:

- A) TODAS LAS JUNTAS EN EL ACERO DE REFUERZO SE HARAN POR MEDIO DE TRASLAPES CON UNA LONGITUD IGUAL A 40 DIAMETROS DE LAS VARILLAS EMPALMADAS, SALVO INDICACION EN CONTRARIO.
- B) LOS EMPALMES NO DEBERAN HACERSE EN LAS SECCIONES DE MAXIMO ESFUERZO, SALVO A JUICIO DEL INSTITUTO SE TOMEN LAS PRECAUCIONES DEBIDAS, TALES COMO AUMENTAR LA LONGITUD DE TRASLAPE O USAR COMO REFUERZO ADICIONAL HELICES O ESTRIBOS ALREDEDOR DEL MISMO, EN TODA SU LONGITUD.
- C) EN CASO QUE SE ESPECIFIQUEN JUNTAS SOLDADAS O TOPE, ESTAS SE EFECTUARAN DE ACUERDO CON LAS NORMAS DE LA AMERICAN WELDING SOCIETY, Y DE

TAL MANERA QUE SEAN SIEMPRE CAPACES DE DESARROLLAR UN ESFUERZO A LA TENSION IGUAL AL 125% DE LA RESISTENCIA DE FLUENCIA ESPECIFICA PARA EL ACERO DE REFUERZO EN EL PROYECTO. ESTAS CAPACIDADES SERAN CONTROLADAS POR MEDIO DE LAS PRUEBAS FISICAS Y RADIOGRAFICAS QUE EL INSTITUTO SEÑALE.

- D) LA SOLDADURA DE LOS ELEMENTOS DEBERA EFECTUARSE DE ACUERDO CON LO INDICADO EN EL CROQUIS ADJUNTO.
- E) NO DEBERA TRASLAPARSE O SOLDARSE MAS DEL 50% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- F) LAS JUNTAS EN UNA MISMA BARRA NO PODRAN ESTAR MAS CERCANAS DE OTRA DE UNA LONGITUD EQUIVALENTE A 40 METROS, MIDIENDOSE ESTA ENTRE LOS EXTREMOS MAS PROXIMOS DE LAS VARILLAS.

COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO:

- A) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA COLOCARSE Y MANTENERSE FIRMEMENTE DURANTE EL COLADO EN LAS POSICIONES, FORMA, LONGITUDES, SEPARACIONES Y AREA QUE FIJE EL PROYECTO.
- B) LA DISTANCIA MINIMA DE CENTRO A CENTRO ENTRE DOS VARILLAS PARALELAS DEBE SER DE 2½ VECES SU DIAMETRO SI SE TRATA DE SECCIONES CIRCULARES, Ó 3 VECES LA DIMENSION DIAGONAL SI SE TRATA DE SECCION CUADRANGULAR. EN TODO CASO, LA SEPARACION DE LAS VARILLAS NO DEBERA SER MENOR DE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO, DEBIENDOSE DEJAR UN ESPACIO APROPIADO CON EL OBJETO DE QUE PUEDA PASAR EL VIBRADOR A TRAVES DE ELLAS. LAS VARILLAS PARALELAS A LA SUPERFICIE EXTERIOR DE UN MIEMBRO QUEDARAN PROTEGIDAS POR RECUBRIMIENTO DE CONCRETO, DE ESPESOR NO MENOR A SU DIAMETRO O A SU MAGNITUD DIAGONAL SI SE TRATA DE VARILLAS CUADRADAS, PERO EN NINGUN CASO SERA MENOR DE 2.5 CM. AL COLOCARSE DEBERAN HALLARSE LIBRES DE OXIDACION, TIERRA, ACEITE O CUALQUIER OTRA SUSTANCIA EXTRAÑA, PARA LO CUAL DEBERAN LIMPIARSE SIGUIENDO EL PROCEDIMIENTO QUE INDIQUE EL INSTITUTO.
- C) UNA VEZ QUE ESTE TERMINADO EL ARMADO, EL INSTITUTO PROCEDERA A EFECTUAR LA REVISION CORRESPONDIENTE, SIENDO RESPONSABLE DE SU APROBACION PARA PROCEDER AL COLADO.

TOLERANCIA:

- A) LA SUMA DE LAS DISCREPANCIAS MEDIDAS EN LA DIRECCION DEL REFUERZO CON RELACION AL PROYECTO, EN LAS LOSAS, ZAPATAS, MUROS, CASCARONES, TRABES Y VIGAS, NO SERA MAYOR DE DOS (2) VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA, NI MAS DEL CINCO POR CIENTO (5%) DEL PERALTE EFECTIVO. EN COLUMNAS RIGE LA MISMA TOLERANCIA PERO REFERIDA A LA MISMA DIMENSION DE SU SECCION TRANSVERSAL.
- B) EN LOS EXTREMOS DE LAS TRABES Y VIGAS, LA TOLERANCIA ANTERIOR SE REDUCE A UNA (1) VEZ EL DIAMETRO DE LA VARILLA.

- C) LA POSICION DE REFUERZOS DE ZAPATAS, MUROS, CASCARONES, TRABES Y VIGAS, SERA TAL QUE NO REDUZCA EL PERALTE EFECTIVO "D" EN MAS DE TRES (3) MILIMETROS MAS TRES (3) CENTESIMAS DE "D", NI REDUZCA EL RECUBRIMIENTO EN MAS DE CERO PUNTO CINCO (0.5) CENTIMETROS. EN LAS COLUMNAS RIGE LA MISMA TOLERANCIA PERO REFERIDA A LA MINIMA DIMENSION DE SU SECCION TRANSVERSAL.
- D) LAS DIMENSIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN TRABES, VIGAS Y COLUMNAS, MEDIDAS SEGUN EL EJE DE DICHO REFUERZO, NO EXCEDERAN LAS DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS CINCO (5) CENTESIMAS DE "T", SIENDO "T" LA DIMENSION EN LA DIRECCION EN QUE SE CONSIDERA LA TOLERANCIA; NI SERAN MENORES DE LAS DE PROYECTO EN MAS DE TRES (3) MILIMETROS MAS TRES (3) CENTESIMOS DE "T".
- E) EL ESPESOR DEL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO EN CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL, NO DIFERIRA DEL PROYECTO EN MAS DE CINCO (5) CENTIMETROS.
- F) LA SEPARACION DEL ACERO DE REFUERZO EN LOSAS, ZAPATAS, MUROS Y CASCARONES, RESPETANDO EL NUMERO DE VARILLAS EN UNA FAJA DE UN (1) METRO DE ANCHO, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS UN (1) DECIMO DE "S" SIENDO "S" LA SEPARACION FIJADA.
- G) LA SEPARACION DEL ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y VIGAS, CONSIDERANDO LOS TRASLAPES, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS DIEZ POR CIENTO (10%) DE DICHA SEPARACION, PERO SIEMPRE RESPETANDO EL NUMERO DE VARILLAS Y SU DIAMETRO, Y DE TAL MANERA QUE PERMITA PASAR EL AGREGADO GRUESO.
- H) LA SEPARACION DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS DIEZ POR CIENTO (10%) DE DICHA SEPARACION.

MEDICION PARA FINES DE PAGO.

- A) SE HARA TOMANDO COMO UNIDAD EL KILOGRAMO. SE CALCULARA CON LOS PESOS DEL REFUERZO POR UNIDAD DE LONGITUD QUE ESPECIFIQUE EL FABRICANTE, Y LAS DIMENSIONES DEL PROYECTO.
- B) NO SE MEDIRAN LOS DESPERDICIOS, TRASLAPES, GANCHOS, ALAMBRE, SOLDADURA, SILLETAS NI SEPARADORES, YA QUE QUEDAN INCLUIDOS EN EL PRECIO UNITARIO.
- C) SI EL CONTRATISTA, CON AUTORIZACION DEL INSTITUTO SUSTITUYE ACERO DE LA SECCION INDICADA EN EL PROYECTO POR OTRO DE DIFERENTE SECCION Y AREA EQUIVALENTE O MAYOR, SE MEDIRA SOLAMENTE EL PESO DEL ACERO DE REFUERZO INDICADO EN EL PROYECTO.

VARILLAS REDondas

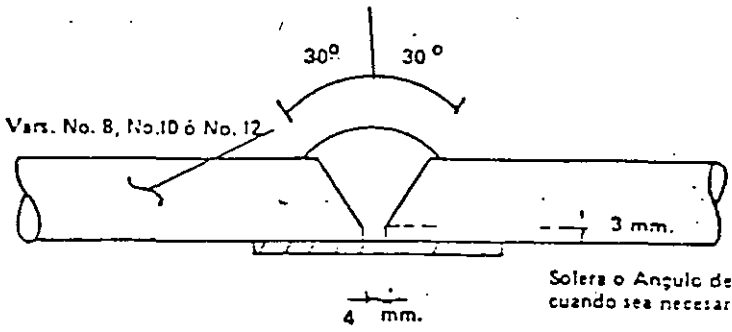
Tabla de Areas, Perimetros y Pesos de Varillas Redondas

Vs. No.	Diámetro nominal		Area en cm ²	Perimetro en cm	Peso por metro en kg	Peso por varilla en kg	No. de varillas por atado	Peso por atado en kg	No. de varillas por tonelada
	m m	pulg							
2.5	7.9	5/16	0.49	2.48	0.384	4.60	15	69.00	217
3	9.5	3/8	0.71	2.98	0.557	6.68	10	66.80	150
4	12.7	1/2	1.27	3.99	0.996	11.95	5	59.75	84
5	15.9	5/8	1.99	5.00	1.560	18.72	4	74.88	53
6	19.1	3/4	2.87	6.00	2.250	27.00	3	81.00	37
7	22.2	7/8	3.87	6.87	3.034	36.40	2	72.80	27
8	25.4	1	5.07	7.98	3.975	47.70	1	47.70	21
10	31.8	1-1/4	7.94	9.99	6.225	74.70	1	74.70	13
12	38.1	1-1/2	11.40	11.97	8.938	107.25	1	107.25	10

UNIONES A TOPE CON SOLDADURA DE PENETRACION

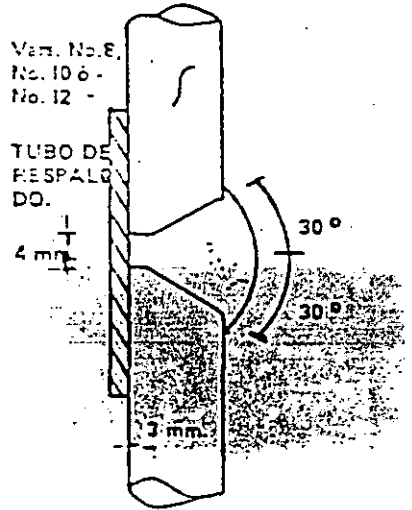
UNIONES A TOPE CON SOLDADURA DE PENETRACION

ACERO DE REFUERZO: $F_y = 4000 \text{ Kicm}^2$
 TIPO DE ELECTRODO: E 60 XX



Solera o Angulo de respaldo cuando sea necesario ponerlo.

JUNTA O TOPE ENTRE VARS' No. 8, No. 10 ó No. 12 EN POSICION HORIZONTAL O INCLINADA.

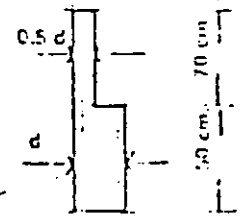


Dimensión de solera de respaldo
 placa de 2" x 2" y 1/4" de material
 A-7 ó A-36

Dimensión de Angulo de Respaldo
 L° 1 1/4" x 1 1/4" x 3/16" x 5" Vars. No. 8
 L° 1 1/2" x 1 1/2" x 1/4" x 5" para Vars. No. 10 y No. 12
 Todos en material A-7 ó A-36

Dimensión de tubo de respaldo
 $d = 1 1/4"$ para Vars. No. 8
 $d = 1 1/2"$ para Vars. No. 10
 $d = 1 3/4"$ para Vars. No. 12

$d =$ Diámetro del Tubo



TUBO DE RESPALDO

JUNTA A TOPE ENTRE VARS' No. 8, No. 10 ó No. 12 EN POSICION VERTICAL



LABORATORIO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION, S.A.

CALLE No. 22 SAN PEDRO DE LOS PINOS MEXICO J. D.F.
TEL. 516-25-63

157

PRUEBAS EN VARILLAS DE ACERO PARA REFUERZO HOJA 2 DE 2

271/13.

MUESTREADAS EN: PATRIOTISMO Y SAN ANTONIO	INTERESADO O CONSTRUCTOR: COSTO RACIONAL ASESORES, S.A.	FECHA DE MUESTREO: 31-OCT-1968-68
MUESTREADAS POR: L.A.H.C.O.	FABRICANTE: IYLSA - 42.	FECHA DE PRUEBA: 3-NOVIEMBRE-68

IDENTIFICACION				PRUEBA DE TENSION							PRUEBA DE DOBLADO			PRUEBA DE CORRUGACION		
No ENSAYO	DIAMETRO NOMINAL	MARCA	GRADO	PESO POR METRO	AREA	LIMITE ELASTICO	CARGA MAXIMA	ESFUERZO EN EL LIMITE ELASTICO	ESFUERZO MAXIMO	POR CIENTO DE ALARGAMIENTO	PRUEBA DE DOBLADO (GRADOS MANDRIL)	SEPARACION DE CORRUGACIONES	AREA DE CORRUGACIONES	ANCHO DE COSTAS		
MUESTRA No				Kg/m	cm ²	Kg	Kg	Kg/cm ²	Kg/cm ²	(% en 20 cm)		mm	cm ²	cm		
FEU-15	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	550	0.70	3,750	5,400	5,201	7,070	12.0	180° 4D	5.5	0.3	1.4		
-16	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	535	0.69	3,700	5,500	5,211	7,746	10.0	180° 4D	5.9	1.0	1.4		
-17	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	542	0.69	4,000	6,125	5,633	8,626	11.5	180° 4D	5.6	1.0	1.5		
-18	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	531	0.67	3,775	5,575	5,316	7,852	12.0	180° 4D	5.9	0.9	1.3		
-19	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	545	0.69	3,975	6,100	5,593	8,501	10.0	180° 4D	5.5	0.0	1.5		
-20	9.5 mm 3/8"	IYLSA	42	570	0.72	3,900	5,800	5,492	8,189	10.5	180° 4D	5.5	0.3	1.0		
				540				4,200	6,300	9.0	180° 4D	6.7	0.4	3.7		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		max.	min.	max.		

Observaciones:

MEMBER OF
ASOCIACION NACIONAL DE
LABORATORIOS INDEPENDIENTES AL
SERVICIO DE LA CONSTRUCCION AC

LABORATORIO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION, S.A.

A.C. 83



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

M O D U L O : I I

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

SECRETARIA DE COMERCIO Y FOMENTO INDUSTRIAL



**SECRETARIA DE COMERCIO
Y
FOMENTO INDUSTRIAL**

NORMA OFICIAL MEXICANA

**NOM
B-6-1987**

**"VARILLAS CORRUGADAS Y LISAS DE ACERO, PRO-
CEDENTES DE LINGOTE O PALANQUILLA, PARA -
REFUERZO DE CONCRETO".**

**"DEFORMED AND PLAIN BILLET-OR INGOT STEEL -
BARS FOR CONCRETE REINFORMENT".**

DIRECCION GENERAL DE NORMAS

P R E F A C I O

En la elaboración de esta norma participaron las siguientes empresas e instituciones:

ACEROS DE JALISCO, S.A.

ACEROS SAN LUIS, S.A.

ALTOS HORNOS DE MEXICO, S.A.

CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL HIERRO Y DEL ACERO

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

CORRUGADOS Y PERFILES COMERCIALES, S.A. DE C.V.

DEACERO, S.A. DE C.V.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DEL I.P.N.

FUNDICIONES DE HIERRO Y ACERO, S.A.

HYLSA, S.A.

INDUSTRIA MILITAR

INDUSTRIAS NYLBO, S.A.

INSTITUTO DE FISICA DE LA UNAM

INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM

INSTITUTO DE SEGURIDAD Y SERVICIOS SOCIALES DE LOS TRABAJADORES DEL ESTADO

INSTITUTO MEXICANO DE INVESTIGACIONES SIDERURGICAS

INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO

METALURGICA VERACRUZANA, S.A.

ORVI CONSTRUCCIONES, S.A. DE C.V.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

SECRETARIA DE MARINA

SIDERURGICA DE YUCATAN, S.A.

SIDERURGICA LAZARO CABDENAS LAS TRUCHAS, S.A.

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, A.C.



NORMA OFICIAL MEXICANA
"VARILLAS CORRUGADAS Y LISAS DE ACERO
PROCEDENTES DE LINGOTE O PALANQUILLA
PARA REFUERZO DE CONCRETO".

NOM
 B-6-1987

DEFORMED AND PLAIN BILLET OR INGOT STEEL
BARs FOR CONCRETE REINFORCEMENT

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

1.1 Esta Norma Oficial Mexicana establece los requisitos que deben cumplir las varillas corrugadas y lisas de acero, de los grados 30 y 42, para refuerzo de concreto, procedentes de lingote o palanquilla de coladas identificadas.

1.2 Las varillas lisas con diámetro hasta 31.8 mm en tramos cortados o en rollos, cuando se especifiquen para juntas de traslape, espirales y estribos o apoyos, deben fabricarse bajo esta norma en los grados 30 y 42.

1.3 La soldabilidad del acero no forma parte de esta norma.

1.4 Se incluyen requisitos suplementarios los cuales deben especificarse cuando se requieran propiedades mecánicas restringidas.

2 REFERENCIAS

Esta norma se complementa con las siguientes Normas Oficiales Mexicanas vigentes:

- NOM-B-1 "Métodos de análisis químico para determinar la composición de aceros y fundiciones".
- NOM-B-113 "Prueba de doblado para productos de acero".
- NOM-B-172 "Métodos de prueba mecánicos para productos de acero".
- NOM-B-434 "Método de prueba para determinar el peso unitario y el área transversal de las varillas lisas y corrugadas para refuerzo de concreto".

Prohibida su reproducción sin autorización de la Dirección General de Normas

084 - CFI - 107 / V. 4 - 27

Referencias

La Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial aprobó la presente Norma con tal publicación en el Diario Oficial de la Federación el

Revisión sucesiva:
 Esta norma cancela la la NOM-B-6-1983

3 DEFINICIONES

3.1 Varilla corrugada

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

3.2 Varilla lisa

Varilla de acero desprovista de rebordes o salientes, o que teniéndolos, no cumple con las especificaciones de corrugación.

4 CLASIFICACION Y DESIGNACION

4.1 Clasificación

Las varillas objeto de esta norma, se clasifican conforme a su límite de fluencia mínimo, en dos grados.

<u>Grado</u>	<u>Límite de fluencia mínimo en N/mm² (kgf/mm²)</u>
30	294 (30)
42	412 (42)

4.2 Designación

En la designación de las varillas deben indicarse, como mínimo, los siguientes datos para describirlas adecuadamente.

- a) Cantidad (en kilogramos o metros)
- b) Número y nombre de esta norma
- c) Número de designación (véase tabla 1)
- d) Corrugadas o lisas
- e) Grado
- f) Rollo, recta o doblada
- g) Requisitos suplementarios si se requieren, por acuerdo previo entre fabricante y comprador (véase 6).

Un ejemplo para la designación es como sigue: 4000 kg de varillas corrugadas procedentes de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto, número 8, 3 m de largo, en atados, grado 30 NOM-B-6.

5. ESPECIFICACIONES

5.1 Obtención del acero

El acero para la fabricación de las varillas debe obtenerse por uno de los siguientes procesos: horno de hogar abierto, convertidor básico al oxígeno u horno de arco eléctrico.

5.1.1 Material

Las varillas deben laminarse a partir de lingotes o palanquillas procedentes de coladas identificadas.

5.2 Composición química

5.2.1 Análisis de colada

5.2.1.1 En el análisis de colada, el contenido de fósforo en el acero no debe exceder de 0.05%.

5.2.2 Análisis de producto

5.2.2.1 En el análisis de producto, el contenido de fósforo en el acero no debe exceder de 0.0625 %.

5.3 Dimensiones y tolerancias

En la tabla 1 se establece: el diámetro, el área de la sección transversal, la masa y el perímetro correspondiente a cada uno de los números de designación de las varillas.

5.3.1 Corrugaciones

Las corrugaciones deben estar distribuidas uniformemente en la varilla. Las corrugaciones en el lado opuesto de la varilla deben ser similares en tamaño y forma.

Las corrugaciones deben estar colocadas de manera que formen un ángulo no menor de 45° con respecto al eje de la varilla.

Los requisitos de corrugación para varillas corrugadas no son aplicables a las lisas.

TABLA 1.-Números de designación, masas y dimensiones nominales y requisitos de corrugación para las varillas para refuerzo de concreto (a).

Número de designación (b)	Masa (c) nominal, en kg/m	Dimensiones nominales (a)			Requisitos de corrugación		
		Diámetro, en mm	Area de la sección transversal, en mm ²	Perímetro, en mm	Espaciamiento máximo, promedio, en mm	Altura mínima, promedio, en mm	Distancia máxima entre extremos de corrugaciones transversales (cuerda), en mm.
2	0.248	6.4	32	20.0	4.5	0.2	2.4
2.5	0.384	7.9	49	24.8	5.6	0.3	3.0
3	0.560	9.5	71	29.8	6.7	0.4	3.6
4	0.994	12.7	127	39.9	8.9	0.5	4.9
5	1.552	15.9	198	50.0	11.1	0.7	6.1
6	2.235	19.0	285	60.0	13.3	1.0	7.3
7	3.042	22.2	388	69.7	15.5	1.1	8.5
8	3.973	25.4	507	79.8	17.8	1.3	9.7
9	5.033	28.6	642	89.8	20.0	1.4	10.9
10	6.225	31.8	794	99.9	22.3	1.6	12.2
11	7.503	34.9	957	109.8	24.4	1.7	13.4
12	8.938	38.1	1140	119.7	26.7	1.9	14.6

- 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.
- b) El número de designación de las varillas corrugadas corresponde al número de octavos de pulgada de su diámetro nominal.
- c) El término masa en esta norma ha substituido al término peso, usado erróneamente para representar cantidades de materia que contienen los cuerpos (expresadas en kilogramos, gramos, toneladas, etc.).

5.3.2 Espaciamiento

El espaciamiento medio o la distancia entre corrugaciones sobre cada lado de la varilla, no debe exceder de siete décimas de su diámetro nominal.

La longitud total de las corrugaciones debe ser tal, que la separación entre los extremos de las mismas, sobre lados opuestos de la varilla, no sea mayor de 12.5% de su perímetro nominal. Cuando los extremos terminen en una costilla longitudinal, el ancho de la costilla debe considerarse como tal separación.

Cuando existan más de dos costillas longitudinales, el ancho total de todas no debe exceder del 25% del perímetro nominal de la varilla. Este perímetro debe ser 3.14 veces el diámetro nominal.

El espaciamiento, la altura y separación de las corrugaciones deben cumplir con los requisitos especificados en la tabla 1.

5.3.3 Tolerancias en masa (peso).

Las tolerancias en masa no deben exceder los límites indicados a continuación.

Tolerancias en masa (a,b)

Diámetro de las varillas, en mm	Lote (c), en menos, en por ciento	Varillas individuales, en menos por ciento
Todos	3.5	6

- a) Para la aplicación de estos valores, deben usarse las masas nominales especificadas en la tabla 1.
- b) Las varillas de refuerzo se clasifican en base a su masa nominal. En ningún caso el exceso de masa de cualquier lote o varilla debe ser causa de rechazo, a menos que por acuerdo previo entre fabricante y comprador se fije un porcentaje determinado.
- c) El término "lote", se refiere a todas las varillas de la misma masa unitaria nominal, que corresponden a una orden de embarque.

NOTA: El término masa en esta norma ha sustituido al término peso, usado erróneamente para representar cantidades de materia que contienen los cuerpos (expresadas en kilogramos, gramos, toneladas, etc.).

5.4 Requisitos mecánicos

5.4.1 Propiedades a la tensión

La varilla debe cumplir con los requisitos de tensión especificados en la tabla 2. Los métodos de prueba se indican en el inciso 8.2.

TABLA 2.- Requisitos de tensión

	Grado 30	Grado 42
Resistencia a la tensión mínima, en N/mm ² (kgf/mm ²)	490 (50)	617 (63)
Límite de fluencia mínimo, en N/mm ² (kgf/mm ²)	294 (30)	412 (42)
Alargamiento mínimo en 200 mm, en %		
Varilla número :		
2, 2.5 y 3	11'	9
4, 5 y 6	11	9
7	11	8
8	10	8
9	9	7
10	8	7
11 y 12	7	7

5.4.2 Requisitos de doblado

Las probetas deben doblarse alrededor de un mandril, sin agrietarse en la parte exterior de la zona doblada. La prueba debe realizarse a temperatura ambiente y en ningún caso a menos de -16°C . Los requisitos que deben cumplirse para el ángulo de doblado y el diámetro de mandril se especifican en la tabla 3.

TABLA 3.- Requisitos de doblado

Número de designación	Diámetro del mandril para pruebas de doblado a 180°	
	Grado 30	Grado 42
2, 2.5, 3, 4 y 5	3 1/2 d	3 1/2 d
6, 7 y 8	5 d	5 d
9 y 10	5 d	7 d
11 y 12	5 d	8 d

NOTA: d = diámetro nominal de la probeta

5.4.3 Varillas lisas

Para la prueba de doblado en varillas lisas, deben aplicarse los requisitos establecidos para el calibre menor, más cercano, de la varilla corrugada.

5.5 Acabado

5.5.1 Las varillas deben estar libres de imperfecciones que afecten su uso.

5.5.2 No deben ser causa de rechazo: escamas, irregularidades o corrosión superficiales, siempre y cuando desaparezcan mediante la limpieza manual con un cepillo de alambre y, la probeta así cepillada, cumpla con los requisitos dimensionales y mecánicos especificados.

5.5.3 Imperfecciones superficiales diferentes a las especificadas en 5.5.2 deben considerarse perjudiciales, cuando las contiene la probeta y, ésta, no cumple ya sea con los requisitos de tensión o doblado.

6 REQUISITOS SUPLEMENTARIOS

6.1 El siguiente requisito es opcional, y solo debe aplicarse cuando se acuerde previamente entre fabricante y comprador, y se especifique en la orden de compra.

6.1.1 Requisitos de tensión

Las varillas deben cumplir con los requisitos de tensión indicados en la tabla 4.

TABLA 4.- Requisitos de tensión (A)

	Grado 30	Grado 42
Resistencia a la tensión, mínima, en N/mm^2 (kgf/mm^2)	490 (50)	550 (56)
Límite de fluencia, mínimo, en N/mm^2 (kgf/mm^2)	294 (30)	415 (42)
Límite de fluencia, máximo, en N/mm^2 (kgf/mm^2)	422 (43)	540 (55)
Alargamiento en 200 mm, mínimo, en %, varilla número:		
2, 2.5, 3	11	9
4, 5, 6	11	9
7	11	8
8	10	8
9	9	7
10	8	7
11 y 12	7	7

NOTA: (A) La relación entre la resistencia a la tensión y el límite de fluencia real no debe ser menor de 1.25.

7 MUESTREO

7.1 El término lote se refiere a todas las varillas de la misma masa unitaria nominal que corresponden a una orden de embarque.

7.2 Análisis químico

7.2.1 Análisis de colada

Debe efectuarse un análisis de colada del acero en muestras tomadas, de preferencia, durante el vaciado.

7.2.2 Análisis de producto

Este análisis debe efectuarse en varillas que representen cada colada de acero.

7.3 Pruebas mecánicas

7.3.1 Debe efectuarse una prueba de tensión y una de doblado por cada tamaño de varilla proveniente de una colada.

7.3.2 Repetición de pruebas

7.3.2.1 Debe permitirse repetir la prueba, si cualquier probeta utilizada en las pruebas de tensión presenta valores menores a los especificados y además una parte de la fractura se presenta fuera del tercio medio de la longitud calibrada, lo cual se indica por las marcas en la probeta, antes de la prueba.

7.3.2.2 Si los resultados de la prueba de tensión no cumplen con los requisitos mínimos especificados y no difieren en más de 14 N/mm^2 (1.4 kgf/mm^2) de la resistencia a la tensión requerida, o no difiere en más de 7 N/mm^2 (0.7 kgf/mm^2) del límite de fluencia requerido, o no difiere del alargamiento requerido en más de dos unidades porcentuales de los valores indicados en la tabla 2, se permite repetir la prueba en dos probetas tomadas al azar del lote que no haya cumplido. Si los resultados de esta repetición de pruebas cumplen con lo indicado, debe aceptarse el lote.

7.3.2.3 Si una prueba de doblado no cumple con los requisitos establecidos por razones que no sean causas mecánicas o defectos de la probeta, como se indica en 7.3.2.4, se permite repetir la prueba en dos probetas tomadas al azar del mismo lote. Debe aceptarse el lote si los resultados obtenidos en estas dos probetas cumplen con lo especificado.

Las repeticiones de prueba deben realizarse a temperatura ambiente, pero a no menos de $16 \text{ }^\circ\text{C}$.

7.3.2.4 Si cualquier probeta no cumple con los requisitos especificados debido a fallas mecánicas tales como: problemas en el equipo de prueba, preparación inadecuada o presenta defectos, debe descartarse y sustituirse por otra del mismo tamaño y de la misma colada.

7.4 Dimensiones

7.4.1 Para requisitos de corrugación

Para que las determinaciones de las características dimensionales de las muestras sean representativas, las mediciones deben efectuarse en puntos seleccionados sobre una varilla por cada diez toneladas o fracción, contenidas en un lote.

8 METODOS DE PRUEBA

8.1 Composición química

Los métodos que deben emplearse para determinar la composición química se indican en la NOM-B-1

8.2 Pruebas mecánicas

8.2.1 Probetas

8.2.1.1 Las probetas para la prueba de tensión, deben ser de la sección completa del material, en su condición de laminado en caliente. Los resultados obtenidos deben compararse con los valores de la tabla 2 ó 4. La longitud calibrada de las probetas debe ser de 200 mm.

Las determinaciones de los esfuerzos unitarios de las probetas deben basarse en las áreas de las secciones transversales nominales de la varilla, indicadas en la tabla 1.

8.2.1.2 Las probetas de doblado deben ser de sección completa en su condición de laminado en caliente.

8.2.2 Pruebas de tensión

8.2.2.1 Límite de fluencia

El límite de fluencia o resistencia de fluencia debe determinarse por uno de los siguientes métodos:

8.2.2.2 Método de la caída de la viga o detención de la aguja indicadora de la máquina de prueba.

8.2.2.3 Cuando el acero no tenga límite de fluencia definido, la fluencia convencional debe determinarse con base en el alargamiento bajo carga, usando un diagrama esfuerzo-deformación unitaria o un extensómetro. El alargamiento bajo carga debe ser 0.5%.

Esta prueba debe efectuarse conforme a lo indicado en la NOM-B-172. Sin embargo, el alargamiento bajo carga debe ser de 0.5% para ambos grados.

8.2.2.4 Podrá usarse cualquier velocidad de prueba que sea conveniente hasta la mitad del esfuerzo de fluencia especificado, después la velocidad de separación de los cabezales se ajusta de manera que no exceda de 13 mm/min. Se mantiene esta velocidad mientras la probeta fluya. Al determinar la resistencia a la tensión, la separación de los cabezales no debe exceder de 102 mm/min. En todos los casos la velocidad mínima de la prueba no debe ser menor de 1/10 de la máxima velocidad especificada para determinar la resistencia de fluencia y de tensión.

8.2.3 Prueba de doblado

Esta prueba debe efectuarse conforme a lo indicado en la NOM-B-113 empleando probetas de suficiente longitud para asegurar un doblado libre; el dispositivo para la prueba debe cumplir con lo siguiente.

- a) Una aplicación continua y uniforme de la fuerza durante toda la operación de doblado.
- b) Movimiento sin restricción de la probeta en los puntos de contacto con el dispositivo de doblado, alrededor de un mandril con rotación libre.
- c) La probeta debe estar en contacto con el mandril durante toda la operación de doblado.

8.3 Determinación de las corrugaciones

8.3.1 Aparatos y equipo

- a) Flexómetro, con aproximación de 1 mm.
- b) Vernier, con aproximación de 0.1 mm.

8.3.2 Procedimiento

8.3.2.1 Espaciamiento

El espaciamiento medio de las corrugaciones transversales, debe determinarse dividiendo una longitud medida en la probeta entre el número de corrugaciones individuales y fracciones de corrugaciones en cualquier lado de la probeta.

La medición del espaciamiento debe efectuarse sobre una zona de la varilla que no contenga marcas, símbolos, letras o números.

La uniformidad de la separación entre las corrugaciones transversales de un lado de las varillas debe considerarse en - - corrugaciones de la misma dirección. En el caso de varillas con corrugaciones transversales en dos direcciones en el mismo lado de la varilla, el espaciamiento promedio ó la distancia entre corrugaciones transversales debe calcularse dividiendo una longitud medida en la probeta entre el número de - - corrugaciones que existan en ese lado de la probeta y en esa longitud, independientemente de su dirección.

g.3.2.2 Longitud medida en la probeta

La longitud medida en la probeta debe considerarse como la - distancia desde un punto sobre una corrugación a otro punto correspondiente a otra corrugación en el mismo lado de la varilla.

8.3.2.3 Altura

La altura media de las corrugaciones debe determinarse a partir de mediciones realizadas en no menos de dos corrugaciones típicas; las determinaciones deben basarse en tres mediciones por corrugación, una en el centro de la longitud total y las otras dos en puntos a la cuarta parte de la longitud total.

9 MARCADO Y EMBALAJE

9.1 Marcado

9.1.1 El marcado de las varillas puede hacerse conforme a lo indicado en 9.1.2 ó 9.1.3, deben separarse adecuadamente y etiquetarse con el número de identificación de colada o de prueba.

9.1.2 Las varillas corrugadas suministradas conforme a esta norma deben identificarse con números, letras y/o símbolos realzados que indiquen los siguientes datos:

- a) Correspondencia con esta norma, con la letra "N". Cuando la varilla cumpla con el requisito suplementario indicado en 6, debe marcarse con la letra "L", que también implica la correspondencia con esta norma.
- b) Marca del fabricante (letra o símbolo)
- c) Número correspondiente a la designación de la varilla según tabla 1.
- d) Número que indique el grado de la varilla (30 ó 42)

NOTA: Las varillas lisas no requieren el marcado

9.1.3 Como opción, las varillas pueden marcarse por medio de corrugas (véase figura 1) que signifiquen los datos indicados en el inciso 9.1.2; excepto que la marca del fabricante siempre debe marcarse con letra.

Las empresas que opten por este sistema de marcado deben registrar ante la Dirección General de Normas la letra que las identifique.

9.2 Embalaje

El tipo de embalaje debe acordarse entre fabricante y comprador; pudiendo emplearse, para este caso, la especificación indicada en el apéndice A1.

10 INSPECCION

El inspector que representa al comprador debe tener libre acceso, mientras se procesa el material objeto del contrato, a todas las partes de la fábrica relacionadas con la fabricación del material ordenado. El fabricante debe proporcionar al inspector, sin cargo alguno, todas las facilidades razonables para satisfa-

cerlo de que el material se suministra conforme a esta norma. --
A menos que se especifique otra cosa, todas las pruebas e inspección (excepto el análisis de producto), deben efectuarse en la fábrica antes del embarque, y llevarse a cabo de manera tal que no interfieran con el trabajo de la planta.

11 CRITERIO DE ACEPTACION

A menos que se especifique de otra manera, cualquier rechazo basado en pruebas efectuadas conforme a lo indicado en 5.2.2, deben informarse al fabricante, dentro de los 60 días hábiles siguientes al recibo de las muestras por el comprador.

El material que muestre defectos perjudiciales posteriores a su aceptación en la fábrica, debe rechazarse y notificarse al fabricante de dicho rechazo.

Las muestras analizadas conforme a lo indicado en 5.2.2 y que representen material rechazado deben conservarse durante tres semanas a partir de la fecha en que se notifique al fabricante del rechazo. En caso de desacuerdo con los resultados de las pruebas, el fabricante puede apelar dentro de este lapso.

Para rechazar un lote por no cumplir con los requisitos en las corrugaciones, tales como: altura, longitud y espaciamiento, debe demostrarse claramente por determinaciones en el lote, que no se cumple con los requisitos mínimos especificados en el inciso 5.3.1.

No debe efectuarse ningún rechazo sobre la base de mediciones efectuadas en menos de diez corrugaciones adyacentes sobre cada cara de la varilla bajo prueba.

12 APENDICE

A1 Hasta que se elabore la Norma Oficial Mexicana correspondiente, debe consultarse en forma supletoria la especificación siguiente:

A1.1 ASTM-A-700 "Practices for Packaging, Marking, and Loading Methods for Steel Products for Domestic Shipment".

A2 Este apéndice no forma parte de la norma, se indica solo con fines de información para el usuario.

Soldabilidad

Para soldar este tipo de varilla se recomienda aplicar el código AWS D.1.4. "Structural Welding Code Reinforcing Steel".

13 BIBLIOGRAFIA.

- NOM-B-6-1983 "Varillas corrugadas y lisas de acero; procedentes de lingote o palanquilla; para refuerzo de concreto".
- ASTM-A-615-85 "Deformed and plain billet-steel bars for - - concrete reinforcement".



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA

**V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION.
DEL 6 DE JUNIO AL 1 DE JULIO.
MOD. II**

EL CEMENTO EN LA CONSTRUCCION.

ING. VICTOR RODRIGUEZ

1994.

EL CEMENTO
EN LA
CONSTRUCCION

Notas de la plática sobre cemento sostenida por el Ing. Jorge M. Villaseñor en el Seminario sobre Construcción de Estructuras de Concreto efectuado en el Palacio de Minería, del 13 al 17 de Junio de 1994 en México, D.F.

EL CEMENTO EN LA CONSTRUCCION

Introducción.

Sin contar el agua y el aire, es difícil encontrar en la actualidad un producto que el hombre utilice en mayores cantidades que el concreto. El concreto, ese maravilloso material que ha impartido su sello inconfundible a la civilización moderna.

En su forma más simple el concreto está constituido por tres componentes: agregados, agua y cemento; siendo éste último material el que nos ocupa primordialmente en esta presentación.

Además de los materiales mencionados, para elaborar un buen concreto son necesarios otros dos elementos no menos importantes: una técnica de preparación impecable y un bien definido objetivo de aplicación o uso que se pretenda dar al producto.

Muchas características se pueden inducir mediante el uso de amplia gama de aditivos o de adiciones minerales diversas que existen en el mercado, los cuales actúan física y químicamente sobre los componentes del concreto, en especial sobre el cemento, pero la presente charla se centrará casi en exclusividad en los diferentes tipos de cementantes hidráulicos y su adaptabilidad a los usos específicos más comunes.

El uso específico asignado al concreto, o el entorno al que estará sujeto, ayudan en muchos casos a seleccionar el tipo de cemento más adecuado o recomendable para esa aplicación particular cuando se puede identificar uno o más de las siguientes condicionantes:

- Se requiere una alta resistencia mecánica excepcional.
- El concreto estará en contacto con aguas selenitosas o algún otro ambiente químico agresivo.
- El agregado disponible es potencialmente reactivo a los álcalis del cemento.
- El concreto se destinará a elementos estructurales masivos en donde el aumento de temperatura puede ser significativo para causar tensiones térmicas inaceptables.
- El concreto deberá soportar temperaturas muy elevadas.
- El concreto terminado debe mostrar un color que no se puede obtener con los cementos comunes.

Para poder asociar una exigencia determinada para el concreto con el cemento adecuado para satisfacerla, se pretende hacer una breve exposición de la naturaleza del cemento, en especial la del portland; su constitución, principales características y disponibilidad, particularmente en México.

¿QUE ES EL CEMENTO?

En el ámbito de la construcción se denomina cemento al producto con propiedades adhesivas capaz de aglutinar en una masa dimensionalmente estable a diversos materiales tales como grava, arena, ladrillos, etc. Cuando el endurecimiento del citado producto se puede efectuar bajo el agua, resulta más apropiado el nombre de cementante hidráulico.

Los cementantes hidráulicos están generalmente constituidos por compuestos químicos inorgánicos de estructura cristalina en los cuales predomina el elemento calcio, combinado ya sea con el silicio, en forma de silicatos de calcio característicos de los cementos portland, o con el aluminio, formando aluminatos de calcio los cuales son la base de los cementos llamados de alta alúmina. Fig. 1

Los cementos portland, por sus características particulares y su bajo precio son, con muy amplio margen, los más utilizados en la construcción a nivel mundial y de México; los cementos de alta alúmina y otros no-portland constituyen solamente una pequeña fracción del volumen global de los cementantes hidráulicos utilizados en el orbe.

Existen, por otra parte, algunos materiales afines naturales o artificiales tales como las puzolanas, las escorias de fundición granuladas y las cenizas volantes, los cuales, al ser mezcladas finamente molidas con un cemento portland, modifican o destacan alguna propiedad específica del mismo dando así lugar a nuevos tipos de cemento que se agrupan bajo el calificativo genérico de cementos extendidos o mezclados. Como tales se clasifican el cemento portland puzolana y el de escoria de alto horno, también catalogados como cementos con adiciones activas.

Por último, y también emparentados con el cemento portland, se hayan ciertos tipos de cementos diseñados para usos muy particulares. Entre ellos se pueden citar los cementos petroleros, los cementos de albañilería o morteros, los cementos de fraguado controlado, los cementos hidrófobos, los cementos expansivos, etc.

QUIMICA DEL CEMENTO

Sin pretender profundizar en la materia, se considera útil mencionar que los principales constituyentes de los cementos, puzolanas y escorias son compuestos que contienen los elementos: calcio (Ca), silicio (Si), aluminio (Al), hierro (Fe), oxígeno (O), azufre (S), e hidrógeno (H). En los análisis químicos de estos materiales generalmente se expresan los contenidos de los elementos como porcentaje de sus correspondientes óxidos: CaO (cal), SiO₂ (sílice), Al₂O₃ (alúmina), Fe₂O₃ (óxido férrico), SO₃ (trióxido de azufre), y H₂O (agua). Para simplificar la nomenclatura de fórmulas químicas, en el lenguaje cementero estos óxidos se escriben frecuentemente C, S, A, F, \bar{S} y H respectivamente.

Para lograr una determinada composición química en el cemento, el fabricante analiza y formula las proporciones convenientes de las materias primas necesarias; como resultado obtiene una composición y calidad del producto acordes con el grado de control ejercido en cada uno de los pasos del proceso de elaboración.

El proceso comprende esencialmente la explotación, trituración, dosificación y molienda de un material calcáreo y otro arcilloso, los cuales se combinan en reacción química de alta temperatura en un horno rotatorio. El producto, denominado clinker, sale del horno en forma de nódulos de aspecto pétreo los cuales, al ser molidos a elevada finura con una pequeña cantidad de yeso para controlar el tiempo de fraguado, se convierten finalmente en el cemento portland. Fig. 2.

En la Tabla 1 se muestran con su representación abreviada los compuestos comúnmente encontrados en los cementos portland. Cada uno de estos compuestos y la concentración relativa de los mismos le imparte al cemento características sui géneris.

COMPUESTOS DEL CEMENTO - COMPORTAMIENTO

Todos los compuestos químicos del cemento participan en mayor o menor grado en la hidratación a partir del instante en que se adiciona agua al producto, y son los productos de hidratación los que finalmente le imparten sus propiedades y características finales al concreto. Tabla 2.

Componentes mayores (C_3S , C_2S , C_3A)

El C_3S , el C_2S y el C_3A son los principales responsables de la resistencia del cemento portland, las proporciones de estos compuestos pueden variar considerablemente en la elaboración y el control de las mismas determina el patrón de adquisición de resistencia. En términos generales, el C_3S gobierna las resistencias desde 1 a 28 días y el C_2S manifiesta su efecto después de los 28 días siempre y cuando tenga suficiente agua disponible para su hidratación.

El C_3A contribuye particularmente a la resistencia de 24 horas debido a su rápida hidratación generando considerable calor en la reacción, mismo que acelera con efecto colateral la hidratación del C_3S y C_2S . Por otra parte, el C_3A es particularmente vulnerable al ataque de sulfatos por lo en la norma se limita su concentración a 8% y 5% como máximo en los cementos Tipos II y V respectivamente.

En resumen, en lo que a resistencias mecánicas se refiere, un cemento con elevado contenido de C_3S y C_3A manifestará elevada resistencia temprana, y una alta concentración de C_2S tenderá a elevar la resistencia a edades largas. En lo que corresponde a calor de hidratación, los tres compuestos mencionados contribuyen sensiblemente a la generación del mismo, y el C_3A es además particularmente vulnerable al ataque de sulfatos.

Finalmente, el C_4AF contribuye en forma mínima a la resistencia del cemento, su presencia se explica simplemente porque es útil como fundente para alentar en el clinker la formación de los C_3S y C_2S generadores de resistencia.

Componentes menores (SO_3 , P.I., R.I., Na_2O , K_2O , CaO y MgO libres)

La cantidad de SO_3 en el cemento está usualmente limitada por la norma a un máximo permisible que está relacionado con el contenido de C_3A y la finura para evitar un exceso que pudiera actuar detrimentalmente. La dosificación óptima del componente SO_3 es deseable para la resistencia por lo que el fabricante guarda especial cuidado en su control.

La P.I. (Pérdida por Ignición) constituye generalmente un indicador del contenido de humedad, CO_2 o materia orgánica presente en el cemento y está sujeta a límite máximo por norma. Un incremento irregular en este parámetro puede ser indicio de intemperismo o adulteración del cemento y generalmente se traduce en una disminución en la resistencia.

El R.I. (Residuo insoluble) está también sancionado por la norma, un exceso puede ser indicio de adulteración y conducir también a disminución de resistencias en el cemento.

Una pequeña cantidad de álcalis (Na_2O y K_2O) proveniente de las materias primas está casi siempre presente en el cemento. Los álcalis no tienen una contribución claramente definida en las resistencias; su concentración elevada preocupa principalmente por la llamada "reacción álcali-agregado" y ocasionalmente por su asociación con el fenómeno de eflorescencias.

La cal y magnesia libres (CaO y MgO) forman parte de los componentes menores. Los cementos que contienen tales óxidos en cantidades sensiblemente mayores a lo normal, pueden presentar expansiones detrimentales en la hidratación de estos compuestos. En los cementos modernos rara vez preocupan estos parámetros porque la prueba obligada de expansión a la autoclave garantiza la sanidad del producto.

Características físicas.

Ciertos parámetros físicos tienen un marcado efecto sobre las propiedades del cemento; por ejemplo, el incremento en la finura, asumiendo constantes el resto de parámetros, se refleja positivamente en la resistencia.

El color gris verdoso del cemento está impartido principalmente por el óxido férrico, a mayor contenido más oscuro el color. Algunos cementos especiales en los que se reduce el óxido férrico a ferroso presentan atractivo color ocre claro. Es práctica común añadir al cemento o concreto pigmentos especiales para obtener colores integrales deseados.

CEMENTOS PORTLAND SIMPLES

Atendiendo a su composición química y características particulares, la norma mexicana establece 5 tipos de cementos portland; en la Tabla 3 se muestran los principales rasgos que determinan esta clasificación.

En primer lugar se tiene el cemento Tipo I o normal, diseñado para cubrir un amplio campo de aplicaciones generales en las que no se requiere específicamente ninguna de las características especiales de los otros tipos. Las proporciones de los diferentes compuestos en este cemento han sido diseñadas para mantener un término medio ideal entre resistencias, calor de hidratación y protección al ataque de agentes agresivos. Junto con el cemento portland puzolana o puzolánico, es el de mayor consumo en el país.

Le sigue el cemento Tipo II o de moderado calor de hidratación y moderada resistencia al ataque de sulfatos el cual goza de cierta popularidad debido a esas características. Indicado específicamente para obras o elementos en contacto con agua y para uso en colados en donde el moderado calor de hidratación sea deseable. Las resistencias mecánicas de este cemento son usualmente algo inferiores a las del Tipo I. La demanda y producción de cemento Tipo II son considerablemente menores a las del Tipo I.

El cemento Tipo III o de alta resistencia rápida ha sido diseñado para lograr en el concreto una elevada resistencia a temprana edad inducida generalmente por un incremento en el contenido de C_3S , C_3A y mayor finura. Sin embargo, por razones especiales este tipo tiene poca demanda en México y únicamente se elabora bajo pedido especial.

El mayor precio de este cemento aunado a las elevadas resistencias iniciales del cemento Tipo I comercial, conducen indirectamente a que el constructor prefiera obtener la mayor resistencia incrementando en el concreto la dosificación de cemento normal en lugar de recurrir al Tipo III.

En el cemento Tipo IV, de bajo calor de hidratación, se limita drásticamente el contenido de los compuestos químicos que producen un mayor calor de hidratación, pero al limitarlos, se castiga también la capacidad de generar resistencias mecánicas. Su uso queda restringido a ciertas obras hidráulicas de gran envergadura y, al igual que el cemento Tipo III, en México sólo se elabora bajo pedido especial.

En el cemento Tipo V se ha ajustado la composición para reducir en él el compuesto químico más sensible al ataque de sulfatos disueltos en el agua, tornándolo así más resistente que los demás cementos portland a ese agente agresivo. Este cemento es el ideal para obras que están en contacto con la humedad o el agua, especialmente si existe la presencia de sulfatos. Hay en México cierta demanda para este tipo de cemento por lo que se fabrica regularmente ya que también sirve de base a los cementos petroleros.

Alcalis en el cemento.

Existen ocasiones en que el constructor requiere de un bajo contenido de álcalis, óxidos de sodio y potasio (Na_2O y K_2O), en el cemento. Los álcalis, en presencia de ciertos agregados que contienen sílice amorfa reactiva, pueden llegar a formar en el concreto compuestos expansivos detrimentales en su fase hidratada.

El requerimiento anterior puede adquirir una importancia vital cuando el uso de agregados reactivos es ineludible y se ha demostrado su reactividad en laboratorio en cuyo caso, se recurre a lo que se conoce como cemento de bajo álcali, (menos de 0.6% de álcalis totales como Na_2O). Las normas del cemento portland prevén esta característica como opcional.

CEMENTOS PORTLAND MEZCLADOS

Como ya se indicó con anterioridad, en los cementos extendidos o mezclados, además del clinker y yeso del cemento portland se incorpora en la molienda de acabado un ingrediente reactivo como la puzolana, escoria granulada o ceniza volante. La actividad de estos ingredientes se funda en el principio de la capacidad que tienen para reaccionar con la cal, en presencia de agua, para formar compuestos cementantes.

Se caracterizan estos cementos por una mayor resistencia al ataque de agentes químicos agresivos, una menor generación de calor de hidratación y una impermeabilidad mejorada, independientemente de que coadyuvan a la inhibición de la reacción álcali-agregado. Su desarrollo de resistencia inicial es normalmente algo inferior al del cemento Tipo I pero lo igualan o superan a edades largas. Tabla 4.

En México, la ceniza volante y la escoria se generan en localidades únicas por lo que su uso como extensores no se ha generalizado dejando el campo abierto a las excelentes puzolanas naturales que se encuentran diseminadas en la geografía del país. Aunque no se fabrica regularmente, el cemento de escoria de alto horno cuenta en México con una norma específica, mientras que la ceniza volante queda incluida como puzolana en la norma de cementos portland puzolana.

Los cementos puzolánicos están amparados en México por una norma específica que distingue 2 tipos cuya diferencia esencial estriba en las resistencias mecánicas. Estos cementos pueden elaborarse con cualquiera de los tipos de clinker portland del cual conservan las propiedades que le son inherentes, pero se prefieren el I, II y V. Son, además, perfectamente compatibles con los cementos portland.

Por otra parte, es importante señalar que los cementos portland puzolana han acrecentado su presencia en muchos países, México entre ellos, no solamente por sus características de calidad especiales, sino también en respuesta a necesidades ecológicas y de ahorro de energía.

CEMENTOS ESPECIALES

Además de los cementos portland ya descritos el constructor encuentra en el mercado otros cementos indicados para usos especiales. Los principales representativos se muestran en la Tabla 5.

El cemento blanco se cataloga en la práctica como Tipo I o Tipo III dado que sólo se diferencia de los mismos por su color blanco en lugar de gris, lo cual que se logra a base de reducir en la composición química el contenido de óxido férrico mediante el uso de materias primas seleccionadas. La pequeña demanda de este producto en el mercado nacional se cubre con producción local empleándose principalmente con fines decorativos en la construcción o como materia prima base para pinturas y otros productos del ramo.

Los cementos para pozos petroleros también pueden catalogarse como cementos portland, básicamente de los tipos II y V. Es característico de estos cementos el uso de aditivos para impartirles las propiedades específicas demandadas por sus aplicaciones. Se emplean para sellar los huecos entre el ademe y rocas adyacentes en la perforación de pozos petroleros. En México se elabora una pequeña cantidad de estos cementos los cuales están sujetos a norma especial.

Los cementos de fraguado controlado y los expansivos o de contracción compensada no se elaboran en el país en virtud de su baja demanda recurriéndose a la importación para satisfacer las escasas necesidades.

Un producto que sí cuenta con cierta demanda y popularidad en el país es el mortero, también conocido como cemento de albañilería, producto con especiales características de docilidad y adhesividad diseñado para pegar ladrillos y tabiques, colocar aplanados en muros y paredes, firmes para pisos, amén de otros múltiples usos en donde se prefiere plasticidad y una buena manejabilidad a las resistencias mecánicas del producto.

CEMENTOS DE ALTA ALUMINA

El cemento aluminoso o de alta alúmina se caracteriza por su color oscuro, una alta resistencia mecánica inicial, elevado calor de hidratación y una marcada resistencia al ataque químico; posee además propiedades refractarias.

Se obtiene por la de fusión a elevada temperatura de una mezcla íntima de caliza y bauxita, o sea, de un material calcáreo y otro aluminoso; el producto fundido se vierte en moldes para hacer lingotes los cuales se trituran y reducen a polvo para terminar el producto.

El alto costo de la bauxita y del proceso de producción encarecen el precio de los cementos aluminosos a un grado tal que automáticamente los descarta en la competencia con los cementos portland en el terreno de la construcción. La utilización del cemento aluminoso queda reducida a ciertas aplicaciones especiales en las que se aprovecha ya sea su capacidad refractaria al calor, su alta resistencia inicial y fraguado rápido, o su resistencia al ataque de agentes agresivos, particularmente los ácidos.

La escasez de materias primas adecuadas en el territorio nacional, combinada con la baja demanda del producto, desalientan la producción de cementos aluminosos en México importándose solamente una pequeña cantidad para usos específicos.

COMENTARIO FINAL

Más que una mera relación de características de los cementos, con el presente trabajo se pretende despertar el interés del constructor para racionalizar el uso óptimo de estos productos.

Bibliografia.

DGN C-1-1980

DGN C-2-1986

ASTM C-150-89

ASTM C-595-86

ACI 225R-85

Lea & Desch 1970

Taylor 1964

FIG.1. CEMENTANTES HIDRAULICOS

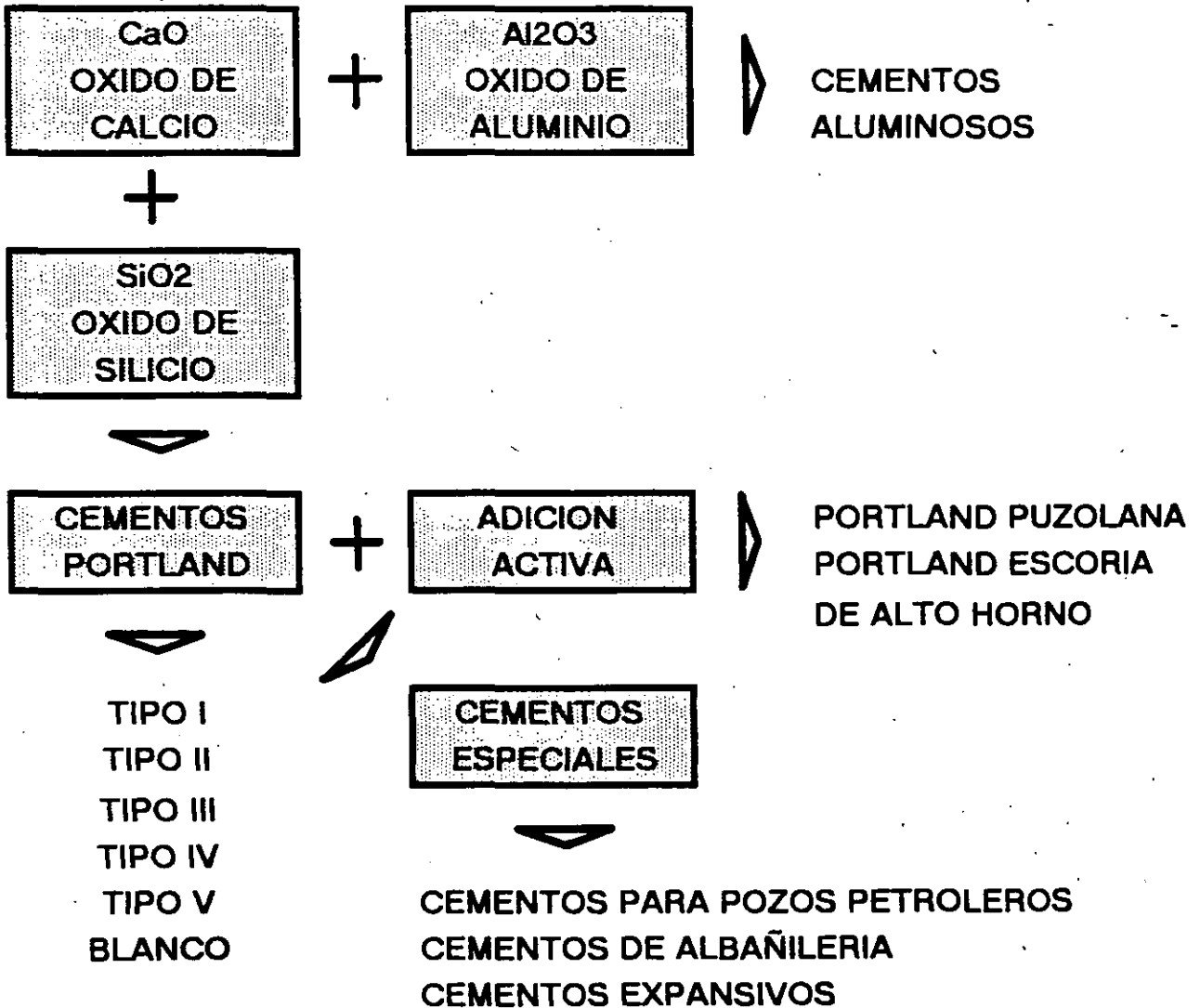
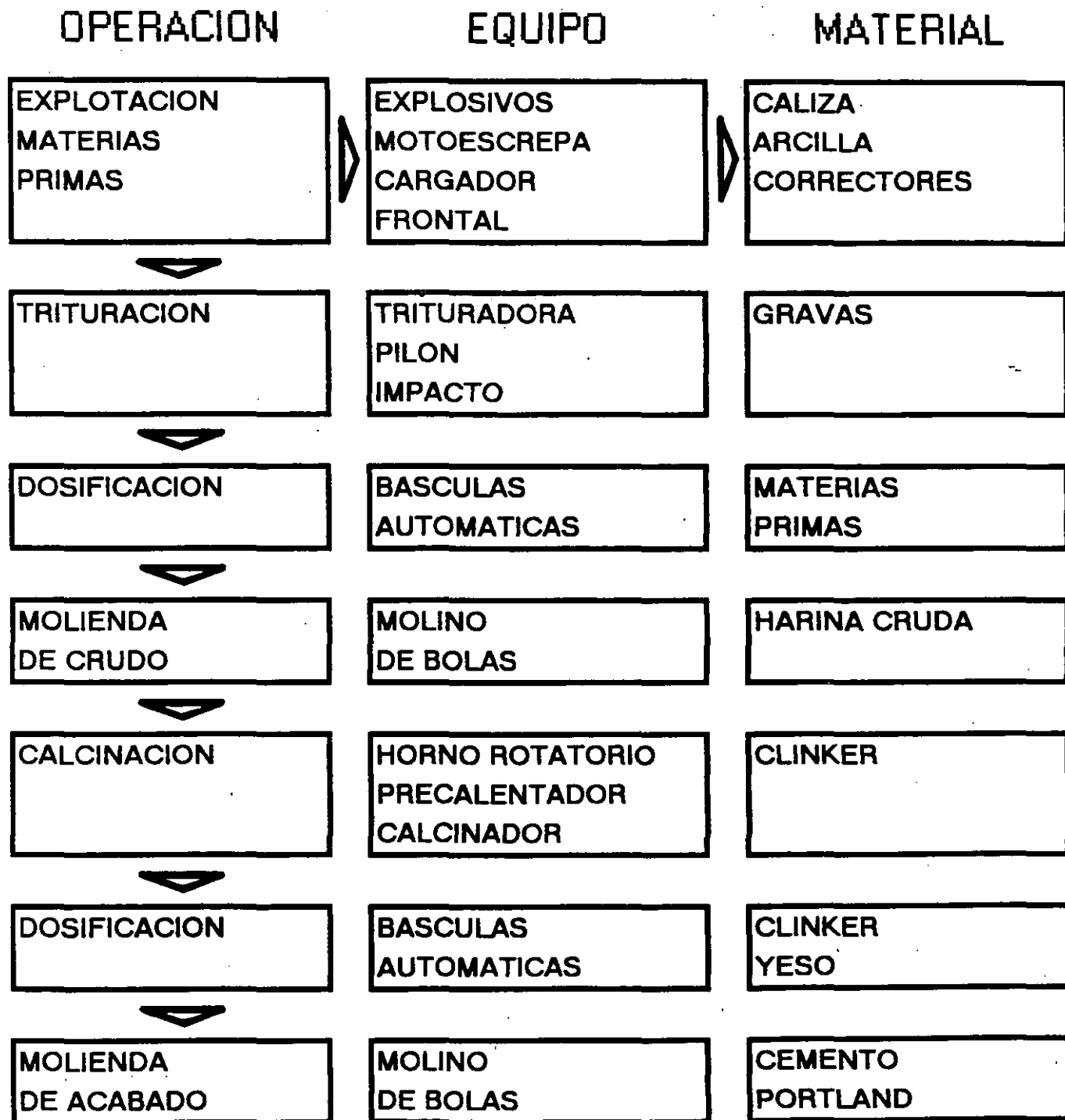


FIG.2 PROCESO DE ELABORACION DEL CEMENTO PORTLAND



**TABLA 1. COMPUESTOS POTENCIALES*
DEL CEMENTO PORTLAND**

FORMULA	NOMBRE	SIMBOLO (abreviado)
$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	Silicato tricálcico	C3S
$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	Silicato dicálcico	C2S
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	Aluminato tricálcico	C3A
$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	Aluminoferrita tetracálcico	C4AF
$2\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	Ferrita dicálcico	C2F
CaO	Oxido de calcio	C
MgO	Oxido de magnesio	M
$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Sulfato de calcio (Yeso)**	$\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$

* En los cementos comerciales, todos los compuestos contienen cantidades significativas de impurezas.

** Añadido al clinker para regular el tiempo de fraguado. Se puede añadir otras formas de sulfato de calcio.

TABLA 2. COMPOSICION APROXIMADA Y ORDEN DE FINURAS EN LOS 5 TIPOS DE CEMENTO PORTLAND

TIPO NMX	Silicato tricálcico (C3S) %	Silicato dicálcico (C2S) %	Aluminato tricálcico (C3A) %	Aluminoferrita tetracálcico C4AF* %	Superficie específica (Blaine) cm ² /g
I	42 - 65	10 - 30	0 - 17	6 - 18	3000 - 4000
II	35 - 60	15 - 35	0 - 8	6 - 18	2800 - 3800
III	45 - 70	10 - 30	0 - 15	6 - 18	4500 - 6000
IV	20 - 30	50 - 55	3 - 6	8 - 15	2800 - 3200
V	40 - 60	15 - 40	0 - 5	16 - 18	2900 - 3500

* El C4AF es en realidad una solución sólida cuya composición puede variar
variar considerablemente de un cemento a otro.

TABLA 3. CARACTERISTICAS DE LOS CEMENTOS PORTLAND

TIPO NMX C-1	DESCRIPCION	CARACTERISTICAS OPCIONALES
I	Uso general	4
II	Uso general, moderado calor de hidratación y moderada resistencia a los sulfatos	1,3
III	Alta resistencia rápida	1, 2, 4
IV	Bajo calor de hidratación	4
V	Alta resistencia a los sulfatos	4

CARACTERISTICAS OPCIONALES

1. Moderada resistencia a los sulfatos: C3A máx. 8 %
2. Alta resistencia a los sulfatos: C3A máx. 5 %
3. Moderado calor de hidratación: Suma de C3S y C3A máx. 58 %
4. Bajo álcali: Máximo de 0.60 % de álcalis expresados como Na₂O

**TABLA 4. CARACTERISTICAS DE LOS
CEMENTOS MEZCLADOS**

TIPO	NOMBRE	PROPORCION DE ADICION		CARACTERISTICAS OPCIONALES
		PUZOLANA Y ESCORIA GRANULADA	ESCORIA GRANULADA	
PORTLAND PUZOLANA	PUZ-1	15 - 40 %		1, 2, 3
PORTLAND PUZOLANA	PUZ-2	15 - 40 %		1, 2, 3
CEMENTO PORTLAND ESCORIA	CEMENTO DE ESCORIA ALTO HORNO		25 - 70 %	

CARACTERISTICAS OPCIONALES

1. Moderada resistencia a los sulfatos: C3A máx. 8 %
2. Alta resistencia a los sulfatos: C3A máx. 5 %
3. Moderado calor de hidratación: Suma de C3S y C3A máx. 58 %

TABLA 5. CEMENTOS ESPECIALES

TIPO	DESCRIPCION O USO
Cemento blanco	Cemento arquitectónico y base para otros productos
Cemento ocre	Uso arquitectónico
Cemento Petrolero	Cementantes hidráulicos para condiciones excepcionales de presión, temperatura y agentes agresivos en perforación petrolera
Cemento de Fraguado controlado	Cuando se necesita un fraguado rápido con incremento moderado de resistencia
Cemento expansivo	Cementos para reparaciones de concreto o para compensar grietas de contracción, demoliciones
Mortero	Para uso en albañilería, pegar tabiques y bloques, aplanados, firmes. NMX específica
Cemento Aluminoso	No-portland, caro, usado en concretos refractarios, o de alta resistencia temprana, o moderadamente resistentes a los ácidos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

TRANSPORTE Y COLOCACION DE CONCRETO

AUTOR: ING. FELIPE DE JESUS GARCIA.

EXP: M.C.I.J.A. TENA COLUNGA

1994.

COLOCACION DE CONCRETO

- CARRETILLAS CONCRETERAS
 - Manuales
 - Semimanuales
 - Motorizadas

- TOLVAS
 - Portátiles o autosuficientes
- BANDA TRANSPORTADORA
 - Alimentadoras o en serie
 - Distribución radial
 - Descarga lateral

- BACHA O BOTE MOVIDO POR GRUA

- BOMBAS DE CONCRETO
 - PISTON
 - NEUMATICO
 - RETACADO

COLOCACION DEL CONCRETO

Se puede escoger un sistema de colocación adecuado según las necesidades y recursos de la obra de que se trate. Este debe ser un buen trabajo ya que si queda mal, una demolición es muy costosa o puede presentarse una falla en el elemento de que se trate. Es tan delicada la colocación que puede nulificar cualquiera de las características del concreto.

Se debe tener en mente que para la colocación del concreto se debe llevar a cabo un sistema adecuado y no el más económico, ya que por mucho ahorro que haya no es comparable con una corrección en el concreto.

Se debe tomar en cuenta para escoger el sistema de colocación la mezcla y las condiciones de la obra.

De la mezcla se debe conocer tamaño máximo de agregado, la relación arena-grava revenimiento, el tipo de cemento, el contenido de aire, el aditivo usado para reducir el contenido de agua o dar cualquier otra característica del concreto. Estos detalles se deben conocer para evitar a toda costa que no se presente el más clásico de los males del concreto, que es la segregación de materiales. Este se presenta generalmente en el punto de descarga de cualquier tipo de transporte que se trate; la segregación que se presenta en una etapa muy difícilmente se elimina en la siguiente, por eso se debe diseñar una mezcla adecuada y vigilar que la descarga sea regular, que ésta se verifique verticalmente y reduciendo la vibración que ocurre en ciertos medios de transporte de concreto.

En algunos transportes de concreto se pierde el mortero o pasta de cemento, debido a la gran superficie de contacto entre concreto y pared del transporte, lo que trae como consecuencia un concreto más duro que presenta mayor dificultad -

para colocarlo y vibrarlo. Debe estar equilibrada la velocidad de colocación con la velocidad de fabricación del concreto para evitar que se presente una junta fría.

El término colocación lo podríamos enunciar como la operación de depositar y acomodar el concreto de una manera tal que se logre el mínimo de vacíos.

El revenimiento que debe tener el concreto debe ser aquel -- que el estructurista haya especificado y no el que el productor del concreto o el fabricante de una máquina, etc., nos fije.

Se debe tener especial cuidado que el concreto quede depositado en el lugar definitivo y no transportarlo con vibradores o por sí solo. La descarga como dijimos anteriormente -- debe ser vertical, el uso de deflectores, trompas de elefante, embudos, etc., es el adecuado para evitar que el concreto se cribe a través del acero de refuerzo, ni debe tener -- grandes alturas de caída para así evitar la segregación.

El concreto debe quedar colocado como una masa homogénea y libre de porosidades, para realizar ésto, es indispensable -- tener el mayor de los cuidados para evitar problemas.

De una buena colocación depende: que no se desplace la cimbra ni el acero de refuerzo del lugar donde debe quedar, lograr una buena adherencia entre las diferentes capas en que se va colocando el concreto, que se eliminen las grietas debidas al encogimiento de dicha masa, y dejar una buena apariencia.

FORMA DE DEPOSITAR

En este depósito debe ser siempre por capas horizontales - - cercanas a su localización final para que cuando fluya el concreto por la aplicación de vibradores se evite la segregación, consolidación y planos inclinados débiles. La altura de cada capa depende del tipo de trabajo, pero generalmente son de 15 a 30 cms..

Colocar una capa sobre otra hace que el concreto sea más uniforme y se debe buscar que el concreto -para quedar capa sobre capa- esté en un estado plástico para que la adherencia sea mayor.

Cuando se hace un corte de colado el concreto nuevo debe lanzarse contra el colado previo para lograr una buena adherencia en dicha junta de colados. Cuando se trate de un elemento inclinado se debe ir colocando el concreto de abajo hacia arriba para que lo que va fraguado pueda sostener las capas altas.

El colocar concreto debe programarse para realizarse lo más rápidamente posible y en capas que puedan vibrarse lo suficiente. Es recomendable avanzar un colado de los extremos -- hacia el centro.

En columnas muy altas se debe abrir ventanas que pueden ser a la mitad del tramo de colado de dicha columna y por la que se debe vaciar el concreto e introducir el vibrador para lograr un buen depósito del concreto. Cuando se abren ventanas en muros tiene sus inconvenientes que pueden ser que el concreto se desplace sobre sí mismo y se produzca la segregación; una solución sería: abrir varias ventanas por el lado que no es aparente el muro, pero un inconveniente es el volver a cerrar las ventanas y que generalmente sale la lechada por las juntas de éstas.

L L U V I A

Cuando ésta se presente, una solución es cubrir los elementos colados y el concreto que se va a colar y esperar a que pase la lluvia. Otras soluciones son: si la lluvia ya ha -- empezado se fija el corte del colado, si se continúa el colado en la lluvia se hará concreto con menor revenimiento, hay que evitar los encharcamientos drenándolos convenientemente, cubriendo el área de trabajo con lonas o plásticos, otra sería inclinar la su perficie del concreto para drenar el agua y como último, siendo una emergencia, suspender el colado -- aunque se desperdicie el concreto y hacer una junta de colado, que demoler una parte por baja resistencia.

Si llueve constantemente se dispondrá una estructura móvil - para cubrir el área de colado.

SISTEMAS ESPECIALES DE COLOCACION

- CONCRETO LANZADO
- COLOCACION DE CONCRETO BAJO EL AGUA
- CONCRETO PREEMPACADO
- CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO
- BLOQUES DE CONCRETO PARA ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS
- COLOCACION DE CONCRETO EN CLIMA FRIO
- COLOCACION DE CONCRETO EN CLIMA CALIENTE

- - 7

CONCRETO LANZADO

MEZCLADO SECO

DE ALTA VELOCIDAD

DE BAJA VELOCIDAD

MEZCLADO HUMEDO

VENTAJAS

- MAS ECONOMICO (EN ALGUNOS CASOS)
- PERMEABILIDAD (POR SU COMPACTACION)
- GRAN ADHERENCIA
- BAJA RELACION AGUA-CEMENTO (MAYOR RESISTENCIA)

DESVENTAJAS

- COSTO (GENERALMENTE MAS ALTO)
- MAYOR DESPERDICIO (REBOTE)

CAMPOS DE APLICACION

- COMO IMPERMEABILIZANTE
- CONTRA INFILTRACIONES
- ESTABILIZACION DE TALUDES
- REPARACION DE ESTRUCTURAS
- REVESTIMIENTO DE CANALES DE RIEGO
- ETC.

CONCRETO LANZADO

CONCRETO LANZADO.

Es un concreto con agregados finos y mortero, conducido por un ducto y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie determinada. El concreto proyectado en forma de chorro contra la superficie de trabajo se impacta y compacta contra la misma, obteniéndose un concreto con excelentes características; dentro de las que destacan su excelente adherencia con la mayoría de los materiales, su permeabilidad (por el alto grado de compactación que registra), además de contar con todas las cualidades de un concreto colocado por métodos convencionales.

Su sencilla implementación estimula su uso en un gran número de construcciones y reparaciones hasta en las áreas más inaccesibles; resultando en ocasiones ser un concreto más económico que el convencional, debido al ahorro en cimbra, mano de obra, uso de pequeñas plantas portátiles de mezclado, mayor velocidad de colocación, etc..

MEZCLADO SECO.

Procedimiento de lanzado que cumple con una serie de pasos que se refieren a continuación:

- i) Mezcla de cemento y arena (mezcla seca).
- ii) Se introduce la mezcla seca en un recipiente o receptor llamado lanzador.
- iii) Un distribuidor o sistema alimentador dentro de la lanzadora, introduce a la mezcla en la tubería de descarga, siempre ayudada por aire a presión.
- iv) Cementos y arena son conducidos por el ducto a presión, y descargados a una boquilla especial, en donde se unen íntimamente agua y mezcla seca; el agua llega a la boquilla por presión, y con un múltiple perforado atomiza a la mezcla.

v) La mezcla ya hidratada sale de la boquilla para ser --
proyectada sobre la superficie de trabajo.

DE ALTA VELOCIDAD.

Se consigue esta alta velocidad de salida de concreto, con -
una combinación de altas presiones de aire, mangueras de po-
co diámetro y pequeñas boquillas, de manera tal que, las ve-
locidades de impacto sean mayores (aproximadamente 90 a 120
m/seg.), consiguiéndose un concreto excelentemente bien - -
adherido y compactado. Dadas sus características, este tipo
de lanzadoras son de baja capacidad.

DE BAJA VELOCIDAD

El proceso de mezclado seco de baja velocidad, se genera --
ocupando una lanzadora de gran rendimiento, boquillas amplias
y grandes tramos de tubería. El concreto resultante de este
tipo de sistema de lanzado, cumple con cierta eficiencia -
con las características requeridas en un concreto lanzado, -
como son, la baja relación agua-cemento, adecuada compacta--
ción, etc.; pero no se logra la misma compactación que la --
alta velocidad consigue. Dentro de cierto rango, cualquier
máquina lanzadora podrá adaptarse a las necesidades y tipo -
de concreto lanzado requerido; modificando el tamaño de man-
gueras y boquilla, variar la presión, etc..

MEZCLADO HUMEDO.

Este tipo de lanzadoras se reduce a un bombeo de alta veloci-
dad, en donde no se obtienen las propiedades específicas de
la colocación natural de un mortero, teniendo deficiencias
en su compactación. Son lanzadoras de gran capacidad comun-
mente, e impulsan el concreto (mezcla húmeda) por medio de -
aire a presión, de un depósito premezclador a el ducto de --
transporte, hasta desembocar en la boquilla.

PROPIEDADES

Propiedades como la adherencia a un gran número de materiales, gran resistencia y baja permeabilidad aún en secciones delgadas (y las encontradas en el concreto normal), hacen al concreto lanzado un material de mucha aplicación práctica; - incrementándose sus beneficios, si es planeado y supervisado adecuadamente.

La inmejorable compactación, la baja relación agua-cemento, hacen que el concreto obtenido mediante este método, aumente notoriamente su resistencia hasta en un 30% en comparación - con los obtenidos por los métodos tradicionales. Son comunes resistencias para este tipo de concretos de entre 200 a 500 kg/cm², dependiendo de las condiciones para cada caso, - consiguiendo resistencias de 700 kg/cm² ó más, con el uso de lanzadoras de mezclas secas de alta velocidad.

La adherencia con el concreto mismo, por parte del concreto lanzado, en una superficie previamente limpiada, humedecida y hecha áspera, será el de un lodo denso y cohesivo que penetra irregularmente en dicha superficie. Posteriormente el - concreto se mantiene adherido por efectos combinados de cohesión, succión e intrusión; ocurrido lo anterior, la mezcla - en el lugar reacciona químicamente uniéndose con la superficie de concreto donde fue lanzada.



DISEÑO DE MEZCLAS

Los diseños de mezclas para concreto lanzado son actualmente encontrados empíricamente, pero es importante hacer notar -- que los mejores concretos se aseguran con arenas bien gradua das. En la siguiente tabla, se presentan diferentes valores para la dosificación de un concreto con fines de lanzado, y sirven como guía. Se observa que en la columna de la mezcla resultante in situ, los efectos que el rebote tiene sobre el material ya colocado, encontrando un concreto más rico en ce mento pero menos económico; es entonces importante cuantifi car y controlar el porcentaje de rebote in situ, a partir de las condiciones de trabajo, tales como: materiales, experien cia del operador, etc..

Usos.	Mezcla por volumen.	Mezcla por peso.	Mezcla resul tante in situ (por peso)	Resistencia al nima a compresión (28 días) (kg/cm ²).
Recubrimientos de sección gruesa.	1:6.5	1:6.0	1:4.1	210
	1:5.5	1:5.0	1:3.6	240
	1:5.0	1:4.5	1:3.5	260
Universal.	1:4.5	1:4.0	1:3.2	280
Alta resistencia.	1:4.0	1:3.5	1:2.8	310
	1:3.4	1:3.0	1:2.0	420
Solo aplicaciones refrac tarias normales.	1:2.2	1:2.0	1:1.2	420

El fenómeno de rebote, se presenta en mayor o menor medida - en el uso del concreto lanzado, y se entiende como el mate rial que no se adherió ni compactó sobre la superficie de -- trabajo retenido por la cimbra, el refuerzo o el mismo con creto, salpicándose fuera del área de colocación. La totali dad del material de rebote lo constituyen los agregados y se presenta en mayor proporción, cuando se trabaja con seccio nes delgadas; en secciones más gruesas este fenómeno dismi nuirá por el trabajo de colchón que representa el concreto.

Los porcentajes de material de rebote varían dependiendo de: la habilidad del lanzador, del tipo de superficie, eficiencia de hidratación, relación agua-cemento, granulometría, -- velocidad en boquilla, ángulo y distancia de impacto, espesor de la sección. Es evidente que el analizar, controlar y corregir cada uno de estos factores, redundará en una mayor eficiencia y economía en la colocación de un concreto -- por lanzado.

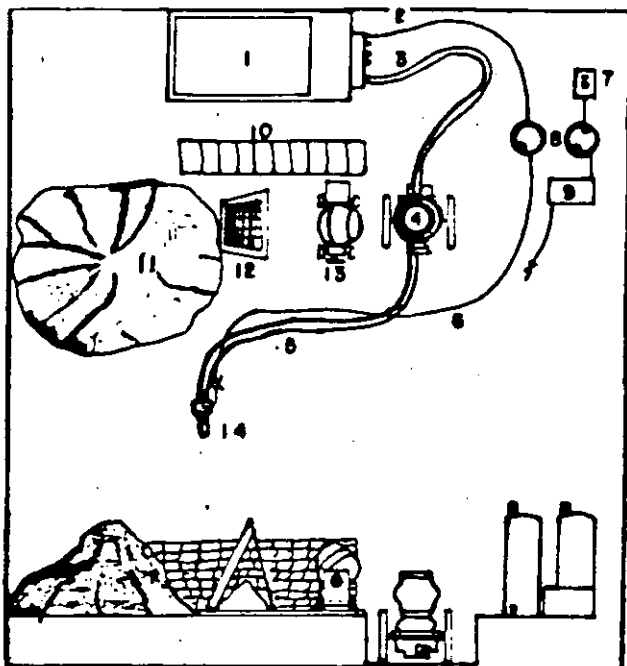
ADITIVOS.

En algunos casos es conveniente emplearlos. El aditivo espumante reduce la tensión superficial de la mezcla, haciéndola más humectante; consiguiendo reducir la cantidad de rebote -- de material. También existen aditivos colorantes para acabados, impermeabilizantes, etc. que resaltan o mejoran las características del concreto.

E Q U I P O

PLANTA.

Llamamos planta a los medios con que se suministra a la máquina lanzadora, el agua, el aire a presión y los materiales en cantidades y proporción adecuados. La distribución de -- una pequeña planta para lanzar concreto se muestra a continuación.



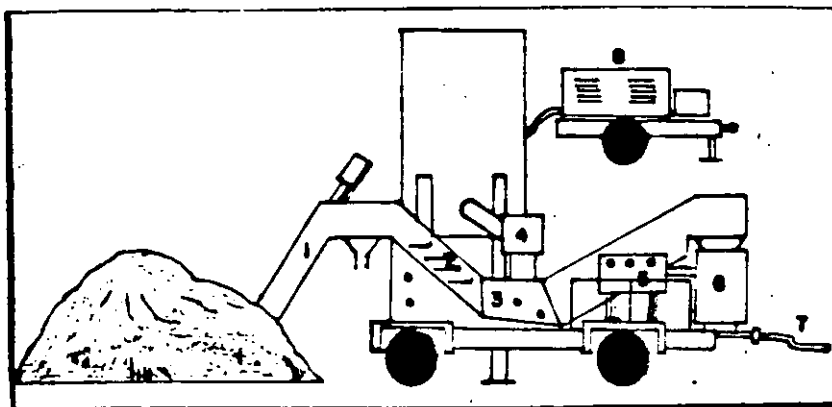
- 1.- Compresor de aire.
- 2.- Manguera $\varnothing=20$ mm. (aire).
- 3.- Manguera $\varnothing=50$ mm. (aire).
- 4.- Máquina lanzadora.
- 5.- Manguera con material $\varnothing=30$ a 50 mm.
- 6.- Manguera $\varnothing=20$ mm. (agua).
- 7.- Alimentación de agua.
- 8.- Tanques de alta presión.
- 9.- Bomba de agua.
- 10.- Cemento.
- 11.- Arena.
- 12.- Cribadora.

FIGURA IV.5.

Nota: Los diámetros mostrados son solo válidos para el ejemplo.

Los números 7, 8 y 9 se presentan como otra alternativa para el suministro de agua.

Es común que para plantas de gran rendimiento, la misma planta se integre a la lanzadora para facilitar sus operaciones y permitir una movilidad constante (ver sig. figura).



- 1.- Elevador de arena.
- 2.- Secador de arena.
- 3.- Mezclador dosificador continuo.
- 4.- Medidor automático de cemento.
- 5.- Consola del operador.
- 6.- Lanzadora.
- 7.- Manguera de salida de material.
- 8.- Compresor móvil.

El abastecimiento de mezcla (mezcla seca o húmeda), es suministrada a mano o con camiones ojala según sea el caso.

a) ABASTECIMIENTO DE AIRE

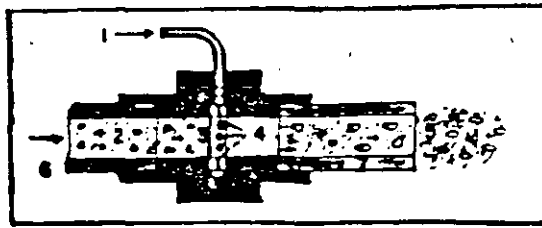
El aire por usar deberá estar libre de aceite y seco, por lo que, los equipos cuentan con secadores para tal fin, pero en ambientes muy húmedos son imprescindibles secadores adicionales; el aire seco permitirá regular la humedad en la mezcla seca, impidiendo la formación de costras de cemento dentro de la línea conductora.

b) ABASTECIMIENTO DE AGUA

Si la línea externa de abastecimiento de agua llega con una presión de no menos de 4.1 kg/cm^2 , podrá conectarse directamente al sistema. En caso de cumplirse con la mínima presión requerida, ésta se dará por medio de una bomba de agua contando también con tanques presurizados (ver sig. figura).

BOQUILLA

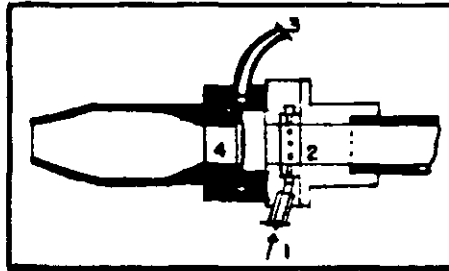
Es en la boquilla donde se dá la hidratación, encontrándose aquí los flujos de material seco y agua para conformar al mortero que a continuación saldrá expulsado al área de trabajo. Toda boquilla cuenta con una entrada especial como conexión que ajusta con la línea de agua, permitiendo el regular su flujo mediante una válvula de paso. En la Fig. 3, se observa el anillo perforado o en algunos casos rondana ranurada, presentando perforaciones radiales para de esta manera suministrar un flujo variable y radial de agua, y atomizar la mezcla con la mayor eficiencia posible (punto 4 de la misma figura). La boquilla tipo Boulder es más eficiente cuando se trabaja con mangueras de más de 4 cms. de diámetro y se muestra a continuación.



- | | |
|---|--|
| 1.- Entrada de agua. | 4.- Área de hidratación. |
| 2.- Mezcla suspendida en corriente de aire. | 5.- Mezcla proyectada por la boquilla. |
| 3.- Anillo perforado para salida de agua. | 6.- Manguera de material. |
| | 7.- Punta de boquilla de hule y desmontable. |

FIGURA IV.7.

La boquilla tipo impulsor (fig. 8) es una innovación que permite una mayor eficiencia de hidratación, además de dar mayor velocidad de salida a el concreto; pero se necesita de un suministro adicional de aire a presión que aumentará su costo de operación. En general para los concretos lanzados por el procedimiento de alta velocidad no es conveniente el uso de boquillas especiales.



- | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| 1.- Entrada de agua. | 3.- Entrada de aire a alta presión. |
| 2.- Conjunto normal de boquilla. | 4.- Orificios. |

FIGURA IV.8.

La punta de cualquier boquilla es la zona donde se da la uniformidad al chorro de concreto para obtener los mejores resultados, y donde se presenta el mayor desgaste de esta pieza. La punta de la boquilla generalmente es desmontable del demás cuerpo y se fabrica en hule o recubierta de hule, para facilitar la limpieza y prevenir el desgaste. El hule usado en la boquilla dará una mayor duración y economía a las puntas de boquilla.

LANZADORAS DE CONCRETO

MAQUINAS DE PROYECCION EN SECO

Las máquinas de proyección en seco, son equipos de proyección a rotor de alta capacidad para la aplicación de una mezcla seca sobre alguna superficie húmeda o semihúmeda, y trabajan bajo el principio del transporte neumático. La mezcla (cemento con arena, o con grava y arena), llega de la tolva de carga a través de cámaras de rotor provistas de camisas autolimpiantes a la cámara de descarga y a la tubería de transporte, (de este modo resulta posible elaborar sin dificultad mezclas secas con alta humedad propia, máximo de 6 a 8% sin la menor dificultad). Mediante una corriente de aire controlable, la mezcla se transporta a la boquilla de proyección a través de la manguera de transporte.

El manejo de la máquina es sencillo ya que el operador solo debe dirigir la cabeza de la manguera, abriendo el paso a la mezcla o bien cerrando su salida mediante una palanca localizada en la boquilla del inyector. El chorro de la mezcla se controla dirigiendo su trayectoria y alcance en forma similar al control de chorro de agua en una manguera casera.

La aplicación más amplia de estas máquinas es en trabajos de impermeabilización contra infiltraciones en roca u otro tipo de suelo, en la construcción de galerías, túneles, carreteras, etc..

MAQUINAS UNIVERSALES DE PROYECCION EN SECO Y HUMEDO

Este tipo de máquinas posibilita el paso de la proyección en húmedo a la proyección en seco con el mismo equipo. La capacidad de transporte de estos equipos puede variar entre 3 y 11 m³ en mezclas secas o húmedas por hora.

Entre las partes más importantes de esa máquina se encuentra la tolva de descarga cuya forma geométrica es óptima para la carga de los materiales, un distribuidor que proporciona aire comprimido al conjunto y hace posible la proyección de la mezcla, un motor de propulsión, una bomba hidráulica integrada, un chasis con ruedas que permite el desplazamiento del equipo en la obra, etc..

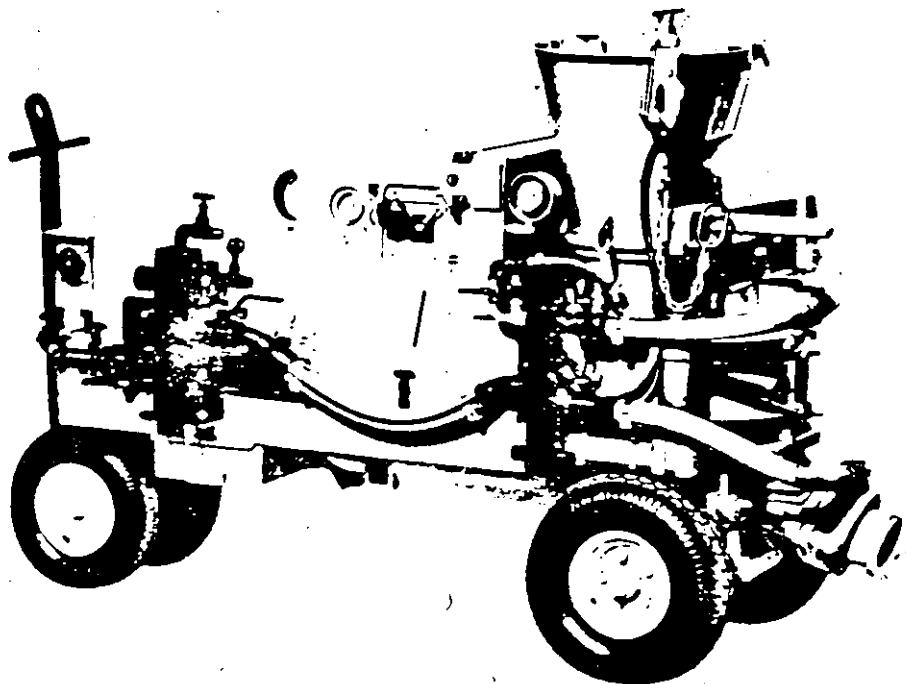
La proyección siempre resulta más favorable cuando a la mezcla húmeda se le incorporan aditivos plastificantes.

El manejo del chorro de la mezcla la realiza el operador del mismo modo que en las máquinas de proyección en seco, es decir maniobrando con la cabeza de la manguera y controlando el flujo mediante una palanca localizada en la boquilla del inyector.

En cada situación es posible trabajar con el procedimiento de proyección más adecuado, ya que en superficies de aplicación algo húmedas, muy húmedas y superficies con muy baja humedad, es posible utilizar la proyección en seco o en húmedo según el criterio del constructor.

El campo de aplicación de estas máquinas es sumamente extenso, y se utiliza en reparaciones de construcción de concreto, en paredes, columnas y vigas que presenten grietas, en reparaciones de mampostería, etc., y en obras de gran magnitud como el revestimiento de túneles, galerías, muros de muelles, revestimiento de canales de riego, en reparación de --

elementos de sustentación de puentes, etc..



MAQUINA UNIVERSAL DE PROYECCION EN SECO Y HUMEDO
DE CONCRETO Y OTRAS MEZCLAS

COLADO BAJO LIQUIDO MEDIANTE EL SISTEMA TREMIE Y SKIP

En muchos aspectos las reglas y recomendaciones para el colado bajo líquido son semejantes para hacerlo en seco. El concreto propiamente mezclado es un material estable con densidad dos veces mayor que la del agua, y una vez puesto no se alterará por el agua a menos que sea sujeto a la agitación o movimiento brusco al colarse.

Como el cemento endurece al reaccionar químicamente, dicho endurecimiento es tan rápido como en seco y su compartamiento es normal. Puede ser colocado con éxito en donde extraer el agua es impráctico o incosteable; la tarea de inspección, así como la de reparación resultan más difíciles y por lo tanto no se acostumbra diseñar estrictamente la mezcla a resistencias a la compresión, siendo la que normalmente se especifica aproximadamente de 210 kg/cm^2 en adelante.

El principio a seguir, es contar con un concreto con suficiente manejabilidad, con el fin de que durante la colocación no se vea afectado por movimientos, de tal modo que no es recomendable colocarlo desde barcasas por los efectos de la marea y agitaciones que se producen, sino que se recomienda colocarlo desde plataformas y con equipos especiales. Se entiende entonces que los colados a que se hace referencia pertenecen al grupo de las obras marítimas, o bien a obras en donde el agua juega un papel decisivo para el proceso constructivo como en puentes. Es conveniente recordar que la manejabilidad del concreto deberá ser tan buena como para evitar la necesidad de utilizar vibradores de concreto para su compactación.

Para la colocación de concreto bajo líquido existen dos métodos comunmente utilizados:

COLADO BAJO LIQUIDO MEDIANTE EL SISTEMA TREMIE

COLADO BAJO LIQUIDO MEDIANTE SKIP

1. Colado bajo líquido mediante el Sistema Tremie.

También conocido por el método del tubo-embudo es la forma más frecuente utilizada para vaciar el concreto bajo agua. Es común que la alimentación se realice por gravedad desde arriba de la superficie del agua, mediante un tubo vertical conectado a una tolva en forma de embudo en la parte superior. El conducto es impermeable de superficie lisa y de diámetro variable, que va desde los 25 hasta los 30 cms.; cuenta también con un tapón de madera, de hule, etc., el cual se emplea durante el inicio de la colocación del concreto evitándole a éste la segregación por agitación.

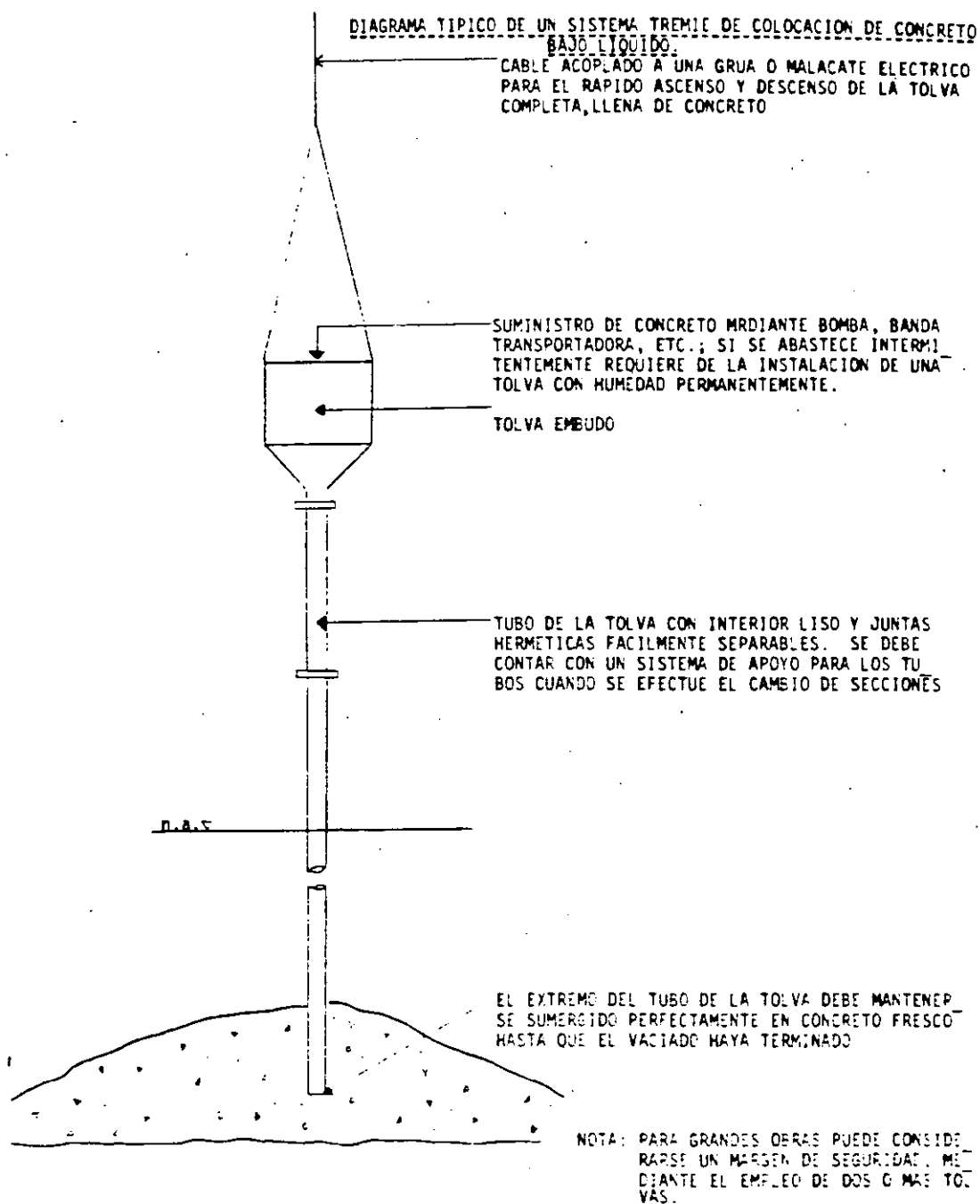
El equipo de levantamiento debe estar continuamente disponible para subir y bajar el tubo mientras se coloca el concreto, así como también las herramientas para tornillos y desatornillar las secciones del tubo.

La mezcla de concreto deberá contar con proporcionamientos tales de los materiales, que permitan un flujo lento por el tubo por gravedad, y sin vibración o ayuda mecánica. Es recomendable que la mezcla cuente con un revenimiento entre 15 y 23 cms. utilizando preferentemente grava de cantos rodados para incrementar la fluidez del concreto por el tubo.

El proceso de colocación se puede resumir a continuación. El tubo embudo se compone de varias secciones que se atornillan entre sí empleando en cada junta un empaque para evitar fugas. El tapón mencionado con anterioridad, es sujetado con un alambre ligero a un extremo del tubo antes de bajarlo e introducirlo en el agua, el alambre se rompe cuando la primera mezcla de concreto es colada.

Lentamente se comienza la colocación con el objeto de reducir al mínimo la socavación del fondo y de este modo asegurar una base estructural adecuada para el concreto, en ocasiones

resulta necesario colocar en el fondo una base roca apropiadamente graduada antes de comenzar el colado.



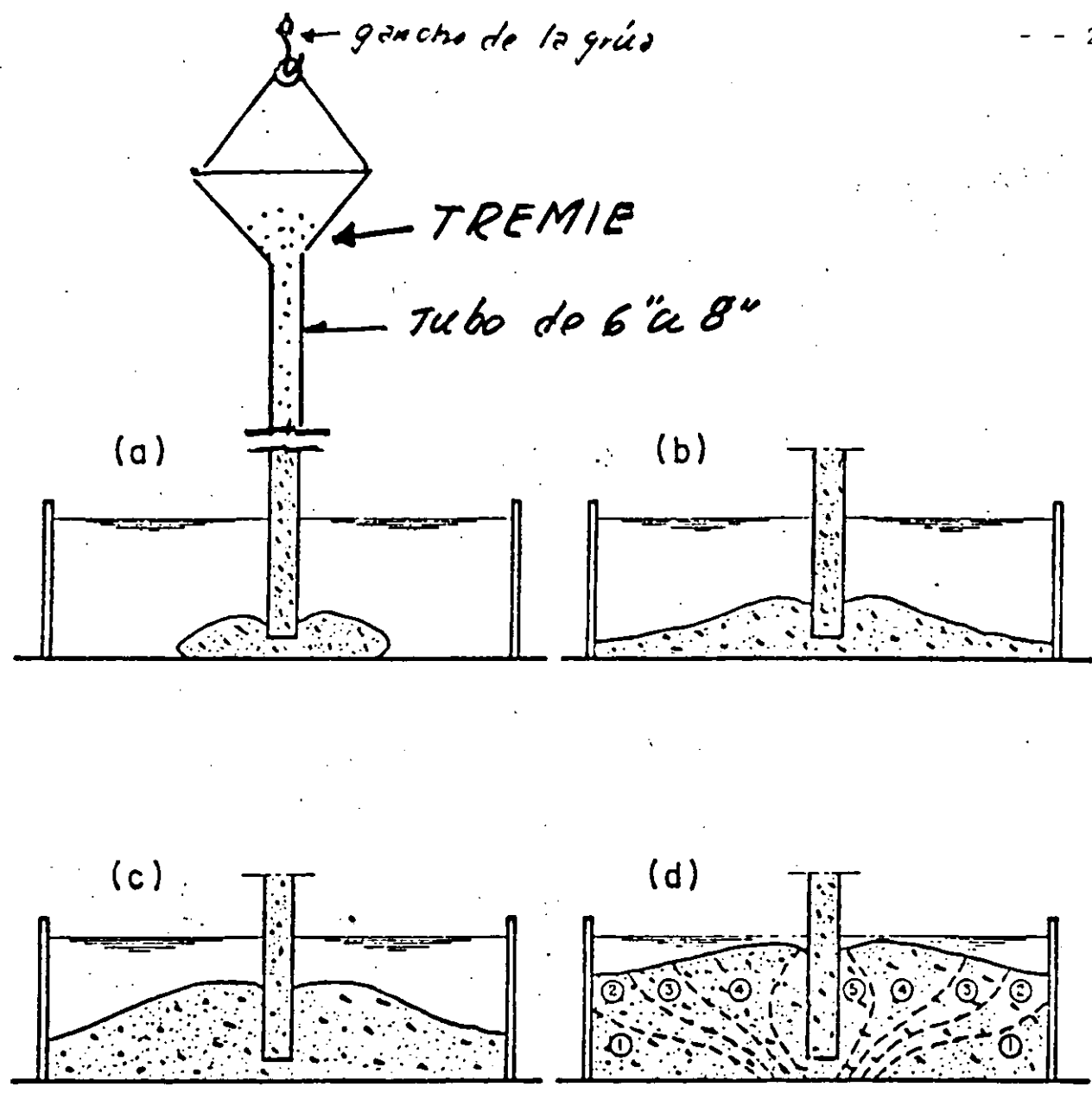
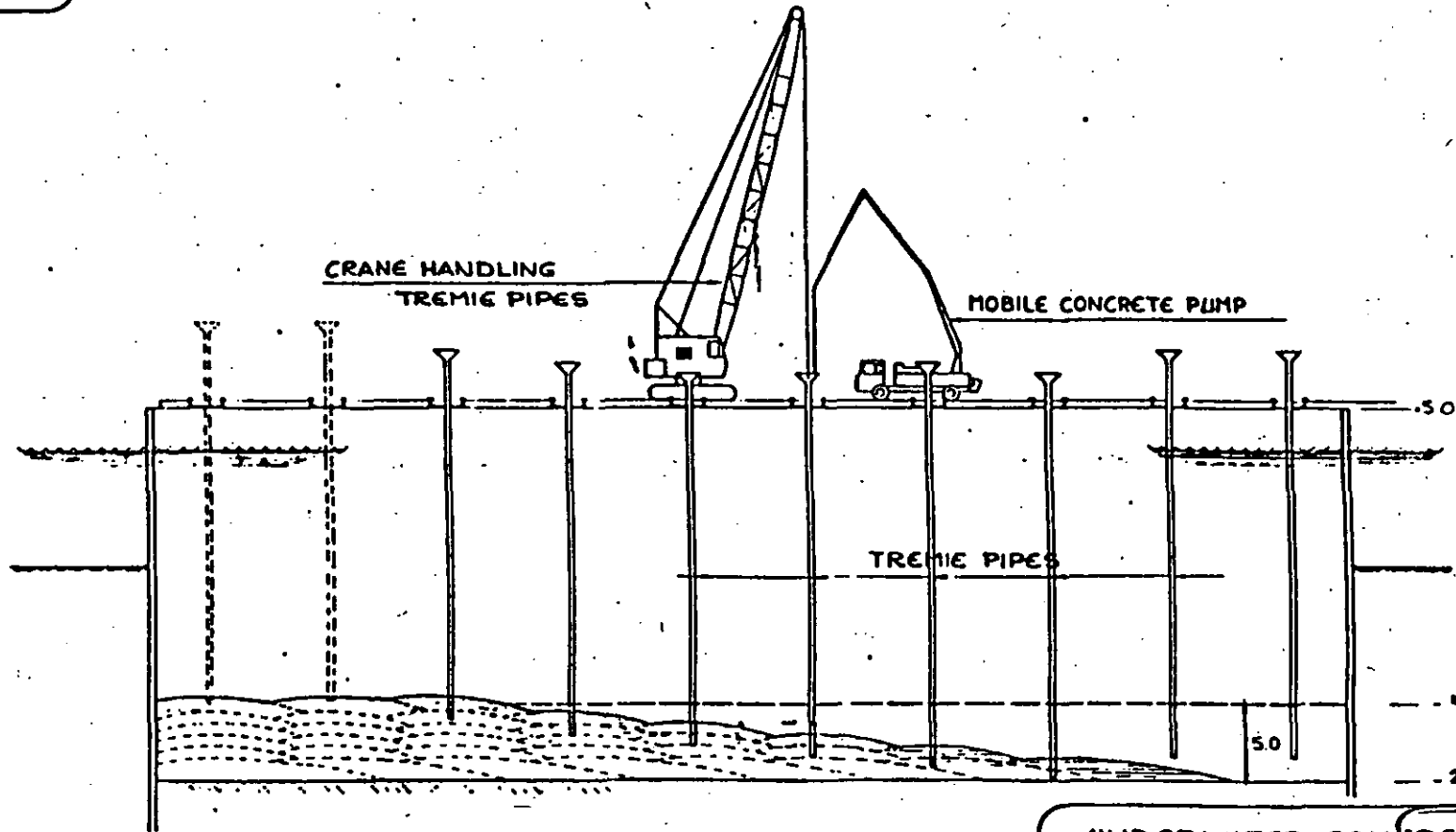
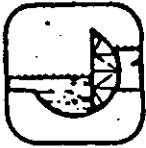


FIG. 1.- MODELOS DE FLUJO PARA LOS COLADOS DE CONCRETO EN EL MOLDE, BAJO EL AGUA.

THAMES BARRIER PROJECT



The piers are founded on a plug of mass concrete, placed when the cofferdam is still flooded. Two rows of 10 or 12 No. tremie pipes, supported on steel platforms spanning the cofferdam are filled by a mobile concrete pump. The specification limits placing to a 2m depth in 24 hours and the concrete was placed progressively at a slope of 1 in 7.

The maximum quantity placed was 8000m³, continuously at approximately

UNDERWATER CONCRETE

Figure 2.

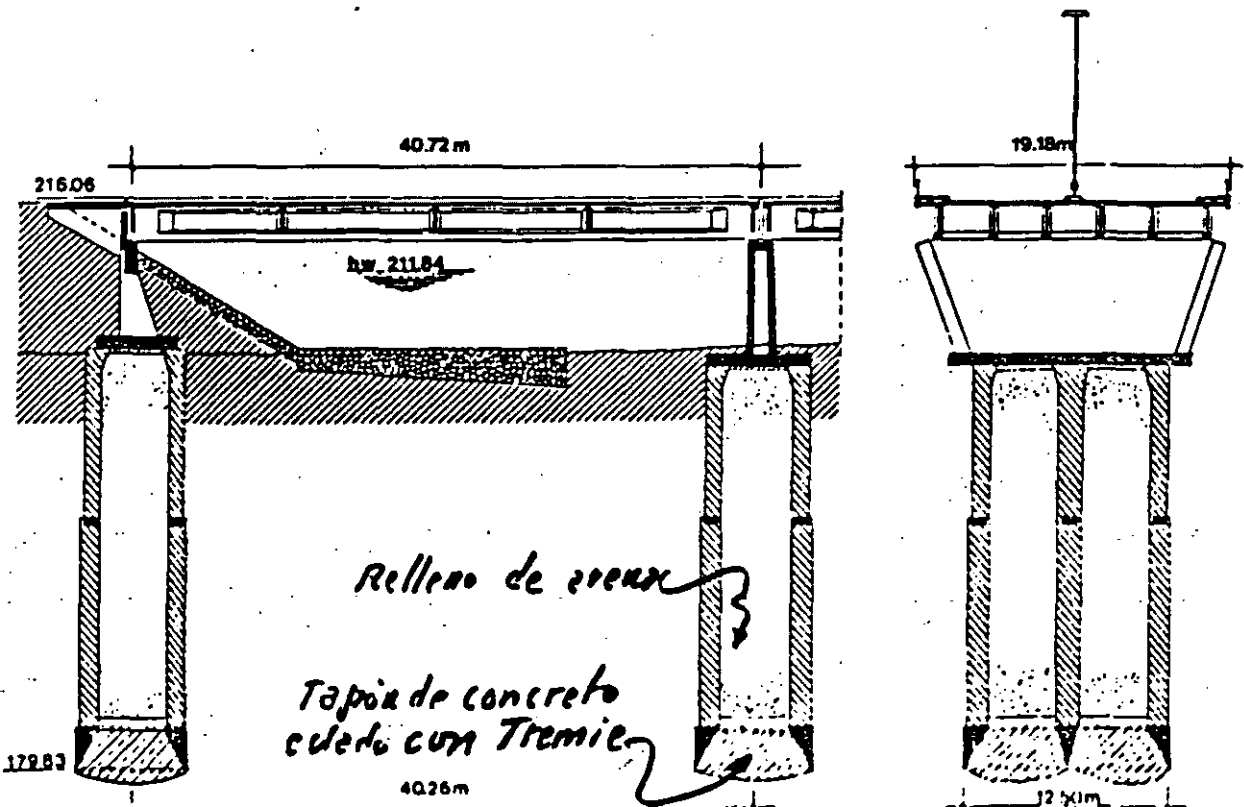
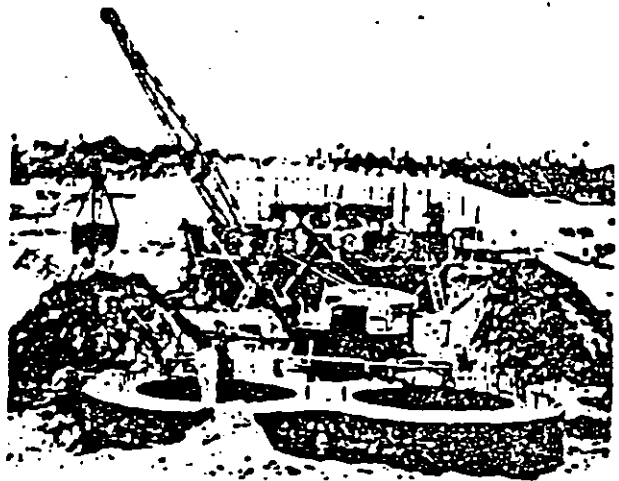
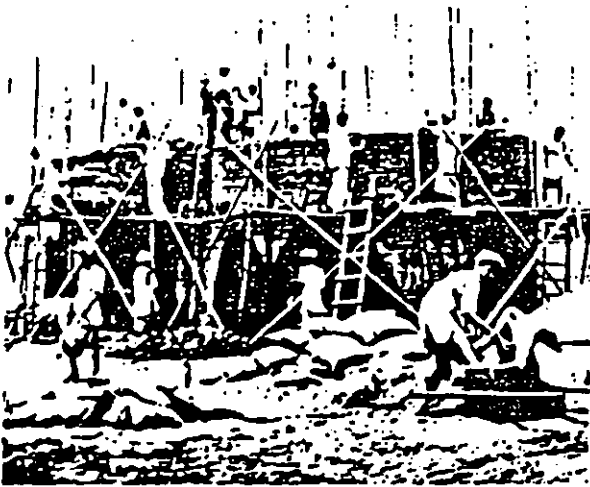
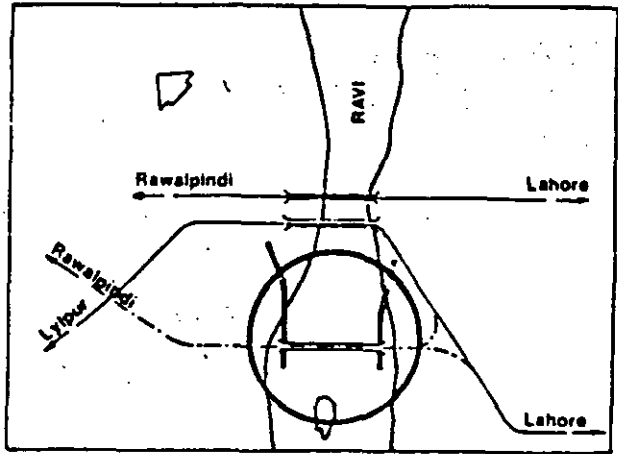
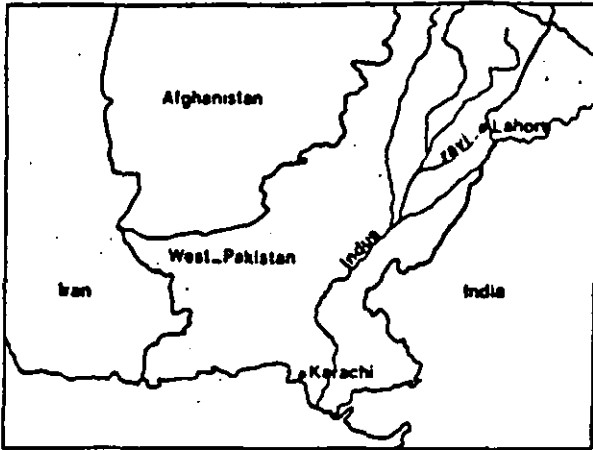


FIG. 2

^o Durante la colocación del concreto, deberá evitarse cualquier movimiento innecesario del tubo con el fin de reducir la formación de natas y bolsas de grava, además si se coloca uniformemente el concreto se evita un asentamiento disparejo de la base.

El flujo deberá mantenerse constante sin interrupciones prolongadas y conforme avance, la operación deberá levantarse el tubo lentamente para lograr buenos resultados en la aplicación del método. El equipo utilizado frecuentemente para el transporte del concreto a la tolva del tubo-embudo, se compone de una grúa con bacha de concreto, una banda transportadora o bien bomba de concreto.

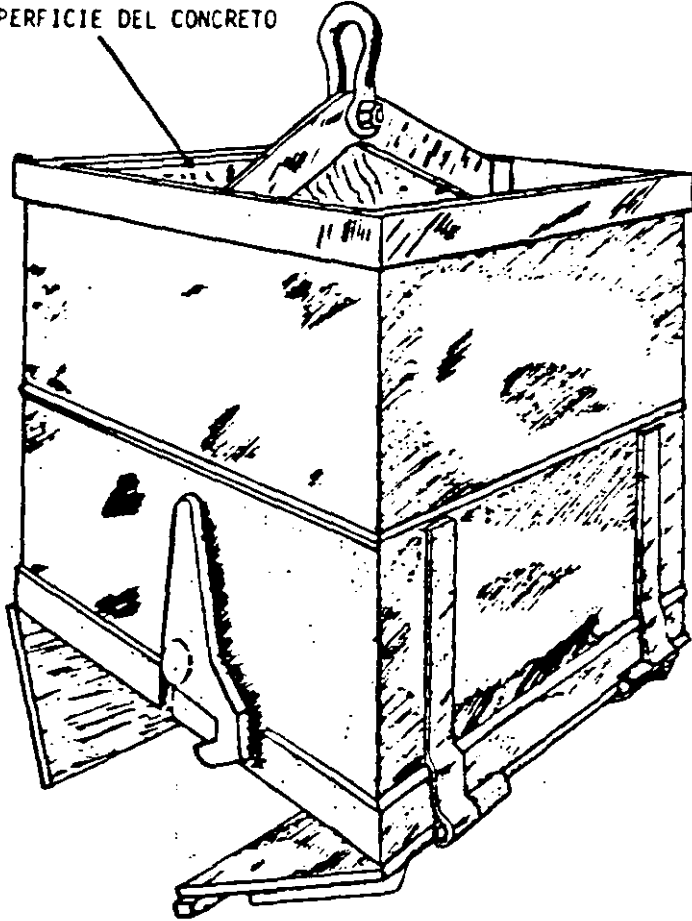
2. Colado bajo líquido mediante Skip.

El skip es una estructura metálica con dos puertas manuales o automáticas que se abren cuando se desea colocar el material, que ha sido vaciado totalmente dentro del mismo por su parte inferior.

Su superficie es lisa y se cubre con una lona una vez que se ha llenado totalmente el skip, y se baja lentamente para evitar la segregación de los materiales componentes del concreto, hasta el punto exacto de la colocación. La movilización del skip se realiza mediante una grúa.

El criterio para seleccionar entre el tubo tremie y el skip, se base en lo económico y en los recursos de maquinaria y mano de obra. Sin embargo cabe mencionar que el skip es más lento, por lo que se acostumbra usar más el sistema tremie para obras que requieren vertidos de concreto continuos y se evitan trabajos en donde muchas repeticiones de pequeños colados hacen al sistema incosteable. El skip es recomendable para trabajos como los antes mencionados, es decir, que resulta muy útil para colados intermitentes y de pequeños volúmenes.

CUBIERTA DE LONA PARA PROTEGER
LA SUPERFICIE DEL CONCRETO



SKIP

CONCRETO DE AGREGADO PRECOLOCADO O PREEMPACADO

Este tipo de concreto se produce en dos etapas. En la primera operación, el agregado grueso se coloca y compacta en las cimbras. Los vacíos entre las partículas, que alcanzan del 30 al 35 por ciento del volumen total del concreto que se va a colocar, se llenan con mortero en la segunda etapa. El concreto con agregado precolocado se conoce también como concreto pre-empacado, concreto de intrusión o concreto inyectado.

Es claro que el agregado de este concreto es del tipo de granulometría escalonada.

El agregado grueso deberá mojarse completamente, o inundarse, antes de que se introduzca el mortero. El mortero se bombea a presión a través de tuberías ranuradas, comenzando por el fondo de la masa y retirando gradualmente las tuberías.

Un mortero típico consta (por peso) de dos partes de cemento Portland, una parte de una puzolana altamente activa y muy finamente pulverizada (por ejemplo cenizas volantes) y tres o cuatro partes de arena fina, con el agua suficiente para formar una mezcla fluida. La puzolana reduce el sangrado y la segregación y mejora la fluidez del mortero. Se añade un aditivo (que representa el 1 por ciento del peso del cemento más la puzolana), a fin de mejorar la fluidez del mortero y mantener los constituyentes sólidos en suspensión. Además, el aditivo retrasa un poco el endurecimiento del mortero, y contiene una pequeña cantidad de polvo de aluminio, que causa una ligera expansión antes de que el fraguado tenga lugar.

En alternativa, un mortero compuesto de cemento y arena fina puede mezclarse en una mezcladora especial, que dispersa el cemento a tal grado que permanece en suspensión hasta que se ha completado el bombeo. Este tipo de concreto de agregado colocado se llama algunas veces concreto coloidal.

GRANULOMETRIAS TÍPICAS DE AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO DE AGREGADO PRECOLOCADO.

TAMAÑO DE MALLA	mm.	150	75	38	19	13
	pulg.	6	3	1 1/2	3/4	1/2
Porcentaje acumulado que pasa		100	67	40	6	1
			100	62	4	1
			100	97	9	1

GRANULOMETRIA TIPICA DE AGREGADO FINO PARA CONCRETO DE AGREGADO PRECOLOCADO.

TAMAÑO DE LA MALLA	SIST. METRICO No. B.S.	2.36mm	1.18mm	600,um	300,um	150,um
		7	14	25	52	100
Porcentaje acumulado que pasa		100	98	72	34	11

La consistencia del mortero (más o menos como la de una crema pegajosa) se expresa como el tiempo necesario para que una cantidad fija de mortero se descargue de un cono especial; esto se conoce como factor de fluidez. Asimismo, puede usarse un medidor de fluidez; esto simplemente muestra cuán lejos viajará a lo largo de un canal horizontal una cantidad dada de material descargada por un embudo.

El concreto de agregado precolocado es económico en cemento, y se usan tan solo de 120 a 150 kg por metro cúbico, para la

resistencia de concreto que resulta queda limitada por la alta relación agua/cemento necesaria para dar plasticidad suficiente al mortero.

El concreto de agregado precolocado puede colocarse en lugares que no son fácilmente accesibles con técnicas ordinarias de colocación de concreto; puede colocarse también en secciones con un gran número de artículos inmersos, que tengan que estar precisamente localizados; esto se plantea, por ejemplo en escudos nucleares. Asimismo, debido a que el agregado grueso y el agregado fino se colocan separadamente, el peligro de segregación del agregado grueso pesado, especialmente del agregado de acero usado en escudos nucleares, se elimina. Debido a su reducida segregación, el concreto de agregado precolocado es también ventajoso en construcción bajo agua, y, de hecho, esa técnica difiere poco de la que se usa en la colocación en condiciones normales, pero se debe usar un tubo embudo (trompa de elefante) para profundidades mayores de 30m..

La contracción por secado del concreto de agregado precolocado es menor que la del concreto ordinario, usualmente de 200×10^{-6} a 400×10^{-6} . La reducción en la contracción se debe al contacto punto por punto de las partículas del agregado grueso, sin espacio para la pasta de cemento que es necesario en el concreto ordinario. Este contacto restringe la magnitud de la contracción que realmente puede tener lugar.

El concreto de agregado precolocado puede usarse en construcciones masivas donde la elevada temperatura tiene que controlarse; el enfriado se logra haciendo circular agua refrigerada alrededor del agregado; el agua, después, se desplaza por el mortero al elevarse. En el otro extremo, en un clima frío cuando se temen daños por congelación, puede hacerse circular vapor a fin de pre-calentar el agregado.

El concreto de agregado precolocado se usa también para proporcionar un acabado de agregado expuesto: se colocan agregados especiales contra las superficies y vienen a quedar ex-puestos posteriormente por medio de un chorro de arena o de lavado con ácidos.

El concreto de agregado precolocado parece, así, tener muchas características útiles, pero debido a las numerosas dificultades prácticas (por ejemplo, la necesidad de un agregado grueso extremadamente limpio), se necesitan considerable habilidad y experiencia en la aplicación del proceso para obtener buenos resultados.

AGREGADO FINO

La arena usada en mortero para concreto preempacado deberá tener un módulo de finura entre 1.40 a 2.00. La arena deberá pasar totalmente la malla N° 8 y por lo menos el 95% deberá pasar la malla N° 16, y deberá estar graduada de tal manera que un gran porcentaje se retenga en la malla N° 50.

Aún cuando se ha empleado arena triturada en el mortero, la arena natural redondeada se prefiere por necesitar menos agua y porque se presta mejor para el bombeo.

CEMENTO

Puede usarse para el concreto preempacado cualquier cemento utilizable en el concreto convencional. El tipo se seleccionará de acuerdo con los factores de control y las condiciones de la obra que determinarían tal selección para concreto normal.

PUZOLANA

El material puzolánico usado en la preparación del mortero de intrusión del preempacado es un material finamente dividido, que se llama ceniza voladora (Fly Ash), formado al quemar carbón en presencia de vapor, y se obtiene en plantas carboeléctricas. Tienen partículas de forma esférica, y aunque es de la misma finura que el cemento, contribuye en la calidad del mortero de intrusión reduciendo el sangrado, mejorando el bombeo y las propiedades de intrusión de la mezcla, y reduciendo la separación de la arena, conservando las partículas en suspensión en un período más largo de tiempo. Por su acción puzolánica contribuye a incrementar la resistencia a la compresión a edades avanzadas. Cabe advertir que el empleo de ceniza voladora no es indispensable. Conviene usarla para disminuir el calor del fraguado y/o cuando abarate el costo del mortero.

ADITIVOS PARA EL MORTERO

Se emplea también un adicinante intrusivo en la mezcla del mortero. Este medio incluye un agente orgánico dispersor - del cemento y polvo de aluminio. El agente dispersor, lignosulfato de calcio, hace al mortero más fluido y reduce -- por lo tanto la cantidad de agua que se requeriría de otra forma. El polvo de aluminio reacciona químicamente con el cemento para formar gas hidrógeno, que hace que la lechada se expanda mejorando las características de adherencia.

PROPORCIONES DE LA MEZCLA DEL MORTERO

La cantidad de arena utilizada en la mezcla de mortero intrusivo se controla dentro de límites estrechos requeridos para el bombeo y resistencia. Obviamente el mortero de intrusión deberá tener suficiente resistencia para aglutinar - el agregado grueso en una masa cohesiva, en donde la resistencia de la masa es controlada por la resistencia del morte ro. El otro factor de control es el requerimiento de que el mortero sea suficientemente fluido para que todos los vacíos de la masa de agregados se llenen completamente.

La mezcla usual del mortero consiste de 1.0 parte de cemento. 0.5 parte de puzolana y 1.5 partes de arena. Con materiales normales, una relación agua-cemento de 0.67 ó una relación de $2/c + p$ de 0.45, si la puzolana empleada se considera como - parte del material cementante, se producirá una lechada bombeable. El adicinante de intrusión se proporciona al 1% - del peso del cemento. El contenido de arena podrá aumentarse a 2.25 partes; sin embargo, la relación agua-cemento para esta cantidad de arena es aproximadamente de 0.83, como se - puede ver, resultará en una resistencia más baja.

CONSISTENCIA

Con relación a la terminología de morteros, la consistencia

es la medida de la fluidez o bombeabilidad. Se usa la prueba de consistencia para mantener una cantidad uniforme de agua en el mortero y así controlar la bombeabilidad además de la calidad. Existen varios dispositivos que pueden usarse para este propósito. En el laboratorio se usa un viscosímetro o un aparato de consistencia.

Otro dispositivo más aplicable en el campo para el control del mortero, es el cono de flujo. Este dispositivo consiste en un cono truncado invertido, como un embudo, montado sobre un tripié metálico. La base del cono está adaptada con un tubo de descarga de $\frac{1}{2}$ " de diámetro interior y $1\frac{1}{2}$ " de longitud. El cono se abre hasta 7" de diámetro en la parte superior y sigue verticalmente con 3" adicionales de libre bordo. Se coloca un punto de medición para controlar un llenado uniforme. El volumen de la muestra de mortero es de 1725 cc. La prueba se lleva a cabo cerrando la terminal de descarga del cono de flujo por medio de una presión con el pulgar llenando el cono hasta el nivel indicador, y midiendo el tiempo de descarga de mortero que sale del cono. La consistencia del mortero de intrusión deberá ser gruesa y cremosa y el par medido en el aparato de consistencia deberá estar en el rango 130° a 180° , o bien con el cono de flujo deberá tenerse un valor de $18 \pm \frac{5}{10}$ de segundo.

CONTRACCION POR SECADO

La contracción por secado del concreto preempacado debe ser considerablemente menor que la del concreto normal. Fueron sujetos a pruebas en los laboratorios del Bureau en un período de $3\frac{1}{2}$ años, corazones de concreto preempacado y concreto normal. Los resultados obtenidos indicaron que la contracción de concreto preempacado es aproximadamente la mitad de la del concreto normal. Una de las razones por las cuales el concreto preempacado tiene menos contracción por secado que el concreto normal es el hecho de que en el primero

las partículas de agregado grueso están en íntimo contacto - entre sí desde el momento de colocación hasta que la masa se endurece. Además, el concreto preempacado contiene un mayor porcentaje de agregado grueso por unidad de volumen que el - concreto convencional.

RESITENCIA A LA COMPRESION

La resitencia del concreto preempacado con puzolana a la com presión, se compara favorablemente a 90 días con la resisten cia obtenida en el concreto normal. En pruebas de laborato- rio se ha obtenido concreto preempacado (conteniendo un tama ño máximo de agregado grueso de 1 1/2" con una resistencia a la compresión de aproximadamente 350 kg/cm², a 90 días de -- edad. La puzolana de ceniza voladora, siendo silicosa por - naturaleza, reacciona con la cal liberada durante la hidrata ción del cemento, y esta combinación da lugar a un producto cementante, que se hace evidente al mejorar la resistencia - a edades avanzadas. Por este motivo, la resistencia del con creto preempacado a 90 días se compara favorablemente con el concreto normal a esta edad. Para edades tempranas, tales - como a 28 días, el concreto preempacado no desarrolla su re- sistencia tanto como por los tipos normales de concreto.

RESITENCIA A LA ADHERENCIA

La resistencia a la adherencia entre concreto preempacado y concreto normal es considerablemente mejor que entre concre- to y concreto. EN el laboratorio se hicieron vigas especia- les de 6" x 6" de sección transversal y 21" de longitud. Algunas de las vigas fueron monolíticas y de concreto normal. Otras se hicieron con media sección de concreto y la otra -- mitad con concreto fresco colocado después; otras con la mi- tad de la sección de concreto normal y colocado sobre éste - la otra sección con concreto preempacado adherido. Las prue bas revelaron que la resistencia en flexión de las vigas de concreto normal adherido al concreto antiguo, fue aproximada

mente la mitad de la resistencia de las vigas monolíticas de concreto, mientras que la resistencia de las vigas de concreto preempacado y concreto normal fue aproximadamente las --- tres cuartas partes de la resistencia de las vigas monolíticas.

PROPIEDADES ELASTICAS

El módulo de elasticidad o de Young del concreto preempacado se compara favorablemente al del concreto normal a edades -- avanzadas teniéndose por ejemplo un módulo de elasticidad -- desde 246 000 a 281 000 kg/cm², a 90 días con una relación - de Poisson aproximadamente de 0.17.

DURABILIDAD

La resitencia a ciclos alternados de congelación y deshielo del concreto preempacado es bastante semejante a la del concreto normal con aire incluido. Los especímenes hechos en el laboratorio han alcanzado más de 1000 ciclos sin fallar. Se considera que ocurre la falla de un espécimen de concreto cuando en esta prueba se presenta una pérdida de peso de 25%. Un concreto aceptable resistirá cerca de 500 ciclos - de congelación y deshielo antes de fallar.

COLOCACION

Como ya se dijo, el concreto preempacado es un tipo especial de concreto. Por lo tanto, la selección para su uso generalmente depende de una aplicación particular a un problema especial y así cada uso tendría que ser individualmente diseñado y planeado.

Una de las principales ventajas consiste en la posibilidad - de colocarlo bajo agua, se puede ver fácilmente que los moldes serán necesariamente más difíciles y costosos al tener - que construirlos de tal manera que sean estancos y no permi-

tan la fuga del mortero. Tales moldes necesitarían además - ser suficientemente fuertes para resistir las presiones de bombeo de 0.7 kg/cm^2 o algunas veces ligeramente superiores, más la carga hidrostática del mortero fluido que dependerá de la velocidad, altura de llenado del molde.

La tubería y el equipo de bombeo deben planearse detalladamente de acuerdo con los requisitos involucrados en el problema particular de construcción. Básicamente, se usa un sistema de bombeo recirculante. Primeramente el mortero se proporciona y mezcla, entonces se descarga sobre una malla de $1/4$ " dentro de un tanque agitador. De aquí, se hace circular a través de una línea alimentadora principal que empieza y termina en el tanque de agitación. Las entradas del mortero al molde se alimentan a través de válvulas en la línea de abastecimiento; los tubos de entrada del mortero deberán espaciarse a intervalos no mayores de 1.5 m.. El mortero se introduce dentro del molde en el punto más bajo, y a medida que el nivel aumenta, el agua va siendo desplazada con una cantidad mínima de dilución del mortero. Es necesario que el nivel del mortero se mantenga relativamente constante, de tal manera que no se permita que chorros de mortero atraviesen el agua y se lave el cemento de la arena. Una presión hidrostática de 0.9 m. deberá mantenerse por encima de las entradas de mortero a los moldes. Es necesario que el agregado esté totalmente en agua, para que exista lubricación apropiada que permita el paso del mortero. De otra forma, el agregado, si está seco absorberá agua de la lechada para humedecer su superficie y ésto hará que el mortero se espese y no llene los huecos de la grava.

APLICACIONES EN LOS TRABAJOS DEL BUREAU OF RECLAMATION.

El concreto preempacado se usó por primera vez en Estados Unidos para reparar la erosión producida por cavitación en el túnel vertedor Arizona de la Presa Hoover sobre el Río Colorado. Se eligió este sistema debido a su reducido cambio

de volumen, a su baja contracción y buenas cualidades de adherencia. Se emplearon en esta reparación aproximadamente 900 yardas cúbicas de este concreto. En la reparación del disipador de energía al pie del vertedor de la presa Grand Coulee, sobre el Río Columbia, se usó el concreto preempacado para preparar sellos en cajón en la plantilla del tanque amortiguador y a través del zampeado. La colocación de este concreto se llevó a cabo con 21 m. de agua y a una temperatura de 7°C. El concreto en el deflector del vertedor se ha erosionado debido a la cavitación, y en algunos lugares las áreas de erosión alcanzaron 1.5 m. de profundidad. Se empleó una armadura de acero para proporcionar apoyo a los moldes requeridos. Estos últimos se colocaron con ayuda de buzos y la sección de 1.5 m. de ancho se construyó siguiendo la forma del piso del cajón. El cajón se colocó eliminando el agua y las áreas erosionadas se repararon con concreto apisonado colocado en seco.

También el Bureau usó el concreto preempacado para rellenar entradas de aire al túnel de descarga de la presa Anderson Ranch. En el programa de construcción, se planeó convertir el túnel de descarga usado como túnel de desvío, en el túnel de presión para la casa de máquinas. Durante el desvío fue necesario proporcionar entradas de aire en la descarga para protección contra cavitación. Estas entradas de aire no se requerían cuando el túnel se convirtiera en un túnel de presión, y por lo tanto se planeó que serían rellenadas después de que el agua se estuviera almacenando en el vaso. Se dispuso de un sistema de tubos de tal forma que las secciones de la entrada de aire pudieran inyectarse con una cierta secuencia. Las entradas de aire se rellenaron hasta donde fue posible con agregados y el inyectado se completó con éxito.

Una aplicación especial de interés particular ha sido el empleo de concreto preempacado en la construcción de bases de reactores atómicos. Con frecuencia es necesario ahogar el -

equipo con tolerancias muy pequeñas dentro de las paredes al construir reactores atómicos, y por lo tanto no es aconsejable vibrar el concreto internamente. Se colocan cuidadosamente agregados de alta densidad alrededor del equipo embebido y se inyecta el mortero, y ya que no se requiere vibración, no hay posibilidad de que el equipo se mueva durante la colocación.

Finalmente, debe apuntarse que este tipo de concreto puede utilizarse para hacer los colados alrededor de las tuberías de presión y los caracoles de las turbinas hidráulicas.

AVANCES RECIENTES EN OBRAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS

RESUMEN

El desarrollo de las presas de concreto compactado con rodillos se ha observado durante los últimos 20 años y sugiere que una presa de concreto con elevado contenido de ceniza volante, compactado con rodillos vibratorios y retenido horizontalmente con cimbras deslizantes, tiene varias ventajas técnicas y económicas sobre otros tipos de presas de concreto. A continuación se describe un proyecto que consiste en una extensa investigación de laboratorio y en una serie de pruebas a escala natural.

Las presas de concreto tienen ciertas ventajas inherentes sobre las de tierra, por lo que, desde 1960, se ha llevado a cabo en todo el mundo gran cantidad de trabajos que estudian el desarrollo de un nuevo método de construcción para presas de concreto, con el objeto de combinar la pequeña sección transversal del material resistente a la erosión de las presas de concreto con los eficientes métodos de construcción de planta intensiva de las presas construídas a base de tierra.

DESARROLLO DE METODOS DE CONSTRUCCION OPCIONALES.

Aunque se han hecho muchas sugerencias, los únicos cambios reales en el método de construcción, realizados desde la edificación de la presa Hoover, han sido la aplicación del colado horizontal y, recientemente, la introducción de la compactación con rodillos para el concreto interior, en vez de la vibración por inmersión. El colado horizontal se introdujo en la presa Alpe Gera, en Italia, a principios de los años sesenta, y la compactación con rodillos se sugirió a principios de la década de los setenta.

En la actualidad se están considerando esencialmente tres materiales diferentes para la compactación con rodillos en las presas:

1. Material de "excavaciones" estabilizado con cemento.
2. Mezclas de concreto pobre con un contenido cementante, - aproximado de 100 a 150 kg/m³, de los cuales puede reemplazarse una cantidad hasta de un 30% (por peso) por ceniza volante.
3. Mezclas mejoradas de concreto con un contenido cementante de 180 a 270 kg/m³ y elevado contenido de ceniza volante (del 60 al 80% del contenido cementante), diseñadas para un mínimo de cavidades de aire y una adecuada adherencia entre las capas de concreto.

Existe traslape de cada tipo de material; cada uno está diseñado para un fin ligeramente diferente y tiene propiedades distintas.

Para poder emplear un material en el cuerpo de una presa, no sólo deben comprenderse las propiedades del concreto, sino también aplicarse un método de construcción en el que se consideren todos los requisitos de la presa en la que va a utilizarse dicho material.

1. La "presa de gravedad óptima" empleando material de "excavaciones" estabilizado con cemento con o sin membrana impermeable aguas arriba, dependiendo de los requisitos de la presa.
2. Una presa de concreto pobre con el paramento aguas arriba impermeable, y sin juntas interiores.
3. Una presa de concreto pobre con juntas de contracción -- verticales, cortadas a través de cada capa de concreto inte-

rior poco después del colado, a fin de controlar el agrietamiento.

4. Una presa de concreto mejorado, sin juntas interiores y con concreto compactado con rodillos, retenido mediante unidades de paramento cimbradas en sentido horizontal con cimbras deslizantes y pavimentadoras.

Se sabe que las presas que están actualmente en las etapas de construcción, diseño o contratación, están aplicando tres de estos cuatro métodos. La excepción es el diseño número 2.

PRESA MILTON BROOK

Desde la concepción de la presa de concreto compactado con rodillos y con concreto interior de elevado contenido de ceniza volante, se estuvo buscando el sitio adecuado para la construcción de una presa prototipo. Este sitio fue localizado a fines de 1977 en Milton Brook, en las cercanías de Plymouth, Devon, Gran Bretaña. Se trata de una presa pequeña y forma parte del Plymouth Interim Water Supply Scheme para la Southwest Water Authority.

Los consultores del proyecto, Babbie Shaw & Morton, de Glasgow, Escocia, eran partidarios del concepto del concreto compactado con rodillos como alternativa de diseño convencional, pero opinaban que, para poder tomarlo en consideración, se requería de una gran labor de investigación que definiera las propiedades del concreto con elevado contenido de ceniza volante, adecuado para la compactación con rodillos, y que probara también el método de construcción a escala natural.

RELACION PASTA/MORTERO

Por lo general, se ha observado que la falta de adherencia entre capas sucesivas de concreto es el principal problema -

durante las pruebas a escala natural de concreto compactado con rodillos, que se llevaron a cabo a principios de los años setenta. Se descubrió, además, que la adherencia mejora con un mayor contenido de cemento y ciertas restricciones en cuanto al tamaño máximo de agregado.

Al definir la relación entre el volumen de pasta y el volumen de mortero (relación pasta/mortero: p) en relación con la densidad relativa, puede verse con claridad que con un valor de p inferior a 0.35 - 0.40, la densidad relativa cae considerablemente. El sistema de vacíos del concreto convencional de agregado fino, es de alrededor de 35 a 40%. La pérdida de densidad se debe, por lo tanto, a que la pasta no llena los vacíos entre el agregado fino.

Limitaciones en el proporcionamiento de la mezcla

Existen ciertas limitaciones en el proporcionamiento de concreto con elevado contenido de ceniza volante; existe un contenido máximo de agregado grueso (y un tamaño de agregado) dictados por la necesidad de evitar la segregación durante el transporte y la extensión del concreto, se requiere también un volumen mínimo de pasta dentro y una trabajabilidad que sea proporcional a la compactación con rodillos. Combinando todos estos factores con el costo de los materiales y las propiedades requeridas en un concreto para presas, se observó que la proporción óptima de ceniza volante es del 60 al 80% del contenido cementante, lo que depende del tipo de agregado (es decir que la relación ceniza volante/cementante, C_f sería entre 0.6 y 0.8).

COMPARACION CON OTROS CONCRETOS ADECUADOS PARA LA CONSTRUCCION DE PRESAS.

De los tres tipos de material considerados adecuados para la compactación con rodillos en la construcción de presas, el -

material de "excavaciones" estabilizado con cemento es el -- más difícil de reproducir en el laboratorio, debido a su variabilidad en el campo. No obstante, se compararon dos muestras de concreto pobre y dos de concreto con elevado contenido de ceniza volante, con concreto común para presas, vibrado internamente en la forma convencional, las cuales contenían el mismo agregado, el mismo cemento y la misma ceniza volante.

Los resultados de esta comparación indican que, en el caso de una estructura para retener agua, no sólo la capacidad de esfuerzo de tensión del concreto con elevado contenido de ceniza volante (es decir, su resistencia al agrietamiento térmico) sería mayor que la de otros concretos, sino que el esfuerzo de tensión inducido en cualquier estructura será menor, y la permeabilidad (en especial en las juntas) será superior. Además, si la ceniza volante no es excesivamente cara, el costo por tonelada de concreto será similar, si no menor, que el de otros materiales.

C O N C L U S I O N E S

Las pruebas a escala natural mostraron que la compactación con rodillos en el concreto con elevado contenido de ceniza volante crea una estructura casi monolítica en el centro de una presa con poca debilidad en las juntas. El cimbrado del paramento de la presa es comparable con la compactación con rodillos, si se emplea una pavimentadora deslizante en el -- concreto interior, observándose que, mediante este sistema, ambos concretos se adhieren satisfactoriamente uno con otro.

Las pruebas de concretos con elevado contenido de ceniza volante demostraron que sus propiedades son más adecuadas para su utilización en presas, y que dicho concreto tiene varias ventajas técnicas sobre otros considerados propios para la compactación con rodillos.

Cuando se dispone de ceniza volante, una presa de concreto -- compactado con rodillos y con elevado contenido de ésta, debe ser comparable con una presa de relleno cuando la ubicación es adecuada para ambos métodos de construcción.

La compactación con rodillos del concreto con elevado contenido de ceniza volante tiene muchas otras aplicaciones además de las presas; se utiliza en especial en la construcción de caminos. Asimismo, se sugiere que el concreto que se emplee en el paramento durante la prueba final, conserve en to dos los climas sus propiedades de concreto estructural vibra do internamente.

EL CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS (CCR) Y SU CONTROL DE CALIDAD

Definición

El concreto compactado con rodillos (CCR) puede definirse -- como concreto que difiere del concreto convencional sin revenimiento, sobre todo en que requiere una consistencia lo bastante rígida para soportar el peso de los rodillos vibrato--rios, pero con suficiente volumen de pasta para compactarse totalmente bajo vibración aplicada en el exterior.

PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD

En cualquier tipo de obra que vaya a construirse se deberá -- seguir un programa de control de calidad, con el objeto de -- definir los puntos vitales de la construcción y ejercer en -- ellos una vigilancia razonable y científica, para que las -- obras cumplan determinados requisitos de seguridad, calidad, economía y tiempo.

Algunos aspectos importantes de un programa de control de -- calidad se presentan en la tabla 1.

TABLA 1

ASPECTOS IMPORTANTES DE UN PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD

. Definición previa del nivel de calidad requerido en la -- construcción.

¿Qué se desea?

¿Cómo puede ordenar y programar las actividades?

¿Cómo determinar que está bien?

. Definición del conjunto de especificaciones de construc--ción que se van a utilizar.

Definición del conjunto de pruebas de laboratorio que son la base metodológica y técnica del programa de control de calidad.

Criterio con el que habrá de manejar los volúmenes de información que resulten de las pruebas de laboratorio.

En la definición del conjunto de especificaciones se encuentran las generales y las complementarias o particulares del proyecto.

Las especificaciones generales son normas elaboradas por instituciones o dependencias oficiales, están orientadas a la construcción de obras civiles, toman en cuenta el clima y el procedimiento de construcción.

Las especificaciones complementarias son elaboradas para obras específicas que se adaptan precisamente a casos particulares y son formuladas en función de las características específicas de los materiales de la zona de construcción, están apoyadas en el proyecto, lo cual hace que sean las más importantes.

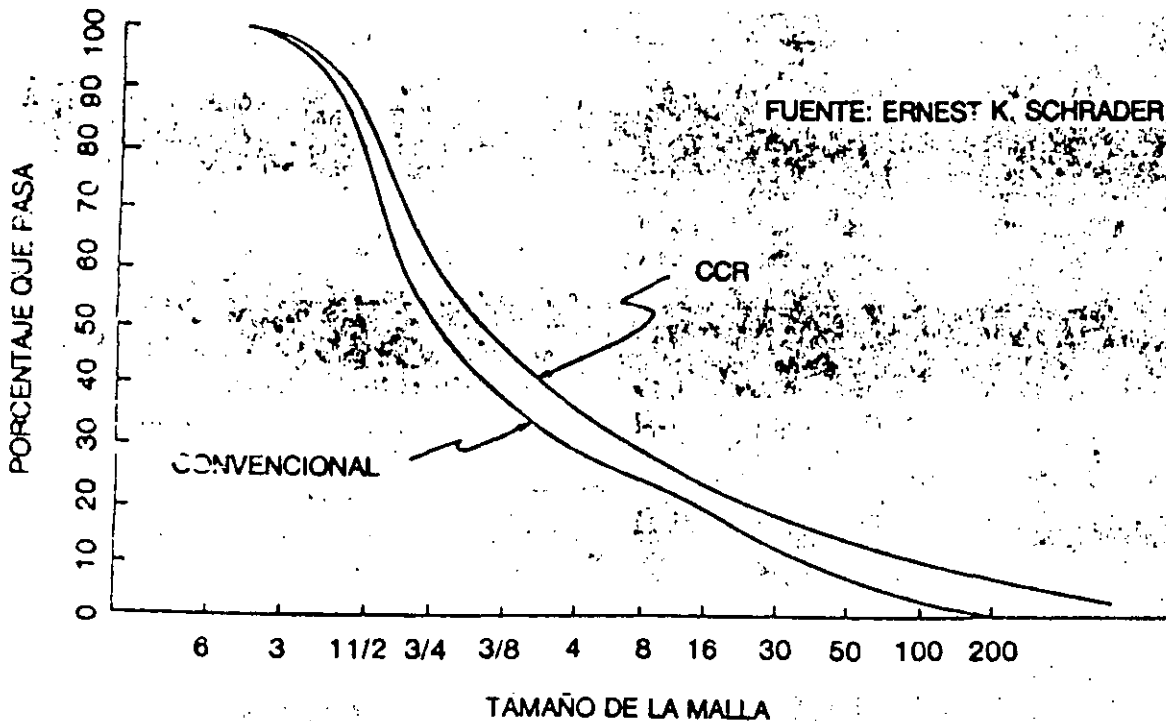
Las especificaciones generales pueden ser contractuales, constructivas y técnicas, y las especificaciones complementarias incluyen únicamente normas constructivas y técnicas. Las especificaciones contractuales son las que relacionan al contratista con el contratante.

ELABORACION DE MEZCLAS DE CCR Y PRUEBAS REALIZADAS

El material que será utilizado para elaborar las mezclas de CCR deberá seleccionarse mediante un muestreo aleatorio y de acuerdo a lo que marcan las normas vigentes, además los agregados deberán protegerse para que no pierdan su humedad natural.

La granulometría típica del material que constituye el CCR, se puede apreciar en la gráfica 1, y es comparada con la granulometría típica del material que es utilizado en las mezclas de concreto convencional. Para agregados grandes las curvas se mueven hacia la izquierda y para tamaños pequeños se mueven hacia la derecha. Ambas curvas permiten una variación, pero las mezclas de CCR generalmente duplican el rango de las mezclas de concretos convencionales. Es recomendable que las pendientes de las curvas sean suaves. Se puede apreciar también, que la cantidad de finos no plásticos en el CCR puede variar de un 5 a un 10%.

Las mezclas de CCR pueden ser compactadas con un contenido de vacíos de solamente 0.5% al 1.5%, siempre y cuando se utilicen granulometrías que aseguren suficientes partículas de cada tamaño para ocupar los espacios que dejen las partículas de tamaño mayor. Los finos deberán tener también una adecuada granulometría por debajo de la zona a la malla 200 (malla 325 y 400).



GRAFICAS TÍPICAS

GRAFICA 1.

Si el porcentaje de finos no es incluido, el contenido de va-
cíos será mayor y habrá problemas en la compactación, a me-
nos que se incluya una ceniza volante o cemento extra.

CONTROL DEL CCR EN LA OBRA

El laboratorio de campo deberá asegurarse que existe sufi-
ciente pasta de la mezcla de CCR para llenar todas las cavi-
dades de los agregados y cubrir perfectamente la superficie
de las partículas. Por lo anterior, es muy importante reali-
zar un control muy estricto en el contenido de agua de la --
mezcla de CCR.

El tiempo de compactación puede ser utilizado como una medi-
da de la consistencia del CCR y de la eficiencia del equipo
de compactación. Algunos investigadores recomiendan un ran-
go de 30 a 60 seg. como tiempo práctico para que el equipo -
vibratorio sea capaz de realizar una compactación satisfacto-
ria.

El método Vebe modificado es un procedimiento de prueba bas-
tante razonable para verificar la consistencia del CCR en el
campo. El valor de la consistencia es el número de segundos
que se requiere para compactar un volumen de concreto en un
recipiente de 9.5" de diámetro. Por ejemplo, para mezclas -
plásticas cuyo revenimiento puede ser de 7.5 cm a 12.5 cm se
requiere de 0 a 3 seg. para compactar la mezcla.

Por otra parte, la densidad del CCR se puede medir en el cam-
po con un "nuclear gauge" de doble sensor. El contenido de
humedad se determina simultáneamente con la densidad del CCR
a profundidades que varían de 0 a 60 cm.

Es importante calibrar cada gauge para cada mezcla de CCR --
que se esté analizando. El cálculo de la densidad deberá ob-
tenerse inmediatamente después de la compactación de cada ca-
pa de CCR.

FUTURAS APLICACIONES DEL CCR EN MEXICO

La técnica del CCR está avanzando rápidamente en nuestro - - país. Próximamente, se construirá un tramo de pavimento a - base de CCR de 1000 m con al finalidad de observar algunas - variables a lo largo de su vida útil.

La aplicación del CCR puede ser inmediata en los túneles de carreteras, ya que el mantenimiento de estos pasos se prolonga por más tiempo. Otras aplicaciones pueden ser la cons- - trucción de pistas de aeropuertos, áreas de estacionamientos de vehículos de carga pesada y muelles marítimos.

BLOQUES Y ROCA ARTIFICIAL DE CONCRETO PARA ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS.

Antecedentes Históricos

En la construcción de escolleras y rompeolas para puertos, - cuyo antecedente se remonta a la época de los Fenicios (hace 4 ó 5 mil años), se ha tenido necesidad de recurrir a rocas de gran tamaño, bien sea en su estado natural o labradas y - este sistema ha prevalecido en general hasta nuestros días.

El diseño de este tipo de estructuras se hacía en forma semi-empírica confiando en diseños que en la práctica habían demostrado ser adecuados y no fué sino hasta el año de 1938, - en que el ingeniero español R. Irribarren hizo el primer intento de racionalizar los diseños, para lo cual se apoyó en las experiencias obtenidas en escolleras que se hubieran comportado satisfactoriamente y como resultado formuló un método semi-empírico, mediante el cual se podía calcular el peso que debían tener las rocas de la coraza de los rompeolas, en función de las características meteorológicas, topográficas, densidad de la roca disponible y dimensiones geométricas de la estructura.

La aplicación de este método de cálculo sirvió de apoyo al -- proyecto de nuevos puertos y ampliaciones de los ya existentes en España, en los que además se propició la incorporación de paralelepípedos de concreto simple, que se conocen - como bloques tipo Irribarren.

El método de cálculo propuesto por Irribarren dió como resultado que los especialistas de diversas nacionalidades iniciaran investigaciones y estudios de laboratorio que cristalizaron en muchas fórmulas para dimensionar los elementos de coraza.

La fórmula que de preferencia se utilizó es la denominada de

Hudson, en la que el peso de los bloques de coraza se determinan a partir de la altura significativa de diseño, el peso específico de la roca o bloque artificial, la cotangente del ángulo formado con la horizontal del talud de la escollera, la relación entre el peso específico del elemento de coraza y su relación con el correspondiente al agua de mar y, finalmente, el coeficiente KD, denominado de estabilidad. (véase Figura N° 1).

La aparición de esta fórmula actuó como detonador de estímulo para que varios laboratorios de hidráulica de muchos países inventaran bloques de concreto de diversa configuración geométrica, con la mira siempre de obtener valores cada vez mayores para el coeficiente KD.

En la Figura N° 1, se presenta una tabla con los valores de KD correspondientes a diferentes elementos y en las figuras N°s. de la 2 a la 9, se muestran los diversos bloques -- que han sido inventados y aún patentados.

El uso de la fórmula de Hudson y otras similares permitieron el diseño un poco más racional de rompeolas, que en general han dado buenos resultados.

Después de la Segunda Guerra Mundial, al reconstruirse los puertos dañados por este evento, se introdujeron en algunos casos elementos prefabricados, cuyo peso se obtuvo con las fórmulas de Irribarren y las que posteriormente se desarrollaron y en general trabajaron en condiciones satisfactorias las estructuras reconstruidas.

A partir de mediados de este siglo, los países más industrializados utilizaban como principal fuente de energía el carbón mineral y en algunos casos, como el de Estados Unidos, se explotaba el petróleo crudo proveniente de sus propios yacimientos.

El deficiente suministro de carbón propició, a partir de los años cincuenta, una mayor utilización del petróleo crudo y - en estas condiciones se generó la necesidad y conveniencia - de aprovechar los enormes yacimientos petroleros del Golfo - Pérsico para complementar y aún superar la energía proveniente del carbón, como fue el caso de Japón, Europa y Estados - Unidos. Este último país creyó conveniente conservar como - reservas estratégicas sus yacimientos petrolíferos ubicados en su propio territorio.

Lo anterior trajo como consecuencia la demanda de barcos petroleros, cuya capacidad aún no alcanzaba las 100 000 toneladas de peso muerto a fines de los 40.

El suministro de petróleo a Europa utilizaba la ruta del Canal de Suez, que limitaba a unas 80 000 toneladas el tamaño de los barcos petroleros.

A principios de los cincuenta se suscitó un problema de orden político entre Egipto e Inglaterra, que culminó con el cierre del Canal de Suez, con lo cual se interrumpió en forma drástica el flujo de petróleo crudo a Europa; sin embargo, para estas fechas, dos muy importantes armadores de Grecia - y uno de Estados Unidos estaban preparados para esta eventualidad y disponían ya de la primera generación de supertanques que, aún cuando no podían transitar al través del Canal de Suez por sus grandes dimensiones, debido a la economía de escala de los mismos, alrededor de 200 000 toneladas, hicieron factible conducir, al precio de 1 dólar por barril, el petróleo desde el Golfo Pérsico hasta Londres, rodeando al continente africano, en vez de los 3 dólares que costaba transportar un barril en los barcos convencionales de 80 000 toneladas, utilizando la ruta del Canal de Suez.

El viaje redondo de estos barcos implicaba recorrer casi - - 21 000 kilómetros, o sea la mitad de la vuelta al mundo.

Lo anterior fué la solución para demostrar entre otras cosas, la obsolescencia del Canal de Suez para este tipo de transportes, pero trajo como consecuencia que para fines prácticos no había en el mundo un solo puerto preparado para recibir los supertanques, dado que su calado era del orden de 60 pies y la mayor parte de los puertos habían sido deiseñados para un calado máximo del orden de 40 pies. En el caso particular de Holanda, estos barcos apenas podrían acercarse a 25 kms. de la costa y en estas condiciones, la descarga del crudo se tenía que hacer en altamar, transportándolo a barcos de menor calado.

Esta costosa maniobra propiciaba así mismo los derrames del petróleo y sobre todo bajaba la eficiencia de los supertanques que para que resultara económico se encontraba que debían navegar 340 días al año, restando apenas 25 para las operaciones de carga y descarga del petróleo.

Lo anterior trajo como consecuencia que todos los países -- consumidores de petróleo crudo tuvieran que construir a mar chas forzadas los nuevos puertos adecuados para descargar los supertanques, operación que implicaba descargar alrededor de 250 000 toneladas en 30 horas.

En esta condiciones, se construyeron los puertos que a con tinuación se describen:

En Holanda y junto a Rotterdam, se construyó el Europoort, - en un terreno ganado al mar con el producto de los 75 millones de m³ de arena que se deberían dragar en el mar del Norte, a fin de tener un canal de acceso de 25 kms. de longitud, 400 a 600 metros de ancho y 21 m. de profundidad.

Este canal se protegió en las cercanías de la costa con dos rompeolas que se construyeron con equipo flotante (véase figura N° 10) y cuyas corazas están construídas por bloques --

cúbicos de concreto simple de 43 toneladas.

Es interesante consignar que aunque en los prestigiados Laboratorios de Delft se había desarrollado y patentado un bloque denominado Akmon, se prefirió la forma más simple de cubo, porque es el que garantiza mayor duración, sin tener que depender de trabazón de los elementos más ligeros; como el Akmon.

El argumento anterior se esgrimió para que en el puerto pesquero de Scheveningen también se utilizaran en la coraza bloques cúbicos.

En Bélgica se amplió el antiguo puerto Zeebrugge, cerca de Brujas, para recibir los mayores barcos que transportaban gas licuado desde Indonesia. En las nuevas escolleras se utilizaron cubos ranurados.

Como obra de cabeza de la zona industrial y petrolera se construyó en Francia, el puerto de Dunkerque, en el que se emplearon bloques cúbicos de hasta 100 toneladas en el muelle. (véanse las Figuras N^os. de la 11 a la 14).

En Antifer, a este nuevo puerto petrolero, situado en las cercanías de Le Llavre, se pusieron en su coraza cubos ranurados tipo VS de 43 toneladas.

Debido a que en las cercanías de Antifer no se encontraban bancos de roca de los tamaños requeridos abajo de los cubos, se requirió el muy ingenioso sistema de hacer roca artificial que consiste fundamentalmente en que en el lugar de trabajo excavaran una zanja en la arena para colar una losa, misma que posteriormente se fragmentaría con explosivos para obtener los diferentes tamaños de roca requerida.

Otra característica interesante en Antifer fué que prácticamente todo el material se colocó a volteo con equipo terrestre, utilizando como acceso la corona del rompeolas. El desplante de la escollera se hizo sobre la grava y arena que -- se obtuvo como producto del dragado de grava y arena existente en el fondo.

Marsella Foss, junto al antiguo puerto de Marsella se desarrolló el puerto industrial petrolero que requirió la construcción de escolleras y diques en los que se utilizaron bloques precolados.

Es interesante hacer notar que los tres grandes puertos utilizaron cubos en vez de tetrápodos, que fueron desarrollados en sus laboratorios hidráulicos y que en opinión de muchos -- es uno de los elementos precolados mejores que se han inventado, pero que tiene limitaciones en sus grandes tamaños, debido a la fragilidad intrínseca de sus patas, lo cual pone -- en tela de juicio la trabazón de estos elementos.

En España, en la entrada de la ría de Bilbao se construyó el superpuerto petrolero del mismo nombre, cuyo rompeolas principal resiste el embate del mar Cantábrico. Se desplantó a -- una profundidad de 31 metros bajo el nivel del mar. El diseño original se hizo en base a un modelo hidráulico con -- oleaje monocromático, lo cual condujo a la decisión de colocar en su coraza exterior bloques de 60 toneladas; sin embargo, en una gran tormenta se abrió una brecha en el espaldón y se barrieron los bloques tipo Irribarren. Para la reconstrucción se empleó un modelo con oleaje irregular, mediante el cual se reproducen las condiciones más cercanas a la realidad y como resultado, en dicha reconstrucción se prescribió la utilización de bloques (paralelepípedos) de 140 toneladas.

En la Provincia de Galicia se construyó el nuevo Puerto de -

San Ciprián, destinado a recibir bauxita. En sus rompeolas se emplearon dolos de 47 toneladas de peso, que son los elementos precolados con el máximo valor de KD desarrollado -- por los laboratorios de Sudáfrica. Desafortunadamente y de bido a la fragilidad de los dolos se han tenido algunas fallas en estos rompeolas.

En Portugal, al sur de Lisboa está situada la zona industrial portuaria de Sines, en la que se construyó el rompeolas a la máxima profundidad de que se tiene noticias, 51 m. La coraza se diseñó a base de dolos de 43 toneladas. Desafortunadamente se subestimaron la altura y características del oleaje y en consecuencia, durante una tormenta, se tuvieron fallas de carácter catastrófico, que demostraron entre otras cosas, que para grandes profundidades no son confiables las fórmulas tradicionales que hasta mediados de este siglo se consideraban adecuadas, y adicionalmente, se demostró que los dolos resultan muy frágiles.

El proyecto de reconstrucción de este enorme rompeolas se ha basado principalmente en estudio de estabilidad del rompeolas, utilizando cubos, con peso de por lo menos 50 Kgs. y en un canal de olas, en que pueden reproducirse oleajes -- irregulares hasta de 1m. de altura.

Lo anterior corrobora nuevamente la incertidumbre de los diseños a base de las fórmulas tradicionales y la conveniencia de utilizar de preferencia bloques precolados de forma de cubo o aquéllos en que la estabilidad de la coraza no dependa fundamentalmente de la trabazón de los pies exteriores.

El Puerto Petrolero-Petroquímico Dos Bocas, Tabasco, aprovechó las experiencias obtenidas en los puertos europeos y -- los de Japón. Se inició a principios de los ochenta la -- construcción de este Puerto, que dispondrá de tres muelles

para recibir supertanques de alrededor de 200 000 toneladas, - con un calado de 21 metros.

Para seleccionar el tipo de rompeolas se estudiaron 10 diferentes soluciones, una de las cuales, como ya se mencionó en otro tema de este curso, fue a base de cajones de concreto. La solución finalmente adoptada se ilustra en la figura N° 15 y consiste en el empleo de bloques cúbicos ranurados (tipo - R) de diferentes pesos: 7, 14, 30 y 45 como se muestra en la figura N° 15).

También aquí, y debido a la dificultad de obtener roca natural de los tamaños requeridos para construir el manto subyacente de los cubos, se incluyó el empleo de roca artificial como la que se usó con éxito en el puerto petrolero de Antifer. (véanse anexos 16 y 17).

A fin de dar una idea de la magnitud del Puerto de Dos Bocas en Tabasco, en la Tabla N° 1 anexa, se presenta la comparación de cantidades de obra requeridas entre este puerto y el Europoort.

Para finalizar, se estima conveniente hacer notar los volúmenes tan enormes de concreto que se requieren en la construcción de los nuevos puertos petroleros y en el trabajo intitulado "Los aspectos relevantes en el diseño, la construcción y la supervisión de Rompeolas" se consignan las características y especificaciones que se deben cumplir en la fabricación de los bloques de concreto para estructuras marítimas.

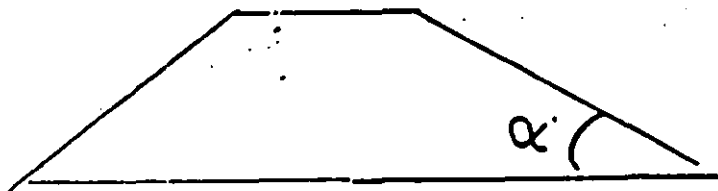
UNIDADES :	Nº	COLOCACION	K _D HUDSON		PENDIENTE Cotg. α	País	Año de aparición.
			OLA ROTA	OLA NO ROTA			
Escollera	2	arrojado	3,5	4	1,5 a 3	--	--
"	3	"	3,9	4,5	1,5 a 3	--	--
Tetrápodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	Francia.	1.950
Duadrípodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	USA	1.959
Tribar	2	"	9	10,4	1,5 a 3	USA	1.958
"	1	colocada	12	15	1,5 a 3		
Dolos	2	arrojado	22	25	1 a 2	S. Africa	1.963
Stabit	2	"	8	9	1 a 2	Inglaterra	1.961
Cúbicos	2	"	6,8	7,8	1 a 2	--	--
Hexápodo	2	"	8,2	9,5	1 a 2	USA	1.959
Hexápodo	2	colocados	29	30	1 a 2	Mejico	1.978
	2	arrojados	21	22	1 a 2		
Dinosaurio	1	arrojado	29	30	1 a 2	Francia	1.974
McCropodo	1	colocado	12	15	1.33	Francia	≈ 1.980

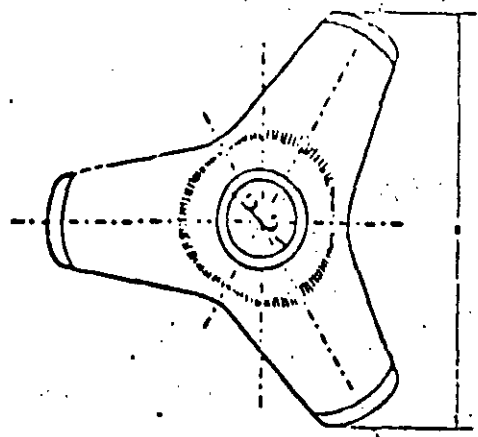
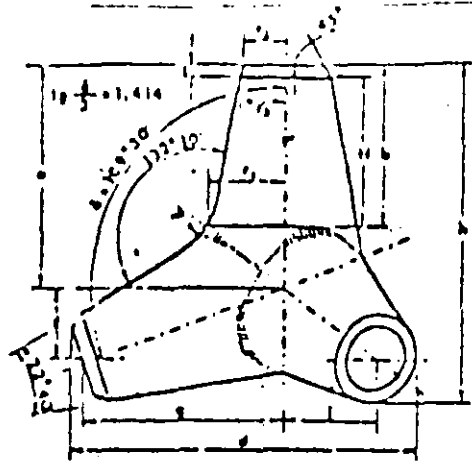
Fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{(S_r - 1)^3 \cot \alpha K_D}$$

$$; S_r = \frac{\gamma_{\text{roca concreto}}}{\gamma_{\text{masa de mar}}}$$

FIG. 1 - PRINCIPALES BLOQUES PARA CORAZAS

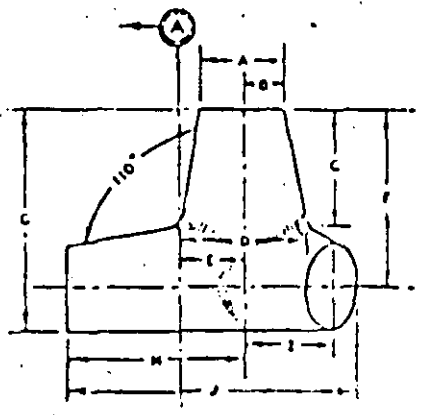
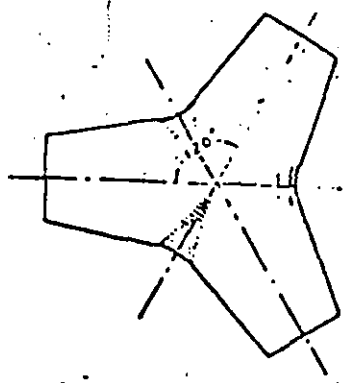
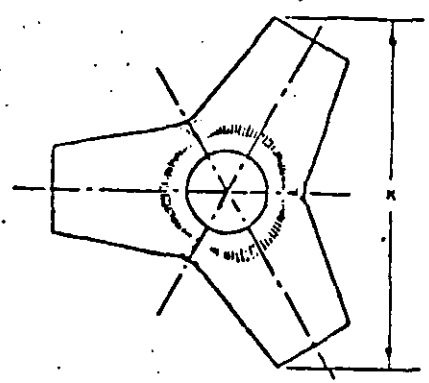




Volum. m ³	Peso nomin.	h	Dimensiones			r ₁	r ₂	r ₃	H	b	c	r		e	f	g	i
			d	s	recom							min.					
0.1	0.21	710	775	850	170	135	60	315	340	25	130	65	465	155	445	270	
0.2	0.3	970	975	1070	215	135	100	420	435	35	150	80	565	195	550	375	
0.4	1	1150	1250	1350	270	170	125	520	545	45	170	105	740	245	700	350	
0.8	2	1470	1550	1700	340	210	155	650	675	55	215	130	930	310	840	440	
1.6	4	1790	1950	2140	425	245	195	795	865	70	270	165	1170	390	1100	550	
3.2	8	2260	2460	2700	540	325	245	1005	1095	90	375	210	1475	490	1340	675	
4	16	2430	2650	2910	560	360	285	1060	1175	95	405	225	1590	550	1500	730	
8	32.3	2820	2950	3150	635	390	285	1165	1270	105	435	240	1710	670	1610	865	
16	64	3430	3640	3990	875	470	310	1260	1370	110	470	260	1850	815	1740	1070	
32	128	4190	4440	4820	1130	455	335	1365	1485	120	510	280	2090	865	1840	1415	
64	256	5000	5395	5950	1515	490	360	1470	1600	130	550	305	2355	920	2050	1815	
128	512	5950	6370	6950	2045	530	390	1580	1720	140	590	325	2630	975	2190	1975	
256	1024	7000	7455	8050	2745	575	420	1715	1870	155	645	355	2930	1040	2340	2180	
512	2048	8200	8690	9300	3645	620	455	1850	2015	165	695	380	3255	1100	2500	2300	

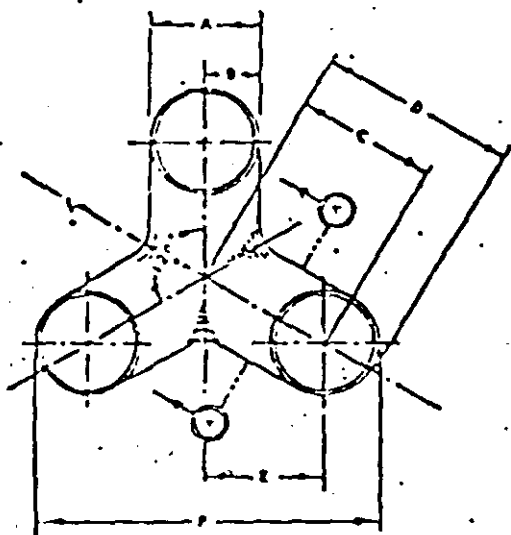
Dimensiones (en m.m.) y peso (en Tons.) de los "Tetrapodos" (Sotromer)

FIG. -TETRAPODO



VOL = 0.495 G³; A = 0.302 G; B = 0.191 G;
 C = 0.526 G; D = 0.566 G; E = 0.283 G;
 F = H = 0.009 G; I = 0.405 G; J = 1.379 G;
 K = 1.592 G

FIG 2 -CUADRIPODO



PLANTA

SECCION A-A

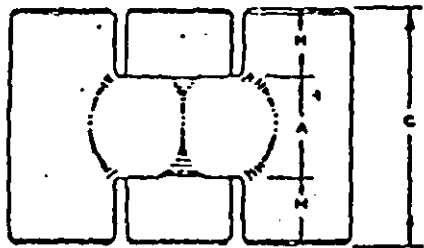
Volumen de las unidades es:
 $V = A^3 (2.36 k_1 + 3.42)$

A = al diametro de un brazo
 $k_1 = CA$

C = la distancia del centro del
 elemento al centro de un brazo

G = 2 A

C = 1/2 A



PERFIL

Nota: Sección y dimensiones obtenidos de diversos experimentos

VOLUMEN DE CADA UNIDAD (PIES CUBICOS)

2.10 24.25 26.57 27.00 28.24 29.20 29.75 29.75 29.75 29.75 29.75

PESO ESPECIFICO
 LB/PIE³

100.0	0.00	1.00	0.00	0.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00
100.0	0.00	1.07	0.10	0.04	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00
100.0	0.00	1.11	0.03	0.07	10.10	15.07	20.03	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00
100.0	0.00	1.10	0.01	0.10	10.07	15.00	20.10	25.03	30.00	35.00	40.00	45.00

PESO DE CADA UNIDAD (TONS)

ESPECSR MEDIO DE CADA CAPA (Pies)

0.10	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

ESPECSR MEDIO DE DOS CAPAS (Pies)

0.00	0.50	0.71	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS

101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

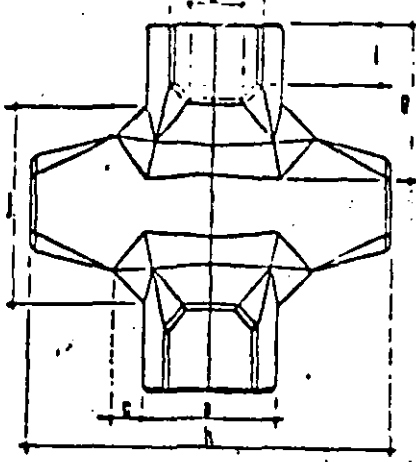
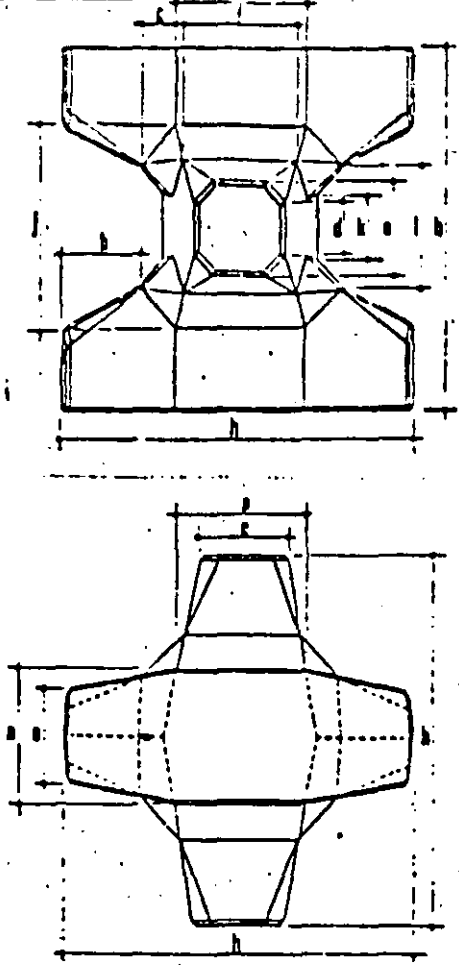
NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS (Cálculo a pares)

101.00	101.12	101.76	101.80	101.90	101.97	102.00	102.00	102.00	102.00	102.00	102.00	102.00
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

DIMENSIONES DE LAS UNIDADES (Pies)

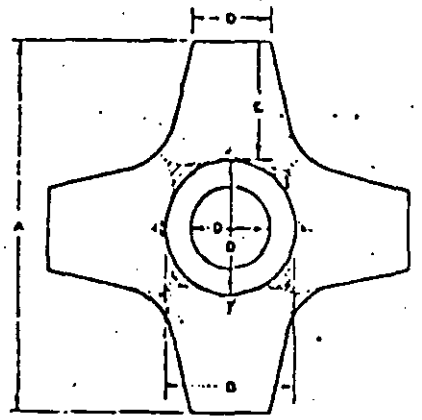
SÍMBOLO	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20
A	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20
B	0.02	0.08	0.03	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
C	1.70	1.50	1.90	2.70	2.41	2.90	2.30	2.80	2.50	2.90	2.50	2.90
D	1.70	2.24	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
E	1.00	1.37	1.70	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F	2.30	0.00	0.11	0.01	0.34	10.00	11.00	11.00	12.00	12.00	12.00	12.00
G	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.10	2.70	0.10	0.02	0.01	0.01
H	0.01	0.04	0.03	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

FIG.3 - TRIBAR.



- h = 1,000
 - a = 0,370
 - b = 0,222
 - c = 0,093
 - d = 0,148
 - e = 0,259
 - f = 0,337
 - g = 0,426
 - i = 0,167
 - j = 0,555
 - k = 0,172
 - l = 0,311
- V = 0,33 h³

FIG. 4 - ACROPODO



- VOL = 0.176 A³
- B = 0.357 A
- C = 0.322 A
- D = 0.215 A

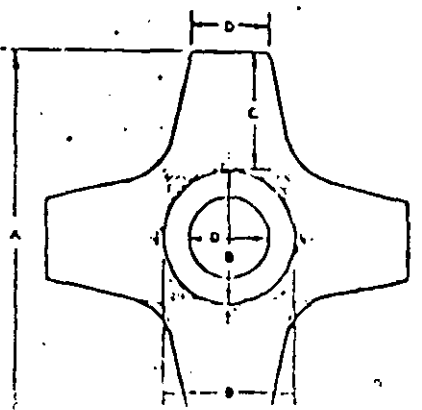
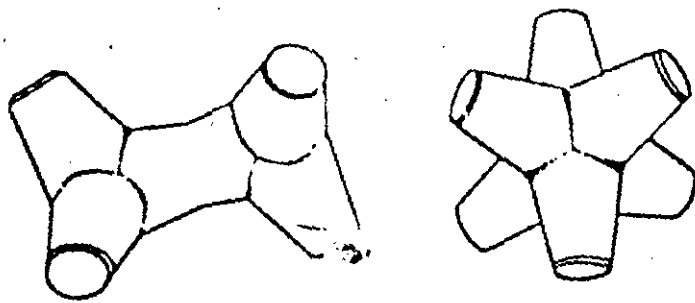
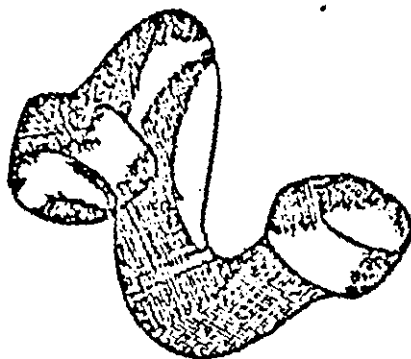


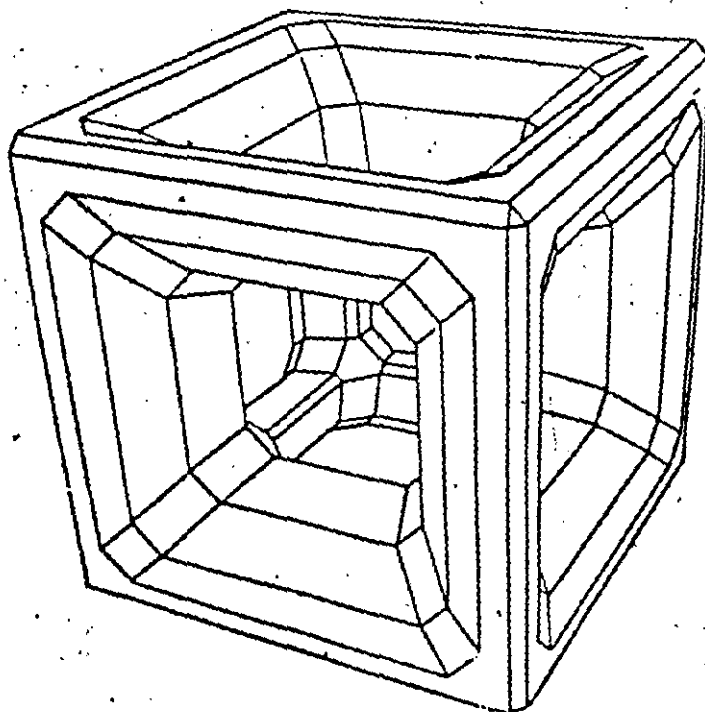
FIG. 5 - HEXAPODO



MEXAPODO

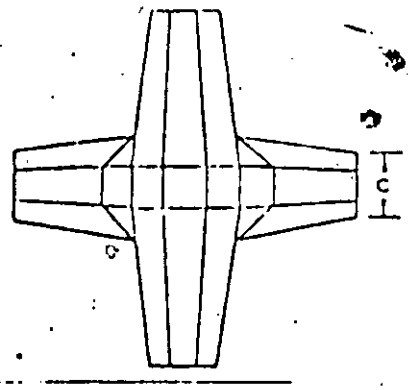


EL DINOSAURIO



EL COB

FIG. 6 - ALGUNOS OTROS TIPOS DE BLOQUES



$VOL = 0.16 A^3$
 $B = 0.32 A$
 $C = 0.20 A$
 $D = 0.057 A$

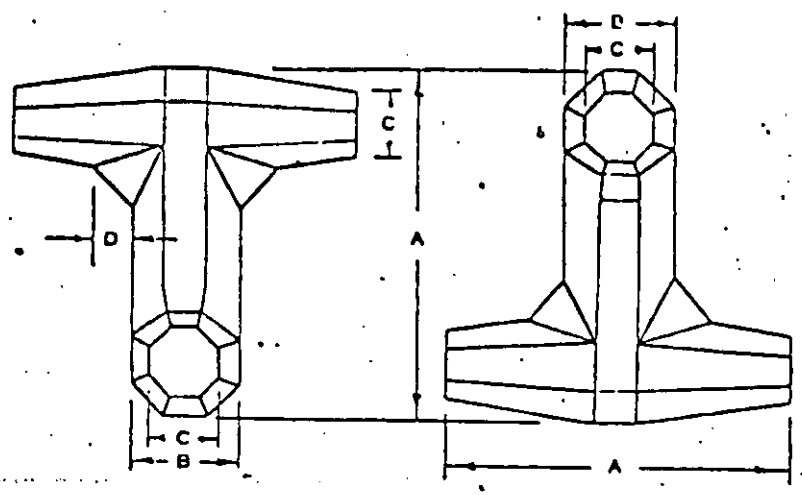
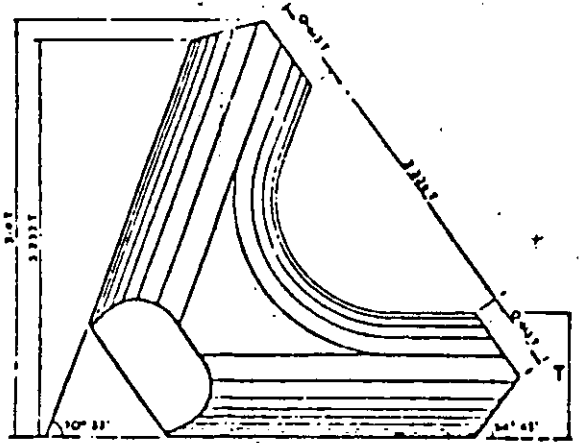
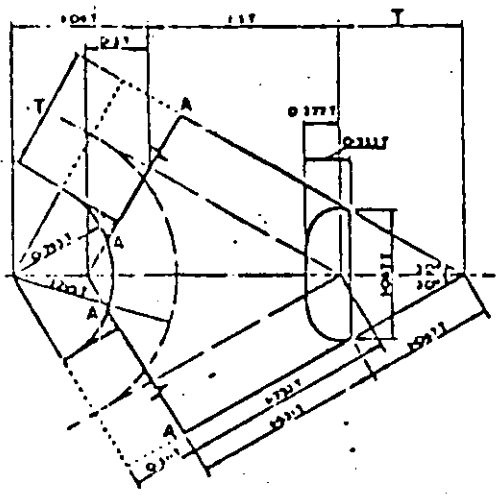
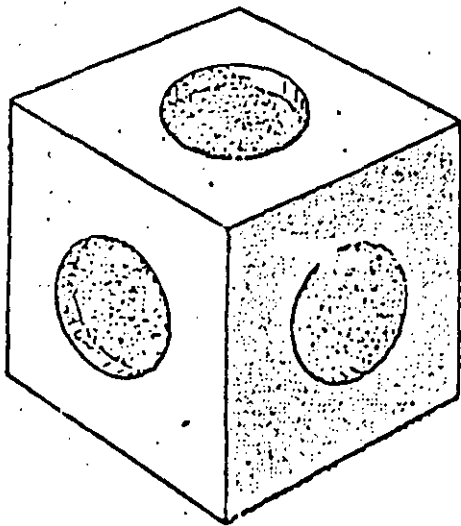
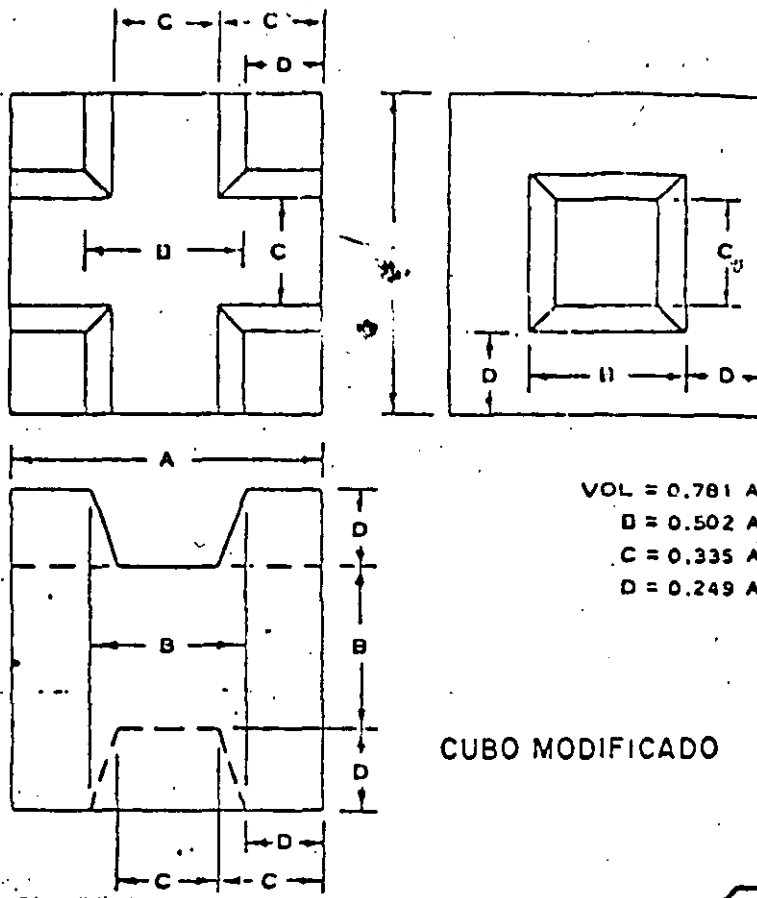


FIG. 7 - DOLOS

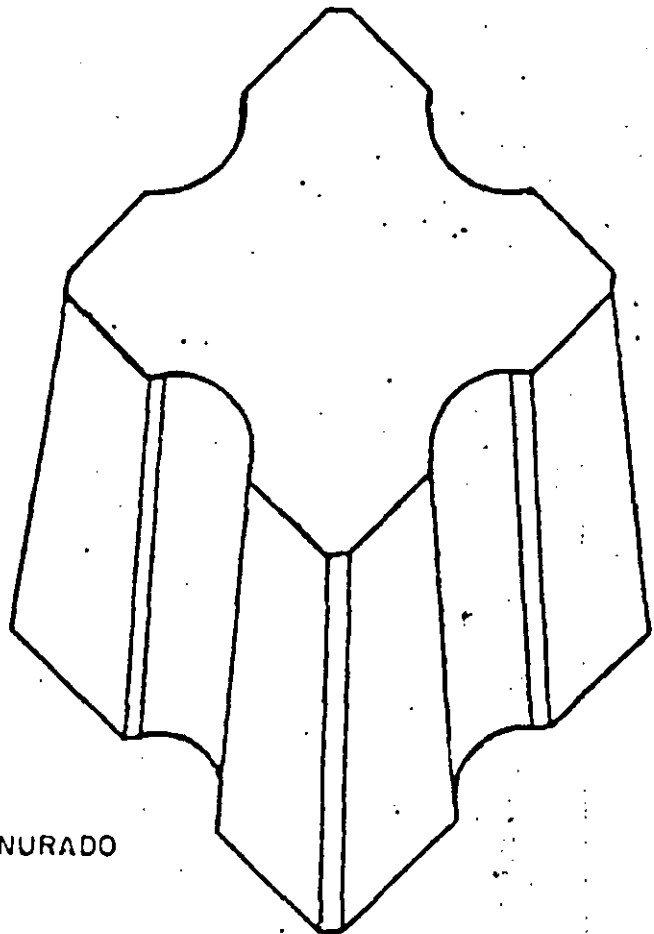


$VOL. = 11,34 T^2$

FIG. 8. - STABIT



CUBO STOLK



CUBO RANURADO

FIG 9 - ALGUNOS CUBOS

the natural bottom raising phase 1 and 2
fine gravel and coarse sand

trailing dredger
(sailing)

the natural bottom raising phase 3
fine gravel and coarse sand

trailing dredger
(sailing)

coarse gravel and rubble
dumping 10-80 kg

barge with side-
unloading
(cross sailing)

rubble dumping
03-10 T

barge with side-
unloading
(cross sailing)

rubble dumping 1-6 T
core and parts of berms

barge with side-
unloading (lying idle)

placing concrete cubes
5,3 and 43 T

block carrier
(moored)

completing berms
rubble dumping 1-6 T

barge with side-
unloading (lying idle)

original bottom

Figure 20.5
(CONSTRUCTION) PHASES OF NORTH BREAKWATER

ROTTERDAM-EUROPOORT.

FIG. 31 COUPE TYPE DES JETEEES NORD ET EST
 ORDINARY CROSS-SECTION OF NORTHERN AND EASTERN BREAKWATERS

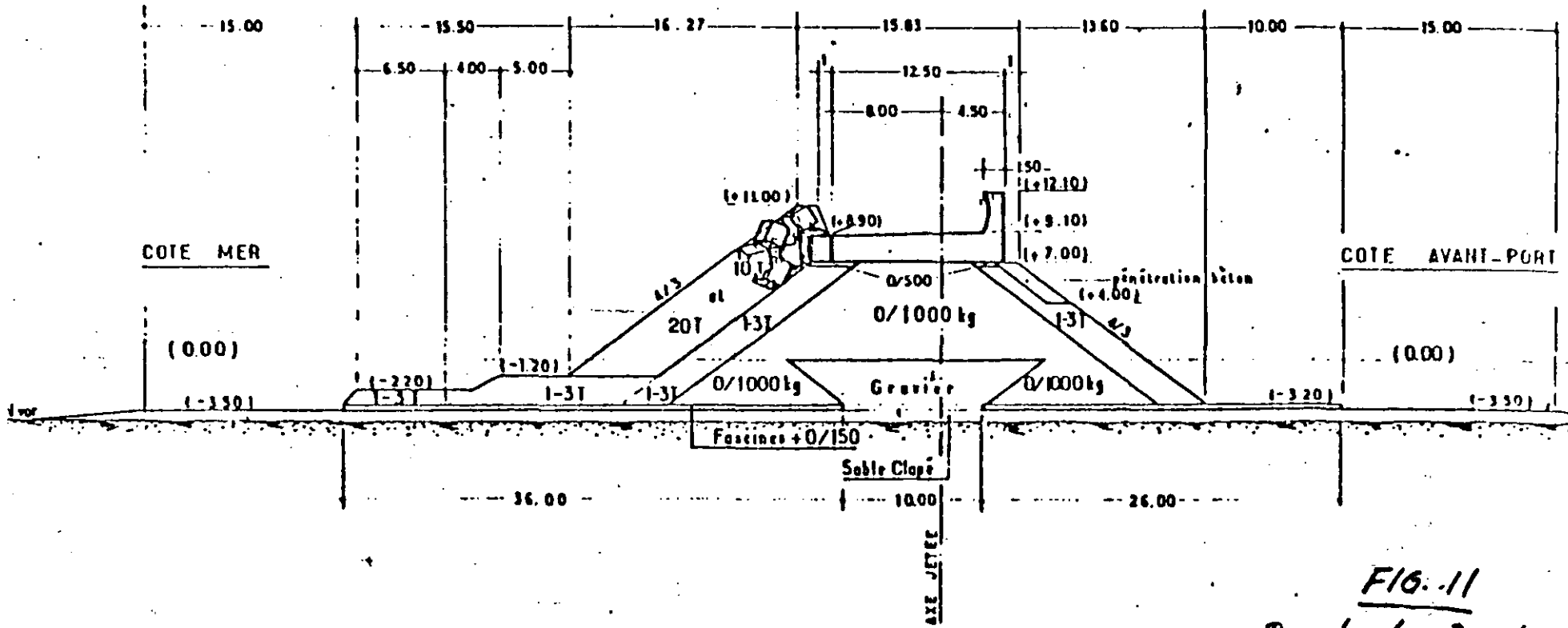


FIG. 11
 Puerte de Dunquerque
 'solucion adaptada.'

Fig 33

COUPE EN LONG DU MUSOIR OUEST
LONGITUDINAL SECTION OF THE WEST ROUND HEAD

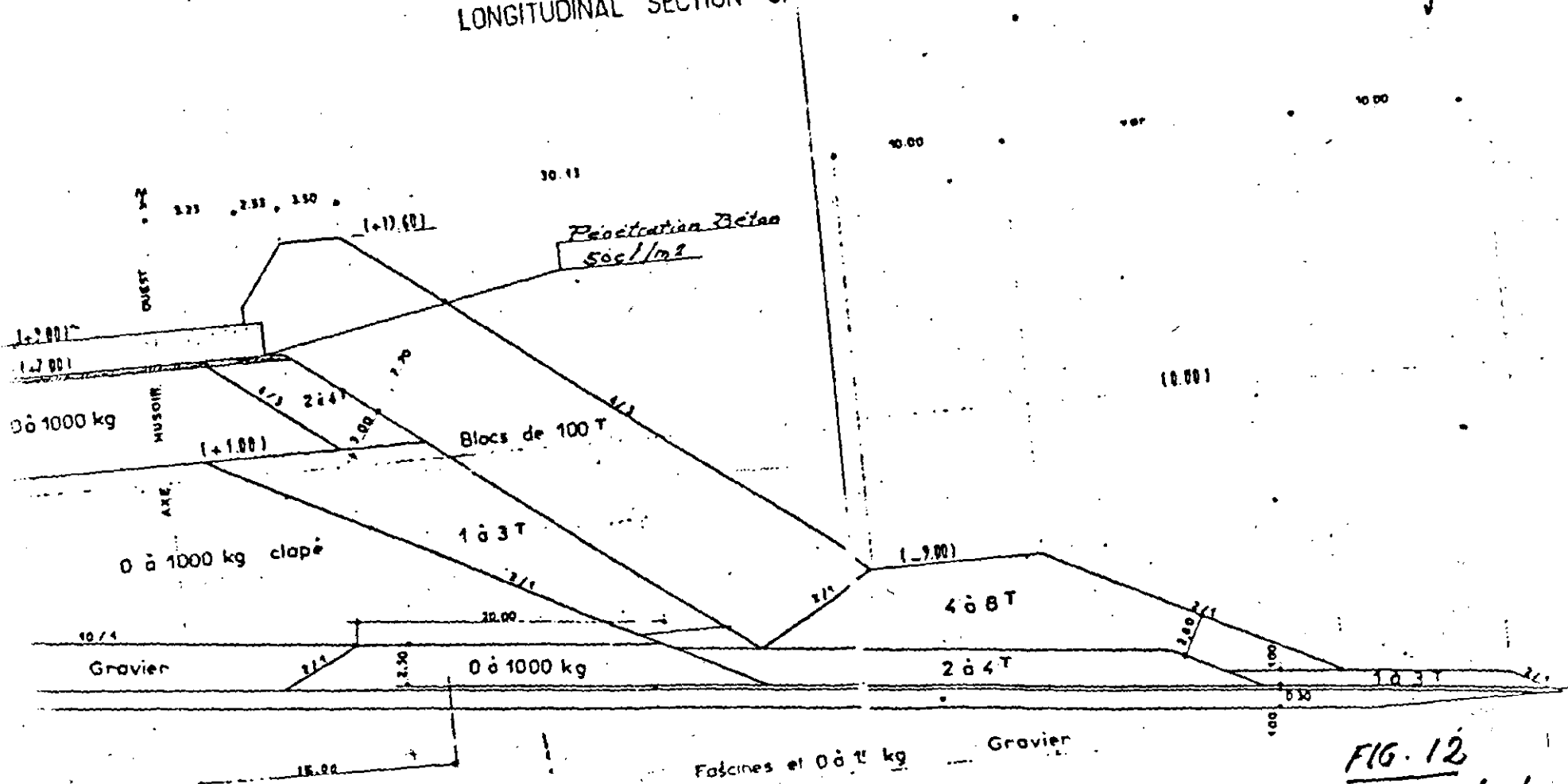


FIG. 12
Morro del puerto de
Dunguwo.

Gr. A

AVANT PORT OUEST

JETEE OUEST

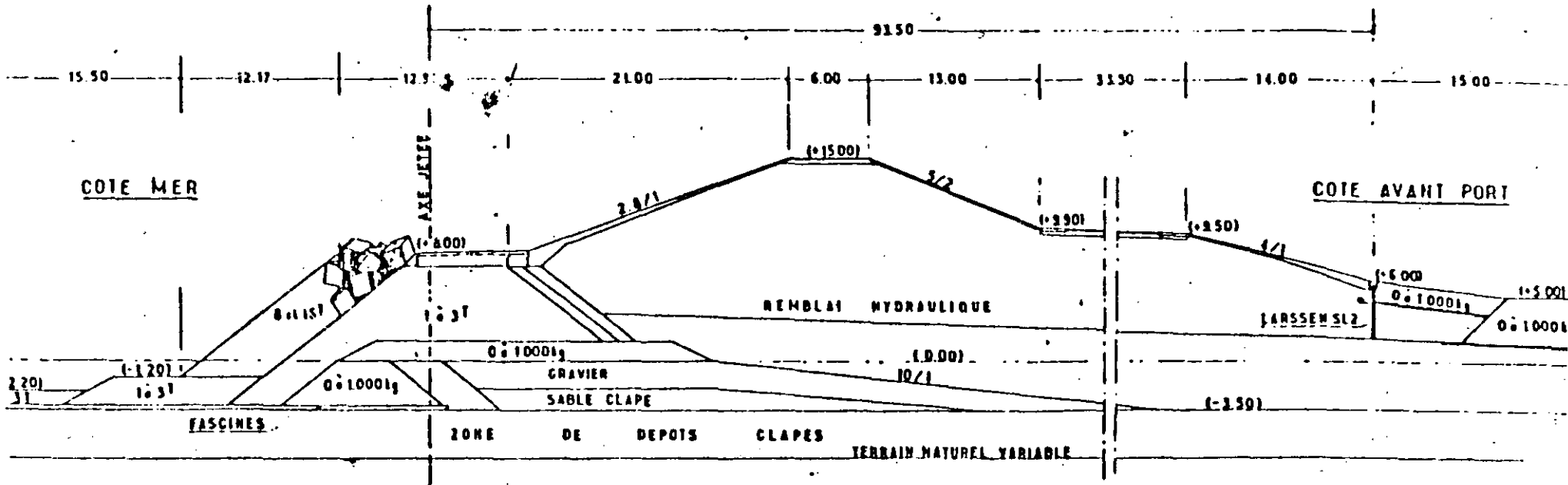
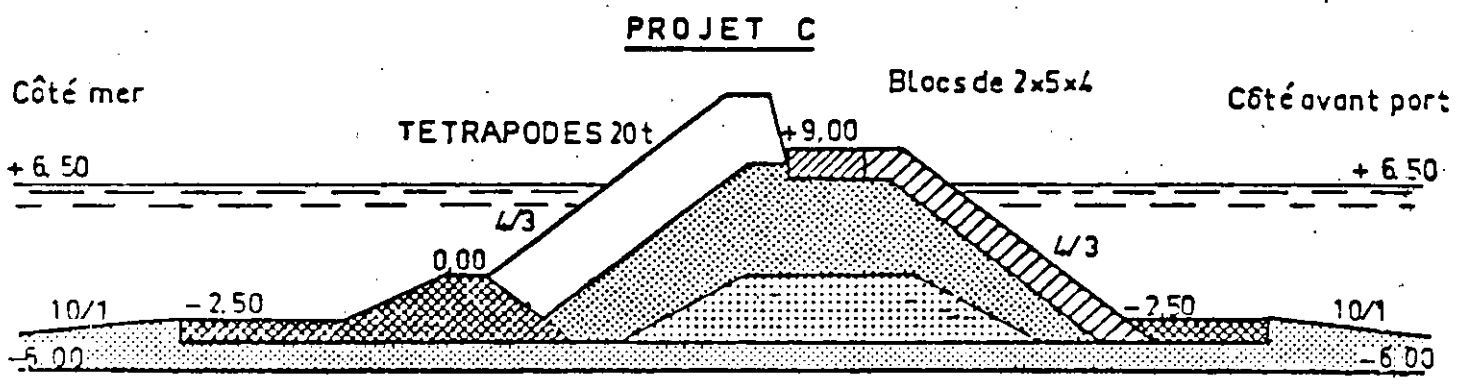
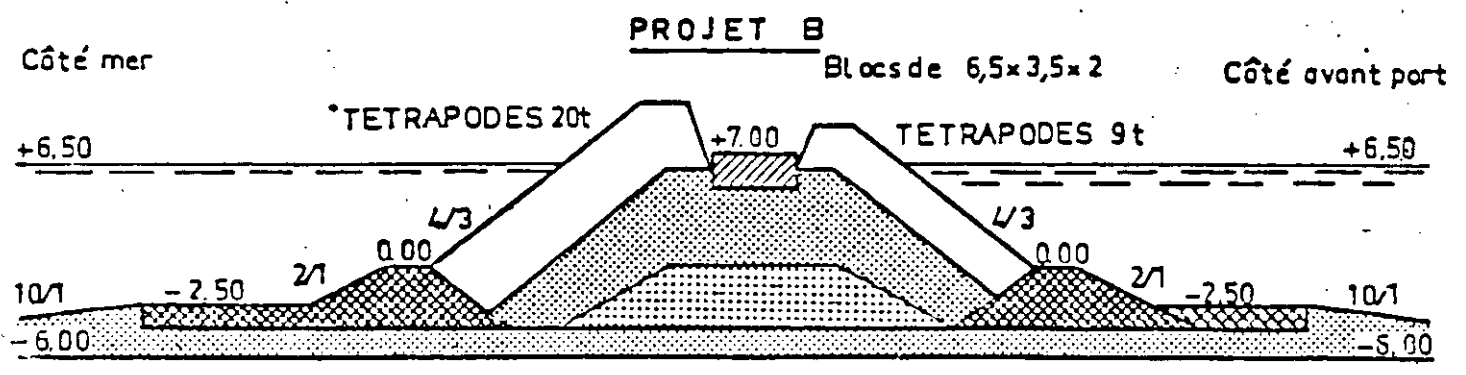
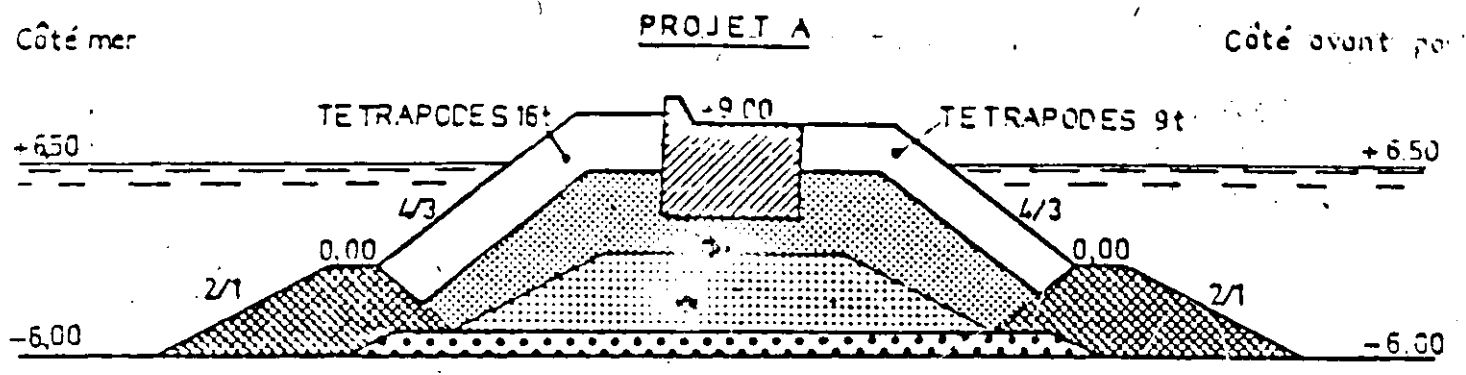


FIG. 32 COUPE-TYPE DE LA JETÉE OUEST
ORDINARY CROSS-SECTION OF WESTERN BREAKWATER

FIG. 13
Puerto de Danquerk
Solución a cada.



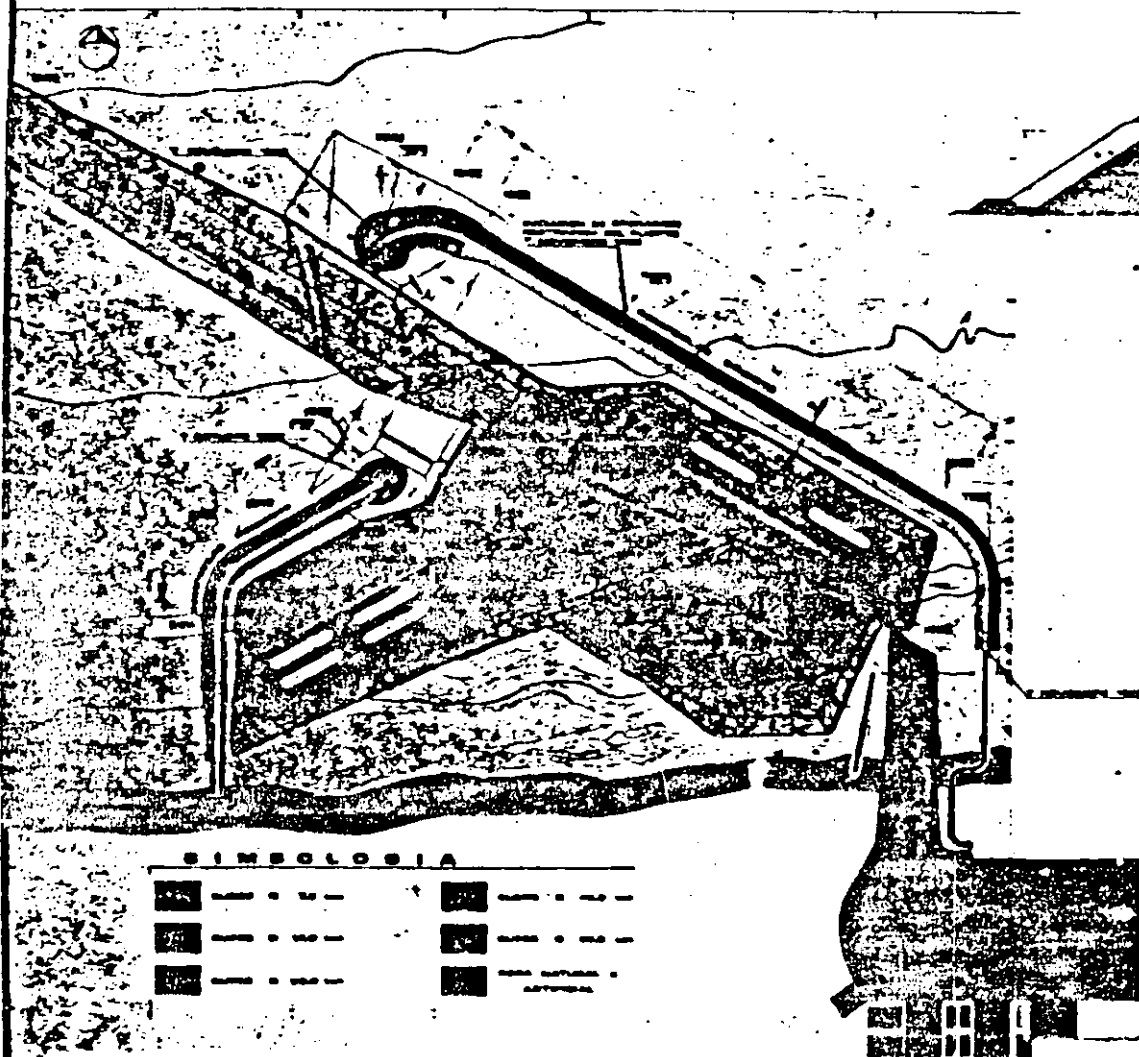
Echelle 1/500 Cotes en m.

- | | | |
|-----------------------|-----------------------|----------------|
| Gravier 0 à 80 m/m | Enrochements 1.5 à 3t | Blocs en béton |
| Enrochements 0 à 50kg | Enrochements 2 à 4t | |
| Enrochements 0 à 1t | Enrochements 4 à 6t | |

FIG. 30 DIFFERENTES STRUCTURES DE JETEEES ETUDIEES
SOME SHAPES OF BREAKWATERS STUDIED

Puerto de Dunquerque. F16.14

PUERTO PETROQUIMICO-PETROLERO DOS BOCAS ROMPEOLAS



SECCION A-A

SIMBOLODIA

- MUR DE PIEDRA
- MUR DE HORMIGON
- MUR DE PIEDRA CON REJILLA
- MUR DE PIEDRA CON REJILLA

CANTIDADES DE OBRA

CONCRETO	VALOR SEGUN LA OPERACION COMERCIAL EN PUNTO	TOTAL REQUERIDAS
ROCA		
- NATURAL	8 878 000 m ³	8 878 000 m ³
- ARTIFICIAL	570 000 m ³	570 000 m ³
TOTAL	9 448 000 m³	9 448 000 m³
HORMIGON		
- EN BLOQUE	267 000 m ³	267 000 m ³
- IN SITU	87 000 m ³	180 000 m ³
- ROCA		
- ARTIFICIAL	848 000 m ³	848 000 m ³
TOTAL	1 162 000 m³	1 095 000 m³

SIMBOLODIA

- MUR DE PIEDRA
- MUR DE HORMIGON
- MUR DE PIEDRA CON REJILLA
- MUR DE PIEDRA CON REJILLA

DATOS COMPARATIVOS DEL PUERTO PETROLIFICO-PETROLERO DOS BOCAS Y EL DE
EUROPORT, EN LOS PAISES BAJOS

N°	C O N C E P T O	DOS BOCAS TABASCO. Mex.	EUROPORT Netherlands	OBSERVACIONES sobre Europort.
1	Total de roca para los rompeolas	5 550 000 Ton	5 000 000 Ton	
1.1.	Cantidad de roca transportada -- por mar o por río	1 800 000 Ton	3 000 000 Ton	Roca de Suecia trans- portada en barco
1.2.	Cantidad de roca transportada -- por ferrocarril o camión	3 120 000 Ton	2 000 000 Ton	Roca de Bélgica lleva- da en ferrocarril.
1.3.	Roca artificial..	630 000 Ton	-.-	
2	Total de concreto	1 026 000 m3	1 000 000 m3	
2.1.	Concreto en bloques	600 000 m3	1 000 000 m3	
2.2.	Concreto en espaldones y losa	180 000 m3	-.-	
2.3	Concreto para roca artificial	246 000 m3	-.-	
3	Cantidad de bloques precolados	71 000 pza	55 000 pza	
4	Dragado	85 000 000 m3	75 000 000 m3	
5	Longitud de vías en el puerto de servicio	12 Km	14.4 Km	
6	Longitud de muelles en el puerto de servicio	1 530 m	1 400 m	
7	Longitud de caminos en el puerto de servicio	30 Km	9.6 Km	
8	Tiempo requerido para la cons- trucción	3 Años	7 Años	Los estudios para Eu- roport se iniciaron - en 1956, once años an- tes de iniciar la - construcción.

PUERTO PETROLERO DOS BOCAS, TAB.

PLAN DE SUMINISTRO DE AGREGADOS PARA LA FABRICACION DE CONCRETOS DE DIVERSOS TIPOS.

1. Estudio del banco de grava de Teapa
2. Estudio del banco de arena de Paraíso-Comalcalco
3. Estudio del banco de arena dentro del terreno de PEMEX en Dos Bocas
4. Estudio de las mezclas para los siguientes tipos de concretos:

<u>Tipo</u>	<u>Destino :</u>	<u>Tamaño máximo de agregado</u>	<u>Resistencia a 28 días - 2 f'c, Kg/cm</u>
4.1.	Cajones para escolleras	1"	420 315
4.2.	Bloques para coraza de- escolleras	6"	
4.3	Bloques precolados tipo T y concreto para ligar los	3-6"	200
4.4.	Losa de piso para super- ficie de rodamiento ca- mino de escolleras	3-6"	150
4.5.	Concreto pobre a colo- car sobre el núcleo de- las escolleras	3-6"	130
4.6.	Roca artificial que es- tará en contacto con -- bloques de coraza en la escollera	6"	200
4.7.	Roca artificial para el núcleo de escolleras	6"	150

5. Planes de suministro de grava y arena, basados en los -- Programas de Construcción para diversas opciones y combi-
naciones de tipos de escolleras.
6. Análisis de precios unitarios.

NOTAS:

- a) En todos los casos se estudiarán diversas relaciones-
agua/cemento. Se utilizará de preferencia cemento :
po V o puzolánico.
- b) Se estudiarán diversas combinaciones de grava de Tea-
pa y arena, bien sea de Paraíso-Comalcalco o de Dos -
Bocas.

DATOS PROPORCIONADOS TELEFONICAMENTE POR EL ING. RAUL VICENTE OROZCO, EN RELACION A LAS MEZCLAS PARA CONCRETO DESTINADO A LA FABRICACION DE ROCA ARTIFICIAL, UTILIZANDO GRAVA-ARENA DE AMACOHITE Y DIFERENTES PROPORCIONES DE ARENA DE DOS BOCAS.

N°	Concepto :	Relación a/c : 0.6			Relación r-a/c : 0.7
		100% G-A 0% A. Dos Bocas	80% 20%	70% 30%	70% 30%
1.	Relación agregados/cemento	9.4	6.0	4.9	5.6
2.	Contenido de cemento en Kg/m ³	210	310	355	320
3.	Peso volumétrico, en Kg/cm ²	2 310	2 243	2 210	2 208
4.	Resistencia a los 7 días, en Kg/cm ² .	130	160	170	130
5.	Resistencia a los 28 días, - en Kg/cm ² .	170	200	215	170
6.	Costo por m ³ . \$	1 829.82	1 854.93	1 845.62	1 790.40
7.	Costo por Ton. \$	792.13	826.99	835.12	810.87

26 - IX - 1979.

FMvB'mev.

TABLA 3.

65-A

CONCRETO Y COLOCACION EN CLIMAS CALUROSOS

Lo más común es que la evaporación del agua del concreto se produzca rápidamente y esto provoca el agrietamiento de la capa de concreto. Debemos protegerlo durante y después de la colocación y operaciones de terminado de manera que la reacción química no se frene, un secado rápido puede provocar problemas como la reducción de la resistencia y como dijimos anteriormente la aparición de grietas plásticas debidas a la contracción.

La velocidad de la evaporación del agua del concreto depende de:

1. Temperatura del aire.
2. Humedad relativa.
3. Velocidad del viento.

Pequeños cambios de estas condiciones pueden provocar efectos pronunciados en la velocidad de evaporación, sobre todo si ocurre simultáneamente según fig. 1, 2 y 3.

Se observa que hay una gran pérdida de agua cuando la humedad relativa es baja, cuando la temperatura sea alta o cuando la velocidad del viento sea alta.

La combinación del tiempo caluroso, seco y vientos fuertes ocurre normalmente en los meses de verano por lo que es conveniente en estos meses se tenga especial cuidado con la evaporación del agua del concreto.

PERDIDA DE AGUA g/cm²/h

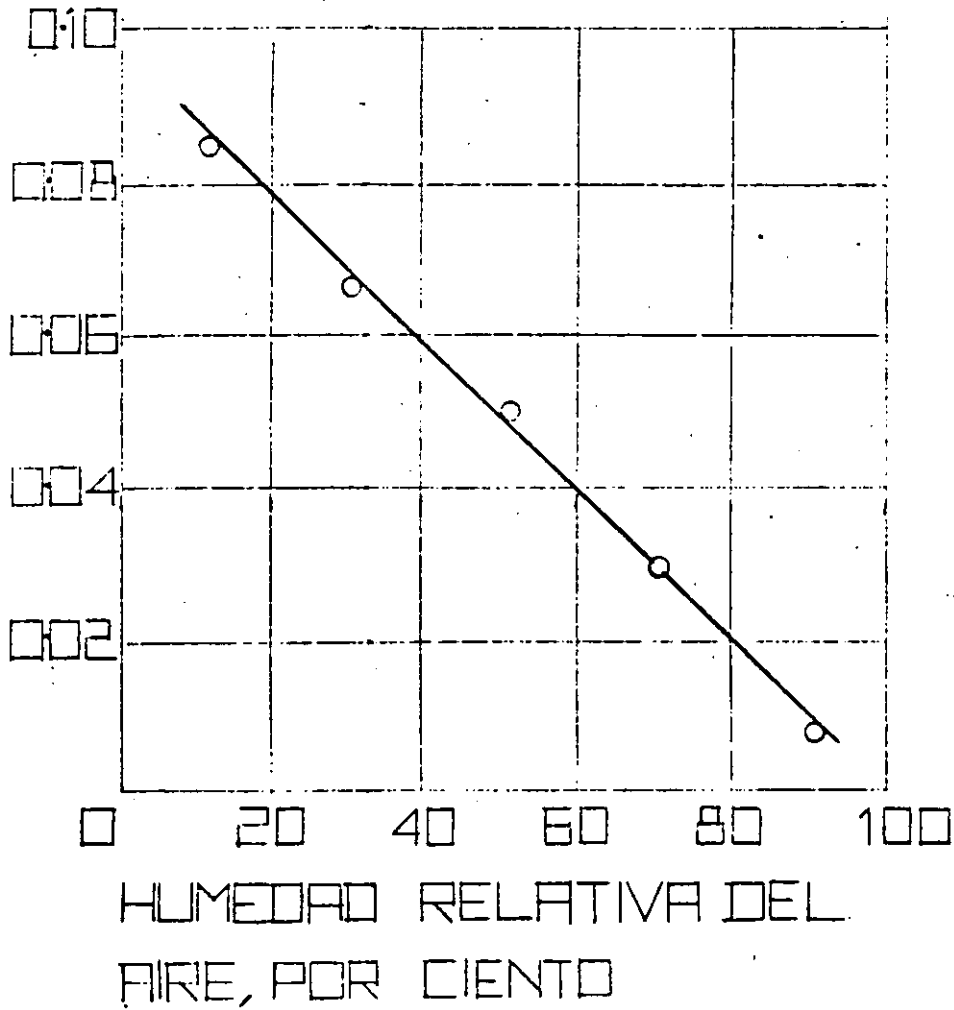


FIG-1: INFLUENCIA DE LA HUMEDAD RELATIVA SOBRE LA PERDIDA DE AGUA DEL CONCRETO (TEMPERATURA DEL AIRE 21° C : VELOCIDAD DEL VIENTO 16 K/h)

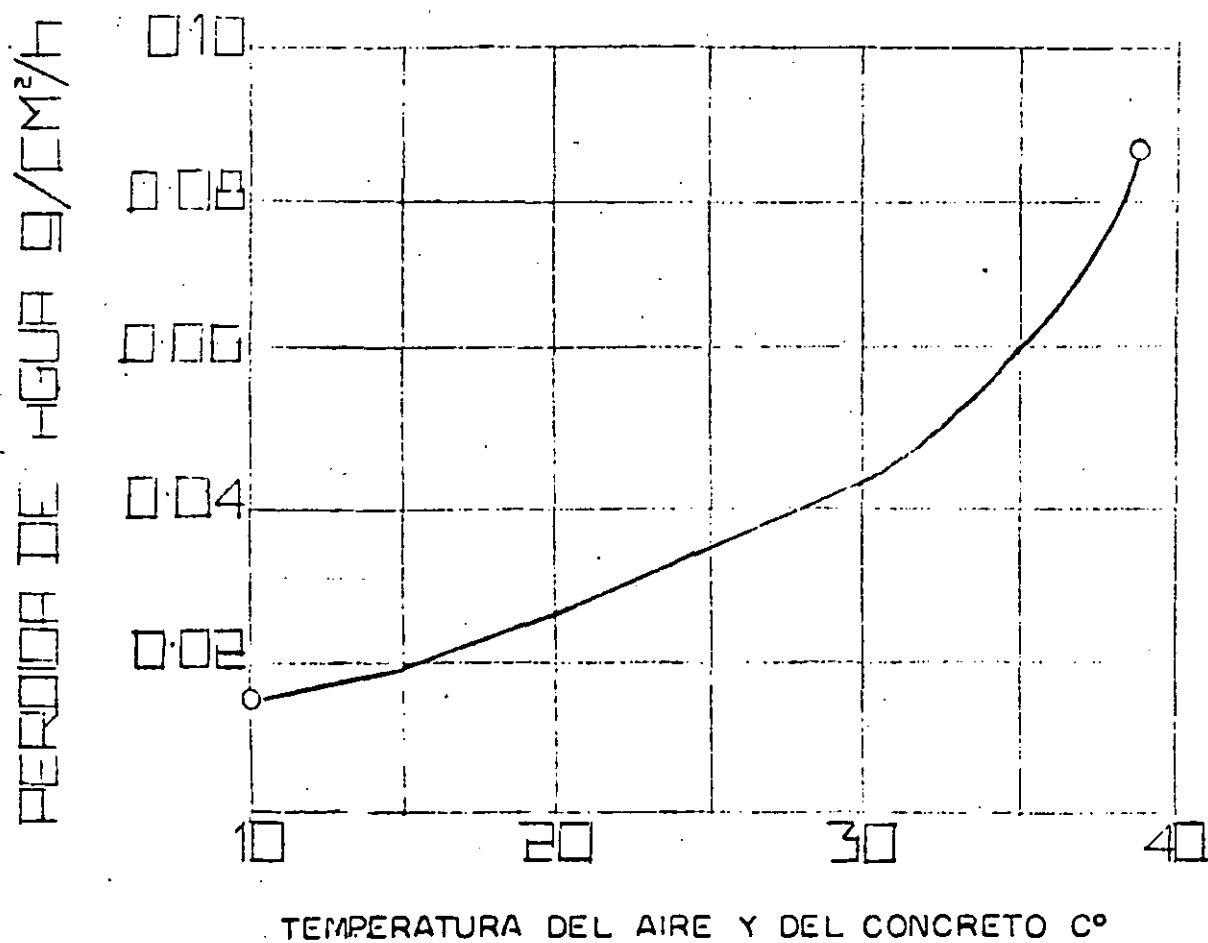


FIG-2 INFLUENCIA DE LA TEMPERA. DEL AIRE Y DEL CONCRE-
TO SOBRE LA PERDIDA DE AGUA EN CONCRETO.

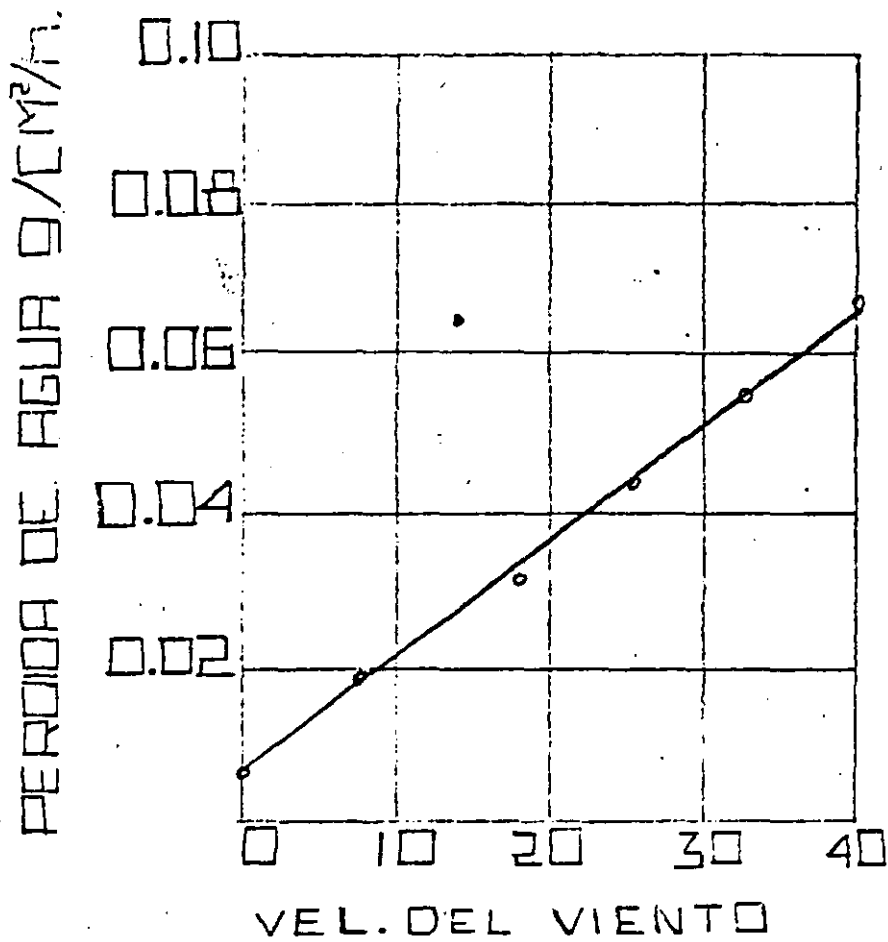


FIG-3 KM/H

La temperatura del cemento tiene un efecto minoritario ya -- que el bajo calor específico del cemento y la cantidad relativa del cemento en la mezcla no hace que influya mucho su temperatura.

Aunque ciertas especificaciones limitan la temperatura que debe tener el cemento, creemos recomendable especificar una temperatura máxima del concreto fresco y no la de la temperatura de los ingredientes para tener una mejor previsión de este aspecto se puede recomendar:

1. Planear y fijar fecha de los colados que van a realizar y con la ayuda de agencias climatológicas conocer la -- temperatura, velocidad del viento, humedad relativa, para ver el equipo que se va a utilizar.
2. Contar con suficiente agua para regar sub-bases, cimbra, agregados y para el curado.
3. Tener láminas de algún material para proteger del viento y dar sombra.
4. Que la colocación esté bien organizada para no tener retrasos.
5. De ser posible empezar los trabajos al final de la tarde ya que hay menor temperatura y los vientos son más - bajos.
6. Enfriar los agregados dándole sombra, regándole agua para que la evaporación que haya, haga disminuir la temperatura del material.
7. Si es posible usar hielo como parte del agua del mezclado para disminuir fácilmente la temperatura de la mezcla.

8. Regando alrededor de donde va a colar, aumenta la humea da relativa, esto no reduce la temperatura del concreto pero ayuda a que no sea tan fuerte la evaporación duran te la colación.
9. El acabado que se tenga que dar a la superficie del concreto debe realizarse lo más rapido posible.
10. Cubrir temporalmente el concreto para que se conserve - húmedo.
11. Curar el elemento del concreto lo más rápido posible pa ra que la superficie tenga la suficiente resistencia pa ra soportar las membranas de curado porque el agua ade más enfría el concreto.

El muestreo del concreto debe hacerse en un lugar con sombra que esté húmedo y conservar los cilindros un día y ser envia dos al laboratorio para que sea curado totalmente. En cier tas ocasiones se usa aditivo retardador del fraguado del concreto. Algunos reductores de agua son convenientes siempre que no afecten la resistencia y propiedades del concreto.

CLIMA FRIO

En los meses de invierno se debe tener precaución al respec to, ya que una temperatura menor de 7°C puede crear trastor nos especialmente en el período inicial del curado.

Se debe estar previsto para que no se presenten dificultades con la baja temperatura del ambiente y evitar el congelamien to del concreto. Para que no pase lo anterior se puede ca-- lentar los materiales del concreto o formar camaras para man tener una temperatura favorable.

El costo de estas medidas para proteger el concreto es elevado pero son inevitables en el caso de temperaturas muy bajas.

Un resultado muy curioso es que los concretos colocados o bajas temperaturas por arriba del congelamiento, pueden tener una resistencia mayor que los concretos colocados a temperaturas mayores pero queda implícito que el curado en temperaturas bajas se debe mantener durante más tiempo.

La temperatura afecta la velocidad de endurecimiento del concreto, y la velocidad de hidratación del cemento, las temperaturas bajas retardan el endurecimiento y la ganancia de -- resistencia del concreto.

A temperaturas de 21°C la resistencia a temprana edad es baja, pero en edades siguientes se incrementa considerablemente. Los concretos hechos y curados a una temperatura de -- 15°C tiene una consistencia baja a edades tempranas, pero -- a las edades subsecuentes su resistencia es mayor que la de los concretos hechos y curados a temperatura de 21°C .

Para evitar que el agua del concreto se congele y ésta se expanda destruyendo la masa del mismo, se debe buscar:

Utilizar la menor cantidad de agua.

Utilizar un agente inclusor de aire.

Lo más importante es utilizar un cemento de rápida resistencia. La primera sería, como dijimos anteriormente, cemento de rápida resistencia, otra sería emplear mayor cantidad de cemento, utilizar temperaturas altas de curado e inclusive - curado a vapor.

El usar acelerantes químicos del fraguado no es lo más recomendable y no se debe confiar en ellos para evitar la congelación del concreto.

El cloruro de calcio es el más empleado para acelerar el fraguado y se recomienda usar un 1% del peso del cemento cuando se tiene menos de 7°C.

Utilizar más del 2% puede tener consecuencias muy graves como son, un fraguado mucho muy rápido, incremento del encogimiento por secado, corrosión del acero de refuerzo y otros.

El cloruro de calcio y aditivos que lo contengan nunca deben ser usados en concreto presforzado, ni debe ser usado en concreto con aluminio embebido ya que lo corroe fácilmente, ni debe ser usado para concretos que estén en contacto con suelo o agua que contengan sulfatos.

El congelamiento de un concreto afecta la resistencia al intemperismo y la impermeabilidad de este concreto nunca será igual que la de los concretos que no hayan sido congelados.

Recomendaciones para el Colado:

Contar con suficientes calentadores, materiales aislantes, tener cemento RR. Es recomendable calentar los materiales para que al menos el concreto tenga una temperatura de 15°C cuando se esté colando.

Si la temperatura del aire está entre 0°C y 7°C es recomendable calentar el agua de mezclado y cuando la temperatura es inferior a los 0°C, se debe calentar tanto el agua de mezclado como la arena y en algunos casos el agregado grueso. No debe usarse agregados congelados o viceversa los agregados no deben sobrecalentarse y la temperatura máxima del agua debe ser de 55°C.

El concreto nunca debe ser colocado sobre suelo congelado.

Siguiendo las indicaciones anteriores con respecto a aditivos que contengan cloruro de calcio y después que se ha colocado el concreto, deberá conservarse una temperatura de curado de 21°C durante los 3 primeros días y 12°C en los 5 primeros días, si se usa cemento normal, pero si se usa cemento RR los 21°C pueden ser en los 2 primeros días y los 12°C en los 3 primeros días y no permitir durante los 4 días siguientes que se congele el concreto.

Se debe estar checando cuál es la temperatura ambiente para cuando sea necesario se pueda acondicionar una cámara o cámaras para conservar una buena temperatura de curado.

Las cámaras pueden ser de madera, plástico papel impermeable, etc., donde debe circular aire húmedo y caliente para no ressecar el concreto.

El mejor método para curado en climas fríos es el curado a vapor, ya que éste proporciona calor y humedad.

El curado a edad temprana con membrana, podrá ser usado en una superficie de concreto que esté dentro de cámaras calentadoras, pero es recomendable curar previamente con agua o vapor y después colocar la membrana.

El utilizar braseros que producen bióxido de carbono que se combine con el hidróxido de calcio en el concreto fresco, tiene sus desventajas pues forma una capa débil de carbonato de calcio y éste provoca que la superficie del concreto se desgaste fácilmente, para este fin no se debe usar más de 36 hrs., o si se utiliza más tiempo, se debe ventilar bien la cámara que conserva la temperatura.

MAQUINARIA ESPECIAL DE TRANSPORTE Y COLOCACION DE CONCRETO

Podemos establecer la existencia de una amplia gama de maquinaria que satisface problemas específicos, pero de aplicación común. En este caso se sitúan las máquinas pavimentadoras, banquetadoras y perfiladoras en general, que enfrentan la dinámica constructiva y urbana de nuestros días, que exige soluciones rápidas, económicas y con un alto grado de confiabilidad.

Es necesario mencionar también, la presencia de las máquinas revestidoras de canales, que conjugan las características de las pavimentadoras en la ejecución de una obra de gran tamaño, como lo son distritos de riego.

COLOCADORAS DE CONCRETO DE FORMAS DESLIZANTES

La pavimentación revestimiento de canales y elaboración de perfiles para banquetas, parapetos, rampas y guarniciones, ha sufrido una gran evolución en base a la utilización, en forma cada vez más amplia de un grupo de maquinarias que aquí hemos englobado bajo el término de colocadoras de concreto.

De acuerdo con la función que realizan y las estructuras que generan, las colocadoras de concreto se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Pavimentadoras, que abarca los equipos de pavimentación y de revestimiento de canales de sección trapezoidal.
2. Perfiladoras, que constituye el grupo formado por las banquetadoras, parapetadoras, guarnicionadoras y rampadoras.

3. **Especiales**, que comprende al grupo de revestimiento de canales de sección no trapezoidal, equipo auxiliar y máquinas de función múltiple.

PAVIMENTADORAS

Realizan la pavimentación con concreto de superficies planas en posición horizontal (pavimentadoras) o inclinada (revestidoras de canales), aunque existen modelos recientes que, dentro de límites de fabricación, pueden realizar el trabajo en posiciones diversas.

Los métodos de pavimentación que se distinguen en este grupo son dos:

Longitudinal.- La máquina avanza en forma longitudinal, con respecto a la sección que fabrica, realizando simultáneamente la colocación del concreto, lo que genera una pavimentación integral, de muy alta velocidad y que proporciona buenos rendimientos.

Transversal.- La máquina avanza también en forma longitudinal, sin embargo, la colocación se realiza por secciones transversales, es decir, la pavimentación se logra por franjas del ancho de diseño de la máquina empleada.

Los primeros equipos en utilizarse fueron los transversales, que empiezan a ser desplazados por los longitudinales en aras de la rapidez y eficiencia.

Los equipos transversales están sostenidos por un marco de acero que permite el deslizamiento de la unidad de pavimentación a lo largo de su eje, el cual coincide con el sentido transversal de la sección construída. Las máquinas longitudinales constan también de un marco de acero, el cual sopor-

ta, al centro del claro, el sistema de recepción y distribución. El marco de acero, principalmente en las pavimentadoras urbanas, puede ser extensible y forma parte integral de la unidad de pavimentación.

La provisión del concreto se realiza en forma directa a la unidad o bien, por medio de una extensión que contiene una banda de transportación la cual transporta el material hasta la unidad de pavimentación.

PERFILADORAS

Las máquinas perfiladoras son derivaciones muy prácticas de las pavimentadoras, que cubren con mayor eficiencia y rapidez las funciones que antiguamente se realizaban con mano de obra y cimbras tradicionales.

Su trabajo consiste en colocar el concreto en forma de estructuras finales, al ser alimentadas con concreto masivo. Las principales estructuras que realiza son:

- Banquetas
- Guarniciones
- Vallas
- Barreras de Protección
- Topes de Estacionamiento

Cabe señalar, que lo reciente de los modelos les ha permitido incorporar características de control electrónico, lo que las hace aún mas óptimas que los antiguos modelos totalmente mecánicos.

La forma de desplazamiento de estas máquinas es en sentido longitudinal con respecto a la estructura que realizan, y pueden emplear un sistema de traslado a base de orugas, ruedas o rieles. Los diferentes fabricantes han optado por utilizar un sistema hidráulico para control de las funciones de

perfilación y un motor diesel para desplazamiento y accionamiento de sistemas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA.

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ACABADOS DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

1994.

PRIMER CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

(Julio, 1990)

ACABADO DEL CONCRETO

Por : Manuel Mena Ferrer

En la definición de términos propuesta por el Comité ACI 116⁽¹⁾ el acabado de una superficie de concreto se identifica con la textura que se obtiene después de realizar la compactación y las operaciones de acabado. A su vez, estas operaciones corresponden a la nivelación, alisamiento, compactación, u otros tratamientos superficiales del concreto fresco o recién colocado, requeridos para obtener el aspecto o el servicio deseado.

En esta descripción queda implícita una primera clasificación de los acabados en función de su trascendencia, es decir, el requerimiento de obtener superficies de concreto con determinadas características por condiciones estéticas o por necesidades de funcionamiento y durabilidad de las estructuras.

Si bien esta diferenciación es muy importante, se estima que debe complementarse con el criterio del U.S. Bureau of Reclamation⁽²⁾ que establece dos modos fundamentales para la obtención de superficies de concreto con el acabado requerido: 1) los acabados resultantes en las superficies en contacto con las cimbras (superficies formadas) y 2) los acabados realizados en las superficies libres de colado (superficies no formadas).

De acuerdo con ello, el acabado de las superficies formadas resulta del empleo de cimbras o moldes hechos con el material adecuado en la superficie de contacto con el concreto, conjuntamente con la ejecución de una compactación eficaz, y el acabado de las superficies no formadas se obtiene aplicando el tratamiento idóneo a la superficie expuesta del concreto recién colocado y compactado.

En el cuadro que se incluye como Anexo 1, se establece una clasificación tentativa de los acabados conforme a estos criterios. En dicho cuadro se hace mención de los acabados como los identifica el citado USBR,⁽²⁾ es decir, los acabados F para superficies formadas y los acabados U para superficies no formadas.

El Anexo 2 corresponde a una tabla que consta de cuatro hojas, en donde se describen las características, medios de obtención y requisitos de los acabados F y U, conforme a la Referencia 2. Para complementar esta información, en la tabla que se identifica como Anexo 3 se presenta un resumen de las tolerancias geométricas especificadas para diversos tipos de estructuras según la misma Referencia 2.

En lo que respecta a los acabados que pueden darse a las superficies expuestas de concreto con fines estéticos, existe una gran variedad de procedimientos, materiales y productos aplicables, de los cuales se hace una amplia descripción en la Referencia 3.

REFERENCIAS

- (1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". ACI 116R-85. American Concrete Institute. EUA. (1985).
- (2) U.S. Bureau of Reclamation. "Concrete Manual". Eighth Edition. U.S. Department of the Interior. EUA. (1975).
- (3) Portland Cement Association. "Basic Concrete Construction Practices". John Wiley and Sons, Inc. EUA. (1975).

- - - - -

MMF
30/06/90

CLASES DE SUPERFICIE	REQUISITOS	TIPOS DE ACABADO
<u>FORMADAS:</u> Producidas por el contacto con los forros de las cimbras o de los moldes.	FUNCIONALES (Geométricos, dimensionales, de lisura, etc.)	F-2 (USBR) F-4 (USBR) Antideslizantes Otros, para usos específicos
	DE ASPECTO (Geométricos, arquitectónicos, decorativos, texturales, etc.)	F-1 (USBR) F-3 (USBR) F-5 (USBR) Estéticos diversos (colores, texturas, relieves, formas, agregados expuestos, etc.)
<u>NO FORMADAS:</u> Obtenidas por el tratamiento con equipos y herramientas sobre las superficies expuestas recién terminadas.	FUNCIONALES (Geométricos, de lisura, compacidad, homogeneidad, etc.)	U-3 (USBR) U-4 (USBR) Antiderrapantes Otros, para usos específicos
	DE ASPECTO (Geométricos, estéticos, texturales, etc.)	U-1 (USBR) U-2 (USBR) Estéticos diversos (colores, texturas, agregados expuestos, incrustaciones y depresiones decorativas, etc.)

ANEXO 1.- CLASIFICACION TENTATIVA DE LOS ACABADOS EN LAS SUPERFICIES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

ANEXO 2.- CLASES DE ACABADO PARA SUPERFICIES DE CONCRETO Y
TOLERANCIAS MAXIMAS EN LAS IRREGULARIDADES

ACABADOS	APLICACIONES, REQUISITOS Y TOLERANCIAS
TIPO F :	ACABADOS EN SUPERFICIES CIMBRADAS
F-1	<p>Se aplica a superficies donde no es objetable la rugosidad y solamente se requiere reparar el concreto defectuoso, conrregir las depresiones mayores de 25 mm y rellenar los huecos que dejan las varillas. También es aplicable a superficies que deben cubrirse con un impermeabilizante o material de relleno. Las cimbras pueden construirse sin mucho detalle, con un material que evite la fuga de mortero durante la compactación del concreto.</p> <p>Tolerancias: Depresiones no mayores de 25 mm, medidas con respecto a un patrón de 1.5 m.</p>
F-2	<p>Se aplica a superficies permanentemente expuestas al ambiente en donde no se especifica un acabado especial, lo cual es aplicable a muchas estructuras hidráulicas no sujetas a la acción del agua que fluye con alta velocidad, como por ejemplo revestimientos de canales, algunos túneles, sifones, alcantarillas, vertederos abiertos, etc. Las cimbras pueden construirse de madera o acero, de manera que se logren las dimensiones y el alineamiento requeridos, sin deflexiones ni irregularidades sobresalientes.</p> <p>Tolerancias: Depresiones graduales no mayores de 13 mm. Depresiones bruscas no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 1.5 m)</p>
F-3	<p>Se recomienda en superficies de estructuras donde la apariencia es importante, para lo cual las cimbras deben tener las dimensiones precisas y deben construirse con tableros de madera machimbrada o forrada con chapa (triplay), no siendo permisible el revestimiento metálico. No deben producirse deflexiones, salientes o desviaciones visibles en el concreto. Con el fin de evitar imperfecciones, las cimbras deben ajustarse y anclarse con exactitud en las juntas de construcción.</p> <p>Tolerancias: Depresiones graduales no mayores de 6 mm. Depresiones bruscas no mayores de 3 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 1.5 m).</p>

<p>F-4</p>	<p>Se aplica en superficies donde el alineamiento y la regularidad deben ser extremadamente precisos, a fin de evitar los efectos destructivos del agua que fluye a gran velocidad, en cuyo caso se encuentran las compuertas de salida, los tubos de aspiración y los túneles vertedores. Las cimbras deben ser resistentes y deben mantenerse en el alineamiento prescrito con firmeza y precisión, y pueden ser construidas con cualquier material que produzca la superficie especificada, es decir, madera machimbrada o chapeada, o acero.</p> <p>Tolerancias: Depresiones graduales no mayores de 6 mm. Depresiones o salientes bruscas paralelas al flujo no mayores de 6 mm. Depresiones o salientes bruscas no paralelas al flujo no mayores de 3 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 1.5 m).</p>
<p>F-5</p>	<p>Se requiere en superficies a las que debe aplicarse posteriormente un aplanado o repellido (yeso o mortero). Las cimbras suelen construirse de madera sin cepillar, a fin de obtener superficies rugosas que faciliten la adherencia. No debe permitirse la lubricación de las cimbras ni revestirlas con láminas metálicas.</p> <p>Tolerancias: Depresiones graduales no mayores de 6 mm. Depresiones bruscas no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 1.5 m).</p>
<p>TIPO U :</p>	<p>ACABADOS EN SUPERFICIES LIBRES (SIN CIMBRA)</p>
<p>U-1</p>	<p>Se obtiene pasando una regla o cercha sobre las superficies de concreto que posteriormente deben cubrirse con material de relleno o con otro concreto, o que constituyen la primera etapa de los acabados U-2 y U-3.</p> <p>Consiste en nivelar el concreto y emparejarlo con una plantilla que produzca la geometría requerida, dejando una superficie uniforme y regular. Inmediatamente después de la nivelación, el concreto excedente debe retirarse mediante el movimiento alternativo (en zigzag) de la regla al enrasar. En superficies curvas, como la cubeta de los túneles, debe usarse una plantilla especial. En tramos largos y angostos de revestimientos curvos o planos, es deseable utilizar formas deslizantes pesadas o máquinas de pavimentación y acabado.</p> <p>Tolerancias: Irregularidades en todas las superficies no mayores de 10mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).</p>

U-2

Se obtiene con llana de madera y se emplea en superficies exteriores donde no se especifica acabado especial, como en plantillas de sifones y puentes-canal, pisos de estructuras de canales, vertedores, obras de descarga, etc. El acabado puede darse manual o mecánicamente, pero sin iniciarlo hasta que el concreto manifieste cierta rigidez y desaparezca el brillo superficial. La operación de la llana debe limitarse a obtener una superficie uniforme, borrando las marcas dejadas por la regla en la operación precedente. En caso de requerirse el acabado U-3, el paso de la llana debe dejar en la superficie una ligera cantidad de mortero, sin exceso de agua, para permitir el trabajo efectivo de la llana metálica.

Tolerancias:

Irregularidades en todas las superficies no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).

L-3

Se efectúa con llana metálica y se recomienda en losas de pisos interiores (excepto los que deben llevar recubrimiento), en plantillas de túneles, en paldaños de escaleras interiores, etc. La aplicación de la cuchara metálica debe hacerse el momento en que la película de humedad y brillo hayan desaparecido de la superficie previamente emparejada con la llana de madera, y hasta que el concreto endurezca lo suficiente para evitar que se presente demasiado material fino y agua en la superficie, ya que puede provocar fisuras y reducir la durabilidad de la misma. Un retraso excesivo en esta operación puede dificultarla por endurecimiento del concreto. La llana metálica se aplica con presión firme para aplanar y alisar la superficie arenosa dejada por la madera, hasta dejarla densa, uniforme y exenta de defectos, ondulaciones y demás huellas; aunque estas, si son leves, pueden permitirse en superficies que vayan a cubrirse con una capa impermeable. Puede obtenerse una superficie de poro fino, que no sea resbalosa, efectuando un pulido final mediante la aplicación suave de la llana con un movimiento circular. Cuando se requiere un acabado más resistente al desgaste, debe permitirse mayor endurecimiento del concreto antes de volver a aplicar la llana metálica con presión firme, hasta producir una apariencia lustrosa en la superficie.

Tolerancias:

Irregularidades en todas las superficies no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).

U-4	<p>Es el acabado que se recomienda para revestimiento de canales, cuyos resultados deben ser equivalentes en regularidad, tersura y ausencia de defectos a los que se obtienen mediante la manipulación prolongada de la llana metálica, aun cuando normalmente no es objetable la presencia de mínúsculas picaduras esporádicas o de ligeras huellas de la llana. Cuando se emplea maquinaria para revestir y producir el acabado, si este reúne los requisitos, no se requiere operación adicional, pero si resultan algunas depresiones después del enrase del revestimiento, no es objetable el empleo de pequeñas cantidades de mortero, para facilitar el acabado.</p> <p>Tolerancias: Irregularidades en superficies de losas de fondo de canales no mayores de 6 mm. Irregularidades en superficies del revestimiento en taludes de canales no mayores de 13 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).</p>
ESPECIAL:	SUPERFICIES PULIDAS CON PIEDRA DE ESMERIL
	<p>Se aplica en superficies donde se recortan protuberancias, abombamientos y añadidos de concreto, y en zonas de túneles y conductos donde se requiere una superficie lisa y uniforme para evitar la cavitación. Las cimbras deben retirarse cuando el concreto aún se halle tierno ("verde") pero no antes de 12 horas ni después de 24 horas a partir del colado. A continuación deben efectuarse todos los resanes necesarios y el recorte de todas las protuberancias y los añadidos de concreto que deben suprimirse. Las superficies que van a pulirse deben lavarse con chiflón de agua para remover las partículas sueltas y después secarse con chiflón de aire hasta dejarlas en condición húmeda pero superficialmente seca (sin brillo superficial). Sobre estas superficies se embarra con cepillo o "chulo" un mortero de consistencia cremosa hecho con una parte de cemento portland y una o una y media partes de arena pasada por la malla No.16 (1.2 mm), y se hace pasar el esmeril con una piedra de carborundo No.60, añadiendo más mortero hasta que se tapen todas las irregularidades. El esmerilado debe prolongarse hasta que el mortero aplicado se aprecie casi duro. Después de 7 días de curado húmedo continuo, la superficie debe volverse a pulir con la misma piedra, u otra un poco más fina, hasta dejarla uniformemente lisa. A continuación debe extenderse el curado húmedo por otros 7 días, para completar un periodo total de curado de 14 días.</p> <p>Tolerancias: Las mismas especificadas para el acabado F-4.</p>

CONCEPTOS *	PLANTAS DE ENERGIA Y BOMBEO	CANALES	TUNELES	PRESAS	TUBOS
Desviación respecto al alineamiento establecido	---	50 mm en tangentes.- 100 mm en curvas	25 mm para túneles y conductos de flujo libre	Máximo : 30 mm En construcción enterrada : 65 mm	---
Desviación respecto al perfil de rasante establecido	---	25 mm	15 mm para túneles y conductos de alta velocidad	Máxima desviación : 5 mm por metro 15 mm en 3 metros	---
Variación respecto a la vertical o al declive especificado para líneas y superficies de muros o para aristas.	En 3 m : 5 mm En 6 m : 10 mm Máximo : 25 mm	---	Igual que en los dos primeros conceptos	En 3 m : 15 mm En 6 m : 20 mm Máximo : 30 mm	---
Lo anterior en construcción enterrada	---	---	---	El doble de las cantidades anteriores	---
Variaciones respecto a las localizaciones proyectadas de los alineamientos de edificaciones	En 6 m : 15 mm Máximo : 25 mm	---	---	En 6 m : 15 mm Máximo : 25 mm	---
Variación en las dimensiones de la sección transversal	En menos : 5 mm En más : 15 mm	Espesor especificado : Menos 10 %	Espesor : menos 0 Dimensiones interiores : 0.5 %	En menos : 5 mm En más : 15 mm	Diám.interior : ± 6 a 19 mm, según diám.
Zapatas : desviación máxima respecto a las dimensiones especificadas en planta	En menos : 15 mm En más : 50 mm	---	---	En menos : 15 mm En más : 50 mm	---
Zapatas : reducción máxima del espesor	5 % del espesor especificado	---	---	5 % del espesor especificado	---

* En el intento para resumir esta información en una tabla, se omitieron muchas explicaciones y detalles y la descripción de los conceptos se combinó por simplicidad.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA.

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

CURADO DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

1994.

CURADO DEL CONCRETO

Por: Manuel Mena Ferrer

PLANTEAMIENTO

El concreto endurece y adquiere resistencia como resultado de las reacciones químicas que se producen entre el agua y el cemento que contiene. Estas reacciones, de manera global, se designan como hidratación del cemento.

Al igual que en cualquier reacción química, el grado de avance de la hidratación en un momento dado es directamente proporcional al tiempo transcurrido desde el primer contacto de los elementos reactivos, es decir el agua y el cemento, y la forma como el proceso evoluciona es influida por dos condiciones: 1) la temperatura que prevalece en el seno de la reacción y 2) la continua disponibilidad de ambos reactivos.

En las Figuras 1 y 2 se indica la manera como suelen influir estas condiciones en la evolución de la hidratación del cemento y en la consecuente adquisición de resistencia del concreto con el tiempo. En la Figura 1 se muestra el efecto del cambio de temperatura y en la Figura 2 se pone de manifiesto el efecto de la falta de disponibilidad de agua suficiente en el interior del concreto.

Consecuentemente con lo anterior debe entenderse que el curado del concreto no solamente consiste en proporcionarle condiciones favorables de humedad, sino también de temperatura, para que la hidratación del cemento evolucione en forma apropiada desde el momento que termina de colocarse en las formas hasta la edad en que adquiere la resistencia deseada. ⁽¹⁾

CONDICIONES FAVORABLES DE TEMPERATURA

En la Figura 1⁽²⁾ se incluye como referencia la curva representativa de la evolución de resistencia del concreto a una temperatura de 23°C. Esto se justifica porque en las normas ASTM, que sirven de pauta a las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) en la materia, dicha temperatura es reglamentada como de "curado estándar" para la conservación de los especímenes en el laboratorio, en las pruebas normales de verificación de resistencia del concreto.

En la misma figura se observa que, particularmente en las primeras edades, a temperaturas menores la adquisición de resistencia del concreto se retarda y a temperaturas mayores se acelera. Pero conviene observar también los efectos a mayor edad, como por ejemplo 28 días: por una parte, si la temperatura es demasiado baja (5° C) el efecto retardante continúa, y si por el contrario es demasiado alta (50° C) hay efectivamente una aceleración inicial de la resistencia seguida de una especie de "aletargamiento" que conduce a un decremento en la resistencia final del concreto a esa edad. Es asimismo pertinente observar que tales efectos a 28 días resultan poco significativos para temperaturas comprendidas entre 12 y 32° C, aproximadamente.

La enseñanza práctica que puede obtenerse de lo anterior es la inconveniencia de permitir que la temperatura del concreto recién colocado descienda demasiado cuando el ambiente es muy frío, o se incremente excesivamente por efecto de un medio ambiente demasiado caluroso o por cualquier otra causa.

Precauciones térmicas en clima frío

Para los colados que se realizan en ambientes con muy bajas temperaturas, es necesario vigilar que la temperatura del concreto recién colado no descienda demasiado. En este punto conviene aclarar que, más que la temperatura del ambiente, lo importante es verificar y cuidar la temperatura que prevalece en el concreto, para lo cual se hace necesario

disponer de termómetros adecuados, que registren la temperatura del concreto en los sitios más expuestos al enfriamiento.

El excesivo descenso de la temperatura del concreto recién colocado en la estructura tiene dos principales efectos inmediatos detrimentales: 1) hace más lentos su fraguado y su adquisición de resistencia, y 2) puede causarle daño irreversible en caso de congelación.

Conforme se ha dicho, tomando como referencia una temperatura estándar de curado de 23° C, al disminuir ésta se vuelve más lento el proceso de adquisición de la resistencia del concreto. Si el descenso de la temperatura no va más allá de los 12° C, aproximadamente, su efecto sólo produce inconvenientes prácticos tales como aumentar el tiempo de fraguado y retrasar la fecha prevista para la remoción de las cimbras, pero no debe afectar sensiblemente la obtención de la resistencia prevista a los 28 días.

Si la temperatura del concreto desciende por debajo de los 12° C, pero se mantiene arriba de los 4° C, aproximadamente, se tornan más críticos sus efectos de retraso en el fraguado y en la adquisición de resistencia, al grado que el concreto puede permanecer varios días sin fraguar y al cabo de 28 días manifestar solamente una fracción de su resistencia proyectada. No obstante, dentro de este intervalo de la temperatura inicial de curado (entre 4 y 12° C) el concreto no debe sufrir daño permanente si no se le somete a esfuerzos que lo produzcan, como por ejemplo un descimbrado prematuro. De tal suerte que, si más adelante se incrementa la temperatura, el proceso de adquisición de resistencia puede reactivarse y evolucionar con normalidad hasta que el concreto adquiera sus propiedades potenciales.

Finalmente, si la temperatura del concreto en sus primeras etapas de fraguado y endurecimiento llega a ser menor de los 4° C, existe el riesgo de que el agua que contiene se congele, y que su correspondiente aumento de volumen incremente la porosidad del concreto y le ocasio-

ne daño permanente en grado significativo, tanto en sus propiedades mecánicas como en su durabilidad potencial.

Consecuentemente con lo anterior, lo que conviene durante los colados en tiempo frío es tratar de conservar la temperatura del concreto recién colocado por encima de los 12° C, aproximadamente; si bien las medidas aplicables para conseguirlo deberán ser de acuerdo con el nivel de las bajas temperaturas ambientales que en cada caso existan.

En el informe del Comité ACI 306⁽³⁾ se encuentran recomendaciones adecuadas para los colados en tiempo frío, específicamente en cuanto al empleo de aditivos acelerantes, obtención de registros de temperatura, precalentamiento de los ingredientes del concreto, protección con aislamiento térmico y/o calentamiento externo de la estructura, aplicación del concepto de madurez para la remoción de cimbras, etc.

Para justificar una de las medidas de protección más usuales en tiempo frío, que consiste en proteger el concreto recién colado con aislamientos térmicos, es pertinente recordar que la hidratación del cemento es una reacción exotérmica. Por lo tanto, si un elemento estructural recién colado se aísla térmicamente del exterior, no sólo deja de recibir frío externo sino que también conserva el calor interno que el cemento libera al hidratarse, y esto puede resultar suficiente en muchos casos para mantener la temperatura del concreto en un nivel adecuado sin necesidad de acudir a fuentes externas para el suministro de calor.

La duración de esta protección térmica debe prolongarse el tiempo necesario hasta que el concreto adquiera suficiente resistencia para soportar sin daño los efectos de las bajas temperaturas externas. En condiciones ordinarias, para elementos estructurales con cimbra soportante, se considera que la protección debe conservarse por lo menos hasta que el concreto alcance la resistencia mínima especificada por el proyectista para el retiro de aquellas, y en elementos que no requieren este tipo de cimbra es prudente mantener la protección hasta que el concreto adquiera por lo menos la mitad de la resistencia requerida a los

28 días. Asimismo es importante que el retiro de la protección térmica se realice en forma gradual, para evitar que el concreto sufra el choque térmico provocado por un enfriamiento brusco.

La manera tal vez más sencilla y accesible para determinar el tiempo requerido por el concreto para adquirir las resistencias predichas, consiste en elaborar especímenes representativos del concreto utilizado, conservarlos en idénticas condiciones de humedad y temperatura del elemento que representan, y ensayarlos a compresión a edades sucesivas hasta llegar a las resistencias requeridas.

Precauciones térmicas en clima cálido

Cuando los colados se efectúan en condiciones de alta temperatura ambiental, deben tomarse precauciones para evitar que se incremente demasiado la temperatura del concreto, por los efectos detrimentales que esto puede producirle.

El exceso de calentamiento del concreto recién elaborado, suele producir las siguientes manifestaciones indeseables, principalmente:

1) Disminución en el tiempo de fraguado, y consecuente reducción del tiempo disponible para las operaciones de transporte, colocación, compactación y acabado.

2) Incremento en la velocidad de evaporación del agua y mayor tendencia a los agrietamientos por contracción plástica en la superficie del concreto recién colocado.

3) Malformación de los productos de hidratación del cemento en sus primeras edades, con el consiguiente demérito en las ulteriores propiedades del concreto endurecido.

No es procedente dar un valor preciso de la temperatura ambiental que permita definir cuándo el clima es caluroso, pues los efectos de

las altas temperaturas ambientales sobre el concreto recién colocado pueden variar de acuerdo con otros factores tales como la humedad relativa, la presencia de sol y viento, la posición y tamaño de la superficie de concreto expuesta, la geometría y espesor del elemento colado, etc. Sin embargo, es posible establecer un criterio en este aspecto, refiriéndose a la temperatura máxima que puede tolerarse en el concreto al ser colocado en la estructura. (Sin considerar las estructuras voluminosas de concreto masivo, cuyos requisitos en este aspecto suelen ser particularmente estrictos).

Para el caso de estructuras comunes, construidas en condiciones ambientales ordinarias, muchas especificaciones establecen una temperatura máxima permisible de 32°C para el concreto en el momento de ser colocado.⁽⁴⁾ La justificación de esta temperatura límite puede relacionarse con las tendencias mostradas en la Figura 1, en donde se aprecia que la resistencia del concreto a esta temperatura de curado (32°C) evoluciona con poca diferencia respecto a la de curado estándar (23°C).

Cuando las condiciones ambientales y de trabajo propician que la temperatura del concreto durante su colocación exceda de la máxima temperatura permisible especificada, se hace necesario tomar medidas para reducirla. Estas medidas se hallan convenientemente descritas en el informe sobre colados en tiempo caluroso del Comité ACI 305,⁽⁵⁾ que incluye el empleo de prácticas relativas al preenfriamiento de los ingredientes y la protección del concreto durante su elaboración, transporte, colocación y curado.

Contrariamente a lo que conviene en tiempo frío, al concreto recién colocado en tiempo caluroso debe dársele facilidades para que disipe el calor generado por la hidratación del cemento, a fin de que no contribuya a sobreelevar su temperatura. Para favorecer la pérdida de este calor suele recomendarse el pronto retiro de las formas no soportantes, especialmente si son de madera, y la continua aplicación de agua en las superficies de concreto expuestas al ambiente, para que con su evaporación se produzca un gradiente térmico más favorable para la

rápida disipación hacia el exterior del calor que se genera internamente en el concreto.

CONDICIONES FAVORABLES DE HUMEDAD

La cantidad de agua necesaria para elaborar el concreto suele definirse en función de dos requerimientos: 1) el cumplimiento de las propiedades especificadas para el concreto endurecido, y 2) la obtención de la consistencia requerida en las mezclas al ser elaboradas.

El procedimiento usual consiste en definir primero la relación en peso agua/cemento (A/C) necesaria para que el concreto obtenga una cierta resistencia o durabilidad especificadas, y a continuación determinar el consumo de agua por m^3 de concreto necesario para que la mezcla de concreto, elaborada con dicha relación A/C, obtenga la consistencia requerida para su manejo y colocación.

Para los niveles de resistencia o durabilidad normalmente especificados en las estructuras de concreto ordinarias, los valores de la relación agua/cemento suelen fluctuar entre 0.40 y 0.80, aproximadamente, tal como puede observarse en la práctica recomendada por el Comité ACI 211.1⁽⁶⁾ para seleccionar las proporciones del concreto. Si se toma en cuenta que el cemento sólo requiere para hidratarse una cantidad de agua aproximadamente igual a la cuarta parte de su peso ($A/C \approx 0.25$), resulta que el concreto recién elaborado siempre posee una cantidad de agua en exceso de la estrictamente indispensable para la hidratación del cemento que contiene.

No obstante ello, en la práctica suele ocurrir que la hidratación del cemento no se realice cabalmente por falta de agua suficiente en el interior del concreto. El hecho de que así ocurra se atribuye a la facilidad con que el concreto puede perder agua desde el momento que se coloca en los moldes, a menos que se tomen medidas adecuadas para evitarlo.

La Figura 2⁽⁷⁾ constituye una clara demostración del importante efecto que produce la deficiencia de humedad en el interior del concreto sobre la evolución de su resistencia a compresión. Ahí se observa que, en condiciones severas de falta de humedad, puede dejar de obtenerse algo más de la mitad de la resistencia potencial del concreto.

La franca disminución del contenido original de agua en el concreto a partir de su colocación en los moldes, puede ocurrir por diversas causas. Además del agua que es progresivamente tomada por el cemento para su hidratación, ocurren pérdidas de agua por evaporación, sangrado, absorción y filtración a través de las cimbras, e infiltraciones en el terreno u otras superficies permeables, para concretos colocados en contacto con éstas.

Para tratar de mantener un grado de humedad suficiente en el interior del concreto, a fin de que la hidratación del cemento proceda con regularidad, existen dos medios básicos: 1) reducir al mínimo las pérdidas de agua por las diversas causas mencionadas, y 2) aportar agua exteriormente al concreto en el curso de su proceso de hidratación, a través de las superficies expuestas de la estructura.

Varias de las medidas aplicables para reducir las pérdidas de agua corresponden a la ejecución de prácticas constructivas relacionadas con el diseño y elaboración de mezclas de concreto con poco sangrado, la construcción de cimbras impermeables y estancas, la impermeabilización previa del terreno de contacto, etc.

En lo que concierne propiamente a las prácticas de curado, pueden considerarse esencialmente dos procedimientos aplicables: 1) la inhibición de las pérdidas de agua por evaporación a través de las superficies de concreto expuestas al ambiente, y 2) el suministro de agua externa, por conducto de estas mismas superficies. En el informe del Comité ACI 308,⁽⁸⁾ que corresponde a la Práctica Estándar para Curado del Concreto, se hace una amplia descripción de los materiales y sistemas de aplicación que se utilizan en ambos procedimientos.

Recubrimientos para inhibir la evaporación

El procedimiento de curado consistente en cubrir el concreto recién colado con un material que actúe como barrera contra la evaporación del agua interna, se utiliza con mucha frecuencia por las ventajas prácticas que ofrece.

Se ha dicho que la excesiva pérdida temprana de agua por evaporación es una causa importante de contracción del concreto en su etapa de fraguado, que a su vez ocasiona las llamadas grietas por contracción plástica; lo cual es particularmente frecuente en el caso de estructuras con gran superficie expuesta, como los pavimentos de concreto hidráulico por ejemplo.

En tales casos, la prontitud con que puedan tomarse las medidas para evitar la excesiva evaporación juega un papel importante en la prevención de dichos agrietamientos. Lo más pronto que puede suministrarse agua externa a una superficie de concreto recién terminada es cuando tiene suficiente endurecimiento para no ser dañada, y esto normalmente ocurre después del fraguado inicial, tiempo que en condiciones críticas de secado puede ser tardío para evitar los efectos de la contracción plástica.

Debido a que los recubrimientos inhibidores de la evaporación pueden aplicarse casi de inmediato en las superficies de concreto recién terminadas, esto les concede ventaja para su empleo con respecto al suministro de agua externa. Otra posible ventaja de los recubrimientos sobre el suministro de agua, es que requieren menos supervisión porque se aplican una sola vez. Sin embargo debe tenerse presente que, desde el punto de vista de efectividad, lo más eficaz para asegurar la cabal hidratación del cemento consiste en mantener continuamente agua libre en la superficie del concreto, el mayor tiempo que sea posible.

Los principales productos y materiales que se utilizan como recubrimientos inhibidores de la evaporación del concreto, son:

1) Compuestos líquidos que forman membrana.

Son productos elaborados a base de resinas, ceras o parafinas mezcladas con solventes que al volatilizarse dejan una película impermeable sobre la superficie del concreto. Es recomendable, antes de su empleo, verificar que el producto elegido cumpla con los requisitos de la NOM C-304 (ASTM C 309).

2) Telas de plástico.

Los materiales de esta clase que más se utilizan por su bajo costo son las telas de polietileno, de las cuales existen en el mercado diversos espesores y calidades. En la especificación ASTM C 171 se establece un espesor mínimo de 0.1 mm en las telas plásticas para esta aplicación.

3) Papel reforzado.

Consiste en dos hojas de papel tipo kraft, unidas con un compuesto bituminoso reforzado con fibras. Esta clase de recubrimiento también es reglamentado por la especificación ASTM C 171, pero normalmente no se elabora en el país.

Sistemas de suministro de agua externa

Con las limitaciones señaladas previamente, el suministro de agua externa representa un excelente procedimiento para el curado húmedo del concreto, siempre y cuando se pueda asegurar la permanente existencia de agua libre o de un alto grado de humedad relativa (más de 95 %) en contacto con la superficie de concreto.

Los métodos más usuales para el suministro de agua externa a las superficies del concreto recién fraguado, son:

- 1) Inundación o inmersión.
- 2) Niebla por rocío o riego por aspersion.

- 3) Telas mojadas (yute, algodón, manta, etc.)
- 4) Materiales saturados (tierra, arena, aserrín, paja, heno, etc.)

Comentario

Para seleccionar en cada caso el método más conveniente para el curado húmedo del concreto, es necesario tomar en cuenta diversos factores tales como la posición, ubicación y accesibilidad de las superficies de concreto, el costo unitario y global del trabajo, la severidad de las condiciones ambientales, la disponibilidad y calidad de los medios requeridos (agua, membrana de curado, etc.), la posibilidad de que ciertos materiales puedan manchar el concreto, etc.

RAZONES ADICIONALES PARA UN BUEN CURADO

La adecuada y completa hidratación del cemento contenido en el concreto implica no solamente beneficios técnicos sino también económicos.

En el renglón económico significa obtener todo el provecho posible de cada gramo de cemento utilizado, y la importancia de esto se comprende fácilmente si se considera que es precisamente el cemento el ingrediente comparativamente más costoso del concreto.

En el aspecto técnico se ha puesto énfasis en los efectos del curado deficiente del concreto sobre su resistencia a compresión, por ser esta la propiedad más cotizada y que suele tomarse como índice de la calidad del concreto en general. Sin embargo, los efectos indeseables de las deficiencias de curado también son extensivos a otras propiedades del concreto endurecido, actuando de modo similar que sobre la resistencia mecánica.

Las principales características y propiedades del concreto que pueden resultar afectadas como consecuencia de un curado deficiente, son la estabilidad volumétrica, la deformación bajo carga sostenida, la re-

sistencia a la abrasión y la impermeabilidad, todas las cuales son factores esenciales en la durabilidad de las estructuras de concreto.

REFERENCIAS

- (1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". American Concrete Institute. EUA. (1985).
- (2) Portland Cement Association. "Design and Control of Concrete Mixtures". Bulletin PCA No. T-12. EUA. (1952).
- (3) ACI Committee 306. "Cold Weather Concreting". American Concrete Institute. EUA. (1988).
- (4) U.S. Bureau of Reclamation. "Concrete Manual". Eighth Edition. U.S. Department of the Interior. EUA. (1975).
- (5) ACI Committee 305. "Hot Weather Concreting". American Concrete Institute. EUA. (1989).
- (6) ACI Committee 211. "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete". American Concrete Institute. EUA. (1989).
- (7) Portland Cement Association. "Basic Concrete Construction Practices". John Wiley and Sons, Inc. EUA. (1975).
- (8) ACI Committee 308. "Standard Practice for Curing Concrete". American Concrete Institute. EUA. (1986).

- - - - -

MMF

30/06/90

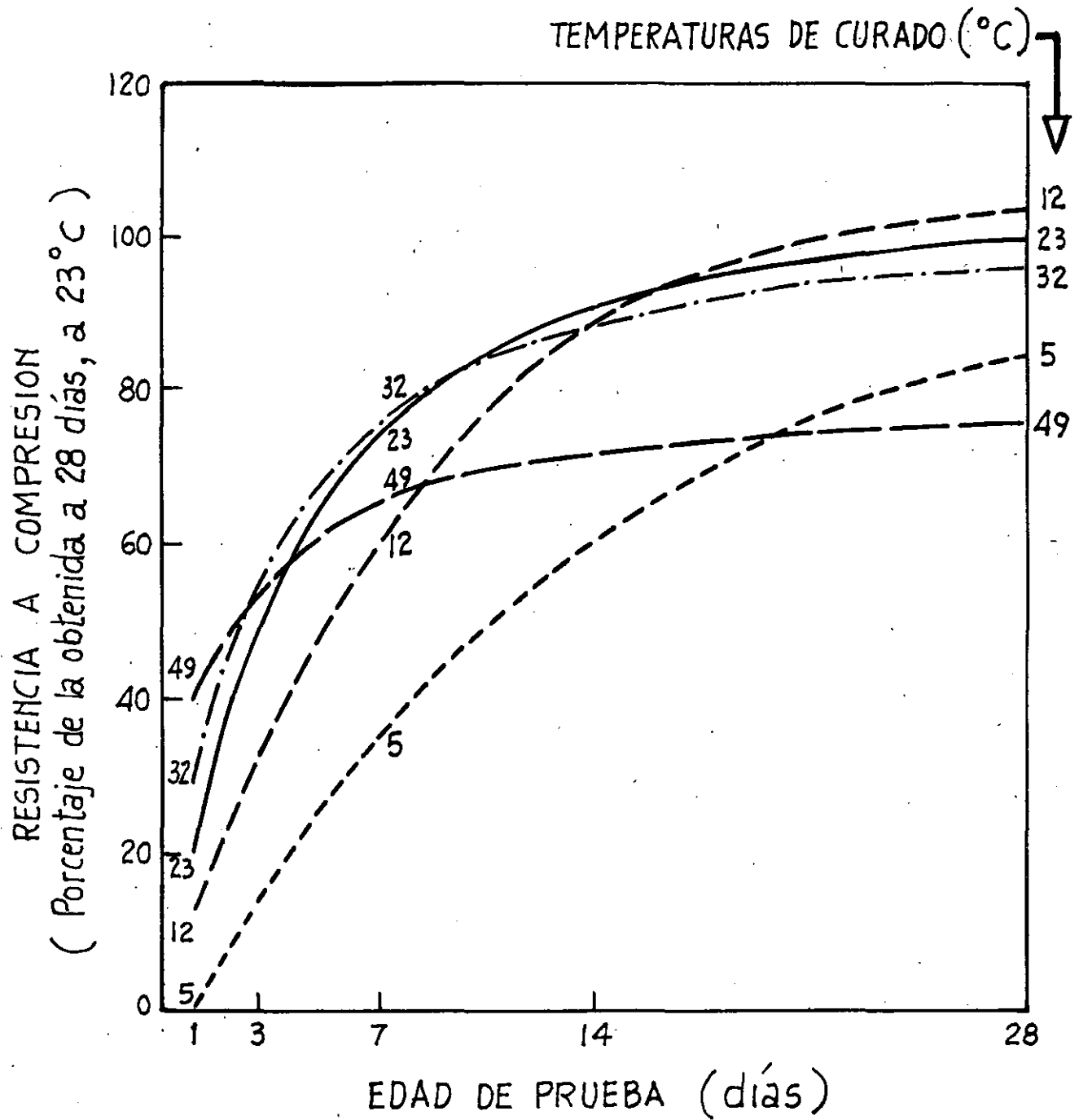


FIG. 1. INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA DE CURADO EN LA EVOLUCION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CON LA EDAD.

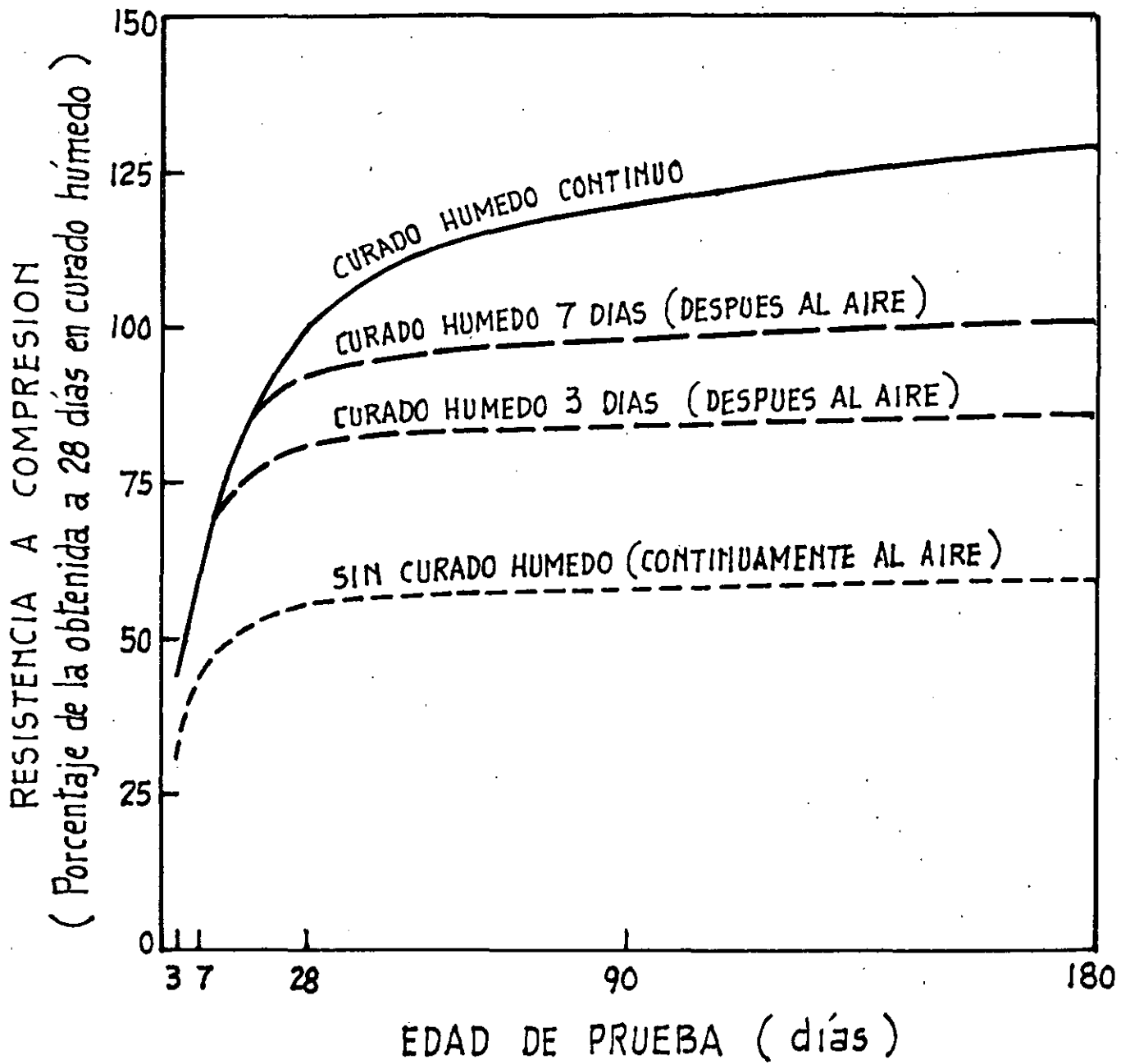


FIG. 2. INFLUENCIA DE LA HUMEDAD DE CURADO DEL CONCRETO EN SU ADQUISICION DE RESISTENCIA CON LA EDAD.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

COMPACTACION DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

1994.

PRIMER CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

(Julio, 1990)

COMPACTACION DEL CONCRETO

Por: Manuel Mena Ferrer

INTRODUCCION

El proceso de utilización del concreto en la construcción de estructuras se compone de una serie de etapas que requieren desarrollarse consecutiva y oportunamente. La compactación del concreto es la etapa que se lleva a cabo inmediatamente a continuación de su colocación dentro del espacio cimbrado.

El concreto simplemente colocado es aquel que se transporta desde la mezcladora hasta el sitio de colado y se deposita dentro del espacio cimbrado en el punto más cercano posible a su posición definitiva en la estructura. Si el concreto se deja fraguar y endurecer en estas condiciones se convierte en una masa rígida sumamente porosa, e incluso cavernosa, que no adquiere cabalmente la forma del molde que lo confina, y cuyas propiedades resultan muy inferiores a las previstas.

Para evitar estas deficiencias, se hace necesario someter el concreto recién colocado a la acción de fuerzas que lo obliguen a adquirir la forma geométrica de los moldes confinantes, reducir su porosidad y mejorar sus características y propiedades, incluyendo su textura y aspecto superficial. Al hecho de aplicar estas fuerzas se le nombra compactar o moldear el concreto.

En la terminología relativa al concreto,⁽¹⁾ la compactación se define como el proceso por el cual un volumen de mortero o de concreto recién colocado se reduce al espacio mínimo practicable, por medio de vibración, centrifugación, apisonamiento, o una combinación de estas ac-

ciones, para moldearlo dentro de las cimbras y alrededor del acero de refuerzo y otras partes embebidas, y para eliminar las burbujas del aire atrapado pero no las del aire incluido intencionalmente.

Esta última distinción es importante porque al compactar el concreto debe tratar de eliminarse el aire atrapado casual, cuyas burbujas de mayor tamaño son perjudiciales al concreto endurecido, pero sin propiciar la eliminación del aire que se incluye intencionalmente con el fin de obtener determinadas propiedades en el concreto de la estructura.

CONSISTENCIA DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO

La intensidad de las fuerzas que se apliquen con el propósito de compactar el concreto, debe guardar relación con el grado de dificultad o de resistencia que las mezclas de concreto opongan para ser moldeadas. Esta resistencia al moldeo se identifica bastante bien con la característica del concreto fresco que se conoce como consistencia de la mezcla.

A grandes rasgos puede hablarse de tres niveles o grados de consistencia que son usuales en las mezclas de concreto:

1) Las mezclas de consistencia "seca" o "dura", como se utilizan en el concreto compactado con rodillo (CCR), el concreto en masa, y en los elementos prefabricados de concreto. Estas mezclas son las más difíciles de moldear y por ello requieren la aplicación de gran cantidad de energía de compactación, como la que se produce en los pesados rodillos vibratorios, los grandes vibradores neumáticos de inmersión, y los vibradores externos de alta frecuencia.

2) Las mezclas de consistencia "plástica", que corresponden a las de uso común en la construcción de las estructuras de concreto ordinarias. Tales mezclas se moldean con relativa facilidad mediante la energía que se produce en los diversos equipos vibratorios de características y tamaño apropiados para este tipo de obras.

3) Las mezclas de consistencia "fluida", cuya utilización se procura cuando existen dificultades para compactar el concreto en el sitio de colocación o para hacerlo penetrar en espacios estrechos o intrincados, tal como suele suceder en los colados bajo agua o en la construcción de muros angostos y/o con abundante acero de refuerzo. Evidentemente, el objetivo de estas mezclas es reducir al mínimo posible su requerimiento de energía para ser moldeadas, llegando en algunos casos al extremo de ser tan fluidas que se adaptan a la forma del molde con la sola energía que proporciona la fuerza de gravedad.

Existen diversos procedimientos y dispositivos aplicables para medir la consistencia de las mezclas de concreto, de acuerdo con su grado de resistencia al moldeo. La prueba tal vez más conocida y utilizada para este fin es la del cono de revenimiento; sin embargo, como sólo utiliza la acción de la fuerza de gravedad, la energía de moldeo que comunica a la muestra de concreto es muy reducida y su campo de aplicación abarca más bien el de las mezclas cuya consistencia es entre plástica y fluida.

Para las mezclas de consistencia más dura, son aplicables otros procedimientos de prueba como el factor de compactación, la mesa de Thaulow o el aparato VeBe, que emplean fuerzas de mayor intensidad y por tanto comunican mayor energía de moldeo a las muestras de concreto. En la Figura 1 se representan los dispositivos que corresponden a estos procedimientos de prueba, con los correspondientes intervalos aproximados de la consistencia en que sus resultados son más representativos y confiables.

REOLOGIA DEL CONCRETO FRESCO

Para analizar el comportamiento y la respuesta del concreto en estado fresco bajo la acción de las fuerzas de moldeo, es necesario referirse solamente a las mezclas de consistencia plástica que como se ha dicho son las más útiles para las construcciones de concreto en general. En cuanto a las mezclas muy secas o muy fluidas, sus patrones de com-

portamiento en este aspecto son diferentes porque las características reológicas de las pastas de cemento que contienen no se asimilan a las del modelo que aquí se discute.

Una mezcla de concreto de consistencia plástica puede ser considerada como una suspensión de partículas de arena y grava ligeramente dispersas en un medio viscoso constituido por la pasta de cemento. Lo cual significa que en esa condición no existe pleno contacto de las partículas de agregados entre sí y que el comportamiento reológico de la mezcla de concreto depende esencialmente de las características y del comportamiento de la pasta de cemento como cuerpo viscoso.

Las pastas de cemento de consistencia plástica son fluidos viscosos no-Newtonianos, que se adaptan al modelo de Bingham, cuyo diagrama reológico se muestra en la Figura 2. Esto quiere decir que poseen una cierta cohesión representada por la ordenada al origen () y que al ser sometidas a esfuerzos que exceden dicha cohesión (o límite de cederencia) tienden a comportarse como fluidos Newtonianos. La resultante práctica de ello es que si una pasta (o una mezcla de concreto) se somete a fuerzas de moldeo capaces de vencer su cohesión, debe manifestarse un cambio transitorio de viscosidad que la haga comportarse como un cuerpo más fluido mientras permanezcan actuando dichas fuerzas.

Para explicar este comportamiento debe considerarse que la pasta es un conjunto de partículas de cemento dispersas en agua y que, no obstante su dispersión, se mantienen agrupadas por efecto de un balance positivo de las fuerzas de atracción y repulsión que existen entre partículas. En la Figura 3 se hace una representación esquematizada de tales fuerzas que se ejercen entre las partículas de cemento, y que en resumen son:

- 1) La fuerza de la gravedad que se ejerce individualmente en cada partícula de acuerdo con su masa, y que tiende a producir un efecto de asentamiento del cemento en el seno de la pasta.

2) Las fuerzas de atracción capilar entre partículas vecinas, debidas a la tensión superficial del agua que ocupa la red de conductos capilares formando una especie de "estructura acuosa" en la pasta.

3) Las fuerzas de atracción molecular, o de Van der Waals, que siguen la ley de atracción universal; es decir, aumentan con la masa de las partículas y disminuyen con el cuadrado de las distancias que las separan.

4) Las fuerzas de repulsión electrostática producidas por la carga positiva debida a los iones de este signo que rodean las partículas de cemento en el medio acuoso.

En una pasta de cemento de consistencia plástica la concentración de partículas es tal que su proximidad favorece los efectos de las fuerzas de atracción molecular (Van der Waals) y con ello se incrementa la cohesión del conjunto. En estas condiciones, si la pasta se halla en estado de reposo, debe manifestar cierta oposición a fluir por el solo efecto de la fuerza de gravedad. No obstante, si la pasta se somete a la acción de fuerzas capaces de vencer la cohesión, se tiende a producir una separación de partículas que a su vez provoca una drástica disminución en las fuerzas de atracción molecular; con lo cual las partículas quedan en mayor libertad para desplazarse, dando así el efecto de un aumento de fluidez en la pasta.

Este efecto es un tanto parecido al que se obtiene adicionando más agua a la pasta, pues en tal caso se reduce la concentración de partículas de cemento, es decir, aumenta su separación y con ello disminuyen las fuerzas de atracción molecular y la cohesión. Un efecto similar puede obtenerse cuando se incorpora a la mezcla un aditivo de los llamados reductores de agua o fluidizantes que favorecen el incremento de las fuerzas electrostáticas de repulsión entre partículas. Considerando el demérito de calidad que el exceso de agua produce en el concreto endurecido, es preferible el uso de aditivos de esta clase para incrementar la fluidez de las mezclas en los casos que así se requiere.

MEDIOS DE COMPACTACION

Conforme se dijo antes, la cantidad de energía necesaria para moldear adecuadamente una mezcla de concreto depende principalmente de su consistencia. Tomando en cuenta que la consistencia conveniente para elaborar las mezclas suele definirse en función de condiciones impuestas por factores difíciles de modificar (características de la estructura, facilidades de colocación, etc.) el criterio aplicable consiste en seleccionar el procedimiento de compactación que proporcione la energía adecuada para el moldeo de mezclas con la consistencia prevista.

En algunos casos de obras menores, el moldeo del concreto se efectúa por medios manuales utilizando pisonos, varillas, paletas y otros utensilios similares, lo cual frecuentemente induce al empleo de mezclas muy fluidas porque requieren menos energía de compactación; es decir, la consistencia de las mezclas se supedita a los medios de compactación, sin tomar en cuenta otros factores. Evidentemente, esta es una práctica inadecuada pues normalmente conduce a la obtención de concreto de calidad inferior.

Para la correcta compactación del concreto deben utilizarse medios mecánicos, para lo cual se dispone de diversos sistemas y equipos accionados por combustión, electricidad o aire comprimido (presión neumática). Las fuerzas que generan y transmiten al concreto estos equipos pueden ser en forma de vibración, vibrocompresión, centrifugación o impacto (golpeteo). De todas ellas, la vibración es la que más se aplica para la compactación de las mezclas de concreto de consistencia plástica que se utilizan en la construcción de estructuras ordinarias.

Considerando lo anterior, se juzga pertinente dar mayor atención en estas notas a la compactación de las mezclas de concreto por medio de la vibración. Para ahondar más en el tema pueden ser útiles los informes del Comité 309 del ACI : 309.1R-81⁽²⁾ y 309R-87.⁽³⁾

COMPACTACION DEL CONCRETO POR VIBRACION

Características del movimiento vibratorio

Para transmitir vibraciones al concreto fresco a fin de compactarlo, existen numerosos sistemas y equipos que pueden ser de uso interno o externo; de estos últimos, algunos actúan en contacto directo con el concreto y otros lo hacen a través de las cimbras o moldes.

Debido a esta diversidad de formas de actuar, y a la variedad intrínseca de los propios equipos en su manera de generar las vibraciones, no es factible hacer generalizaciones al referirse a las características del movimiento vibratorio que efectivamente inducen en el seno del concreto. Con esta salvedad, es posible considerar el sistema para generar vibraciones tal vez más usual, que consiste en una masa que gira a muy alta velocidad alrededor de un eje excéntrico.

Como se indica en la Figura 4, al transformarse el movimiento circular de la masa excéntrica en un movimiento oscilatorio, se obtiene la curva sinusoidal que representa el movimiento armónico simple. Como se sabe, las dos principales características de un movimiento de esta índole son el periodo (T) que es el tiempo requerido para completar un ciclo, o una vuelta completa de la masa rotatoria, y la amplitud (a) que corresponde a la máxima desviación del movimiento oscilatorio con respecto al punto de reposo donde el movimiento cambia de sentido.

Para estimar la posible eficacia de compactación por vibración de un equipo que emplea este sistema, suele ser útil conocer las siguientes características adicionales:

1) La frecuencia de vibración ($n = 1/T$) que es el número de ciclos o vueltas completas que da la masa en la unidad de tiempo. Este dato puede expresarse en ciclos/segundo (cps), en Hertz ($1 \text{ Hz} = 1 \text{ cps}$) o en vibraciones/minuto (vpm).

2) La aceleración máxima de la masa giratoria ($A = 4\pi^2 n^2 a$) que puede expresarse en mm/seg^2 o en función del valor de la aceleración de la gravedad (g).

3) El momento excéntrico (me) que es el producto de la masa excéntrica (m) por la excentricidad (e) y que se expresa en kg-cm .

4) La fuerza centrífuga nominal ($F = me4\pi^2 n^2/g$) expresada en kgf .

Es conveniente hacer notar que los valores de estas características, dados por el fabricante y marcados en los equipos, normalmente se refieren a su operación libre (al aire) y que en algunos casos (como en los vibradores de inmersión) se reducen sensiblemente al operar dentro del concreto, por el efecto amortiguador de este.

Tipos de vibradores para concreto

Los vibradores para concreto pueden ser clasificados en dos grupos básicos: los que actúan internamente en el concreto, también denominados de inmersión, y los que ejercen su acción desde el exterior del concreto.

En el grupo de los vibradores de inmersión existen diversos tipos o sistemas que tienen diferencias en el aspecto constructivo y operativo, pero no propiamente en cuanto a la manera de actuar sobre la mezcla de concreto, ya que todos actúan inmersos en la misma.

En el grupo de los vibradores externos ocurre mayor variedad, pues este grupo incluye equipos con tres diferentes modos o sistemas de transmitir las vibraciones al concreto: los vibradores de forma, las mesas vibratorias y los vibradores de superficie. En cada sistema también hay varios tipos identificados por sus diferencias constructivas y operativas.

1. Vibradores de inmersión

Todos los vibradores de inmersión utilizan el sistema de masa excéntrica giratoria, y son tal vez los que más se emplean en las construcciones ordinarias de concreto. Sus principales tipos son:

1a. Vibrador de flecha flexible, o de "chicote". Consta de una flecha de transmisión flexible protegida por un forro, que en un extremo tiene un tubo metálico o cabezal donde se aloja la masa excéntrica y en el otro se ubica el motor, que es independiente y puede ser de combustión interna, eléctrico o neumático.

1b. Vibrador con motor eléctrico alojado en el cabezal. En este tipo, el motor es eléctrico y se halla colocado dentro del cabezal, de manera que así se eliminan la flecha de transmisión y el motor separado, con lo cual se obtiene mayor facilidad de manejo y operación.

1c. Vibrador con motor neumático alojado en el cabezal. Es similar al anterior, con la diferencia que el motor es accionado por aire a presión.

1d. Vibrador con motor hidráulico. Este tipo de vibrador generalmente funciona adosado a los equipos de pavimentación que utilizan fluido hidráulico a presión para su funcionamiento.

2. Vibradores de forma

Estos vibradores se sujetan exteriormente a las cimbras o moldes, y estos a su vez transmiten las vibraciones al concreto. Por tal motivo, las cimbras o moldes deben ser suficientemente rígidos y de preferencia metálicos. Hay dos tipos principales:

2a. Vibrador de forma de acción rotatoria. Emplea una masa excéntrica giratoria accionada por un motor que puede ser eléctrico, neumático o hidráulico. Produce vibraciones asimilables al movimiento armónico simple.

2b. Vibrador de forma de acción recíproca. En este sistema, la vibración es generada por un pistón movido por aire a presión, que produce un golpeteo al desplazarse alternativamente en ambos sentidos dentro de la caja del vibrador. Debido a ello, a las vibraciones que genera no le son aplicables los principios del movimiento armónico simple.

3. Mesas vibratorias

Este medio de vibración es una variante del anterior, pues consiste en una placa (normalmente metálica) que tiene adosados vibradores de forma de cualquiera de los tipos mencionados. En ocasiones la placa forma parte del molde que confina el concreto, y en otras el molde es independiente de la placa y se sujeta a esta para ser vibrado junto con el concreto. Para que las vibraciones no se desaprovechen transmitiéndolas al piso, la mesa se soporta con resortes o cojines amortiguadores. Este sistema es útil principalmente para la compactación del concreto en elementos prefabricados.

4. Vibradores de superficie

Con estos equipos, la vibración se transmite al concreto desde la superficie libre de colado, y conforme se desplazan por encima de la misma contribuyen a nivelar y enrasar el concreto. Por estas características, su empleo es particularmente conveniente en la construcción de pisos y pavimentos de concreto hidráulico. Hay tres tipos usuales:

4a. Regla vibratoria. Consiste en una regla o cercha con vibradores externos adosados, del tipo excéntrico rotatorio, accionados por motores de combustión, eléctricos o neumáticos. Su deslizamiento sobre la superficie del concreto puede ser en forma manual o mecanizada. Su adecuado funcionamiento y eficacia requiere la utilización de mezclas de consistencia plástica con buena trabajabilidad.

4b. Apisonadora de placa o rejilla. En este caso se trata de una pequeña placa o rejilla metálica, con vibradores externos adosados de

manera similar al caso anterior. Debido a la poca área que cubren, su efecto compactador puede ser más enérgico que el de la regla vibratoria, por lo cual estos equipos pueden ser empleados para compactar mezclas de concreto de consistencia menos plástica.

4c. Rodillo vibratorio enrasador. En estos equipos, la regla o cercha es substituida por uno o varios rodillos giratorios, que además de nivelar y enrasar el concreto producen un cierto efecto de apisonamiento superficial. No deben confundirse estos equipos con los pesados rodillos vibratorios que se emplean en el concreto compactado con rodillo (CCR) que requiere técnicas de compactación totalmente diferentes.⁽⁴⁾

En el cuadro que se identifica como Figura 5 se incluye un resumen de los tipos de vibradores descritos, y en la tabla que corresponde a la Figura 6 se presentan diversas características de los vibradores de inmersión obtenidas de la Referencia 3.

REFERENCIAS

- (1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". ACI 116R-85. American Concrete Institute. EUA. (1985).
- (2) ACI Committee 309. "Behavior of Fresh Concrete During Vibration". ACI 309.1R-81(86). American Concrete Institute. EUA. (1986).
- (3) ACI Committee 309. "Guide for Consolidation of Concrete". ACI 309R-87. American Concrete Institute. EUA. (1987).
- (4) ACI Committee 207. "Roller Compacted Mass Concrete". ACI 207.5R-89. American Concrete Institute. EUA. (1989).

- - - - -

MMF

30/06/90

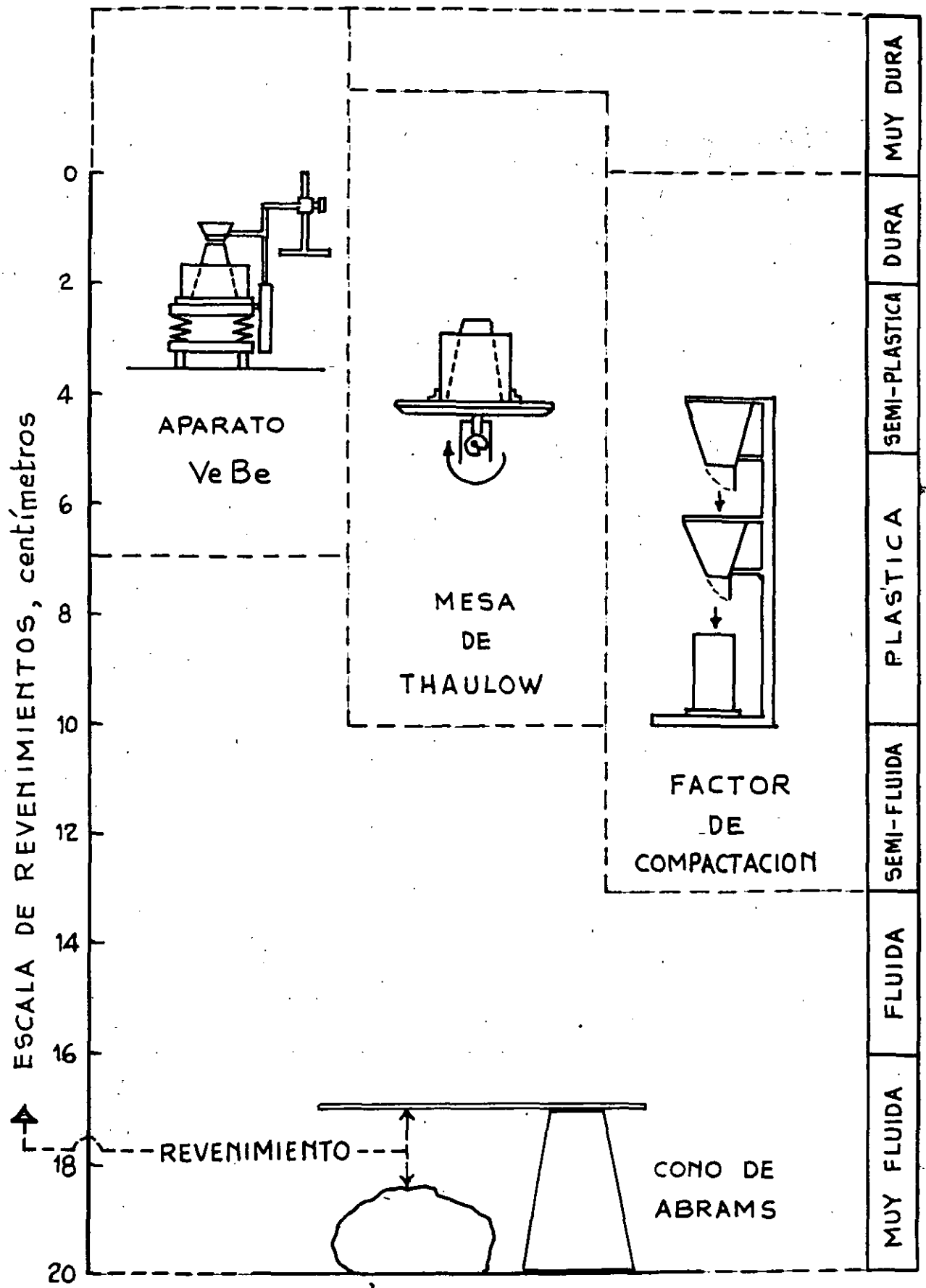


FIG. 1. - ALGUNOS PROCEDIMIENTOS APLICABLES PARA MEDIR LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO, SEGUN EL GRADO DE DEFORMABILIDAD DE LA MEZCLA

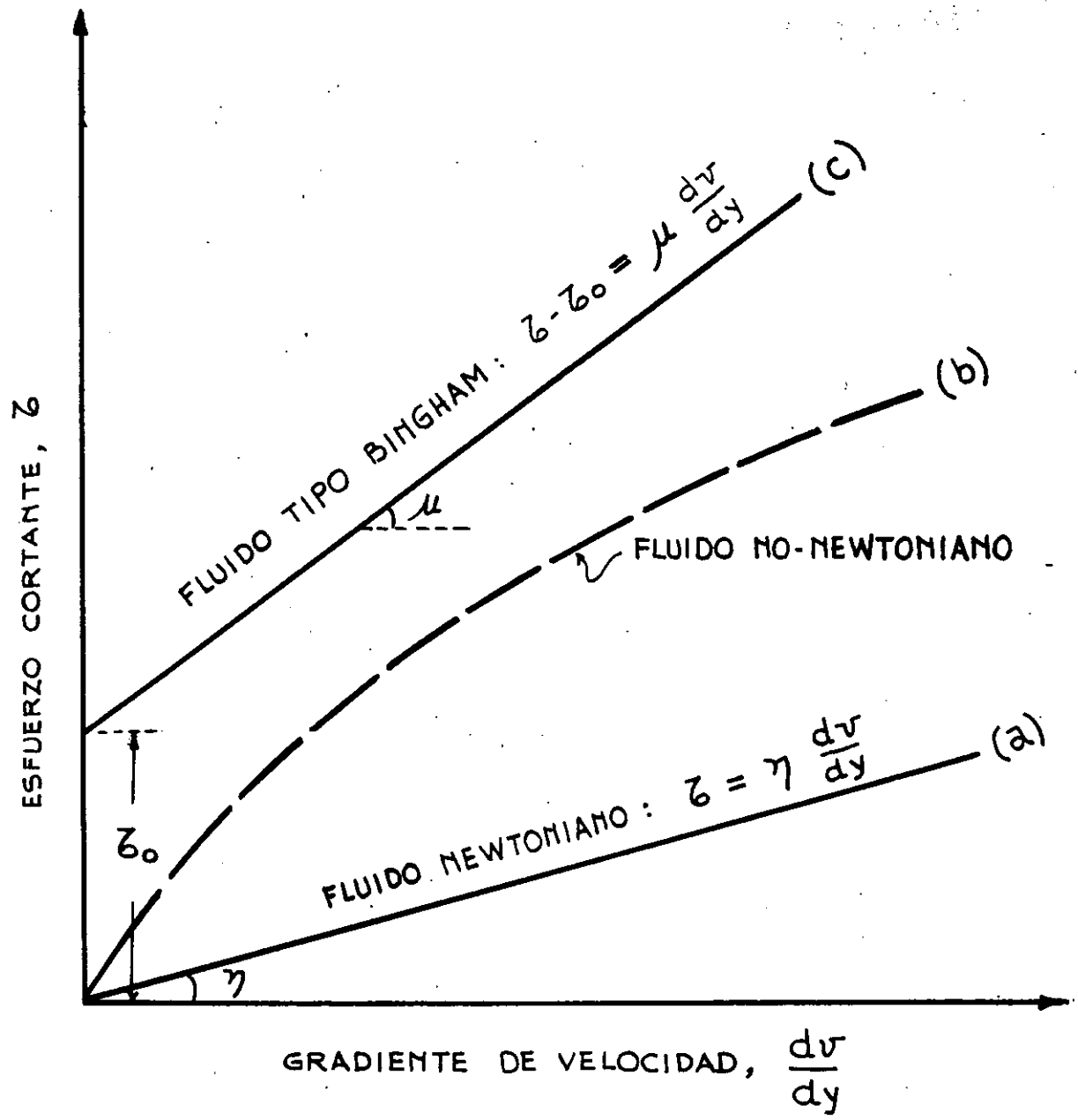
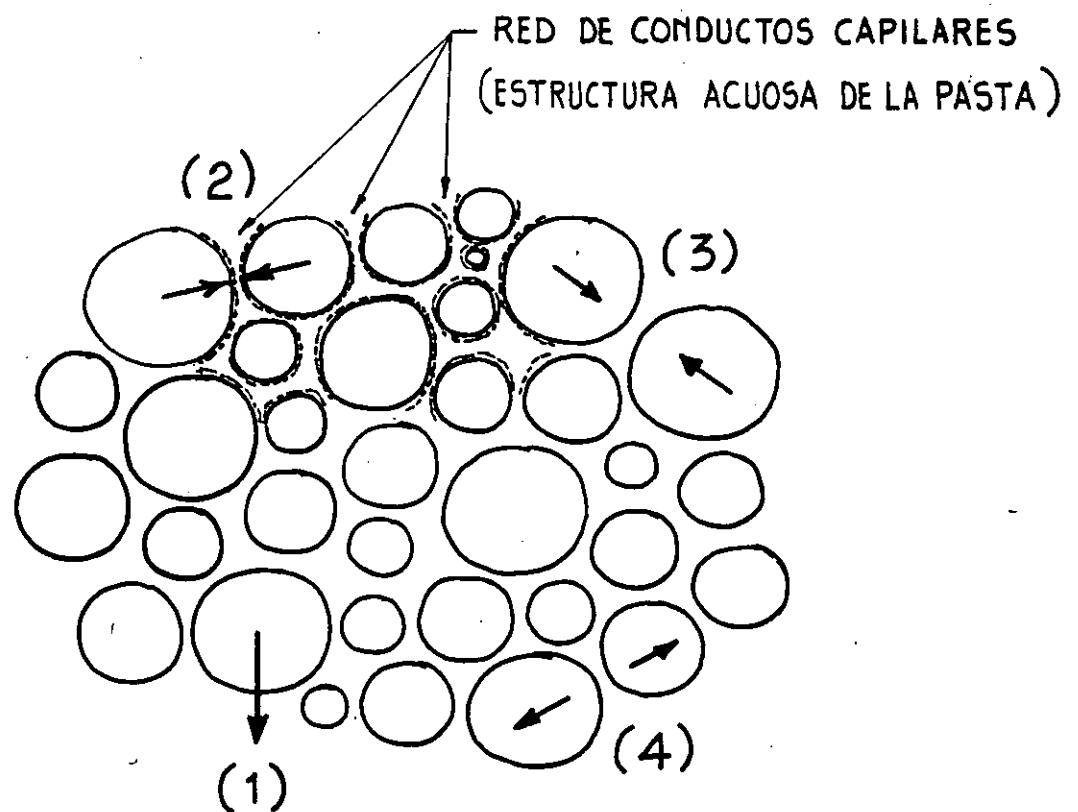


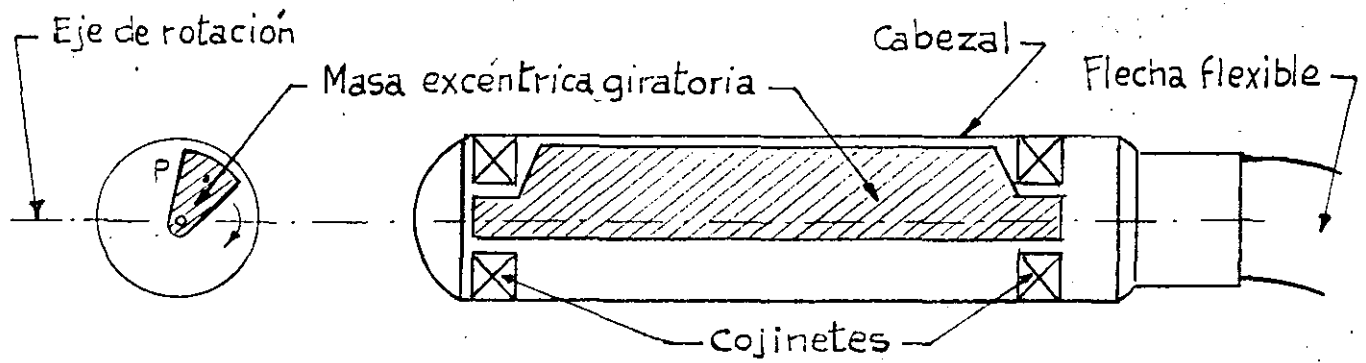
FIG.2.- DIAGRAMA REOLOGICO PARA DISTINTOS FLUIDOS



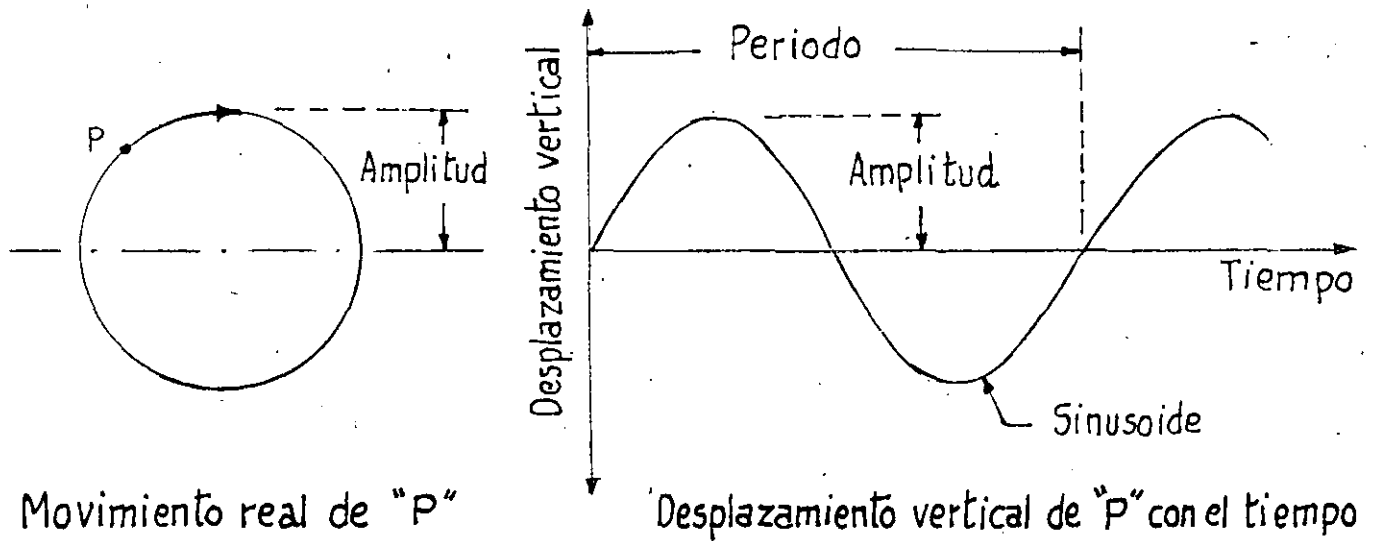
TIPOS DE FUERZAS ACTUANTES :

- (1) Fuerza de gravedad
- (2) Fuerzas de atracción capilar
- (3) Fuerzas de atracción molecular (Van der Waals)
- (4) Fuerzas de repulsión electrostática

FIG. 3.- REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA DISPERSION DE PARTICULAS DEL CEMENTO EN LA PASTA



(a) Vibrador de inmersión con masa excéntrica giratoria



(b) Transformación del movimiento circular en oscilatorio

FIG. 4.- CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO VIBRATORIO PRODUCIDO POR UN VIBRADOR CON MASA EXCÉNTRICA GIRATORIA

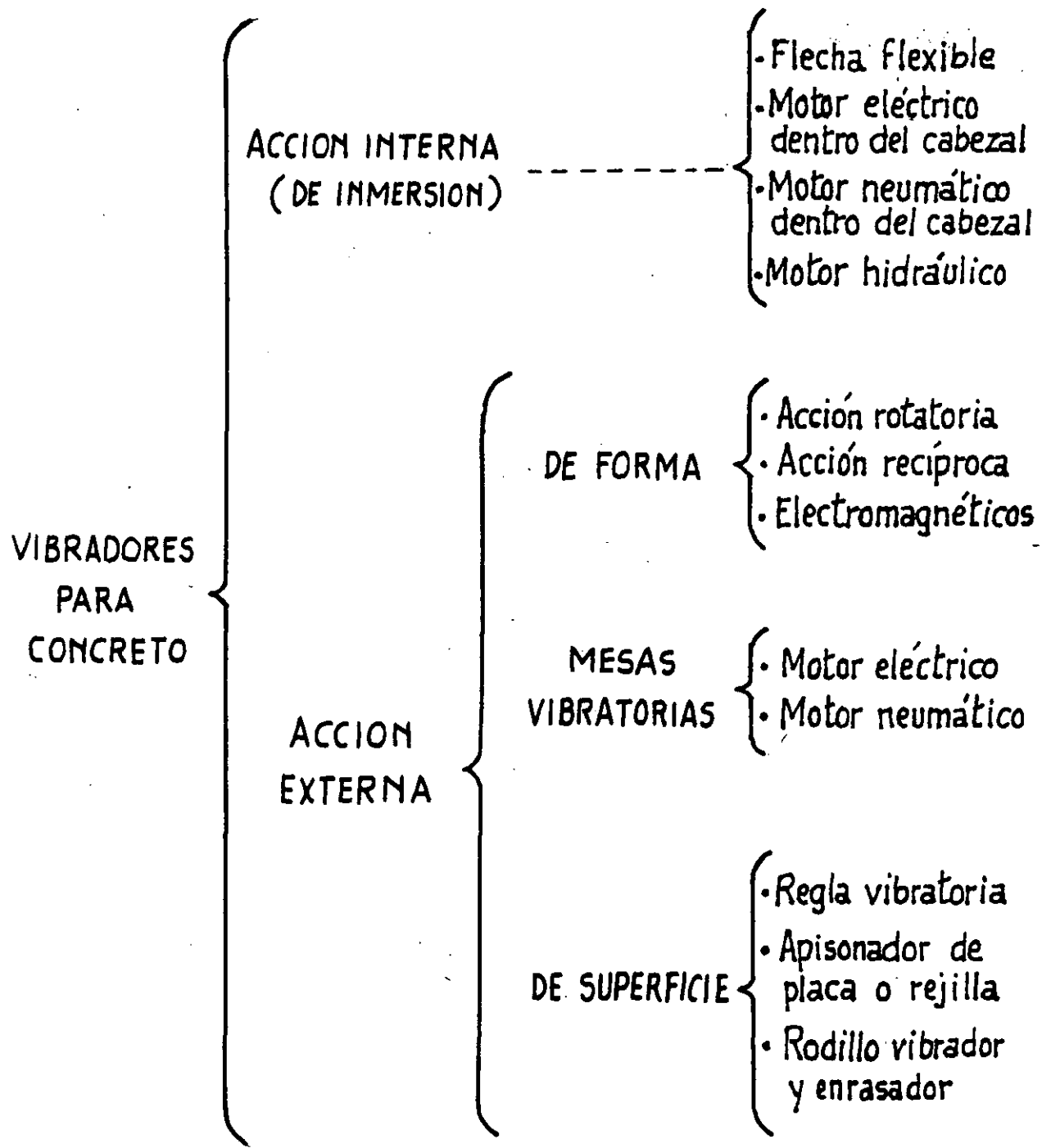


FIG.5.- CLASIFICACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE VIBRADORES PARA COMPACTAR EL CONCRETO CONVENCIONAL

A	B	C	D	E	F	G	H	I
4	8 a 15	7000 a 10500	0.81 a 2.9	0.08 a 0.15	680 a 1800	30 a 51	11 a 31	Concreto estructural y en masa con revenimiento de 0 a 5 cm, depositado en revolturas hasta de 3 m ³ en cimbras relativamente amplias de construcción pesada (centrales eléctricas, machones de puentes, y cimentaciones). También para vibrado auxiliar en construcción de presas cerca de las formas y alrededor de piezas embebidas y del acero de refuerzo.
5	13 a 18	5500 a 8500	2.6 a 4.0	0.10 a 0.20	1100 a 2700	40 a 61	19 a 38	Concreto en masa para presas de gravedad, grandes pilas, muros masivos, etc. Se requiere operar simultáneamente dos o más vibradores para hacer fluir y compactar cantidades de concreto de 3 m ³ o más, depositadas de una sola vez en las cimbras.

NOTAS:

Columna C = Durante la operación del vibrador en el concreto.

Columna D = Calculado por el producto de la masa por la excentricidad (m x e).

Columna E = Calculada o medida con tacómetro. Es la mitad de la amplitud extrema, de pico a pico, operando al aire.

Columna F = Calculada con la expresión $F = m e \pi^2 n^2 / g$, empleando la frecuencia del vibrador operando en el concreto.

Columna G = Distancia a la cual el concreto se compacta plenamente.

Columna H = Supone que la distancia de inserción del vibrador es 1.5 veces el radio de acción, y que el vibrador opera 2/3 del tiempo de colocación del concreto.

Columnas G y H = Estos intervalos no solo reflejan la capacidad del vibrador, sino también las diferencias de trabajabilidad de las mezclas, el grado de remoción de aire deseado, y otras condiciones experimentadas en la construcción.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO: II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

CONCRETOS ESPECIALES

ING. MARIO TENA BERNAL

CONCRETOS ESPECIALES

- **Concretos Deshidratados por Succion.**
- **Concretos Rodillados.**
- **Concretos Superfluidificados.**
- **Concretos Reforzados con Fibras cortas.**
- **Concretos Lanzados.**
- **Concretos Polimerizados (PC,PIC,PPCC).**
- **Concretos Pesados.**
- **Concretos Ligeros.**
- **Concretos Sin Finos.**
- **Concretos de Granulometria Discontinua.**
- **Concretos Refractarios.**
- **Concretos Arquitectonicos.**

VENTAJAS DEL DESHIDRATADO POR REDUCCION DEL CONCRETO

EN EL ESTADO FRESCO

- * Permite reducir de un 15 a un 25 % el contenido de agua del concreto colocado sin extraer la necesaria para la hidratación del cemento.
- * Reduce en forma considerable la relación a/c (de 0.7 a 0.45).
- * Minimiza las variaciones de calidad originadas por diferencias del revenimiento entre las diferentes descargas durante el suministro de concreto.
- * Aumenta la densidad original del concreto colocado.
- * Se pueden reducir y controlar los tiempos de ejecución, pues al terminar el deshidratado se puede dar el acabado final e iniciar de inmediato el curado.

EN EL ESTADO ENDURECIDO

- * Desarrollo de resistencia a las primeras edades, aumentos considerables en la resistencia final (hasta 30 %) y el módulo elástico (de 10 a 15 %).
- * Mayor dureza y resistencia al desgaste de la capa superficial (reducción de hasta 24 % en los daños por abrasión).
- * Reducción de la permeabilidad y de la absorción (de 10 a 20 %) y mayor resistencia a la congelación por deshielo.
- * Minimiza la contracción por fraguado y evita el agrietamiento.
- * Permite aumentar el espaciamiento entre juntas.

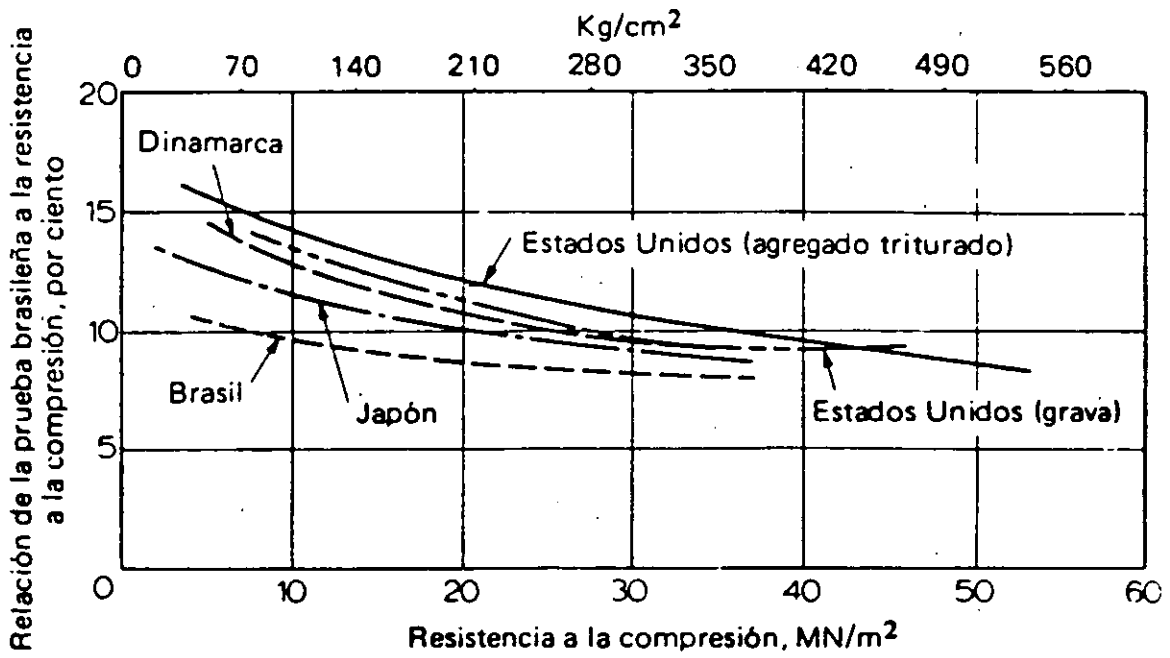


Figura 8.13. Resistencia a la tensión por separación de cilindros de diversos niveles de resistencia a la compresión.^{8.25}

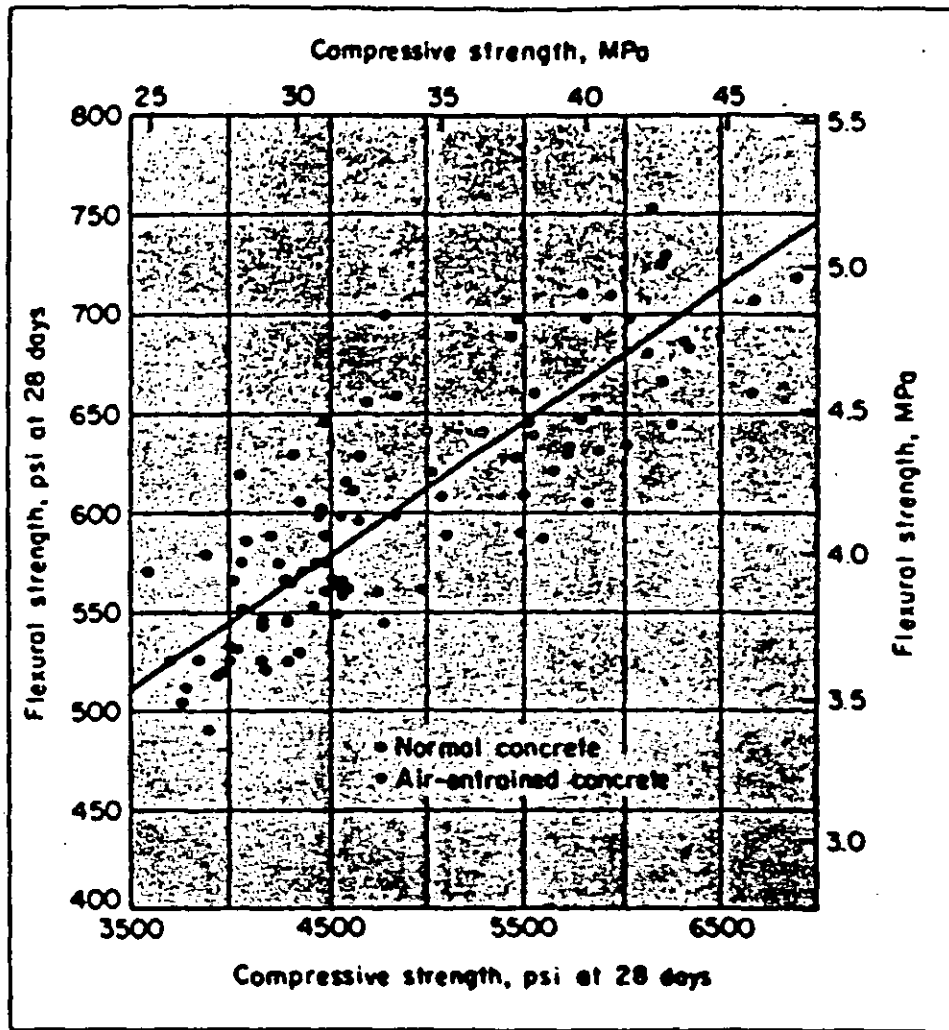


Fig. 1. Relationship between flexural and compressive strength for various aggregate combinations. Reference 5.

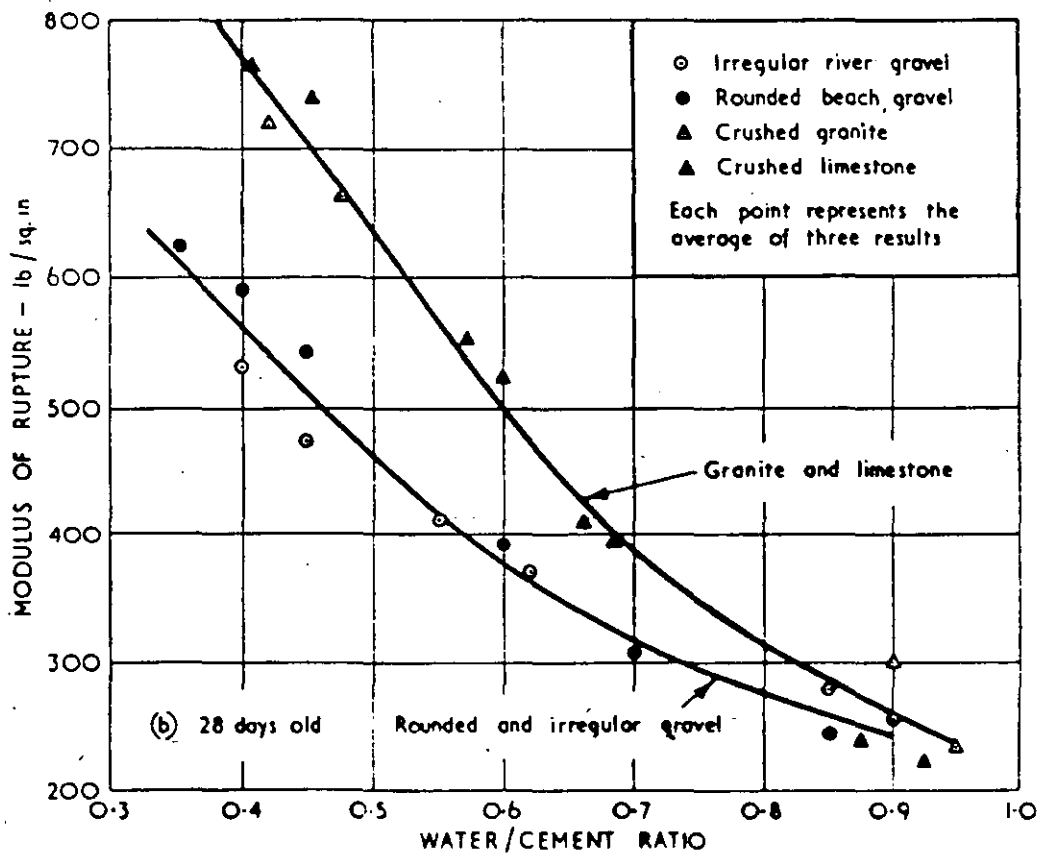
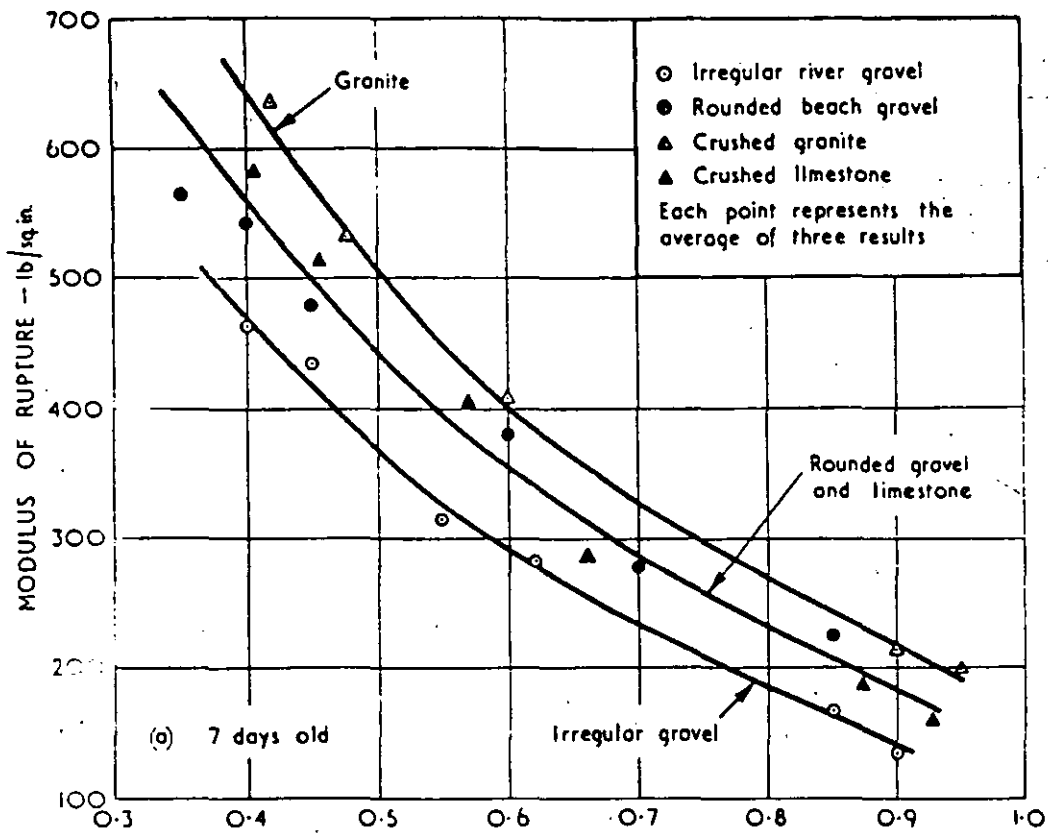


FIG. 4.9. EFFECT OF TYPE OF AGGREGATE ON MODULUS OF RUPTURE OF CONCRETE (See p. 72)
6-in. beams tested under two-point loading on a span of 27 in.

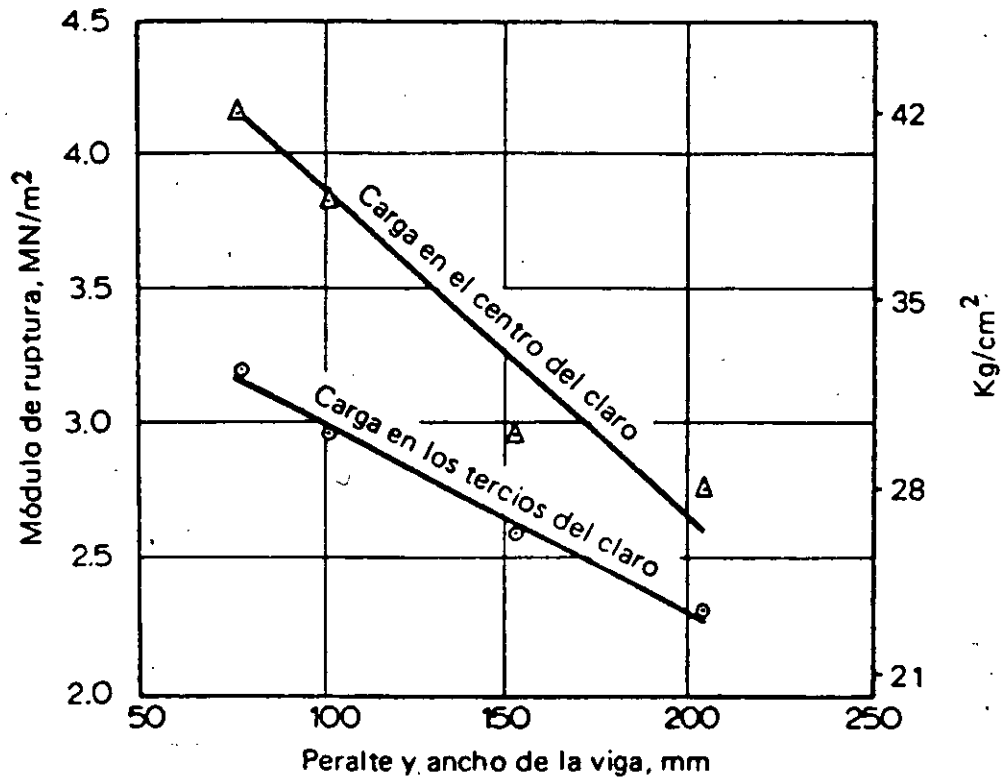


Figura 8.9. Módulo de ruptura de vigas de diferentes tamaños, sometidas a cargas concentradas en el centro y a los tercios del claro.^{8.20}

VANTAJAS DEL USO DE LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

- * Aumento notable de la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua.
- * Se puede elevar la resistencia con el mismo contenido de cemento sin reducir la trabajabilidad.
- * Hacen posible recuperar durante cierto tiempo el revenimiento sin adición de agua (retemplado).
- * Se pueden lograr mejoras notables en la resistencia, el módulo elástico, la durabilidad y la apariencia superficial.
- * Facilita el transporte y colocación en la obra, minimiza o elimina la compactación por vibrado y reduce el período de curado.
- * Permiten reducir la mano de obra, disminuir el período de uso de la cimbra, acelerar el ritmo de construcción y acortar los tiempos de ejecución para poner en servicio la obra.

APLICACIONES DE LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

I Donde se requiera una gran trabajabilidad.

- * Para concreto con dificultades para su vibrado (areas con congestionamiento de acero o de dificil acceso).
- * Cuando se requiere colocar rapidamente el concreto sin necesidad de consolidarlo por vibración.
- * Cuando es necesario mejorar la trabajabilidad para facilitar el bombeo.
- * En la colocacion de concreto usando tubo tremie (tubo embudo) o trompa de elefante.
- * Para facilitar la colocación y acabado uniforme del concreto sin sacrificar homogeneidad y calidad.

II Donde se requieran concretos con bajo contenido de agua.

- * Para estructuras densamente armadas en donde se requiera alta resistencia.
- * Para el descimbrado rapido de piezas prefabricadas de concreto simple o preesforzado con buen acabado superficial.
- * Para hacer concretos de alta resistencia física y mecánica a cortas y largas edades.
- * Para obtener un modulo elastico elevado a cortas edades.

Customary U.S. units

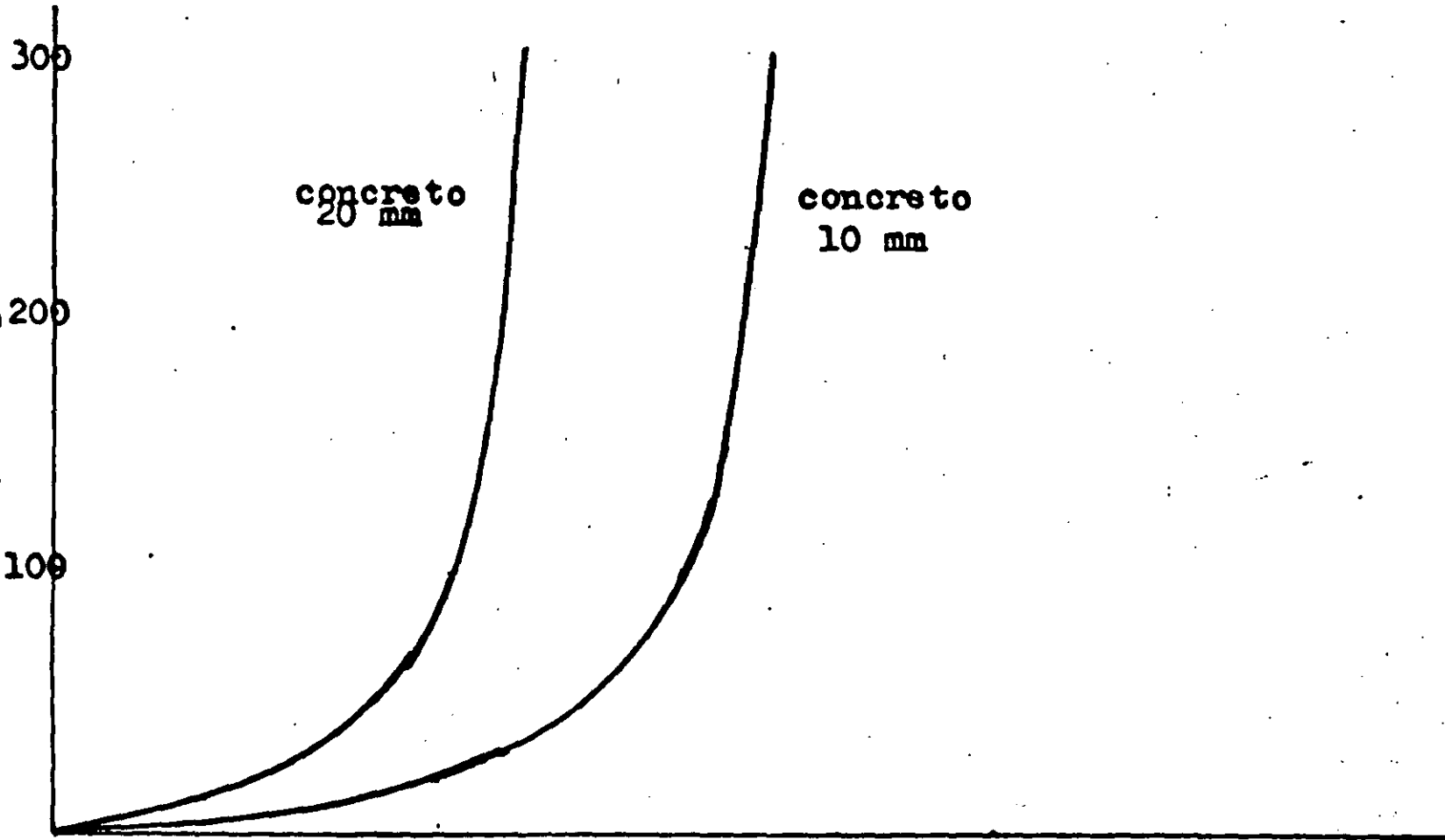
Fiber	Diameter, 10 ⁻⁶ inch	Density, pounds per cubic foot	Young's modulus of elasticity, psi	Tensile strength, psi	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.8 - 800	159	23,800,000	450,000	2 - 3
(b) Crocidolite	0.4 - 800	210	28,400,000	510,000	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	120	119	55,000,000	260,000	About 0.5
(b) Type II	350	119	33,000,000	380,000	About 1
Polypropylene	800 - 8000	56	700,000	70,000	About 20
Nylon (Type 242)	Over 160	71.2	600,000	130,000	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 400	90.5	19,300,000	420,000	2.6
(b) PRD 29	480	89.9	10,000,000	420,000	4.0
Sisal	400 - 2000	94	—	120,000	About 3
Glass	350 - 600	About 160	About 11,000,000	300,000 - 600,000	2 - 3.5
Steel	200 - 20,000	490	29,000,000	150,000 - 450,000	3 - 4

SI units

Fiber	Diameter, micrometers	Density, 1000 kilograms per cubic meter	Young's modulus of elasticity, megapascals	Tensile strength, megapascals	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.02 - 20	2.55	164,000	3100	2 - 3
(b) Crocidolite	0.1 - 20	3.37	196,000	3500	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	3	1.90	380,000	1800	About 0.5
(b) Type II	9	1.90	230,000	2600	About 1
Polypropylene	20 - 200	0.9	5000	500	About 20
Nylon (Type 242)	Over 4	1.14	4000	900	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 10	1.45	133,000	2900	2.6
(b) PRD 29	12	1.44	69,000	2900	4.0
Sisal	10 - 50	1.5	—	800	About 3
Glass	9 - 15	About 2.6	About 80,000	2000 - 4000	2 - 3.5
Steel	5 - 500	7.8	200,000	1000 - 3000	3 - 4

d

T R A B A J A B I L I D A D
tiempo VeBe, en segundos



concreto
20 mm

concreto
10 mm

CONTENIDO DE FIBRAS. % en peso
relación dimensional = 100.

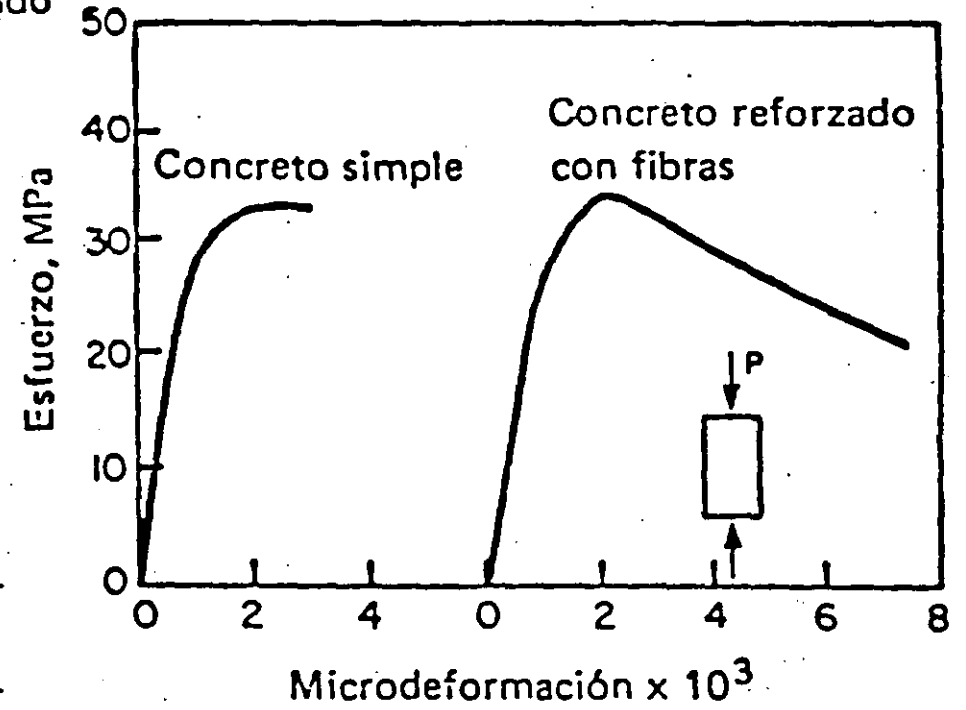
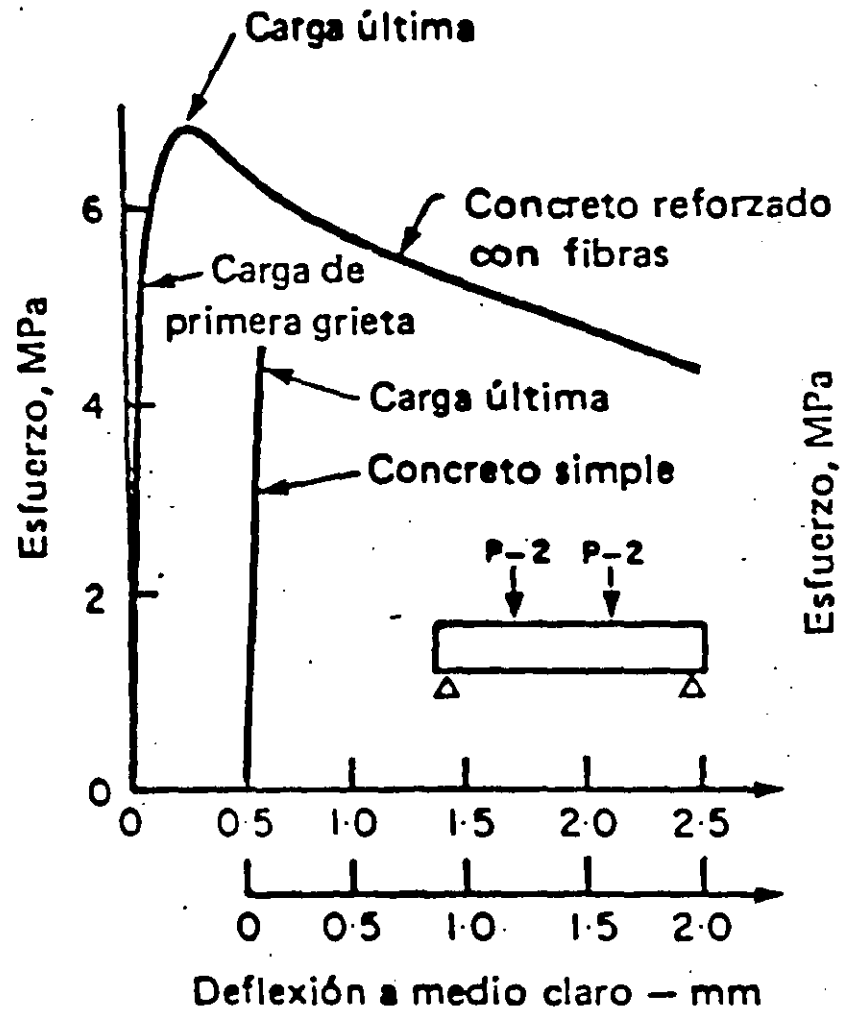


Fig. 1. Comportamiento comparativo de materiales cementantes no reforzados y reforzados con fibras, en flexión (izquierda) y en compresión (derecha). 1 MPa = 10.2 kg/cm²

SISTEMAS PROMOTOR-CATALIZADOR PARA MEZCLAS DE MONOMEROS.

MEZCLA DE MONOMEROS.	VISCOSIDAD a(250C) cp	CATALIZADOR	CONCENTRACION. % EN PESO.	PROMOTOR.	CONCENTRACION % EN PESO.	TEMPERATURA AMBIENTE. gC	TIEMPO DE GE- LADO	TIEMPO DE CU- RADO.
MMA	0.05	Bzp + AIBN	0.5/0.5	DMA + DMT	0.5/0.5	25	20	60
95% MMA-5%TMPTMA	1.0	Bzp + AIBN	1.0/1.0	DMA + DMT	1.0/1.0	25.	19	36
95% MMA-5%TMPTMA	1.0	Bzp	2.0	DMA	2.0	28	20	38
70% MMA-30 % TMPTMA	1.9	Bzp	1.0	DMT	1.0	25	8	14
90% ESTIRENO-10%TMPTMA	1.0	Bzp	1.0	DMA	1.0	88	-	-
90% ESTIRENO-10%TMPTMA	1.0	Bzp	2.0	DMA	2.0	88	50	1050
85% ESTIRENO-15%TMPTMA	1.2	Bzp	2.0	DMA	1.0	88	30	220
60% ESTIRENO-40%TMPTMA	1.7	Bzp	1.0	DMA + DMT	0.5/0.5	25	15	40
75% ESTIRENO-25%POLIESTER	2.4	MEKP	1.0	CoN	0.4	16	53	120
54% POLIESTER-46%ESTIRENO	100	MEKP	1.0	CoN	0.75	21	80	39

Bzp - Peróxido de Benzóilo.

AIBN- Azobis isobutironitrilo

CoN - Naftanato de Cobalto.

MMA - Metil Metacrilato.

DMA - Dimetil Anilina

DMT - Dimetil Toluidina

MEKP- Peróxido de metil etil cetona .

TMPTMA - Trimetil pentano tiol metacrilato.

APUNTES : ING. MARIO TENA BERNAL.

avb. 12

VENTAJAS DE LOS CONCRETOS MODIFICADOS CON LATEX (LMC.PCC)

EN EL ESTADO FRESCO.

- . Para cualquier rango de trabajabilidad requieren menos agua que los concretos convencionales.
- . Con determinado contenido de cemento y una cierta trabajabilidad se usan relaciones a/c más bajas.
- . Se puede aumentar la trabajabilidad sin sacrificio de resistencia.
- . Se tiene incrementos significativos de la cohesividad y la pasticidad que facilitan el acabado con mejoras en la textura superficial.

EN EL ESTADO ENDURECIDO.

- . Requieren menos tiempo de curado y alcanzan niveles de resistencia elevados - a cortas edades.
- . En las resistencias a compresión, tensión a la abrasión y al impacto se tienen incrementos significativos.
- . Tienen una gran adhesividad y se adhieren a concretos colados con anterioridad, es excelente para reparación y resanes de superficies.
- . Su tendencia al agrietamiento es mínima, lo que impide que las uniones con las superficies resanadas aparezcan grietas.
- . Son poco permeables con moderada repelencia superficial y de buena durabilidad.

Table 2. Various cement/Styropor mixtures for lightweight concrete.
Mixing ratio in parts by weight

Styropor of 15 g/l density	Cement Z 275	Standard sand I and II	Density in kg/m ³	Compressive strength in kg/sq.cm after 28 days	Flexural strength in kg/sq.cm
1	20		435	28.0	14.5
1	30		645	67.0	16.5
1	40		855	100	17.6
1	50		1065	120	22.1
1	20	10	585	18.2	9.2
1	20	20	735	31.5	14.4
1	20	30	885	47.4	18.5
1	30	30	1095	61.2	19.4
1	45	45	1635	98.5	29.3

In mixing, the following data may be taken as a guide

density kg/m ³	Parts by weight Styropor P pre-foamed to 15 g/l	Parts by weight Portland Cement Z 275	Parts by weight standard sand mixture I and II	Parts by weight water
450	1	10	10	4
670	1	15	15	6

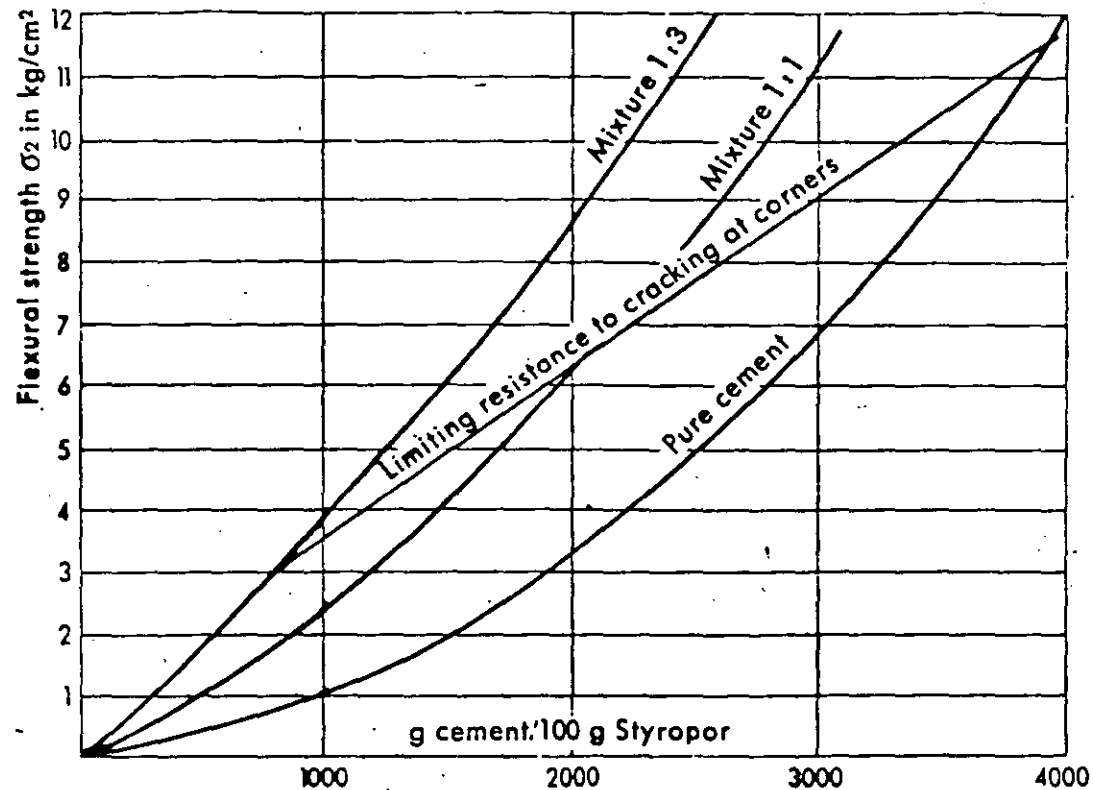


Fig. 10. Flexural strength of cement/Styropor sheets

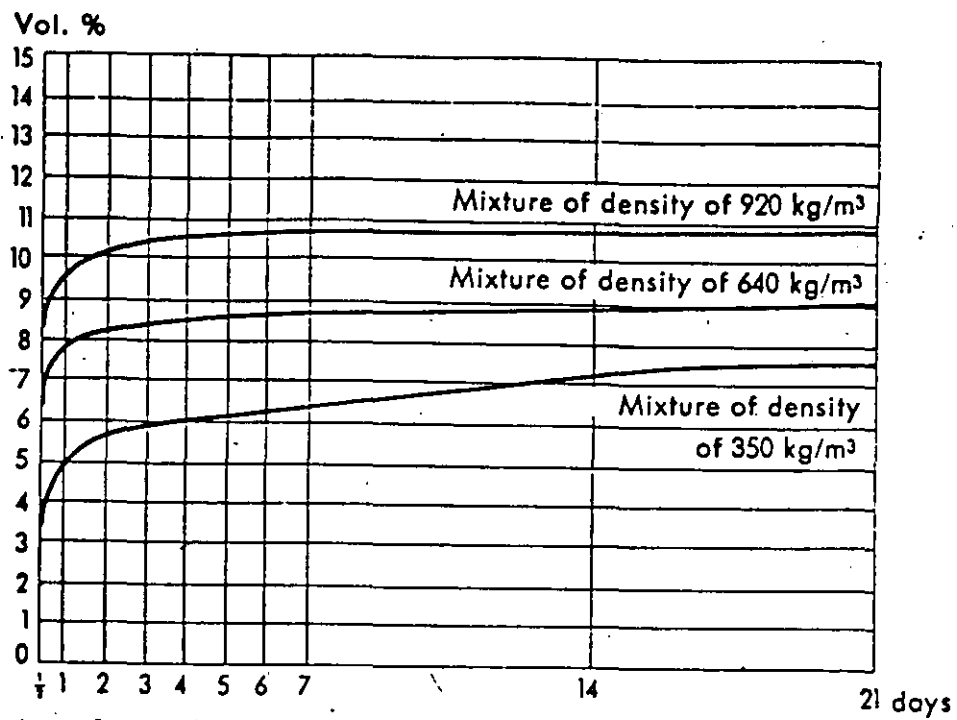


Fig. 11. Water absorption shown by test pieces of cement/Styropor mixture

Table 3. Cement/Styropor mixtures

Mixture	kg	^a volume-litre	kg	^b volume-litre
Pre-foamed Styropor	2.73	170	2.73	165
Cement	21.90	17.5	30.00	24
Sand moistened 3%	87.50	55.8	81.70	52.2
Water	9	9	10	10
Volume after mixing		160		160
Compressed volume after preparation		140.79		140.82
Calculated density in kg/l		0.79		0.82
Flexural strength, after 28 days, in kg/sq. cm		3.9		5.1

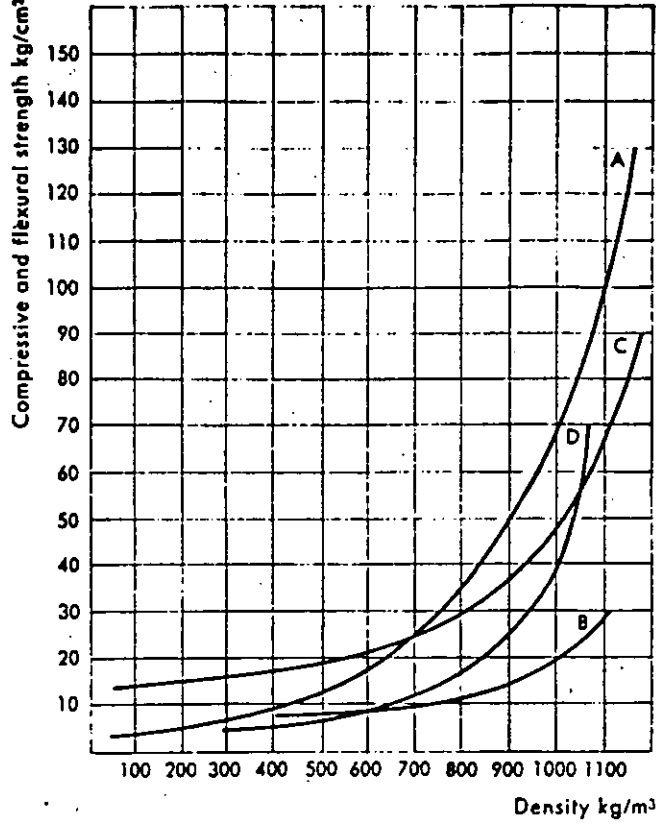


Fig. 7. Compressive and flexural strength of lightweight concrete of varying density, prepared from Portland cement Z 275 and Styropor P pre-foamed to 15 g/l
 A Compressive strength of a mix containing no sand; B Flexural strength of a mix containing no sand; C Compressive strength of a mix containing Standard Sand I and II; D Tensile strength of a mix containing pumice

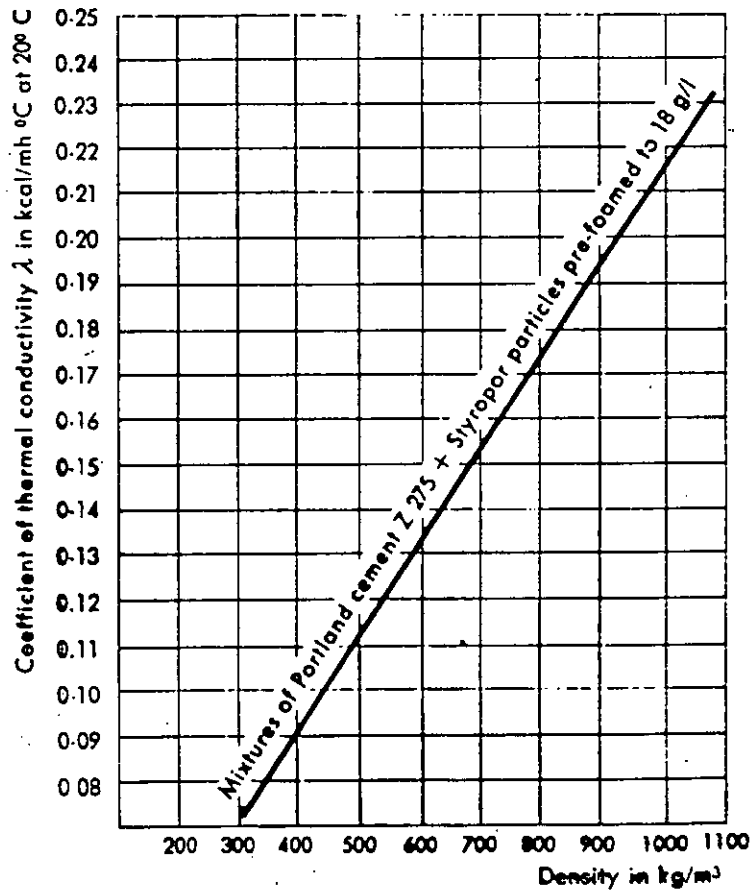


Fig. 8. Relation between coefficient of thermal conductivity of varying mixtures (Portland cement Z 275 and Styropor pre-foamed to 18 g/l) and density

Un concreto de granulometría discontinua es aquel en el que la mezcla grava arena, acusa la ausencia de uno o más tamaños intermedios.

Ejemplo típico de granulometría discontinua, es aquel en el que el agregado grueso es de un solo tamaño, por ejemplo: el que pasa la malla de 3/4" y es retenido por la de 1/2" y en el que las partículas de mayor tamaño de la arena, sean capaces de pasar a través de los huecos que quedan entre el -- agregado grueso cuando se compacta, a fin de que junto con el cemento y el agua puedan llenarlos. Abundando sobre el particular, se pueden hacer concretos de estas características con agregado grueso de dos, tres o más tamaños, siempre que se cumplan las condiciones descritas con anterioridad.

Este tipo de concretos son de bajo revenimiento (de 0 a 5 cm máximo), requieren un bajo contenido de mortero (del 44 al 50 % en volumen) y son trabajables, consecuentemente sus requerimientos de cemento y agua son menores que los de los concretos convencionales; por otra parte, son capaces de asegurar el relleno óptimo de sus huecos y alcanzar un alto grado de consolidación en el estado plástico, que permita a corto plazo, que adquieran una rigidez aceptable.

Lo anterior hace posible que respecto a los concretos convencionales, tengan las siguientes ventajas.

- 1.- Mejor resistencia a compresión, tensión, cortante, impacto, desgaste y al ataque de agentes agresivos.
- 2.- Que sean muy densos, impermeables y durables.
- 3.- Que tengan mejor módulo de elasticidad con un mínimo de contracciones por fraguado y flujo plástico.
- 4.- Que permita la remoción de cimbras a muy corto plazo sin que los elementos acusen deformaciones.
- 5.- Que los concretos estructurales, puedan a la vez ser arquitectónicos, - mediante tratamientos económicos de sus superficies in-situ.

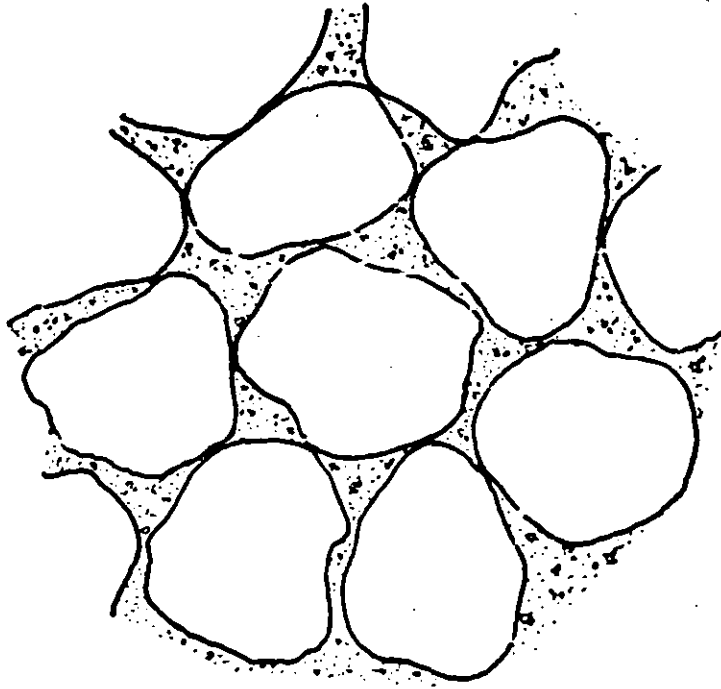


FIG. 1.- CONCRETO DE GRANULOMETRIA DISCONTINUA DE BAJO REVENIMIENTO, DE ALTA RESISTENCIA MECANICA CON AGREGADO DE PESO NORMAL

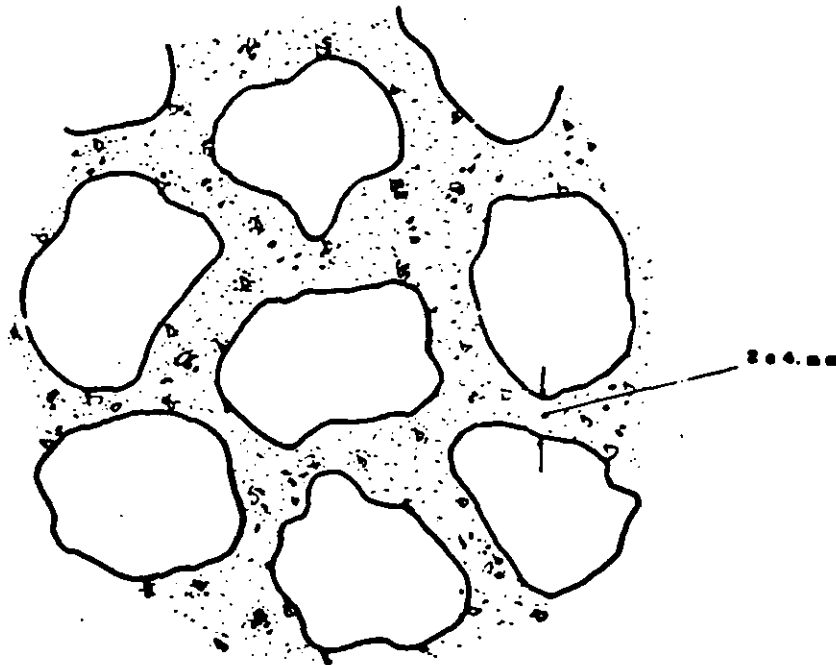


FIG. 2.- CONCRETO DE GRANULOMETRIA DISCONTINUA SEMI-FLUIDO Y PLASTICO, DE ALTA RESISTENCIA MECANICA CON AGREGADOS LIGEROS

RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DE CONCRETO CON COLORACION

1. CARACTERISTICAS.

- 1.1. Agregados pétreos.- Deberán ser sanos, sin contaminaciones, exentos de sales solubles y materia orgánica, del mismo origen y compatibles con la coloración que se pretenda obtener.
- 1.2. Cemento.- Deberá ser de la misma marca, tipo y de ser posible del mismo lote de fabricación.
- 1.3. Colorante.- Deberán ser óxidos metálicos, exentos de fracciones orgánicas, de la misma marca, tipo y lote de fabricación.
- 1.4. Agua.- Deberá ser de preferencia potable con un PH neutro, exenta de turbidez, materia orgánica y sales solubles en exceso.
- 1.5. Aditivos.- De ser necesario deberán utilizarse agentes mejoradores de la trabajabilidad que minimicen o eliminen el sangrado.

2. CARACTERISTICAS DE LA DOSIFICACION.

El concreto deberá ser plástico, poco fluido (rev. de 5 a 7 cm), con un 5 % de colorante como máximo respecto al peso del cemento, y siempre en la misma cantidad.

3. RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DEL CONCRETO.

- 3.1. Operación previa.- El cemento y el colorante deberán mezclarse en seco, manteniendo las proporciones predeterminadas, hasta lograr su uniformidad.
- 3.2. Dosificación.- En todas las bachas, deberán dosificarse los componentes manteniendo sin variaciones las proporciones de proyecto.
- 3.3. Tiempo de mezcla.- El concreto deberá mezclarse el tiempo necesario para lograr una apariencia uniforme y deberá ser el mismo para todas las bachas.

4. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS SUPERFICIES DE CONTACTO.

- 4.1. Cimbras.- Deben ser de materiales no absorbentes y estar tratadas con cantidades apropiadas de agentes desmoldantes, incoloros y compatibles con la superficie de las mismas.
- 4.2. Terracerías.- Las superficies de apoyo deberán tratarse colocando sobre las mismas polietileno, papel kraft o un riego de un rebajado asfáltico que evite la absorción de agua de concreto.

5. RECOMENDACIONES PARA EL TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION.

- 5.1. Transporte.- Deberá efectuarse con equipo apropiado, limpio, que evite la segregación, clasificación o contaminación del concreto.
- 5.2. Colocación.- Deberá usarse en forma continua empleando equipo y procedimientos que eviten la segregación, clasificación o contaminación del concreto.
- 5.3. Compactación.- Deberá hacerse con vibradores de inmersión, de regla o de forma según convenga, accionándolos el tiempo mínimo necesario para que el concreto alcance su máxima compactación sin que se segregue o en su superficie fluya agua o mortero en exceso.

6. RECOMENDACIONES PARA EL ACABADO, CURADO Y DESCIMBRADO.

- 6.1. Acabado del concreto fresco.- Deberá hacerse empleando herramientas metálicas, sin adiciones de agua, cemento o colorante y siguiendo un sentido único de avance.
- 6.2. Curado.- Deberá emplearse una membrana incolora, en cantidad suficiente, colocada en forma uniforme que evite la evaporación de agua.
- 6.3. Descimbrado.- Deberá efectuarse cuando haya transcurrido el tiempo mínimo necesario, que permita la remoción de las cimbras sin que se dañe la superficie o la resistencia del concreto.
- 6.4. Acabado del concreto endurecido.- Las superficies endurecidas y secas, podrán tratarse con ceras incoloras o cuya coloración sea igual a la del concreto.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

C I M B R A S
E J E M P L O S

ING. TENA BERNAL

1994.

CAPITULO IV

EJEMPLOS

IV.1 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO

Datos:

- El muro tendrá 4.50 m. de altura.
- El colado se hará a razón de $R = 1.00$ m/h con vibrador.
- El colado se efectuará en verano en San Luis Potosí, S.L.P., $T = 20^{\circ}\text{C}$ (ver mapas en V-13)
- La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar 25%.
- Se cuenta con hojas de triplay de $3/4"$ (1.9 cm.) de espesor, con $\delta = 0.6$ que miden 1.20 x 1.40 m. y tensores de 2,000 Kg. de capacidad.

Solución:

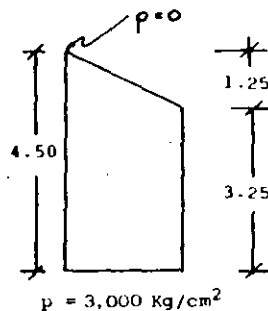
a) Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla V-4 para $R = 1.00$ m/h y $T = 20^{\circ}\text{C}$ tendremos:

P máx: 3,000 Kg/m²

Profundidad a la que se alcanza la máxima presión:

$$\frac{3,000}{2400} = 1.25 \text{ m.}$$



b) Tablado vertical.- El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido más resistente, es decir, con la fibra paralela al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 m. horizontal, actuando como losa continua.

Revisión por flexión:

$$M_{\text{máx.}} = \frac{\omega l^2}{10}$$

donde:

ω : Carga uniformemente distribuida en Kg/m

l : Claro en m.

M : momento flexionante en Kg-m

por lo que para obtener M en Kg - cm:

$$M = \frac{\omega l^2}{10} \times 100 = 10\omega l^2$$

Momento resistente:

$$M_r = fs$$

donde:

s : módulo de sección en cm³

f : esfuerzo admisible en flexión en Kg/cm²

M_r : momento resistente en Kg - cm.

igualando momentos:

$$fs = 10\omega l^2$$

de donde:

$$l = \sqrt{\frac{fs}{10w}} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{w}}$$

de la tabla v - 8, basada en el Reglamento de Construcciones del D.F., tendremos: $f = 196\gamma$ (γ = Densidad de la madera).

Suponiendo $\gamma = 0.6$ (por ser triplay):

$$f = (196) (0.6) = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

Como la cimbra se usará una vez, se incrementa el es fuerza admisible en un 25%:

$$f_{ad.} = (120) (1.25) = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

por otro lado, consideramos s para 1.00 m. de ancho, de la tabla V - 1, tendremos:

$$s = (100) (0.3598) = 35.98 \text{ cm}^3 \text{ por lo que finalmente, tendremos:}$$

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{(150) (35.98)}{3,000}} = 0.43 \text{ m.}$$

l máxima por flexión = 0.43 m.

Revisión por flecha:

$$\text{considerando } y \text{ máx.} = \frac{3wl^4}{384 E I} \times 10,000$$

$$\text{y máx. admisible} = \frac{1}{360}$$

donde:

$y \text{ máx.}$: flecha máxima en m.

l : claro en m.

E : Módulo de elasticidad en Kg/cm^2

I : Momento de inercia en cm^4 .

igualando flechas:

$$\frac{1}{360} = \frac{3wl^4}{384 EI} \times 10,000$$

$$= 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

de la tabla V-8 : $E = 196,000 \gamma$:

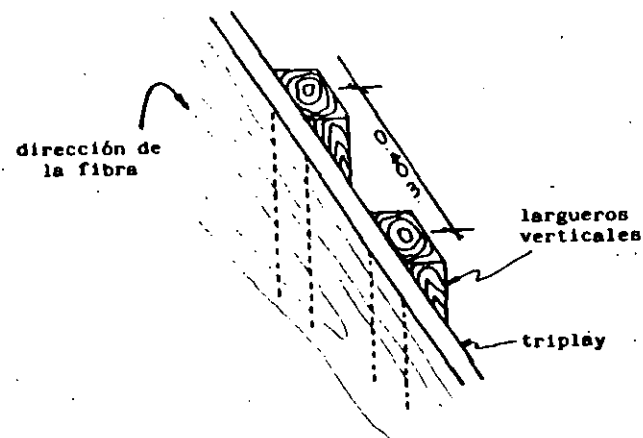
$$E = (196,000) (0.6) = 117,600 \text{ Kg/cm}^2$$

de la tabla V - 1, $I = 0.3413 \text{ cm}^4$; considerando un metro de ancho:

$$I = (100) (0.3413) = 34.13 \text{ cm}^4$$

$$\text{finalmente: } l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 34.13}{3,000}} = 0.36 \text{ m}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 m que tienen de largo los paneles de triplay.



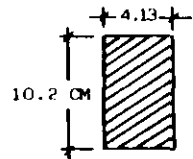
C) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento - de vigas maderas.

Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento de maderas, o se puede fijar el espaciamiento de maderas y calcular las medidas necesarias de los largueros.

En este caso, fijaremos largueros de 2" x 4" por flexión:

$$l \text{ máx} = 0.32 \sqrt{\frac{fS}{\omega}}$$

el ancho efectivo de largueros de 2" x 4" es 1 5/8", por lo que tendremos (ver tabla V - 14) :



$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365.23$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{I}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$f = 196 \gamma = (196) (0.4) = 80 \text{ Kg/cm}^2$ (considerando $\gamma = 0.4$ por usarse madera diferente al triplay)

$$\text{fad.} = 80 \times 1.25 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega = 3,000 \times 0.40 = 1,200 \text{ Kg/m.}$$

$$l \text{ máx.} = 0.32 \sqrt{\frac{100 \times 71.61}{1,200}} = 0.78 \text{ m.}$$

por flecha:

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.4 = 78,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l \text{ máx.} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78,400 \times 365.23}{1,200}}$$

$$l \text{ máx} = 0.95 \text{ m}$$

revisión por corte:

$$v = \frac{3}{2bh}$$

$v = 0.6 \omega l$ (viga continua con 3 o más claros)

$$v = \frac{3}{2bh} (0.6 \omega l)$$

$$l \text{ máx} = 1.11 \frac{bhv}{\omega}$$

de la tabla v-8, el esfuerzo de corte admisible = 35 γ
 $v = (35) (0.4) = 14 \text{ Kg/cm}^2$.

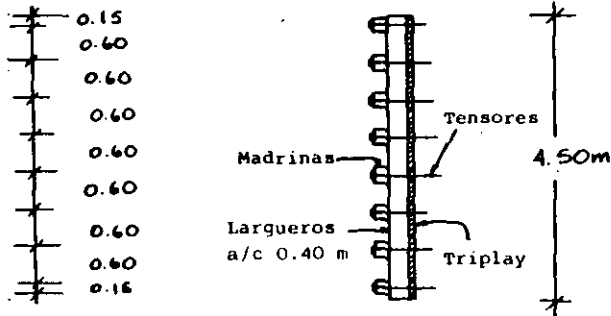
Por un solo uso:

$$v = 14 \times 1.25 = 17.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l = 1.11 \times \frac{4.13 \times 10.2 \times 17.5}{1,200} = 0.68 \text{ m}$$

El claro máximo será de 0.68 por cortante.

Se usará la siguiente distribución:



d) Espaciamento de tensores y dimensionamiento

de vigas madrinatas.

$$\text{Carga en madrinatas} = (3,000) (0.60) = 1,800 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Espaciamento de tensores: } c = \frac{2000 \text{ Kg}}{1,800 \text{ Kg/m}} = 1.10 \text{ m}$$

Se usarán tensores @ 1.10 y este será el claro de las vigas madrinatas.

Dimensionamiento de vigas madrinatas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{f_s}{w}}$$

$$\text{despejando: } s = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 1,800 \times 1.10^2}{100} = 217.8 \text{ cm}^3$$

sabemos que:

$$l = 1.11 \frac{bh^2}{w}$$

despejando:

$$bh = \frac{wl}{1.11v} = \frac{1,800 \times 1.10}{1.11 \times 17.5} = 101.9 \text{ cm}^2$$

se necesitan madrinatas con las siguientes características:

$$S = 217.8 \text{ cm}^3$$

$$bh = 101.9 \text{ cm}^2$$

Se acostumbra colocar las vigas madrinatas en pares para evitar la perforación para los tensores, por lo tanto usaremos un par de vigas iguales con:

$$S = 217.8 / 2 = 108.9 \text{ cm}^3$$

$$bh = 101.9 / 2 = 50.9 \text{ cm}^2$$

En la tabla V-14 vemos que dos vigas de 2" x 6" son suficientes. También lo son dos vigas de 3" x 4" (6.67 x 10.2) y ambas tienen la misma área y por lo tanto cuestan lo mismo por lo que se puede usar cualquiera de las dos. Usaremos estas últimas, porque al ser menos esbeltas tienen menos tendencia al volteo y evitaremos el uso de cartabones.

e) Revisión por compresión en apoyos

Los puntos que deberán ser investigados en diseño serán los apoyos de largueros en vigas madrinatas.

y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzos de compresión admisibles perpendicular a la fibra:

$$C = 54.2 \delta^4 \text{ (Reglamento D.D.F., tabla V-8)}$$

$$C = (54.2) (0.4) = 21.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cad.} = 1.25 \times 21.68 = 27.10 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas - mdrinas será como sigue:

$$\text{Area de apoyo} = 2 \times 6.67 \times 4.13 = 55 \text{ cm}^2$$

Carga transmitida por largueros:

$$R = 3,000 \times 0.40 \times 0.60 = 720 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{720}{55} = 13 \text{ Kg/cm}^2 < 27.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores:

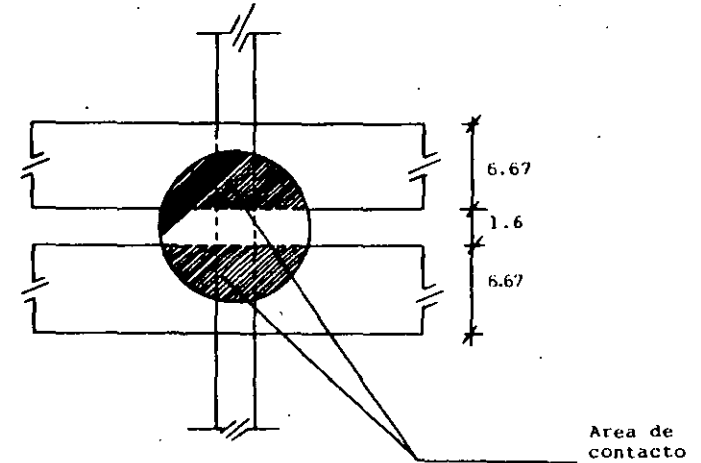
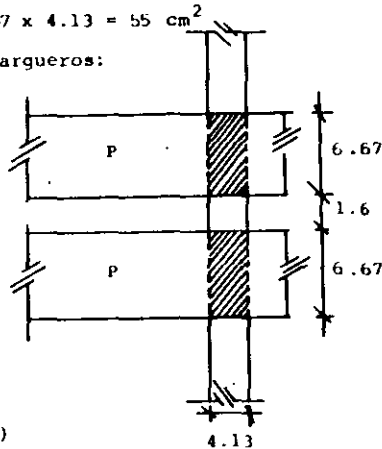
$$T = 2000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{2000}{27.10} = 73.8 \text{ cm}^2$$

Usar arandela $4\frac{1}{2}$ " (11.4 cm)

Area de contacto:

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 83.8; \quad f = \frac{2000}{83.8} = 23.8 \text{ Kg/cm}^2 < 27.1$$



IV.2 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor, concreto normal $2,400 \text{ Kg/m}^3$. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40 m.

Tablero de losa de 4.50×4.50 mts.

a) Cargas de diseño.

$$\text{Peso propio} \quad 2,400 \times 0.20 = 480$$

$$\text{Carga viva}^* = \frac{200}{680} \text{ Kg/m}^2$$

* Puede ser 100 Kg/m^2 , más una carga concentrada de 100 Kg. en el lugar más desfavorable.

TABLA V - 4

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE MUROS.

Velocidad vertical de colado (m/h)	Presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada					
	30°	25°	20°	15°	10°	5°
0.50	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
0.75	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,360
1.00	3,000	3,000	3,000	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,500	4,940	5,500	6,225	7,215	8,635
2.75	4,631	5,085	5,665	6,415	7,440	8,910
3.00	4,760	5,230	5,830	6,600	7,660	9,180

NOTA: No utilizar presiones de diseño mayores de 10,000 Kg/m², ni menores de 3,000 Kg/m² y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

TABLA V - 5

PRESION HORIZONTAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS

Velocidad vertical de colado (m/h)	Presión lateral (Kg/m ²) para la temperatura indicada					
	30°C	25°C	20°C	15°C	10°C	5°C
0.50	R I G E E L M I N I M O					3,000
0.75				3,000	3,000	3,360
1.00		3,000	3,000	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,915	5,400	6,020	6,830	7,925	9,500
3.00	5,750	6,340	7,080	8,045	9,360	11,260
3.50	6,590	7,270	8,135	9,265	10,800	13,010
4.00	7,425	8,205	9,200	10,485	12,240	14,765
4.50	8,260	9,140	10,255	11,705	13,680	15,000
5.00	9,100	10,075	11,310	12,925	15,000	
6.00	10,770	11,945	13,430	15,000		
7.00	12,445	13,815	15,000			
8.00	14,120	15,000	R I G E E L M A X I M O .			
9.00	15,000					

NOTA: No utilizar presiones de diseño mayores de 15,000 Kg/m², y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

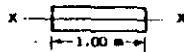
T A B L A V - 14

DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE PIEZAS CEPILLADAS DE MADERA

DIMENSION NOMINAL	DIMENSION EFECTIVA		bh CM ²	S _x CM ³	I _x CM ⁴
	PULGADAS	CM			
Tablones:					
3/4"	20/32	1.59		42.1	33.5
1"	25/32	1.98		65.3	64.7
1 1/2"	1 5/16	3.33		184.8	307.7
2"	1 5/8	4.13		284.3	587.0
3"	2 5/8	6.67		741.5	2472.8
4"	3 5/8	9.21		1413.7	6510.2
Piezas Cuadradas:					
2 x 2	1 5/8 x 1 5/8	4.13 x 4.13	17.1	11.7	24.2
3 x 3	2 5/8 x 2 5/8	6.67 x 6.67	44.5	49.5	164.9
4 x 4	3 5/8 x 3 5/8	9.21 x 9.21	84.8	130.2	599.6
Piezas Rectangulares:					
2 x 4	1 5/8 x 4	4.13 x 10.2	42.1	71.6	365.2
2 x 6	1 5/8 x 6	4.13 x 15.2	62.8	159.0	1,208.6
2 x 8	1 5/8 x 8	4.13 x 20.3	83.8	283.7	2,879.1
2 1/2 x 8	2 5/16 x 8"	5.87 x 20.3	119.2	403.2	4,092.1
3 x 4	2 5/8 x 4	6.67 x 10.2	68.0	115.7	589.9
3 x 6	2 5/8 x 6	6.67 x 15.2	101.4	256.8	1,952.0
4 x 6	3 5/8 x 6	9.21 x 15.2	140.0	354.6	2,695.3
4 x 8	3 5/8 x 8	9.21 x 20.3	187.0	632.6	6,420.5

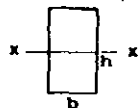
Para I y S se consideraron las siguientes secciones:

En tablones:



En piezas

rectangulares:





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

CONCRETOS ESPECIALES Y PREFABRICADOS

APENDICE
BIBLIOGRAFIA

ING.MARIO TENA BERNAL

1994

CONCRETOS ESPECIALES

1. CONCRETO CON AGREGADOS ESPECIALES
 1. CONCRETOS LIGEROS
 - 1.1 CONCRETOS LIGEROS ESTRUCTURALES
 - 1.2 CONCRETOS LIGEROS AISLANTES
 2. CONCRETOS DENSOS
2. CONCRETO POLIMERIZADO
3. CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

CONCRETOS ESPECIALES

CONCRETOS CON AGREGADOS ESPECIALES

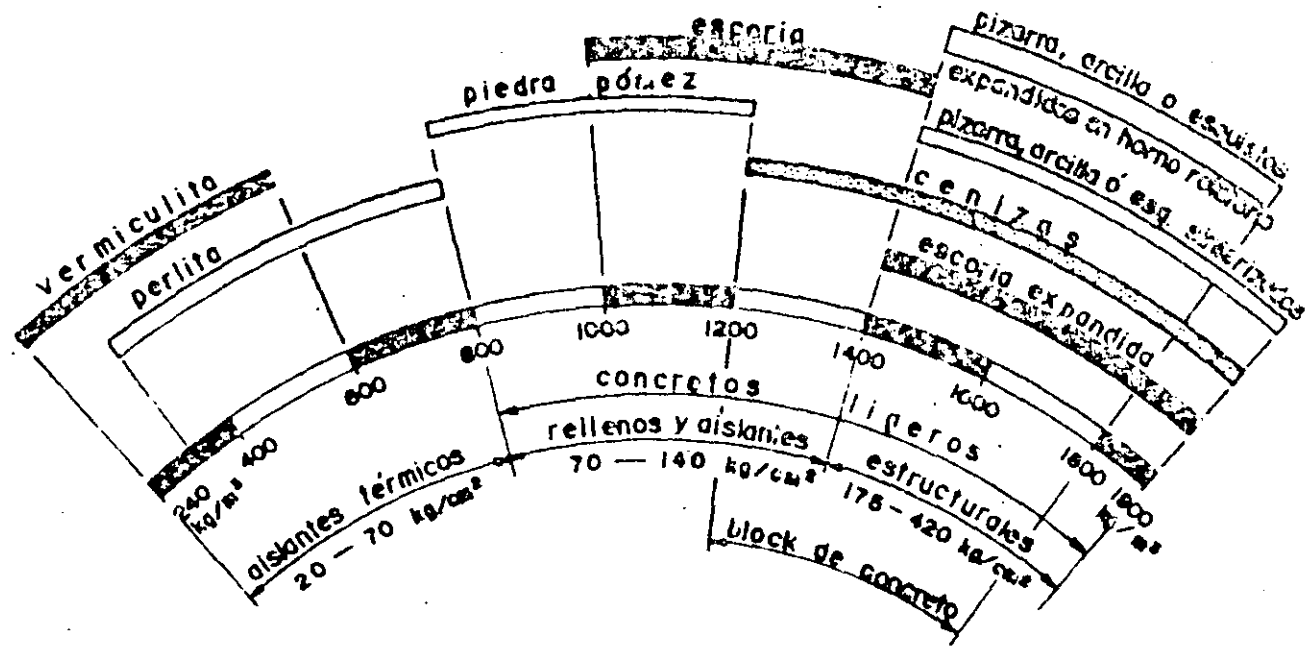
Concretos ligeros

El concreto ligero es como el concreto ordinario, una piedra hecha de agregados inorgánicos, cementante y agua. El concreto ligero tiene ventajas sobre el ordinario cuando se requiere una menor densidad y una mayor porosidad para una resistencia dada.

Fue conocido desde la mitad del siglo pasado pero su uso no se extendió sino hasta después de la Segunda Guerra Mundial. Hay muchos factores que explican el progreso de este material.

Es un hecho bien conocido que la capacidad de aislamiento térmico de un material es inversamente proporcional a su densidad, y es por esta razón que, estructuras con menor peso que el convencional llegan a ser imprescindibles en donde se requiere tanto resistencia mecánica como aislamiento térmico, como es el caso de los muros de rigidización.

La importancia del concreto ligero se justifica aún más si consideráramos que de acuerdo con la experiencia del pasado para un aislamiento de una casa o edificios se necesitaba de una pared de tabique de 14 cm de espesor, los mismos requerimientos térmicos se pueden lograr con paredes de concreto



espectro de concretos ligeros

ligero de 9 cm de espesor. La disminución tanto del peso como del espesor del muro afecta considerablemente los tamaños y costos de las cimentaciones. La disminución de la densidad de los materiales de albañilería permite el uso de edificios más grandes con las consiguientes economías además de las mencionadas anteriormente.

El uso de elementos precolados en fábrica desplaza continuamente a los materiales convencionales en la construcción en nuestros días. El uso de concreto ligero en la prefabricación ofrece ventajas además de las explicadas anteriormente por el hecho de los elementos prefabricados, tienen menor peso y facilitan su manejo; pueden hacerse de mayor tamaño, algunas veces de 12 a 16 veces más grandes que las unidades colocadas con concreto de peso normal.

Sin embargo la disminución del peso de un concreto en general reduce su resistencia. Solamente materiales de construcción ligeros con una densidad predeterminada son aceptables para el aislamiento térmico. Debido a las propiedades mecánicas no se puede hacer una clasificación estricta entre el concreto estructural y los materiales aislantes: sin embargo, existe la siguiente clasificación en dos grupos de acuerdo con su densidad.

Aislantes térmicos, sin capacidad estructural ... 300 a 800 kg/m³

Concretos estructurales ligeros con propiedades adecuadas de aislamiento térmico 800 a 1600 kg/m³

1.1 Concretos Ligeros Estructurales

La relación agua-cemento aplicada a los cementos estructurales de peso normal es aplicable hoy día a los concretos ligeros gracias a una serie de investigaciones extensísimas hechas principalmente en los Estados Unidos, para poder conocer el comportamiento de estos concretos con respecto a sus propiedades peculiares tales como:

El alto contenido de cemento en estos concretos se debe a la gran demanda de agua de los agregados. Este hecho provocó una serie de investigaciones para conocer los perjuicios que podría ocasionar una excesiva generación

de calor, lo cual es perjudicial ya que se presentan agrietamientos excesivos, etc. El módulo de elasticidad en relación con el peso y la resistencia era necesario determinarlo encontrándose finalmente relaciones muy bien definidas de estas tres características.

La conductividad térmica debido a las ventajas que presenta el concreto ligero fue estudiada ampliamente, hasta obtener relaciones directas con respecto al peso del concreto.

La resistencia al fuego, la penetración de agua y absorción, así como muchas otras propiedades del concreto ligero han sido investigadas, y hoy sus limitaciones y aplicaciones se conocen perfectamente bien.

En cuanto a su uso en combinación con el acero en el concreto reforzado el Instituto Americano del Concreto incluye en su "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado" (ACI 318-63), los factores para el dimensionamiento de elementos estructurales con concreto ligero tal como lo hace para concreto de peso normal, tanto para el diseño elástico como para el diseño plástico o al último esfuerzo.

La Industria del Concreto Premezclado puede actualmente ofrecer concretos ligeros para uso estructural, con la misma facilidad que entrega concreto de peso normal.

Las limitaciones de estos concretos son muy relativos:

No se puede pensar en el uso de concretos, realmente ligeros, con resistencias mayores a los 250 kg/cm².

El costo de estos concretos tanto por la manufacturación de los agregados como por los consumos altos de cemento es un 30 por ciento más alto que el concreto de peso normal.

Los módulos de elasticidad más bajos provocan al concreto deformaciones que, aunque controladas, pueden significar en algunos casos una limitación.

En el uso de elementos prefabricados el concreto ligero tiene algunas ventajas y desventajas peculiares.

Entre las ventajas podremos señalar una mayor ligereza de los elementos precolados, que facilita el montaje, transporte y diversos movimientos propios de este sistema de construcción. Entre las desventajas podemos anotar que el uso del concreto ligero no puede tener un uso muy extenso en el concreto presforzado.

1.2 Concretos Aislantes

Los concretos para aislamiento térmico tienen un peso unitario que varía entre los 300 y 800 kg/m³ y una resistencia a la compresión a los 28 días desde 20 hasta 70 kg/cm²; estos concretos pueden ser agrupados como sigue:

Grupo 1: aquellos hechos con agregados de materiales expansivos como la perlita o vermiculita.

Grupo 2: aquellos manufacturados con agregados productos de la expansión, calcinación o sinterización, tales como la escoria de alto horno, pizarras diatomita, cenizas, arcilla o esquistos, o mediante el proceso de materiales naturales como la piedra pómez, escoria o tobas.

Grupo 3: aquellos hechos por la incorporación de una pasta de cemento o un mortero cemento-arena de una estructura uniforme celular de vacíos mediante el uso de espuma preformada o formada en el lugar.

Los agregados usados en los dos primeros grupos corresponden a la "Especificación para Agregados Ligeros para Concreto Aislante" (ASTM C 332).

Descripción de las mezclas: Los concretos manufacturados con Perlita o Vermiculita contienen generalmente de 120 a 250 lt de agregado por cada 50 kg de cemento, dependiendo del peso y resistencia deseada. El contenido de aire puede ser del 25 al 35 por ciento. Debido a la naturaleza de los agregados, es difícil medir el contenido de aire de estos concretos con precisión y generalmente no se intenta.

Las mezclas del 2o. grupo son estimadas generalmente sobre la base de volúmenes aparentes de los agregados, cuando los agregados estén húmedos. Las proporciones varían de 120 a 400 lt de agregado por cada 50 kg de cemento para los concretos aislantes hechos con piedra pómez, pizarra y escoria

expandidas. Algunas de estas mezclas se hacen sin agregado fino, pero tienen un contenido de aire del 25 al 35 por ciento. Los contenidos de cemento varían entre 100 y 350 kg de cemento por cada m^3 de la mezcla dependiendo del contenido de aire, la graduación del agregado y las proporciones de la mezcla. Los concretos celulares del Grupo 3o. o sea los que contienen de 250 a 550 kg de cemento por metro cúbico de la mezcla, tienen pesos unitarios, secados al horno, entre 250 y 650 kg/m^3 . Concretos celulares que contienen arena, con 250 kg de cemento por metro cúbico y con 60, 90 y 120 lt de arena por cada 50 kg de cemento tienen pesos secos de aproximadamente 90, 120 y 150 kg por cada metro cúbico de concreto.

Con los concretos realizados por medio de espuma se obtienen mezclas que pesan de 800 a 1700 kg/m^3 . Con este sistema se obtienen pesos volumétricos con una precisión del 5 por ciento de las deseadas usando cálculos sobre volúmenes y pesos absolutos.

El consumo de agua que en concreto normal es aproximadamente 175 lt por metro cúbico, varía considerablemente en estos concretos, dependiendo de las características del agregado, la inclusión de aire y las proporciones de la mezcla. Los concretos con vermiculita generalmente requieren entre 470 y 500 lt/m^3 . Los concretos con perlita de 250 a 300 lt/m^3 . Los concretos sin finos hechos con pómez, con pizarras y escorias expandidas requieren de 150 a 170 lt de agua por metro cúbico, contenidos de aire del 20 al 35 por ciento y 280 kg de cemento por metro cúbico. Los concretos celulares puros requieren de 200 a 300 lt/m^3 de agua para pesos de 300 a 700 kg/m^3 respectivamente. Para las mezclas de cemento-arena los requerimientos de agua fluctúan en los 125 y 220 kg/m^3 .

No deben usarse acelerantes que contengan Cloruro de Calcio cuando la lámina de acero galvanizado permanezca en contacto permanente con el concreto. Trabajabilidad de las mezclas. Debido a su alto contenido de aire los concretos aislantes generalmente tienen una excelente trabajabilidad. Revenimientos de 18 a 20 cm son generalmente satisfactorios; sin embargo la aparien

cia de la mezcla nos da una indicación más segura de la consistencia que la prueba de revenimiento.

Mezclado y Colocación. Debe evitarse un excesivo mezclado y manejo ya que estas operaciones tienden a romper las partículas cambiando el peso unitario y la consistencia. Generalmente no se tienen problemas de segregación debido al alto contenido de aire de estos concretos. El método más común en su colocación es por medio del bombeo u otro medio mecánico convencional. Estos concretos son manejados como líquidos y generalmente son colocados en la forma sin ningún vibrado.

Concretos celulares sin arena y con un peso menor de los 600 kg/m^3 , no son manejados satisfactoriamente con camiones de concreto premezclado.

La espuma preformada es generada introduciendo cantidades controladas de aire, agua y espumante bajo presión en una boquilla especial. La espuma preformada debe ser añadida al camión en la obra un momento antes de la colocación del concreto. Los camiones revolventes solamente pueden transportar las dos terceras partes de su capacidad a causa del aumento del volumen debido a la espuma.

Cuando es usado concreto premezclado con vermiculita o perlita los camiones deber ser lavados y no contener grava en tamaños que dañen las bombas. Deben seguirse los siguientes procedimientos para el mezclado:

1. Cuando el inclusor de aire se haya añadido a los agregados en estado seco introdúzcase primero el agua y el cemento y después el agregado. La mezcladora deberá girar directamente hasta que todos los ingredientes estén añadidos y aún durante un minuto más.
2. Para concreto simple, introdúzcase agua, inclusor de aire, cemento y después los agregados. La mezcladora deberá girar lentamente durante la carga y aún un minuto más.
3. No deberá girar la revolventora en la ruta a la obra. Mézclase el concreto a la llegada a la obra a una velocidad normal, hasta que se logre la uniformidad y consistencia deseadas. Las paredes interiores de la revolventora no

deben ser lavadas entre una entrega y otra. El tiempo de descarga para estas muestras es considerablemente mayor que la de los concretos normales. Pruebas periódicas del peso unitario al tiempo y lugar de la colocación indicarán la uniformidad del concreto (ASTM C 138-63) Las variaciones deberán estar dentro de los límites especificados de 50 kg/m^3 .

Estas determinaciones del peso unitario sirven para determinar el rendimiento volumétrico ya que si conocemos el peso total de los ingredientes agregados y los dividimos entre el peso volumétrico determinado, obtendremos el volumen. Si el rendimiento volumétrico es menor del 100 por ciento, existe evidencia de una pérdida de volumen y deberá atribuirse a uno o más de los siguientes factores que deben revisarse.

1o. Asegúrese que la cantidad de la solución de inclusor de aire recomendada por el fabricante se está añadiendo a cada mezcla.

2o. Asegúrese que los materiales añadidos a la mezcla han sido añadidos en el orden prefijado. Poco mezclado del concreto usualmente da resultados de pérdidas de rendimiento. Un sobremezclado puede afectar negativamente la inclusión de aire.

3o. Debe revisarse la cantidad de agua medida. Después de un minuto de mezclado de los ingredientes, el concreto a menudo puede parecer muy seco y los operarios de las revolvedoras añaden agua para obtener plasticidad. Esta cantidad extra de agua en ciertas ocasiones reduce el rendimiento.

Resistencia: Los requerimientos de resistencia dependen del uso que se le pretenda dar al concreto, por ejemplo puede ser satisfactoria una resistencia de 10 kg/cm^2 o inclusive menores, en el concreto aislante para tuberías subterráneas de transmisión de vapor. Rellenos aislantes para cubiertas requieren una resistencia temprana, lo suficientemente alta para soportar el tráfico de los trabajadores que aplican los materiales de impermeabilización. Usualmente son eficientes las resistencias a la compresión para estos rellenos entre 10 y 20 kg/cm^2 . Algunas veces se especifican resistencias de más

de 35 kg/cm². En general la resistencia en los concretos aislantes es un problema de menor importancia y se debe de determinar por los métodos de prueba (ASTM C 495-66 ó C 513-63T).

2 Concretos Densos

Se han logrado obtener concretos hasta con un peso de 4 ton/m³.

La razón por la cual se ha investigado y logrado lo anterior se debe al servicio que proporcionan estos concretos como protectores contra las radiaciones nucleares. El factor principal de la elaboración de concretos especiales para la protección contra los efectos de las radiaciones nucleares es la reducción de las mismas a un nivel deseado.

Los estudios sobre este particular se iniciaron al conocerse los efectos destructivos de las radiaciones nucleares y por consecuencia, la necesidad del uso de materiales defensivos para contrarrestar el efecto de las mismas, así como la construcción de defensas para la protección de las casas habitación contra efectos de dichas radiaciones.

Los tipos de radiación que se presentan son dos:

- a. Ondas electromagnéticas (rayos X, rayos gama)
- b. Partículas nucleares (partículas alfa, partículas beta)

De las ondas electromagnéticas, la elevada energía y las ondas de alta frecuencia son los tipos de radiación que requieren defensa para la protección del personal que está expuesto a ellas; son similares a los rayos luminosos, pero de más elevada energía y mayor poder de penetración.

En el segundo caso. las partículas nucleares consisten de átomos o partículas de éstos (neutrones, protones, etc.).

Los peligros biológicos de la radiación provienen del hecho de que las radiaciones actúan directamente sobre los tejidos humanos, perdiendo algo de su energía en el proceso. Esta energía perdida es suficiente para ionizar los átomos de las células causando por esto mismo la muerte de las mismas; si son bastantes las células afectadas el organismo muere. Se ha demostrado que las radiaciones pueden ser reducidas considerablemente de modo

que las que quedan no causen daño a las personas expuestas.

Es relativamente simple la acción de reducir la intensidad de las radiaciones, ya que cualquiera de los materiales empleados para la elaboración de concretos con propósitos normales, puede servir para fines de defensa si es de suficiente espesor; sin embargo el uso de materiales de gran espesor son excluidos desde el punto de vista económico; otros materiales que sólo requieren un espesor moderado, pueden no ser prácticos por razones económicas y mecánicas.

Aunque el agua es un buen escudo neutrón, requiere un grueso excesivo para defensa de la radiación gama y los tanques de agua son relativamente frágiles y sujetos a filtración. Por otro lado aunque las defensas de plomo son muy efectivas para defensas de radiación gama, carecen de fuerza mecánica para grandes estructuras de defensas permanentes, siendo por lo tanto estos materiales raramente escogidos para instalaciones de defensa de gran magnitud, en virtud de ser antieconómicos y no completamente apropiados mecánicamente.

Afortunadamente se ha demostrado que el concreto es un excelente material defensivo para refugios grandes y permanentes, ya que posee un buen término medio para la reducción de rayos gama y rayos X, suficiente fuerza mecánica, bajo mantenimiento y costo razonable; sin embargo aunque el concreto ordinario de suficiente espesor presta una defensa satisfactoria, concretos elaborados con agregados más pesados con un costo unitario generalmente elevado, son a menudo preferibles, debido al requerimiento de menor espesor.

Homogeneidad. Suponiendo que ha sido calculado el espesor requerido para la defensa, el mayor requisito de efectividad de la defensa es la homogeneidad del concreto. Esto es necesario ya que de otro modo el concreto elaborado con materiales distintos a aquellos en el cual se basó el proyecto de espesor, resulta inadecuado debido a que permitirá el paso de las radiaciones nucleares en mayores cantidades a las previstas, por

las oquedades y juntas en el concreto, por mala colocación y vibrado de éste.

Impermeabilidad. Otra de las propiedades principales del concreto de defensa, es la impermeabilidad al agua y al gas. Se requiere especial atención para lograr que estas propiedades se cumplan, cuidando la correcta selección de agregados y contenido de cemento, así como la correcta colocación y vibrado del concreto empleado.

Problemas mecánicos. Varios problemas mecánicos se presentan en la construcción de los más grandes refugios, debidos a los requerimientos de éstos, según sean los propósitos de operación o experimentales, lo que representa cambios en la práctica de elaboración del concreto. Para solucionar esto se requiere un cuidadoso manejo del concreto para evitar la segregación del mismo. Para el concreto de alta densidad, las presiones sobre las paredes que les sirven de contención durante el colado, son más grandes que en los concretos comunes; las características de contracción del concreto de alto contenido de agua, requieren especial atención para prevenir la segregación, y el uso de vibrador en el concreto debe considerarse cuidadosamente, para evitar excesos en su empleo con la consiguiente pérdida de homogeneidad. En general siempre se obtiene la resistencia adecuada del concreto, pero la manejabilidad del concreto que contiene pedazos angulares de fierro viejo debe investigarse para asegurar un colado correcto.

Tipos de concretos. Tomando en consideración que el nuevo tipo de concreto elaborado con propósitos de defensa contra las radiaciones nucleares tiende a universalizarse, datos valiosos al respecto han sido aportados por tecnólogos en la materia, físicos y químicos, que en la actualidad han tomado un papel importante.

Aunque la literatura sobre el concreto para defensa contra las radiaciones nucleares no es muy extensa, conviene ver aunque someramente los estudios

y consideraciones hechos hasta la fecha, los cuales han llevado a determinar el uso de este nuevo tipo de concreto elaborado con agregados especiales así como las bases de comparación de él y el concreto usado para propósitos normales.

La mayor parte de lo publicado concierne a las características del concreto de alta densidad, en los cuales se usan como agregados el mineral de hierro o barita. Muchos problemas surgen con referencia a clasificación, manejabilidad, segregación y otros factores.

Los efectos de estos factores no han sido discutidos y estudiados a fondo y los estudios, experimentos e investigaciones al respecto, siguen siendo llevados a cabo por tecnólogos ofreciendo mejoras en las cualidades de defensa y con beneficios económicos, facilitando mezclas de concreto de alta densidad más apropiadas desde el punto de vista de la práctica del concreto.

Los trabajos experimentales realizados han aportado datos que son de gran interés, los cuales son agrupados en cuatro grupos, siendo estos: los que conciernen al concreto de alta densidad, los concernientes al concreto común, al concreto para defensa contra radiaciones de alta potencia, y los que se refieren al concreto elaborado con cementos especiales con tendencias a mejorar las cualidades de defensa.

Los datos aportados sobre concretos de alta densidad, se refieren a los resultados obtenidos al emplear en la elaboración del concreto, agregados especiales tales como la barita, magnetita, limonita, así como también las combinaciones de este último material con hierro, con vidrio o ambos. El uso de este tipo de agregados, proporciona densidades del orden de 4 ton/m^3 , obteniéndose resistencias que varían de 210 kg/cm^2 a 350 kg/cm^2 .

El uso de barita en la elaboración de concretos de alta densidad, proporcionó una homogeneidad aceptable desde el punto de vista de defensa contra las radiaciones nucleares. El concreto elaborado con magnetita como agregado

demostró ser por su comportamiento, un buen reductor de radiación gama y neutrones respecto al concreto común, y los espesores obtenidos para defensa fueron del orden de 3 cm menores que los espesores obtenidos para el concreto común, para radiaciones gama y flujo neutrónico.

Los concretos especiales que contenían limonita como agregado, fueron tan efectivos contra los neutrones como el agua, debido en gran parte al alto contenido de ésta, y mucho más efectivos contra la radiación de los rayos gama.

Referente al concreto ordinario, han sido efectuadas sobre este una serie de pruebas con el fin de determinar el comportamiento del mismo al ser usado como material de defensa contra las radiaciones nucleares. Se ha encontrado que por lo general es un material de defensa apropiado, teniendo el inconveniente de requerirse para su uso un espesor demasiado grande para cumplir como material defensivo, para los diferentes tipos de radiación nuclear.

CONCRETO POLIMERIZADO DE ALTA RESISTENCIA

Ing. Vicente Lemus D.*
M. en C. Abelardo García L.*

RESUMEN

Se presenta aquí un material compuesto de concreto y polímero cuya resistencia a compresión alcanza valores promedio de 1250 kg/cm². Los efectos provechosos de la integración del polímero en el concreto son en gran parte resultado del llenado de los poros y redes capilares, así como de la extensión sobre la pasta de cemento y sobre las partículas de agregado, proporcionando de este modo un supermaterial que amplía el campo de aplicación del concreto normal.

SUMMARY

A material composed of concrete and polymer which has a compressive strength average of 1250 kg/cm² is presented in this article. The advantageous effects of integration of polymer in concrete is due to the fill of pores and capilar nets, the extension over the cement paste and the aggregate particles; obtaining a supermaterial that expands the utilization fields of ordinary cement.

* Investigadores, Instituto de Investigaciones en Materiales, UNAM.

MATERIALES

Durante los últimos 20 años se ha llevado a cabo un singular avance en lo referente a la tecnología del concreto; la industria de la construcción se ha visto invadida por una gran diversidad de productos fabricados con nuevos concretos.

Una de las más importantes tecnologías que se han desarrollado, es la que se refiere al compuesto concreto-polímero. El uso de los polímeros en el concreto modifica notablemente sus propiedades estructurales, y principalmente su durabilidad.

Las experiencias realizadas permiten concluir que prácticamente se pueden obtener concretos o morteros con las propiedades deseadas para que cumplan con un fin determinado. Lo anterior se logra mediante la selección adecuada del sistema de polímeros, ya que éstos le confieren dichas propiedades.

TIPOS DE CONCRETOS

Una clasificación apropiada para los concretos de cemento portland polimerizados, es la que considera las técnicas de preparación, que son las dos siguientes:

- a) **Concreto preformado e impregnado (CPI).** Consiste en fabricar concreto portland convencional. Una vez fraguado el concreto, se somete a un proceso de impregnación que consiste en colocar la pieza de concreto en un depósito apro-

piado. Se alimenta monómero, hasta sumergir la pieza; éste penetra entre los poros y redes capilares, llevándose a cabo posteriormente la polimerización mediante métodos termocatalíticos o por medio de alguna fuente de alta energía.

- b) **Concreto a base de cemento y polímeros (C.C.P.).** Este método consiste en preparar concreto convencional, pero agregando un porcentaje en relación al cemento de un monómero o un polímero, generalmente de tipo látex. El concreto fresco lleva a cabo su fraguado simultáneamente con el secado o polimerización del monómero incluido.

Los monómeros de uso común para preparar concreto CPI son, en orden de importancia, el metil-metacrilato y el estireno; se han utilizado también con éxito el monómero de acrilonitrilo y el cloroestireno. Para mejorar las propiedades del material híbrido, se emplean agentes entrecruzantes como el trimetilol propa-no-trimetacrilato (TMPTMA).

Se realizaron experiencias con polímeros termofijos y resinas naturales, obteniéndose excelentes resultados, aunque la alta viscosidad de estos productos dificulta de manera importante el proceso de impregnación del concreto.

PROPIEDADES

La resistencia a compresión es una

propiedad de gran importancia en el concreto; ésta puede ser aumentada entre 300% y 400% (ver gráfica 1, 2 y tabla 1) llegándose a obtener resistencias de 1600 kg/cm² y en casos especiales hasta 2700 kg/cm². El factor más importante que influye en la resistencia a compresión del concreto CPI, es la carga de polímero (6% aprox. del peso del concreto), el tipo de polímero empleado, y en menor grado la técnica de polimerización.

El incremento de la resistencia a tensión es de 30 kg/cm² (especímenes de control) a 120 kg/cm². El módulo de ruptura se incrementa de 50 kg/cm² a 180 kg/cm². En concreto muy poroso se obtienen incrementos en la resistencia de 600%. Los valores del módulo de ruptura y desgaste por abrasión se presentan en las tablas 2 y 3.

Otra propiedad importante es el módulo elástico del material, aunque su incremento no es tan grande como el incremento de su resistencia a compresión, ya que sólo se obtienen aumentos entre 50 y 100% comparado con el concreto ordinario. Una observación importante es que en el cambio en su esfuerzo-deformación, el concreto polimerizado muestra un comportamiento lineal hasta aproximadamente el 75% de la carga última. La deformación en la falla es ligeramente mayor que la del concreto normal (ver gráfica 3). Esto favorece el empleo de análisis simples basados en la teoría elás-

TABLA I. RESISTENCIA A COMPRESION Y TENSION

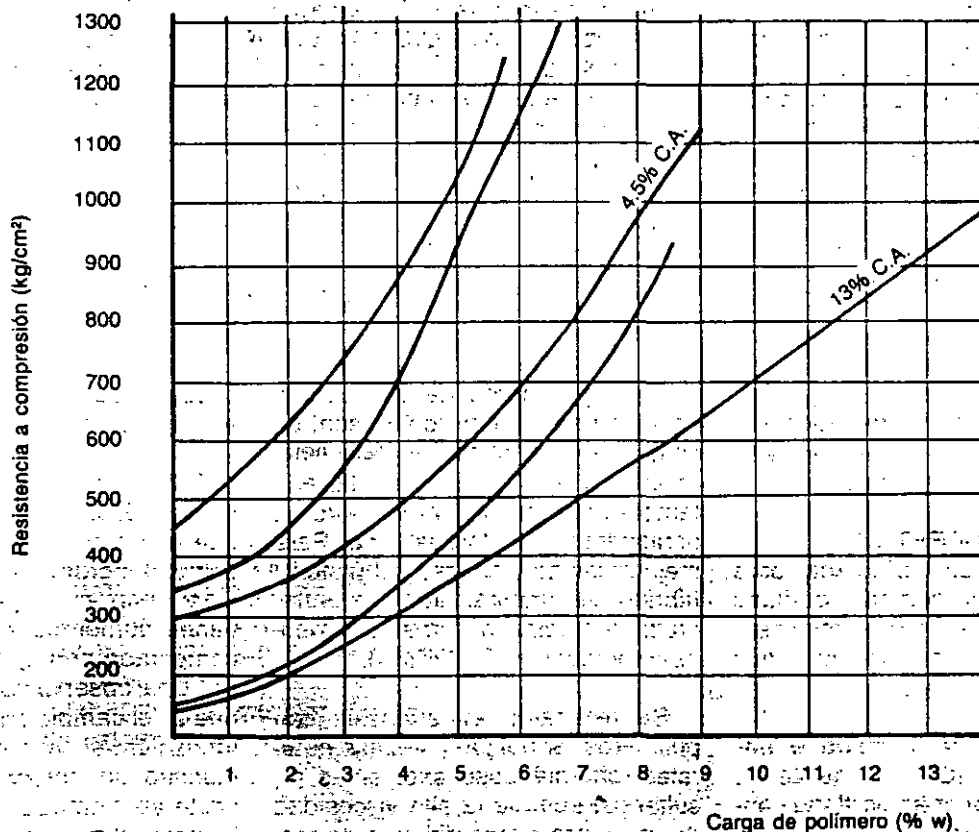
DISEÑO	COMPRESION kg/cm ²			TENSION kg/cm ²		
	f'c	Control	C.P.	Dif. %	Control	C.P.
100	171	900	426	31	100	223
200	312	1025	228	42	110	160
300	410	1250	200	48	126	162
400	523	1200	130	60	115	92
300 ¹	400	1050	162	40	121	200
100 ²	154	941	501	25	90	260

1.- Contenido de aire 4.5%

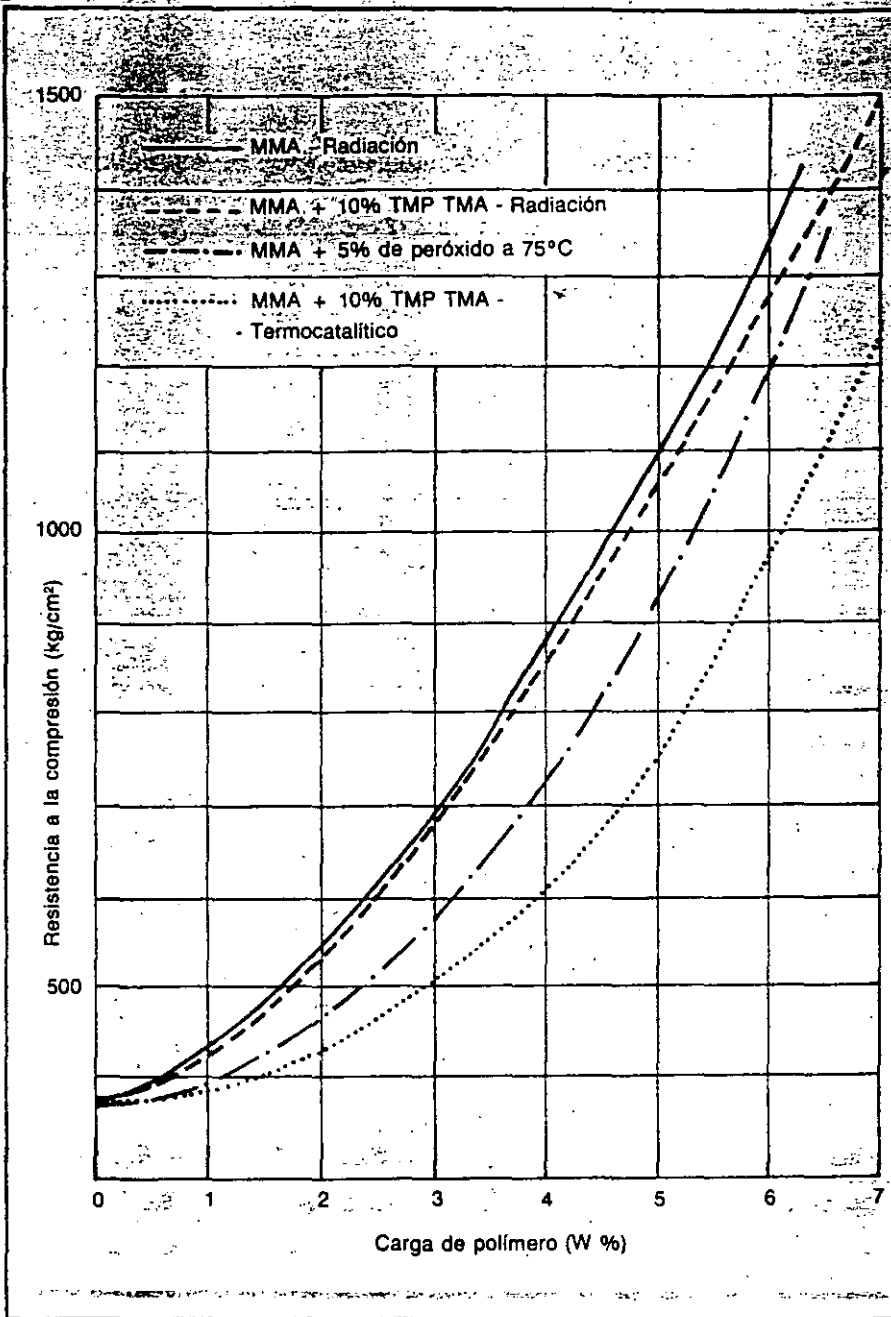
2.- Contenido de aire 13%

* Dif. % = [(C.P. - control)/control] 100

C.P. - Concreto polimerizado.



Gráfica 1. Efecto de la variación de la relación agua-cemento y el contenido de aire en el concreto.



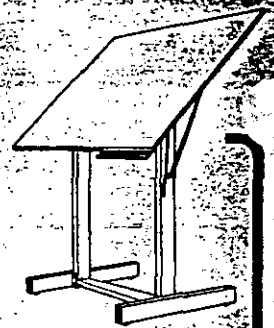
Gráfica 2. Relación de la resistencia a la compresión y la carga de polímero para diversos sistemas.

tica, que actualmente no son muy usados en el diseño de estructuras en concreto.

También es de importancia la disminución obtenida en el flujo plástico del concreto CPI, (de 5 a 10 veces menor). Se observa que se tiene un aumento en la fragilidad, pues aunque soporta mayor deforma-

ción, no presenta conducta de post-agrietamiento antes de la falla.

Un comportamiento dúctil es muy deseable en cualquier material de tipo ingenieril; en la misma gráfica 3, la curva c nos muestra el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto normal; ésta es característica de un material de tipo frágil.



Fabricantes de muebles para Dibujo

Descuentos por volumen



SUPRA S.A. de C.V.

Apartado postal 13
Villa Corregidora,
Querétaro.
C.P. 76900

Tel. (463) 6-28-34

de venta en Blue & White

SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO



ANDAMIOS DE SEGURIDAD, S.A.
OFICINAS

INSURGENTES CENTRO 114-402
MEXICO, D.F.
TELS. 592-54-58*592-28-54

TABLA 2. MODULO DE RUPTURA

CLAVE	CONTROL kg/cm ²	% DE CARGA DE POLIMERO	CONCRETO POLIMERICO kg/cm ²	DIFERENCIA* %
A (100 f'c)	25	7.57	103.5	310
B (200 f'c)	30	7.20	113	276
C (300 f'c)	33.3	6.63	121.2	264
D (400 f'c)	38	6.78	125.5	230
E (300 f'c) ¹	35.1	7.50	126.8	261
F (100 f'c) ²	20.1	10.65	109.1	480

1.- Contenido de aire 4.5%

2.- Contenido de aire 13%

* Dif. % = [(C.P.- control)/control] 100

TABLA 3. DESGASTE

CLAVE	TIEMPO DE PRUEBA (mm)	CARGA DE POLIMERO (%)	PESO PERDIDO (%)	REDUCCION (mm)	DIF. PESO PERDIDO (%)
B 1	10	—	4.95	2.43	—
B 2	10	7.57	1.63	0.7	202
B 3	10	6.89	1.59	0.8	206
B 4	15	—	6.4	3.3	—
B 5	15	7.55	2.1	1.2	204

* Dif. (%) = [(C.P.- control)/control] 100

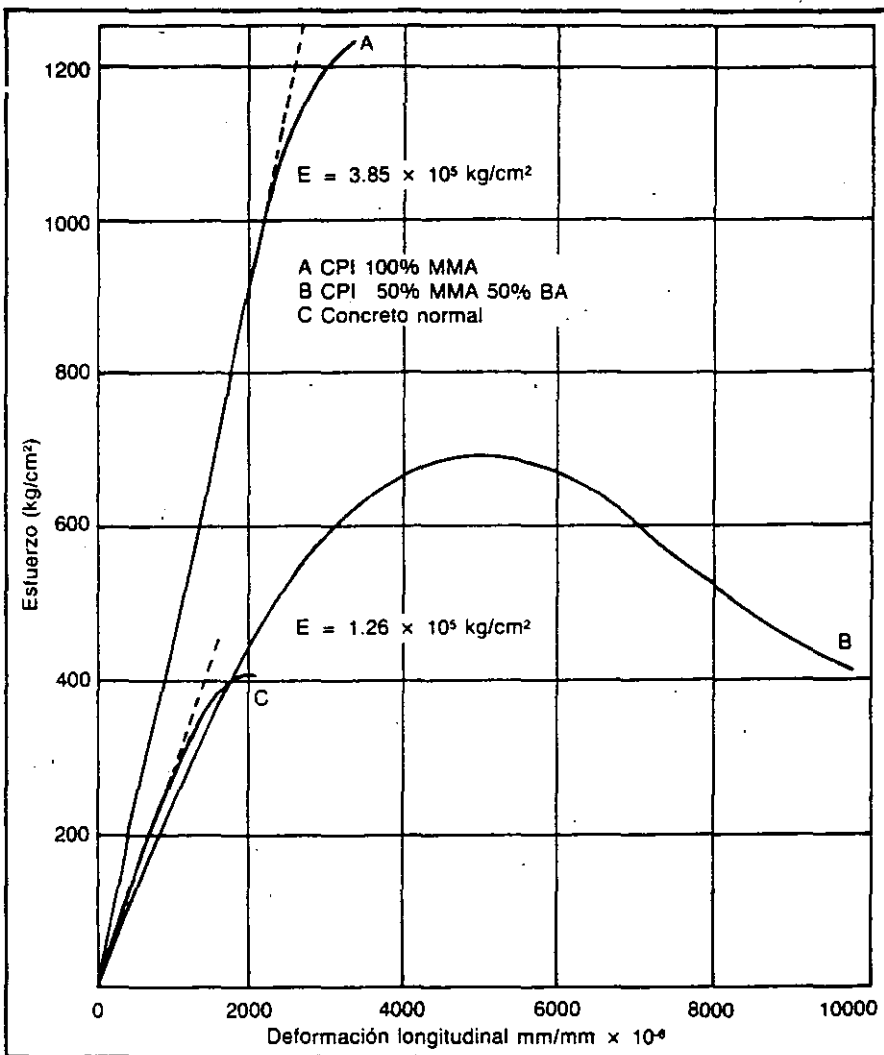
La conducta frágil puede ser mejorada mediante la modificación de sistemas poliméricos, generalmente a base de látex para concretos CCP, como el poliacril-etil-éster, o el estireno-butadieno entre otros. Se obtienen incrementos del 300% en la deformación, teniéndose además un mayor incremento de la tenacidad.

Cuando el látex se mezcla con mortero o concreto, las partículas de polímero son uniformemente dis-

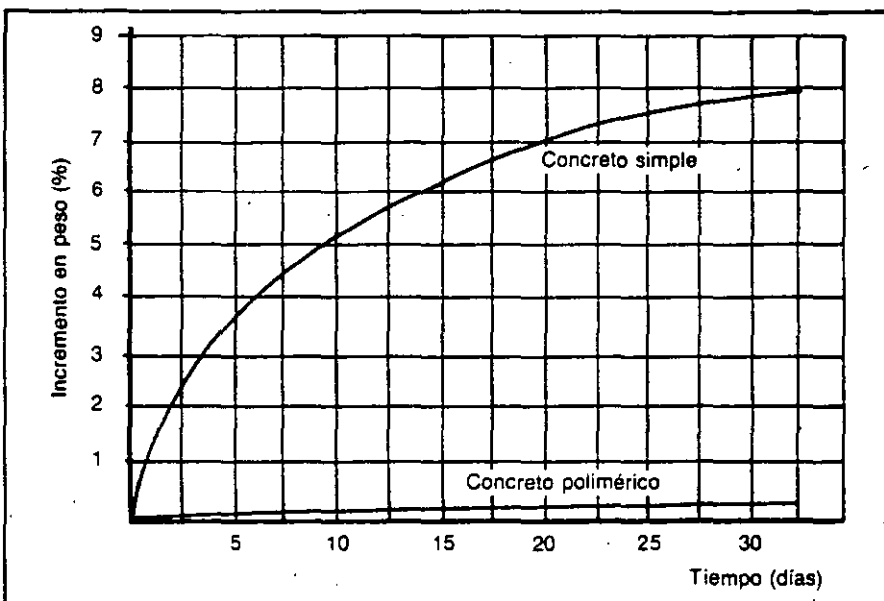
persadas en la pasta de cemento durante su hidratación; el látex forma membranas que sellan la mayoría de las cavidades del concreto, produciendo así materiales impermeables, con una alta resistencia al ataque químico. En este caso la resistencia a compresión no se modifica de manera importante, pero una relación entre alta resistencia y excelente ductilidad se logra mediante el uso de sistemas poliméricos como el metil-metacrilato con

diversos porcentajes de butil-acrilato y técnica de CPI.

Los efectos provechosos de la integración del polímero en el concreto son en gran parte resultado del llenado de los poros y redes capilares y de la extensión sobre la pasta de cemento, así como sobre las partículas de agregado. Con ello se crea una mejor unión interfacial entre el agregado y el cemento, además de sellar las microfisuras



Gráfica 3. Curvas esfuerzo - deformación por compresión para concreto normal y concreto polimerizado.



Gráfica 4. Absorción de agua.

MANDENOS POR UN TUBO...

¡PERO QUE SEA DYSA!



Miembro de



En tubos Dysa fabricamos los mejores tubos de concreto que se encuentran en el mercado para drenaje, alcantarillado e instalaciones sanitarias. Los diámetros de nuestros tubos van desde 10 hasta 305 cms. de diámetro y con largos de 1.00, 1.22 y 2.50 Ml.

Cubrimos cualquier especificación.

También fabricamos:

Brocales, coladeras, areneros, codos y pozos de visita.

Contamos con existencias constantes para surtir sus pedidos rápidamente.



Gabriel Mancera No. 1141

México 12, D. F.

Tels. 559-22-55 y 559-56-00

Surtimos pedidos a toda la República

impidiendo su propagación. Esto probablemente permita una distribución más uniforme de los esfuerzos y las deformaciones dentro del concreto.

La gran durabilidad del concreto con polímeros se debe principalmente a que el concreto queda prácticamente sin redes capilares ni vacíos, lo cual tiende a eliminar la permeabilidad y la absorción (gráfica 4), impidiendo así el ataque de agentes agresivos. Los polímeros utilizados tienen un buen comportamiento al ataque químico, por lo que representan una excelente barrera física que resguarda a la pasta de cemento.

Las propiedades de durabilidad se evaluaron mediante ensayos de ataque químico. En las gráficas 5 y 6 se muestra el importante incremento en su durabilidad, lo cual permite usarlo en condiciones ambientales adversas con excelente

eficiencia y bajo costo.

APLICACIONES

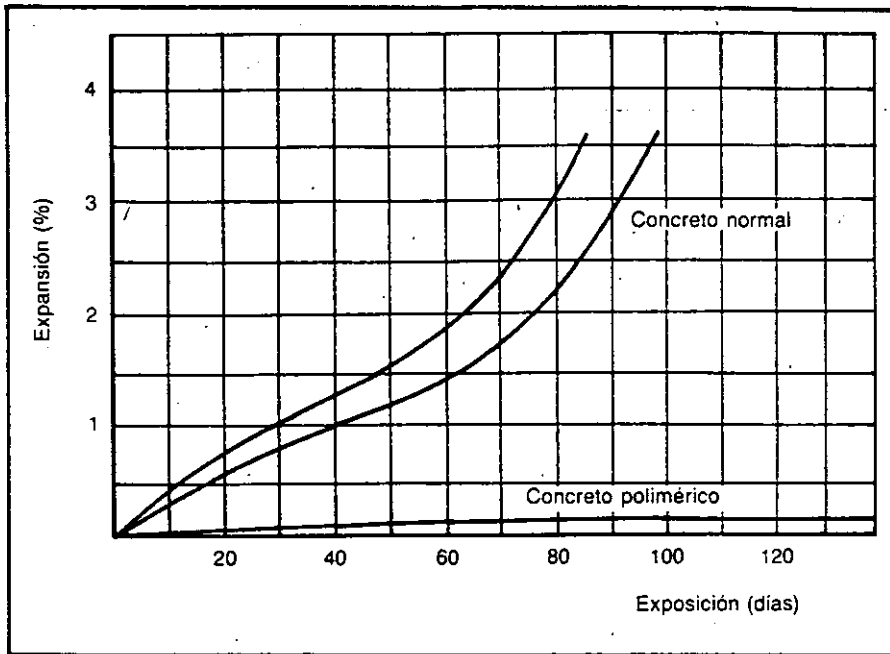
Con los resultados obtenidos, las aplicaciones del concreto con polímeros son ilimitadas y dependerán de la iniciativa del ingeniero-diseñador.

Las aplicaciones actuales más comunes son en tuberías a presión y tuberías para drenaje, elementos prefabricados, cubiertas de puentes, presas, carreteras, estructuras submarinas, túneles y también mobiliario para vivienda.

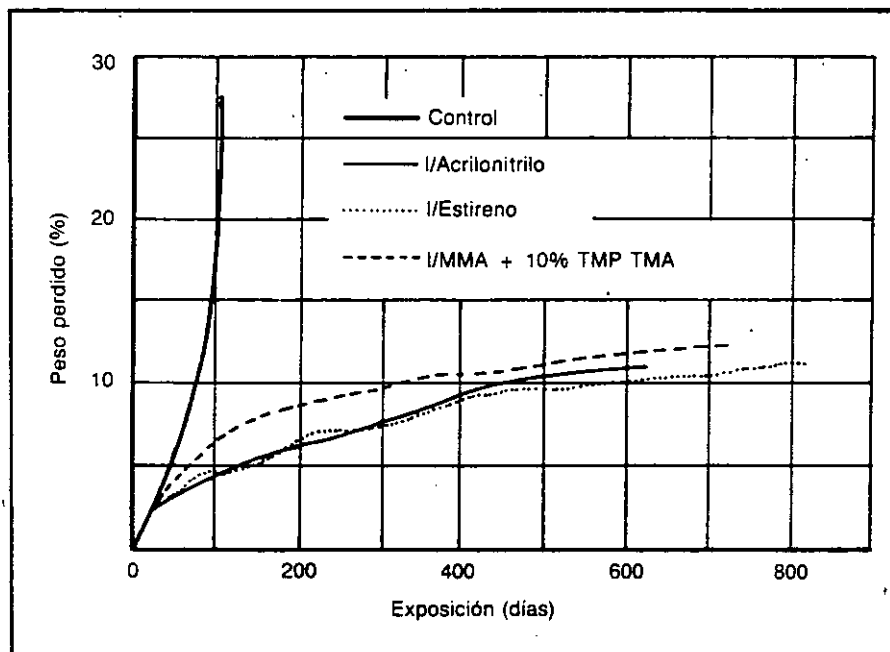
En algunas plantas industriales donde se emplean aceros comunes ó inoxidables y normalmente se tienen periodos de vida muy corta, éstos se han sustituido por concretos polimerizados con bastante éxito, obteniéndose grandes ventajas económicas.

Los concretos pueden ser utilizados para la fabricación de tuberías, registros para alcantarillado, depósitos clorificadores, secciones de canales altamente resistentes a la abrasión, elementos para fachada, marcos para ventanas industriales, estacas, baldosas, tapas, elementos planos y curvos de gran resistencia (placas), escalones, soleras, fregaderos, tinas, elementos para señalamiento en carreteras y diversas aplicaciones decorativas.

Una mayor proyección se tiene para concretos ligeros polimerizados de alta resistencia (400 kg/cm^2), cuya densidad puede ser desde 600 kg/m^3 a 1400 kg/m^3 , siendo sus componentes agregados ligeros convencionales o desperdicios agrícolas e industriales.



Gráfica 5. Ataque químico por sulfato de sodio.



Gráfica 6. Resistencia del concreto CPI al ataque químico de HCl al 15%

BIBLIOGRAFIA

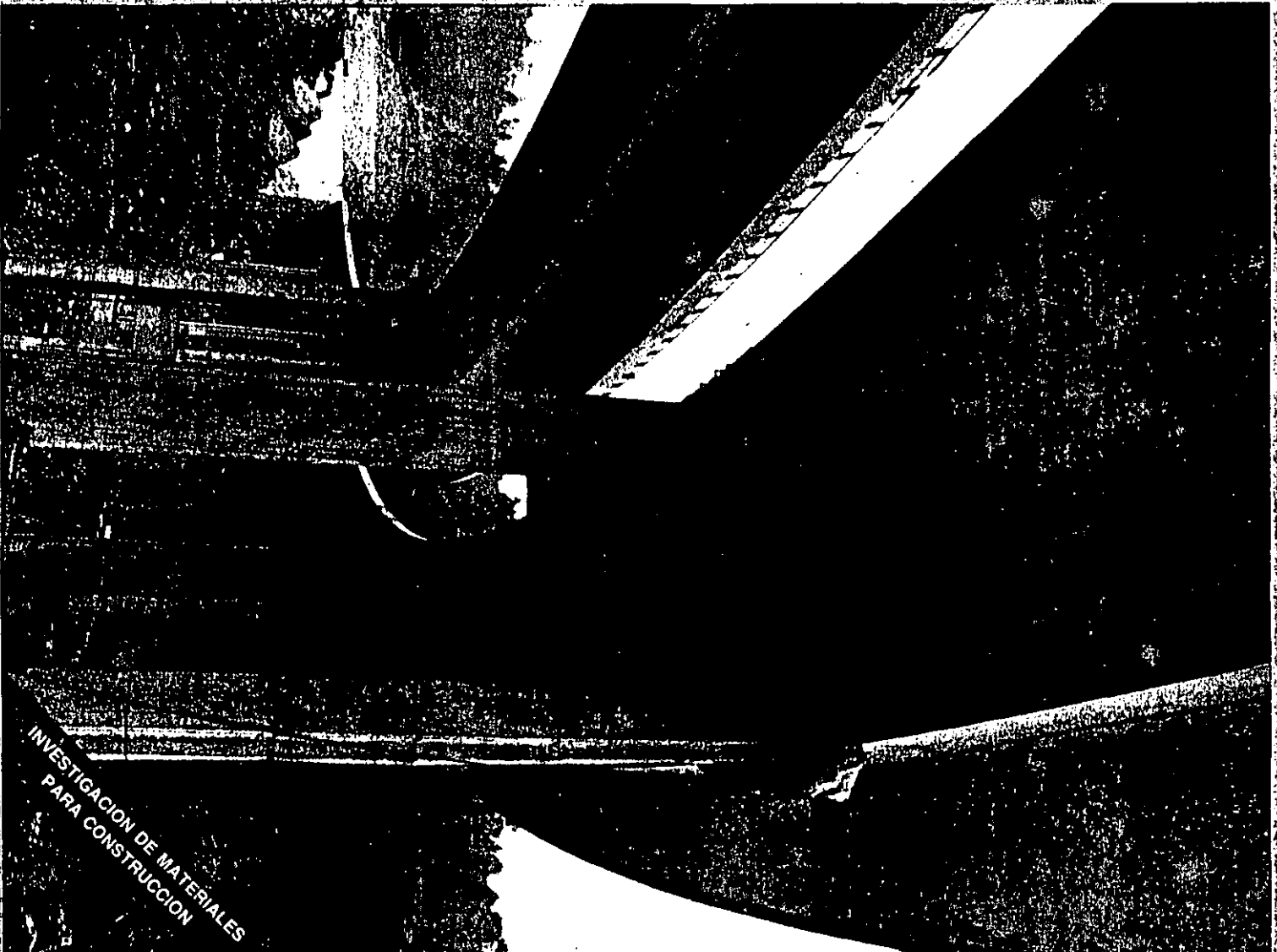
1. V. Lemus Díaz, **Concretos polimerizados de alta resistencia** Reporte técnico interno 1975.
2. V. Lemus Díaz, R. Alcayde Lacorte, **Concretos polimerizados** Texto especial IMCYC 1977.

BIBLIOTECA INCOYO



INCOYO

INSTITUTO MEXICANO
DE CEMENTO Y CONCRETO



INVESTIGACION DE MATERIALES
PARA CONSTRUCCION

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

ANTECEDENTES.

Historicamente las fibras se han empleado para reforzar materiales frágiles desde tiempos muy remotos.

Recientemente las fibras de asbesto se utilizan para reforzar el cemento portland.

Desde el siglo XIX se cuenta con el concreto reforzado con varillas.

Romualdi y Batson, Romualdi y Mandel, investigan el comportamiento de alambres con espaciamiento muy pequeño y fibras distribuidas aleatoriamente, en los años 1950 a 1960, sentando las bases para el concreto reforzado con fibras.

La Portland Cement Association (PCA) inició la investigación del refuerzo con fibras al final de los años "50s".

Los métodos de mezclado, colocación, compactación y terminado del concreto reforzado con fibras de acero, se han desarrollado particularmente para pavimentos.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS CORTAS. - Formado por cemento portland, agregados fino y grueso o sólomente fino y una dispersión de discontinuas y pequeñas fibras, generalmente de acero.

Usualmente, el concreto contiene puzolanas y aditivos.

FIBRAS. - De acero, plástico, vidrio, asbesto y otros materiales naturales.

RELACION DIMENSIONAL = $\frac{\text{LONGITUD DE LA FIBRA}}{\text{DIAMETRO EQUIVALENTE}}$

cuyo valor normalmente es de 30 a 150, con longitudes de la fibra de 6.5 a 75 mm, preferentemente de 25 a 75mm.

Las fibras se presentan aglutinadas por un pegamento soluble al agua en paquetes de 10 a 20 fibras, para facilitar su manejo y mezclado.

Estas fibras se adicionan al concreto en cantidades que varían de 30 a 120kg/m³ (0.5 a 1.5% en volumen) - para mejorar significativamente muchas propiedades de los morteros y concretos.

TIPOS DE FIBRAS CORTAS:

Acero
 Vidrio
 Polipropileno
 Carbón
 Asbesto

Fibras de acero longitud de 25 a 75 mm.	Rectas - Redondas - Cuadradas - Rectangulares Rizadas Sinusoidal Con extremos curvados Haces pegados
---	---

Relación dimensional: L/D

PREPARACION DEL CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS.

Los agregados gruesos que normalmente se usan, son con tamaño máximo de 9mm. (3/8") ó 20mm. (3/4"). Tamaño máximo más grande, generalmente no se usa para este tipo de concreto.

Aditivos: Cloruro de calcio no debe emplearse. Se recomienda emplear aditivos reductores de agua, ya sean normales o superfluidificantes.

Las fibras actualmente se especifican por las marcas o por una pequeña descripción que usualmente incluye la resistencia a la tensión, la relación dimensional L/D, la forma de la terminación de la fibra, si es en haces pegados o no, etc. Se deben almacenar de tal manera que se prevenga su deterioración o contaminación, ya que estas fibras no deberán utilizarse.

Es necesario tener una dispersión uniforme de las fibras y prevenir su segregación o apelsonamiento, durante el mezclado.

- Relación dimensional de las fibras.
- Tamaño del agregado grueso.
- Porcentaje en volumen de las fibras.

###

- Relación agua/cemento.
- Métodos de mezclado.

Para un mezclado uniforme, la relación dimensional de las fibras de acero debe ser de aproximadamente 100 como máximo. Un contenido de más de 2% en volumen también dificulta el mezclado por lo que es deseable utilizar más arena o grava de tamaño menor a 9.5mm (3/8")

DISEÑO DE MEZCLAS

Fibras de acero: Inclusiones rígidas de area superficial grande que reduce la trabajabilidad.

Trabajabilidad; Se requiere mayor cantidad de finos.
 Volumen de mortero del orden del 35 al 45%
 Tamaño y cantidad de agregado grueso se debe optimizar para conservar la estabilidad dimensional de la matriz y evitar el apelo tonamiento de las fibras.
 Tamaño máximo de agregado 1.3 cm (1/2")
 volumen de fibras en el concreto 4%
 cemento más fino (puzolánico)

ELABORACION DE MEZCLAS

Dispersión de las fibras

Tiempo de mezclado

Volúmenes de mezclado

COLCOACION Y ACABADO

Se requiere más energía

 vibrado externo

**PROPORCIONES DE CONCRETO NORMAL
REFORZADO CON FIBRAS CORTAS DE ACERO**

	T.M. 9.5mm.	T.M. 20mm.
cimento kg/m ³	395 a 595	295 a 535
relación a/c	0.35 a 0.45	0.40 a 0.50
porcentaje de arena a grava	45 a 60	45 a 55
contenido de fibras en volumen		
a) fibras lisas	0.9 a 1.8	0.8 a 1.6
b) fibras deformadas	0.4 a 0.9	0.3 a 0.8
Contenido de aire, %	4 a 7	4 a 6

El uso de aditivos convencionales se utilizan normalmente en el concreto reforzado con fibras, encontrándose particularmente útil el uso de superfluidizantes.

Ojo: mala calidad de impresión

METODOS DE MEZCLADO.

Es muy importante que las fibras se dispersen uniformemente en toda la mezcla.

Las fibras disponibles en haces de 30 fibras pueden ser colocadas directamente en las mezclas como último paso.

Para las fibras que se venden sin estar agrupadas en haces, se recomiendan los siguientes métodos:

1) Adición a camiones revolvedores al final de la elaboración de las mezclas.

- Prepárese la mezcla con un revenimiento de 5 a 7cm mayor al especificado.

- Con la revolvedora del camión girando a la velocidad normal de carga, adiciónense las fibras, a través de una malla o criba para no introducir las fibras apelotonadas, ya que estos apelotonamientos no se destruirán en la revolvedora.

- Una vez adicionadas todas las fibras, la revolvedora debe seguir girando 30 a 40 revoluciones más a la velocidad de mezclado.

2) Adición de las fibras al agregado, por medio de bandas transportadoras:

- Las fibras se incorporan al agregado fino por medio de un agitador o a través de una "manga" o a la banda transportadora durante la inclusión del agregado y se mezcla de la forma tradicional.



METODOS DE COLOCACION.

Las mezclas con fibras cortas, generalmente requieren mayor energía de compactación. Se pueden emplear vibradores internos, pero es preferible usar vibradores externos para prevenir la segregación de las fibras.

Las herramientas metálicas o cepillos rígidos se pueden emplear para terminar el concreto con fibras.

La protección y curado del concreto se debe realizar de igual forma que para el concreto tradicional.

PROPIEDADES TÍPICAS DEL MATERIAL.

Resistencia Estática.

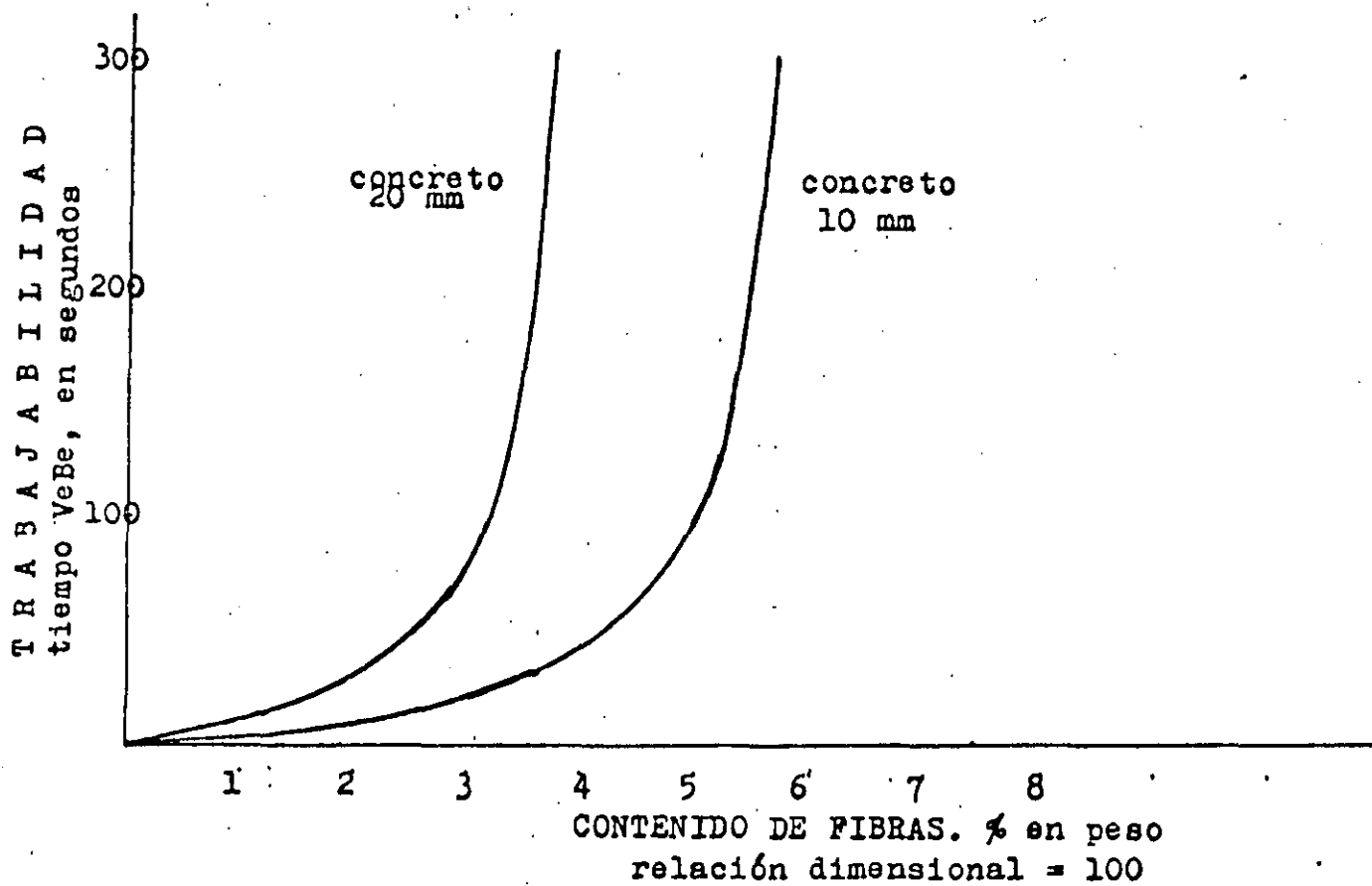
Las fibras aumentan la ductilidad del concreto en forma importante, dependiendo del tipo y porcentaje de fibras.

Las fibras con terminaciones especiales pueden proporcionar las mismas propiedades que las fibras rectas de la misma longitud y diámetro, pero con 40% menos de fibras.

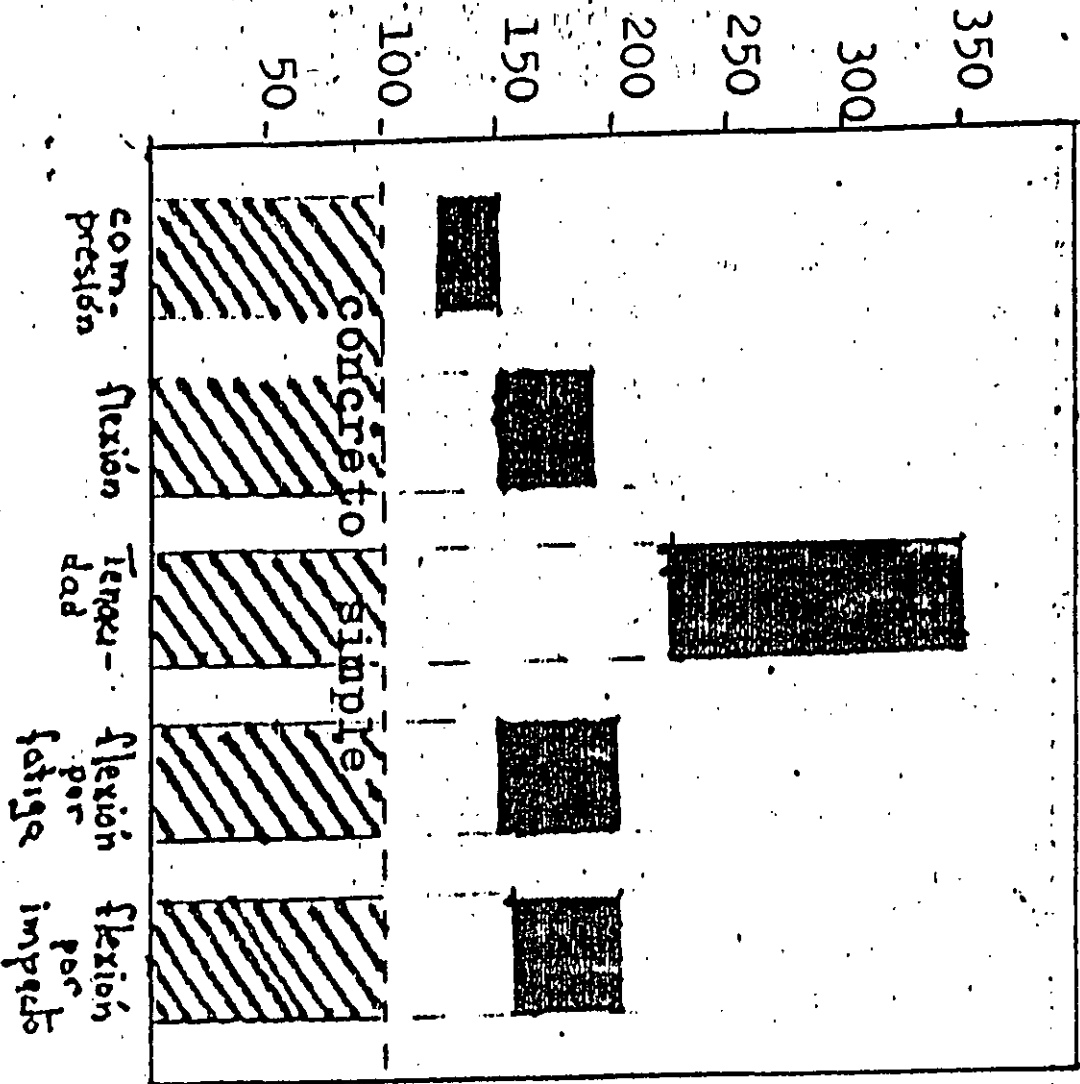
Resistencia Dinámica.

La resistencia dinámica para varios tipos de cargas es de 5 a 10 veces mayor que la resistencia del concreto sin fibras.

Los requerimientos de mayor energía para desprender las fibras del concreto, proporcione resistencia al impacto y a la fragmentación. Para el concreto en fibras se requieren varios cientos de golpes para la falla en comparación de 30 a 50 golpes que se requieren para el concreto simple.



PROPIEDADES EN POR CIENTO



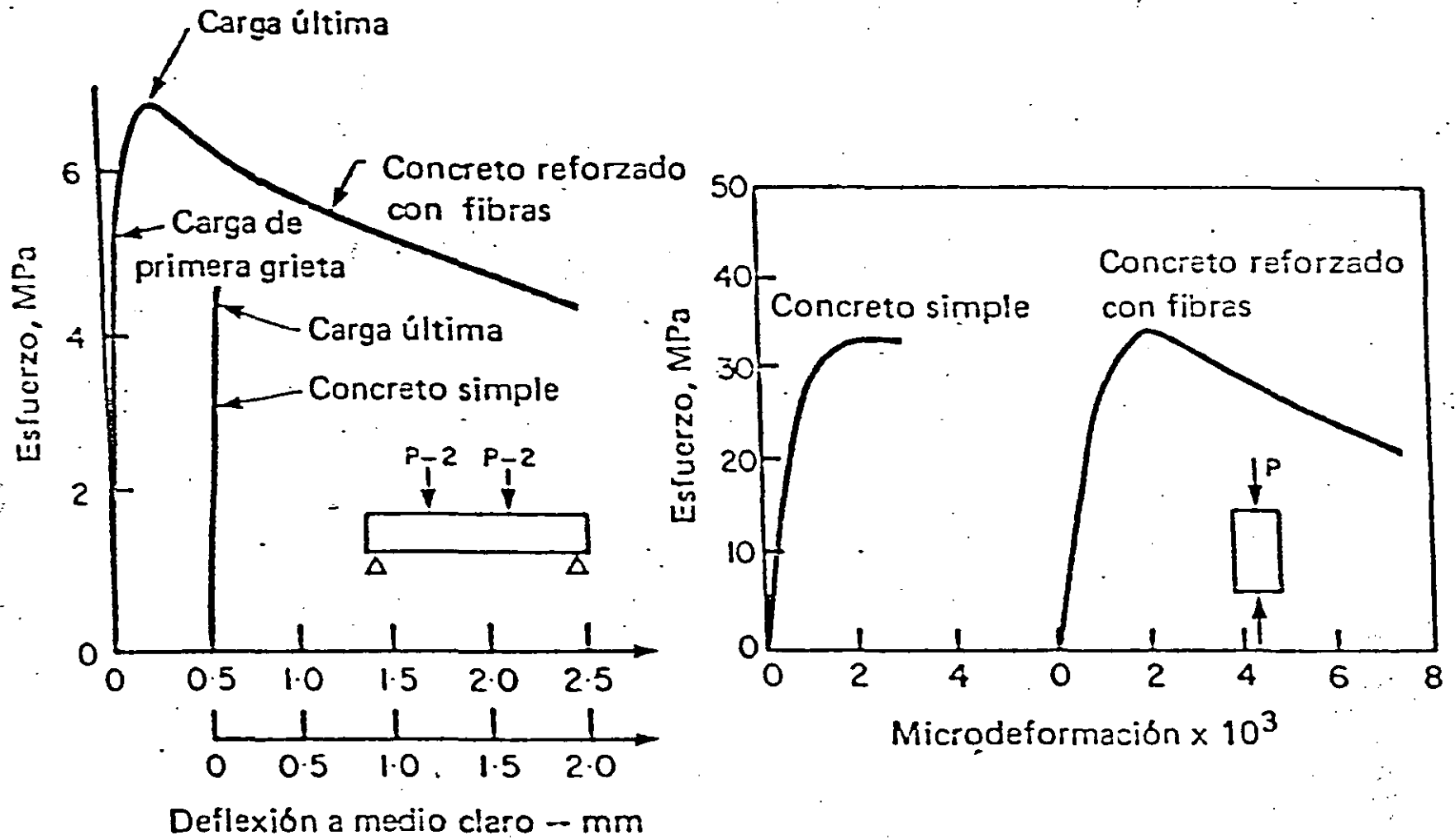


Fig. 1. Comportamiento comparativo de materiales cementantes no reforzados y reforzados con fibras, en flexión (izquierda) y compresión (derecha). 1 MPa = 10.2 k/cm²

PROPIEDADES DEL CONCRETO

Uniformidad de resistencia y elasticidad en todas direcciones.

Mayor resistencia a la flexión
2.5 a 3.0 veces la resistencia de la matriz no reforzada.

Resistencia a la tensión
Mayor que la resistencia del concreto no reforzado en 1.5 veces.

Resistencia a la compresión
Variable entre 0.8 y 1.2 veces la resistencia de los especímenes no reforzados

Mayor resistencia al agrietamiento y desmembramiento.

Mejores propiedades dinámicas como son:

- Resistencia al impacto
- Absorción de energía
- Resistencia a cargas explosivas
- Otras propiedades: resistencia al fuego

CONCRETOS PREFABRICADOS

- I. GENERALIDADES
 1. TIPOS DE PREFABRICACIÓN: PLANTA Y OBRA
 2. CONCRETO PREFORZADO
- II. CRITERIOS DE DISEÑO
- III. CONCRETO ARQUITECTONICO
- IV. GUIA PARA EL MANEJO Y MONTAJE
- V. PRODUCTOS VIBROCOMPRESIDOS

CONCRETOS PREFABRICADOS

1. GENERALIDADES

LA PREFABRICACIÓN ES UN MÉTODO AVANZADO Y ACTUAL DE CONSTRUCCIÓN DE CONCRETO ARMADO. LA PREFABRICACIÓN SIGNIFICA QUE LA ESTRUCTURA ESTÁ FORMADA POR PIEZAS Y QUE ÉSTAS ESTÁN PREFABRICADAS BIEN EN PLANTAS CONSTRUÍDAS Y EQUIPADAS ESPECIALMENTE PARA ESTE OBJETO, BIEN EN INSTALACIONES PROVISIONALES ESTABLECIDAS AL PIE DE OBRA. LAS PIEZAS PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO SE TRANSPORTAN AL LUGAR EN EL QUE VAN A SER EMPLEADAS, DONDE SON ELEVADAS HASTA SU POSICIÓN DEFINITIVA Y UNIDAS PARA FORMAR LA ESTRUCTURA.

ADÉMÁS DE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS MODERNAS DE CONCRETO ARMADO, EL USO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS OFRECE LA POSIBILIDAD DE DESARROLLAR Y SIMPLIFICAR LA CONSTRUCCIÓN Y FACILITA LA INTRODUCCIÓN DE NUEVOS MÉTODOS TECNOLÓGICOS. EN COMPARACIÓN CON EL MÉTODO ANTERIOR DE CONSTRUCCIÓN MONOLÍTICA, ESTAS POSIBILIDADES SUPONEN UN AHORRO CONSIDERABLE DE MANO DE OBRA, HORAS DE TRABAJO, Y MADERA.

EL MÉTODO TRADICIONAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO TIENE EL CARÁCTER DE INDUSTRIA ARTESANAL. LA PREFABRICACIÓN, POR OTRA PARTE, PROMUEVE LA INTRODUCCIÓN DE MÉTODOS USADOS EN LA PRODUCCIÓN EN SERIE, UNA MAYOR MECANIZACIÓN Y UNA MEJOR ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO, NO SOLAMENTE EN LAS FÁBRICAS PERMANENTES SINO TAMBIÉN EN LOS TALLERES PROVISIONALES.

LA INTRODUCCIÓN Y EL DESARROLLO DE LA PREFABRICACIÓN SUPONEN UN GRAN CAMBIO EN LA TOTALIDAD DE LA INDUSTRIA DE LA EDIFICACIÓN. A CAUSA DE SU DESARROLLO Y MEJORA CONSTANTES, LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO PUEDEN AHORA COMPETIR CON LAS DE ACERO, INCLUSO EN LUGARES DONDE SE DISPONE DE ACERO EN GRANDES CANTIDADES. HOY POR HOY LA PREFABRICACIÓN YA NO ES UN RECURSO JUSTIFICADO SOLAMENTE POR LA DISMINUCIÓN DEL CONSUMO DE MADERA, SINO QUE SE HA CONVERTIDO EN UN MÉTODO NUEVO Y AVANZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS MODERNAS DE CONCRETO.

LA IDEA DE LA PREFABRICACIÓN NO ES NUEVA. DURANTE LA PRIMERA GUERRA MUNDIAL SE CONSTRUYERON ALMACENES CON FINES MILITARES EMPLEANDO PIEZAS PREFABRICADAS DE CONCRETO. ENTRE LAS DOS GUERRAS MUNDIALES LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EMPEZARON A SER CADA VEZ MÁS POPULARES; SU APLICACIÓN SISTEMÁTICA, SIN EMBARGO, NO DATA MÁS QUE DE LA SEGUNDA GUERRA MUNDIAL Y PRINCIPALMENTE DE LA POSTGUERRA.

EN NUESTROS DÍAS, LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS SE EMPLEAN EN TODO EL MUNDO, SIENDO SU IMPORTANCIA CADA VEZ MAYOR.

2. TIPOS DE PREFABRICACION

CON RESPECTO AL LUGAR EN QUE SE EFECTÚA EL TRABAJO, PUEDEN DISTINGUIRSE DOS TIPOS DE PREFABRICACIÓN: PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES Y PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA.

A) PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES.

ESTE TIPO DE PREFABRICACIÓN SE EFECTÚA EN PLANTAS PERMANENTES ESTABLECIDAS ESPECIALMENTE PARA ESTE OBJETO. SU VENTAJA CONSISTE EN QUE EL TRABAJO PUEDE REALIZARSE -

EN LOCALES CUBIERTOS PROTEGIDOS DE LAS INCLEMENCIAS DEL TIEMPO, CON UN EQUIPO FIJO DE TRABAJADORES, Y ORGANIZARSE COMO EN LAS FÁBRICAS. LA PLANTA PUEDE DOTARSE CON UN ALTO GRADO DE AUTOMATIZACIÓN Y MECANIZACIÓN. LOS LABORATORIOS PERMANENTES PERMITEN UN CONTROL CONTINUO Y ASÍ LOS MATERIALES QUE SE HAN DE EMPLEAR TIENEN SIEMPRE CALIDAD CONTROLADA. DEBIDO A ESTAS VENTAJOSAS CONDICIONES, LAS PLANTAS DE PREFABRICACIÓN PRODUCEN EN SERIE ESTRUCTURAS EN GENERAL ECONÓMICAS, SEGURAS Y DE BUENA CALIDAD.

UNA DESVENTAJA DE ESTAS PLANTAS FIJAS ES QUE LAS PIEZAS DEBEN TRANSPORTARSE A LOS LUGARES EN QUE DEBEN EMPLEARSE. PARA FACILITAR EL TRANSPORTE LAS DIMENSIONES DE LAS PIEZAS DEBEN MANTENERSE DENTRO DE CIERTOS LÍMITES.

LA LIMITACIÓN, ARRIBA MENCIONADA, DE LAS DIMENSIONES DE LAS PIEZAS IMPLICA UNA CIERTA PREVISIÓN EN EL PROYECTO ASÍ COMO EN EL POSTERIOR DESARROLLO DE LA PREFABRICACIÓN. LA PLANTA DE PREFABRICACIÓN ES APROPIADA PARA LA PRODUCCIÓN EN SERIE, PRINCIPALMENTE PARA LAS PIEZAS STANDARD.

B) PREFABRICACIÓN A PIÉ DE OBRA.

CUANDO SE EMPLEA ESTA CLASE DE PREFABRICACIÓN, LAS PIEZAS DE CONCRETO SE PRODUCEN GENERALMENTE AL AIRE LIBRE

LAS DIFICULTADES QUE SURGEN EN LA CONSTRUCCIÓN CONVENCIONAL TAMPOCO PUEDEN EN GENERAL EVITARSE AQUÍ. CADA NUEVA OBRA TRAE CONSIGO, EN LA MAYOR PARTE DE LOS CASOS, EL EMPLEO DE NUEVOS TRABAJADORES Y EL USO DE MATERIALES DIFERENTES, CUYAS PROPIEDADES, CON FRECUENCIA, NO SE CONOCEN SUFICIENTEMENTE. LA MECANIZACIÓN NO PUEDE ALCANZAR EL MISMO ALTO GRADO QUE EN UNA INSTALACIÓN PERMANENTE A CAUSA DE LA PROVISIONALIDAD DE LA OBRA, CUYA DURACIÓN ES GENERALMENTE CORTA, HASTA UNO O DOS AÑOS COMO MÁXIMO; ASÍ,

UN ALTO GRADO DE MECANIZACIÓN ANÁLOGO AL QUE SE LOGRA EN UNA PLANTA PERMANENTE NO SERÍA RENTABLE. LOS LABORATORIOS A PIE DE OBRA NO ESTÁN EN GENERAL, TAN BIEN EQUIPADOS. EL TRABAJO DEBE EFECTUARSE A LA INTEMPERIE.

ES EVIDENTE QUE LA CALIDAD DE LAS PIEZAS PREFABRICADAS, PRODUCIDAS A PIE DE OBRA, NO PUEDE SER LA MISMA QUE LA DE LAS PRODUCIDAS EN PLANTAS PERMANENTES.

UNA GRAN VENTAJA DE LA PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA, EN COMPARACIÓN CON LA PREFABRICACIÓN EN FÁBRICAS PERMANENTES, ES QUE SE EVITA EL TRANSPORTE DE PIEZAS PREFABRICADAS A GRANDES DISTANCIAS. LAS PIEZAS GRANDES, ES DECIR, LAS PIEZAS DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL, PUEDEN PREFABRICARSE EN GENERAL A PIE DE OBRA, DE FORMA QUE SU COLOCACIÓN NO REQUIERA MÁS QUE TRANSPORTE VERTICAL SIN MOVIMIENTO HORIZONTAL. LAS PIEZAS DE MENOR TAMAÑO SE PUEDEN FABRICAR EN GENERAL EN LAS PROXIMIDADES DE LA OBRA, O EN LA PROPIA OBRA EN UNA PLANTA PROVISIONAL MÁS PEQUEÑA DE PREFABRICACIÓN, ESTABLECIDA CON ESTE OBJETO. SU ALMACENAJE EN UNA ZONA CONTIGUA REDUCE EL TRANSPORTE.

COMO LAS GRANDES PIEZAS NO HAY QUE TRANSPORTARLAS, - SUS DIMENSIONES Y SU PESO NO ESTÁN LIMITADOS POR EL TRANSPORTE, SINO SOLAMENTE POR LA POSIBILIDAD DE ELEARLAS. EN CONSECUENCIA, LAS PIEZAS PUEDEN SER MAYORES QUE LAS PREFABRICADAS EN PLANTAS PERMANENTES. EL NÚMERO DE PIEZAS ES, POR TANTO, MENOR, DISMINUYÉNDOSE ASÍ VENTAJOSAMENTE EL -- NÚMERO DE ELEVACIONES Y DE JUNTAS.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.

VENTAJAS.

COMO VENTAJAS PRINCIPALES DE LA PREFABRICACIÓN, PUEDEN CITARSE LAS SIGUIENTES:

A) ECONOMÍAS EN CIMBRA Y OBRA FALSA.

ESTAS ECONOMÍAS SERÁN TANTO MÁS IMPORTANTES CUANTO MAYORES SEAN LOS CLAROS Y LAS ALTURAS DE LA ESTRUCTURA EN CUESTIÓN.

CUANDO EXISTE LA POSIBILIDAD DE EMPLEAR ELEMENTOS PREFABRICADOS ESTÁNDAR QUE PUEDEN UTILIZARSE EN MUCHAS ESTRUCTURAS DISTINTAS, LOS MOLDES CORRESPONDIENTES PUEDEN DISEÑARSE PARA UN NÚMERO DE VECES MUCHO MAYOR QUE EL USUAL EN CONSTRUCCIONES DE CONCRETO CONVENCIONAL.

B) ECONOMÍA DE MANO DE OBRA.

EL EMPLEO DE SISTEMAS DE PRODUCCIÓN EN SERIE Y LA MECANIZACIÓN TANTO DE LA FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS COMO DE SU MONTAJE IMPLICA ECONOMÍAS IMPORTANTES EN LA MANO DE OBRA. ADEMÁS, CUANDO SE RECURRE A LA PREFABRICACIÓN RESULTA MÁS FÁCIL PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE MANERA QUE SE REDUZCAN LOS TIEMPOS MUERTOS A UN MÍNIMO. EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO POR LOS PROCEDIMIENTOS CONVENCIONALES SIEMPRE ES DIFÍCIL LOGRAR QUE LOS CARPINTEROS, LOS FIERREROS, LOS COLADORES TRABAJEN CON UN RITMO CONSTANTE.

C) RAPIDEZ DE EJECUCIÓN

LA POSIBILIDAD DE TRASLAPAR LAS DISTINTAS ETAPAS DE LA CONSTRUCCIÓN EN MAYOR GRADO QUE CUANDO SE USAN MÉTODOS CONVENCIONALES REDUCE LOS TIEMPOS DE EJECUCIÓN NOTABLEMENTE. CON UNA PROGRAMACIÓN CORRECTA SE PUEDE CONSEGUIR QUE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA LA ESTRUCTURA ESTÉN LISTOS EN EL MOMENTO EN QUE SE TERMINE LA CIMENTACIÓN.

EL TIEMPO NECESARIO PARA EL MONTAJE DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA, CUANDO SE DISPONE DE EQUIPO ADECUADO, PUEDE LLEGAR A SER CORTÍSIMO.

LA REDUCCIÓN DE LOS TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN, COMO ES NATURAL, SUPONE UNA DISMINUCIÓN NO SOLAMENTE DE LOS GASTOS DE ADMINISTRACIÓN Y DE SUPERVISIÓN, SI NO TAMBIÉN DE LOS INTERESES SOBRE EL CAPITAL.

D) POSIBILIDAD DE TENER UN BUEN CONTROL DE CALIDAD.

LAS CARACTERÍSTICAS DE LA FABRICACIÓN EN SERIE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PERMITEN APLICAR SISTEMAS DE CONTROL DE CALIDAD QUE NO ES POSIBLE UTILIZAR EN LAS OBRAS CONVENCIONALES.

UN BUEN CONTROL DE CALIDAD HACE POSIBLE UN APROVECHAMIENTO MÁS EFICIENTE DE LOS MATERIALES. EN ALGUNOS PAÍSES INCLUSO SE LLEGAN A ACEPTAR ESFUERZOS PERMISIBLES MAYORES QUE EN EL CASO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONVENCIONALES CUANDO SE TRATA DE ELEMENTOS FABRICADOS EN PLANTAS CON UN CONTROL DE CONCRETO ADECUADO.

E) RECUPERABILIDAD.

EN MUCHOS CASOS LA NATURALEZA DE LAS JUNTAS UTILIZADAS EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS PERMITE EL DESMANTELAMIENTO DE ÉSTAS DE TAL MANERA QUE PUEDAN TRASLADARSE A OTRO LUGAR Y VOLVER A ERIGIRSE.

DESVENTAJAS.

A LAS VENTAJAS QUE SE ACABAN DE MENCIONAR SE OPO-
NEN LAS DESVENTAJAS O DIFICULTADES QUE SE SEÑALAN A -

CONTINUACIÓN:

A) DIFICULTAD DEL DISEÑO DE JUNTAS Y CONEXIONES.

EL DISEÑO DE JUNTAS Y CONEXIONES ES PROBALEMENTE EL ASPECTO MÁS DELICADO DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS, SOBRE TODO CUANDO SE DESEA DISPONER DE UN GRADO DE CONTINUIDAD SEMEJANTE AL DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO ORDINARIAS, EN LAS QUE LA CONTINUIDAD SE LOGRA EN FORMA SENCILLA Y NATURAL.

B) NECESIDAD DE UNA SUPERVISIÓN CUIDADOSA.

LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS REQUIEREN UNA SUPERVISIÓN MUY CUIDADOSA, SOBRE TODO EN LO QUE SE REFIERE A LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y LA CONSTRUCCIÓN DE LAS JUNTAS.

C) NECESIDAD DE PROGRAMAR Y PROYECTAR CON DETALLE.

EL ÉXITO DE LA PREFABRICACIÓN EN UNA OBRA DEPENDE EN GRAN PARTE DE QUE SE HAYA PROGRAMADO EN FORMA CORRECTA. ÉSTO IMPLICA UN MAYOR COSTO DE ESTUDIOS, PROYECTOS, PLANOS, ETC.

OBSERVACIONES GENERALES SOBRA LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.

POSIBLEMENTE PODRÍA HABERSE INCLUIDO ENTRE LAS DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN EL COSTO DEL TRANSPORTE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS CUANDO ÉSTOS NO SE HACEN EN EL LUGAR SINO EN UNA PLANTA ESPECIALIZADA. SIN EMBARGO, ESTE COSTO ADICIONAL PUEDE QUEDAR COMPENSADO POR LA DISMI

NUCIÓN DE FLETES DE LAS MATERIAS PRIMAS USADAS EN LA CONSTRUCCIÓN CONVENCIONAL (GRAVA, ARENA, CEMENTO, VARILLA, ETC) QUE TIENEN VOLÚMENES IMPORTANTES, ASÍ COMO LA DE LOS FLETES DE CIMBRA, OBRA FALSA, ETC.

INDUDABLEMENTE NO TODAS LAS OBRAS SE PRESTAN A LA PREFABRICACIÓN Y EN CADA CASO, ANTES DE OPTAR POR ESTE SISTEMA CONSTRUCTIVO DEBE HACERSE UNA ANÁLISIS DE COSTOS CUIDADOSO TENIENDO EN CUENTA EL EFECTO DE LAS VENTAJAS Y LAS DESVENTAJAS QUE SE HAN MENCIONADO.

CONCRETO PRESFORZADO.

a) Idea básica y definición del concreto presforzado

La idea sobre la que reposa la concepción del concreto presforzado consiste en eliminar los esfuerzos de tensión del concreto, introduciendo esfuerzos artificiales de compresión antes de la carga real, de tal modo que los esfuerzos queden limitados a una compresión. Para el logro de este tipo de construcción es necesario fundamentalmente -- que las compresiones artificiales introducidas por el presfuerzo y los esfuerzos del concreto, actúen permanentemente, esto es: que sean estables en el tiempo.

En el concreto presforzado, la distribución de los esfuerzos es más ventajosa porque en el esfuerzo de flexión del concreto puede ser solicitado a la compresión en toda la sección transversal. La sección del concreto se aprovecha, por lo tanto, en toda su dimensión.

b) Ventajas del concreto presforzado

1. Elimina las fisuras: Eleva la durabilidad de la construcción y se comporta muy favorablemente en las sollicitaciones dinámicas.
2. Ahorro de peso: Da lugar a la posibilidad de mayores claros a igualdad de sección.
3. Ahorro de acero, debido al alto esfuerzo de trabajo.

La total utilización de materiales de alto valor unida a la eliminación de las fisuras en la construcción significa un rendimiento extraordinario en el concreto presforzado.

El número de estructuras prefabricadas producidas aplicando el presfuerzo aumenta continuamente.

El presfuerzo se realiza mediante uno de los dos procedimientos siguientes.

El pretensado propiamente dicho o simplemente, el pretensado es el proceso consistente en el tensado del acero entre dos estribos antes del colado del concreto. El acero tensado, queda embebido por el concreto en su estado de -- alargamiento y no se suelta hasta que el concreto ha endurecido. Al soltar el acero estirado tiende a contraerse -- hacia su longitud original, pero se lo impide la adherencia con el concreto que lo rodea. Se necesitan contrafuertes especiales (un banco de pretensado) para soportar temporalmente la fuerza de pretensado

El postensado es el proceso consistente en el tensado del acero una vez endurecido el concreto. La armadura tensa en un haz de alambres o torones al que nos referiremos con el nombre de cable. Para asegurar el movimiento de -- los cables durante la operación del tensado, deben colocarse alojándolos de algún modo (ductos o vainas) o por fuera de la viga que se trata de postensar. El equipo empleado -- para el tensado de los cables se apoya en el concreto endu

recido de la propia estructura. Los cables se anclan en la estructura de concreto estando tensados. En este caso, no se necesita un banco de pretensado.

Con respecto a la colocación de los cables deben distinguirse dos sistemas, el de los cables interiores y el de los exteriores. En el primer sistema los cables se colocan dentro del concreto, mientras que en el segundo se disponen por fuera de la estructura que se trata de pretensar. Si se emplea el sistema de cables interiores, debe disponerse un alojamiento para ellos en el interior del concreto. Los cables se introducen en estos alojamientos y se tensan. Posteriormente, una vez terminado el tensado y anclados los extremos de los cables en el cemento se inyecta mortero de cemento en los citados alojamientos para que haya adherencia entre los cables y el concreto.

El pretensado es el método adecuado para la prefabricación en planta y sólo en casos excepcionales se emplea en obra. Se aplica principalmente a la prefabricación de piezas pequeñas y medianas.

El postensado puede emplearse para estructuras prefabricadas producidas en planta o en obra, así como para las estructuras monolíticas.

La prefabricación en planta se caracteriza por la -
tendencia a hacer en la planta todo el trabajo posible,
reduciendo así el trabajo en obra únicamente al montaje
De acuerdo con esta tendencia, el pretensado propiamente
dicho se usa en prefabricación en planta cada vez --
más.

Las condiciones más importantes que deben satisfa--
cerse, con respecto al concreto de las estructuras pre-
tensadas, son las siguientes: obtener una alta resistenu
cia lo más rápidamente posible, un alto módulo de elas-
ticidad y una retracción y fluencia pequeñas.

DISEÑO . Criterios Generales

1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

- Sistemas Cerrados
- " Abiertos
- " Pesados
- " Ligeros

2 Elementos Prefabricados

- 21 Lineales
- 22 Planos
- 23 Tridimensionales
- 24 Especiales

3 Consideraciones Sobre Proyecto y Construcción

con Elementos Prefabricados

4 Tipo de elementos que son susceptibles de pre-

fabricarse

- 41 Producción Masiva y Tipificada
- 42 Coordinación Modular

5 Consideraciones sobre las Juntas

- Juntas Coladas
- " Soldadas
- " Mecánicas
- " Postensadas

Ejemplos

1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

La palabra "sistemas" se usa actualmente para tal variedad de definiciones que realmente ha perdido fuerza en nuestro vocabulario como término significativo. Se utiliza en la terminología de "Sistemas Constructivos" hasta en el de "Enfoque de Sistemas".

El "Enfoque de Sistemas" puede definirse como un proceso que se basa en visualizar un problema como un juego de partes relacionadas entre sí e interdependientes que funcionan juntas para el objetivo del todo.

Dentro de esta definición o enfoque de Sistemas encaja la catalogación de sistemas de prefabricación que haremos a continuación.

Un Sistema cerrado de prefabricación de edificios es un sistema en el cual todos los componentes que intervienen pueden usarse única y exclusivamente en ese sistema. Ejemplo, los sistemas Franceses de prefabricación hechos a base de paneles.

Un Sistema abierto de prefabricación de edificios es un sistema en el cual se utilizan componentes prefabricados, los cuales pueden emplearse en cualquier otro edificio. Ejemplo de componente en un sistema de este tipo: una losa prefabricada de concreto producida en serie.

Un Sistema pesado de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que tienen que ser manejados tanto en fábrica como en obra con la ayuda de mecanismos especiales.

Un Sistema ligero de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que pueden ser manejados tanto en fábrica como en obra con mecanismos simples no especiales.

Muchas gracias a sus señorías

Un edificio puede ser total o parcialmente prefabricado dependiendo del porcentaje de componentes que intervienen en su construcción.

2 Elementos Prefabricados

En el capítulo anterior hemos hablado de Sistemas y de Componentes, en este capítulo hablaremos solamente de los Componentes.

En términos generales podemos mencionar que existen elementos o -- componentes

Lineales

Planos

Tridimensionales y

Especiales

Los elementos lineales que intervienen en un sistema de prefabricación de edificios son aquellos en los que predomina una dimensión sobre la otra. En términos concretos son las columnas y las trabes.

Los elementos planos que intervienen en un sistema de prefabricación de edificios son aquellos en los que dos dimensiones son casi iguales. Concretamente son las losas, muros y escaleras.

Los elementos tridimensionales son componentes especiales, células o habitaciones completas realizadas en fábrica y ensamblados en obra.

Los elementos especiales son todos aquellos componentes prefabricados que quedan fuera de la clasificación anterior. Sus características varían desde adosados para piso hasta elementos de fachada para uno o varios niveles.

Made a list of the components

22 Las losas y muros prefabricados los vamos a generalizar con el término paneles, ya que en los sistemas de prefabricación de edificios a base de losas y muros todos los elementos se generalizan en esa forma. Los paneles en muros pueden ser divisorios o de carga.

El comité 533 del ACI, dedicado al estudio de paneles se refiere exclusivamente a los muros*. En el estudio de paneles debe tomarse en cuenta los siguientes factores:

1. Materiales

- a- Concreto y sus componentes
- b- Armado y accesorios
- c- Materiales de aislamiento
- d- Cimentas

2. Diseño

- a- Diseño de las unidades, teniendo en cuenta su tipo
- b- Diseño de los conjuntos o sistemas de paneles
- c- Concepción de las construcciones prefabricadas a base de paneles
- d- Juntas. Horizontales y Verticales

* el ACI editó la publicación SF-11 después de una Revisión al efecto "Symposium on Precast Concrete Wall Panels".

Mala calidad de impresión

3.- Procesos de Fabricación de los paneles

a- Fabricación horizontal

b- Fabricación vertical

4.- Movimiento, Transporte y Montaje de los paneles de concreto

1. MATERIALES

1a. En otra parte de este curso se hace una revisión general de los componentes del concreto de modo que no entraremos en detalles en este capítulo.

1b. El tipo y la calidad del armado de los paneles, depende del tamaño y la función del panel. Analizando podemos decir que los paneles pueden ser simplemente armados o presforzados. Estos últimos se han desarrollado últimamente con los sistemas de extrusión.

1c. Indudablemente que los paneles tanto para muros como para losas deben proporcionar un buen aislamiento tanto térmico como acústico. Los paneles tipo sandwich y los paneles extruídos presentan mejores características que los paneles macizos. Los tipo sandwich tienen en su interior una capa que generalmente es de poliestireno expandido, y los paneles extruídos por su misma geometría proporcionan el aislamiento. En los paneles se puede lograr un buen aislamiento con el empleo de concretos ligeros (concreto celular, vermiculita, perlita, etc.).

1d. El empleo de paneles en la construcción presupone el deseo de ahorrar tiempo de ejecución principalmente, de ahí que por lo general se dejan aparentes los paneles. Esto implica el empleo de buenas cimbras. Como veremos más adelante, existen dos métodos de fabricación horizontal para la fabricación de paneles tipo sandwich, y paneles con agregados expuestos y paneles extruidos, y vertical para paneles divisorios principalmente.

Las cimbras pueden ser de madera, concreto, plástico o metal y depende la selección del número de usos que se quiera, de la posibilidad de hacer flexible el molde, es decir, de adaptarlo a diferentes necesidades del costo y del tamaño de los paneles.

2c. Las estructuras prefabricadas son menos rígidas que aquellas coladas en el lugar. Los principios básicos en la concepción y la construcción de estructuras a base de paneles se seleccionan de una forma especial con las conexiones y uniones entre los elementos prefabricados con el fin de hacer la estructura prefabricada tan resistente a las fuerzas horizontales como una estructura monolítica.

La rigidez de una estructura prefabricada realizada con paneles está asegurada por medio de muros transversales. La mejor solución es aquella estructura que incluye núcleos rígidos colados en sitio.

Por experiencias en otros países en los cuales está ampliamente definida esta técnica, se sabe que hasta cierto nivel de esfuerzos en las juntas verticales, la rigidez de un muro prefabricado no difiere de la de un muro monolítico. Para esfuerzos mayores, aparecen grietas en las juntas verticales y la rigidez del muro se hace más débil. El límite de comportamiento monolítico de los muros prefabricados depende del tipo de junta, es decir de su forma geométrica, de su armado y de la resistencia del concreto.

2d. Juntas Horizontales y Verticales

La concepción y la realización de las juntas presenta un compromiso entre las exigencias de la técnica de fabricación de elementos y la de la seguridad estructural del edificio. Según las exigencias de la técnica de fabricación, la forma de los elementos prefabricados debe de ser lo más simple posible, de preferencia sin varillas salientes en las juntas. Las exigencias estructurales en el sentido opuesto. Las juntas son los puntos débiles de una estructura y la reacción lógica es la de aumentar su resistencia. En este sentido es deseable que los paneles presenten varillas salientes y aristas o bordes con ciertos relieves, así como separaciones entre elementos prefabricados para ser llenados con concreto. Muchas veces las juntas son soldadas o de tipo mecánico.

Las juntas deben concebirse en función de las cargas y de las sollicitaciones que pueden presentarse en el curso de la vida de una determinada estructura.

Made with a...

23 Elementos tridimensionales

Dentro del desarrollo de la prefabricación, últimamente se ha generalizado en varios países la tendencia a utilizar unidades prefabricadas tridimensionales que constituyen en sí una habitación o célula habitacional completa.

Esta fase de la prefabricación es la más avanzada y utiliza todos los recursos que la industrialización pone a la disposición de la construcción.

La construcción de edificios con unidades tridimensionales prefabricadas no es solamente un nuevo método constructivo, sino que el hecho viene inclusive a cambiar los conceptos de diseño arquitectónico.

Este sistema de diseño y construcción, exige una labor de equipo mucho más efectiva entre arquitectos, ingenieros y constructores; en realidad, todos los sistemas de prefabricación obedecen a labores coordinadas.

La idea de la construcción, empleando unidades tridimensionales prefabricadas, data de principios de siglo, en realidad, los proyectos no entraron en el campo de la realización práctica sino hasta 1950, año en el que se inició la fabricación de unidades sanitarias completas como complemento de los sistemas de construcción a base de placas o paneles prefabrica-

dos de concreto. La empresa francesa Coignet empleó en 1955 y, en gran escala, unidades sanitarias prefabricadas totalmente equipadas en planta; estas unidades se utilizaron en la construcción de edificios de habitación de varios niveles.

Originalmente la prefabricación como sistema constructivo, trató simplemente de sustituir los elementos constructivos realizados en el lugar, por elementos producidos en planta; actualmente la prefabricación se concibe bajo otros conceptos, a tal grado que inclusive el diseño arquitectónico se modifica.

De la fabricación de elementos lineales para formar estructuras, se pasó a la fabricación de placas o paneles para resolver simultáneamente la función estática de la estructura y las exigencias de limitación de espacio que proporciona el muro. Con la utilización de grandes placas prefabricadas, se formaron los sistemas de prefabricación de edificios a base de grandes losas y muros.

Tan pronto como lo permitieron las condiciones de montaje y gracias al desarrollo de las grúas, se empezaron a emplear elementos de mayores dimensiones y de mayor peso. El número de elementos necesarios para la construcción de una habitación, se redujo notablemente, y de igual forma, la mano de obra necesaria para los trabajos de montaje y terminación se

redujo en forma considerable. Todos estos factores se tradujeron en una disminución de costos.

Prosiguiendo el intento de eliminar los procesos de construcción en húmedo a pie de obra, y tratando de reducir el número de juntas y uniones, que es el problema más importante en la prefabricación, surgió la tendencia a construir elementos tridimensionales o células completas.

En 1960 se edificó en la URSS, el primer edificio experimental de este tipo. La idea de construir con unidades modulares tridimensionales, ya tenía antecedentes. En 1925 el Ing. Fread Heath, de los EE.UU., propuso el empleo de un módulo estándar en la edificación. En 1929, en Alemania, Walter Gropius se anticipó a la fabricación de las unidades tridimensionales con su proyecto de una unidad habitación en el que empleaba el concepto de "incremento modular", basado en la yuxtaposición de cuerpos volumétricos, Gropius se anticipó a la idea que tuvo el industrial de Bostón, Albert Farwell Bemis, con su proposición del cubical method of design que publicó en 1935 en su tratado The Envolving House.

En relación a los procedimientos de prefabricación pesada, se han desarrollado y se utilizan actualmente en Francia los siguientes sistemas:

- Concreto colado en el lugar empleando grandes cimbras (beton banché).

- Cimbras túnel del tamaño de un entreje
- Grandes paneles de concreto para losas y muros
- Elementos tridimensionales de concreto

Precisamente en París, recientemente, se concluyó la construcción del conjunto habitacional "Seine Saint Denis", conjunto en el cual se emplearon elementos tridimensionales de concreto. En este caso se presentaron numerosas condiciones que hicieron indispensable optar por el último de los sistemas antes mencionados. Las condiciones que se tomaron en cuenta fueron: el tiempo de ejecución, el número de habitaciones por construir, el costo, las posibilidades de transporte y las características del proyecto.

En 1967, y entre las realizaciones más significativas de los últimos años, se construyó en Montreal, el conocido conjunto "Habitat", proyecto del arquitecto M. Safdie. En el sistema constructivo se empleó concreto presforzado como principal material de construcción; la idea básica del proyecto se basó en el principio de agrupar elementos modulares estandarizados. El resultado estético del conjunto es producto de una lógica estructural perfectamente clara.

En Richmond, California, la Stressed Structures Inc., construyó una unidad experimental tridimensional de concreto armado. En esta estructura se empleó cemento expansivo con el

fin de dar una precompresión a los elementos. Las dimensiones en planta de la unidad son 3.35 x 11.00 m. Los muros, tanto interiores como exteriores tuvieron 5 cm de espesor. El edificio de 6 departamentos se construyó en sólo 30 días.

El Hotel Milton, de San Antonio, Texas, construido en 1968, según proyecto de Cetna, Hertz y Asociados, representa una de las más recientes experiencias en el campo de las unidades prefabricadas tridimensionales. Por primera vez este sistema constructivo se ha aplicado a un edificio alto (21 pisos). La estructura principal, a la cual están unidos los elementos prefabricados modulados del tamaño de una habitación, es un núcleo central de concreto colado en el lugar. La planta de prefabricación en este caso, estaba situada lejos de la obra, por lo que estos elementos se tuvieron que transportar varios kilómetros. Las unidades prefabricadas llegaban a la obra totalmente terminadas en todos sus detalles; la cadencia de producción fue de ocho unidades diarias. Ningún otro sistema constructivo hubiera permitido concluir esta obra en el plazo que se tenía fijado.

Las unidades tridimensionales prefabricadas pueden ser autoportantes o pueden servirse de una estructura principal en la cual van a colocarse.

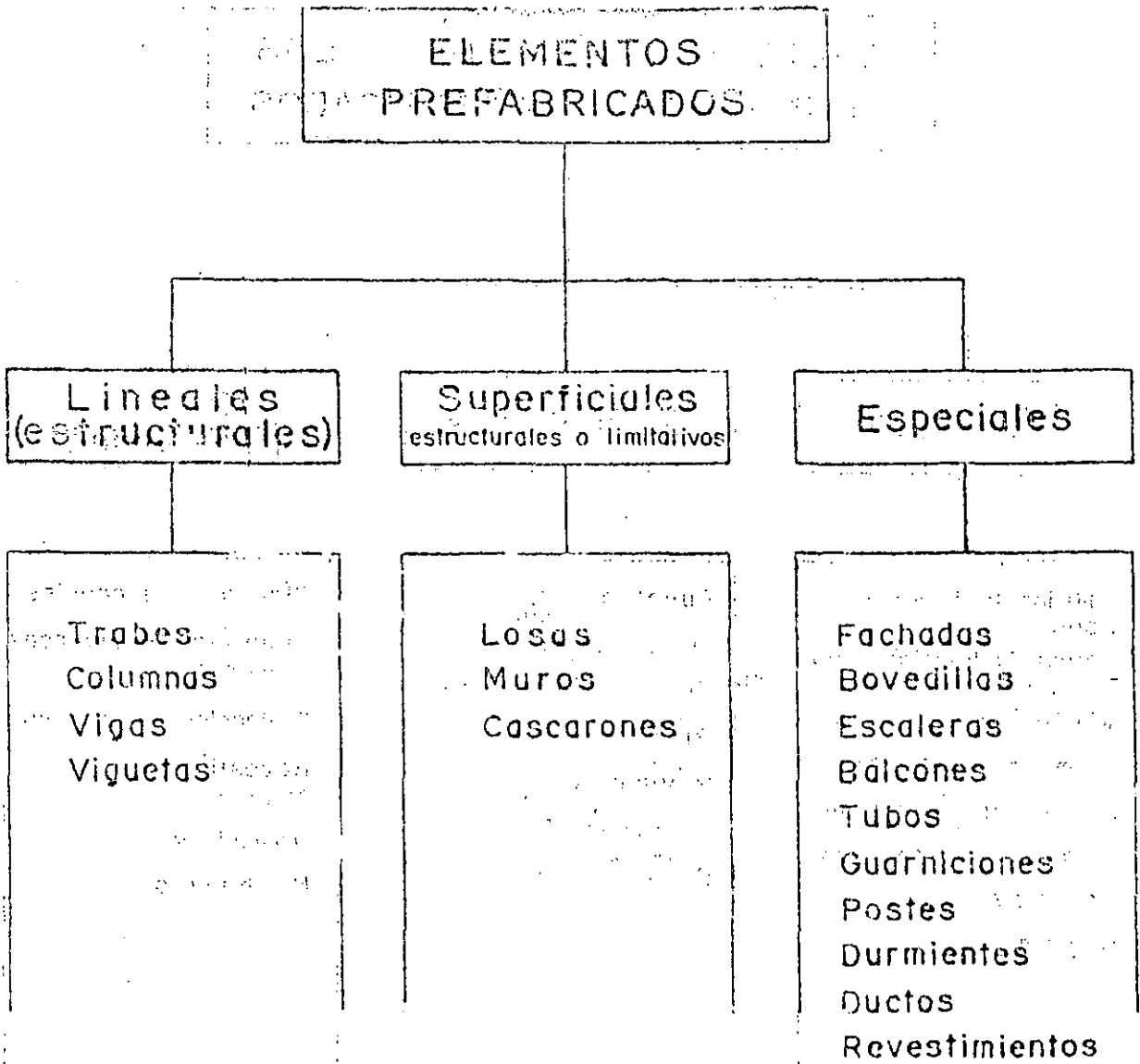
En la Hochschule für Gestaltung de Ulm, Alemania, escuela en la que el autor tuvo la oportunidad de asistir a un curso en el Departamento de Construcción Industrializada, se desarro-

lló un proyecto en el cual se emplearon unidades tridimensionales prefabricadas de concreto. En el desarrollo del proyecto se tomaron en cuenta las experiencias de los países escandinavos en relación a los sistemas de prefabricación que utilizan elementos de concreto en forma de "L". Actualmente en la URSS se están realizando estudios en el campo de la tecnología de las unidades tridimensionales.

Indudablemente que el sistema de construcción que emplea elementos tridimensionales prefabricados de concreto, representa actualmente el más alto grado de la industrialización en la construcción. Con los ejemplos aquí mencionados, y con el panorama general del desarrollo de este sistema, podemos ver que la tendencia en la prefabricación se orienta a la producción de elementos lo más grande posible. Las realizaciones experimentales han sido numerosas en diversos países y si la tecnología algunas veces rudimentaria no permite aún alcanzar todas las ventajas económicas que la prefabricación aporta, el camino está abierto para alcanzar un amplio desarrollo.

24 Para el estudio de los elementos especiales prefabricados sería muy difícil enumerar uno a uno el tipo de elementos. Podemos decir que todo elemento constructivo susceptible de repetirse un número determinado de veces puede ser un producto prefabricado.

A continuación se presenta una lista sobre el tipo de elementos que se prefabrican o pueden prefabricarse.



APLICACIONES DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Edificación

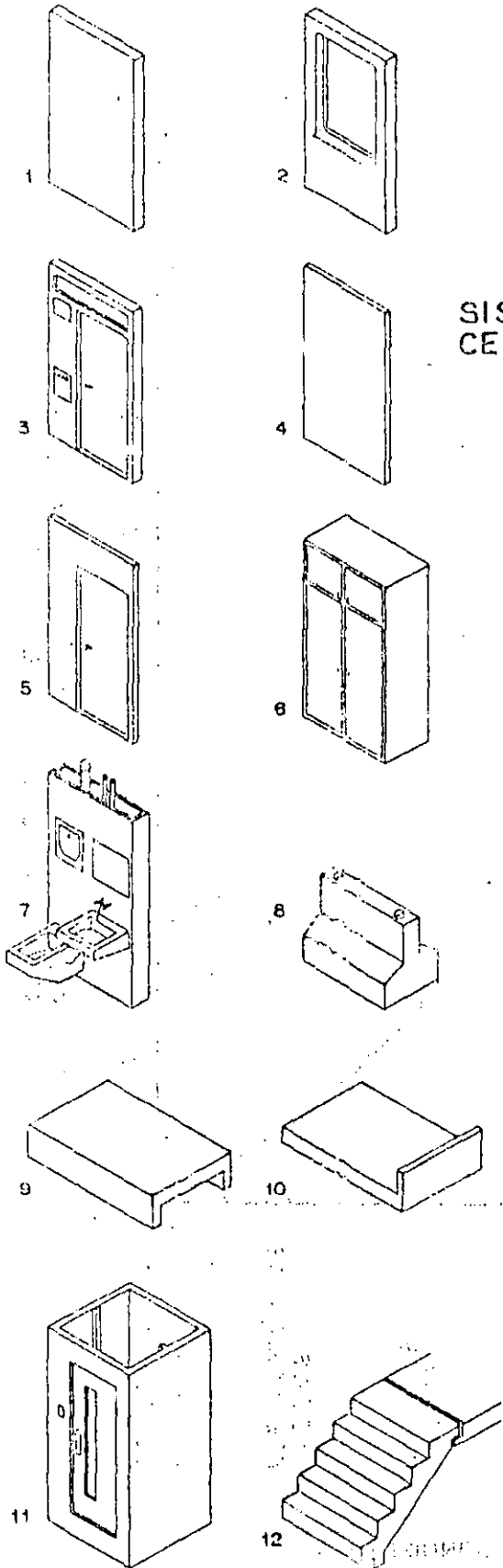
Edificios de diversos tipos
Naves Industriales y Agrícolas
Viviendas
Elementos estructurales
Elementos de relleno
Elementos exteriores
Bancas
Bardas

Obras Civiles

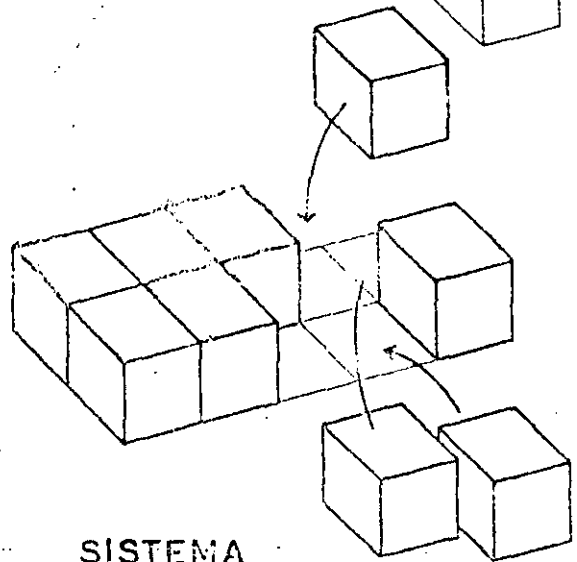
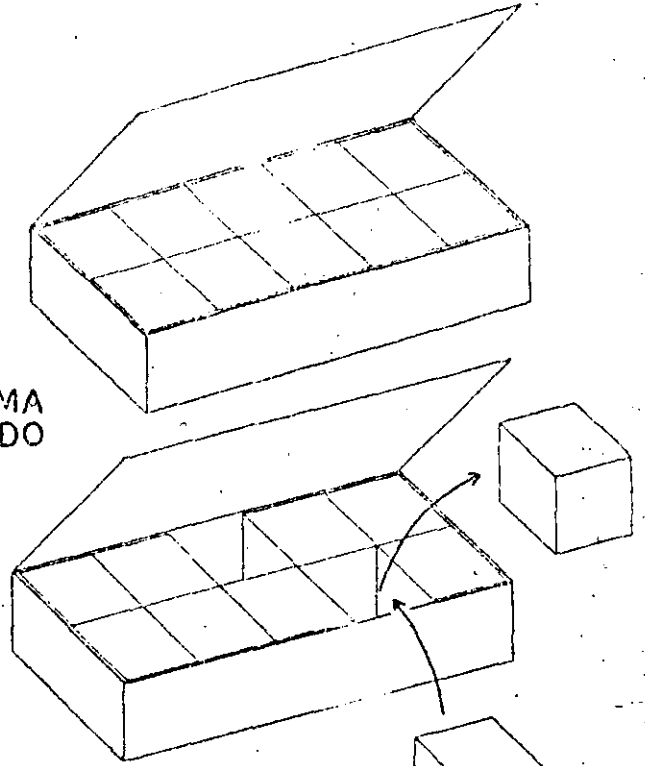
Puentes
Muros de contención
Señales de carreteras
Pilotes
Pavimentos
Revestimientos
Durmientes

Obras Hidráulicas

Placas para canales
Tuberías de diversos diámetros
Protección de bordes
Revestimiento de taludes
Dovelas
Muelles

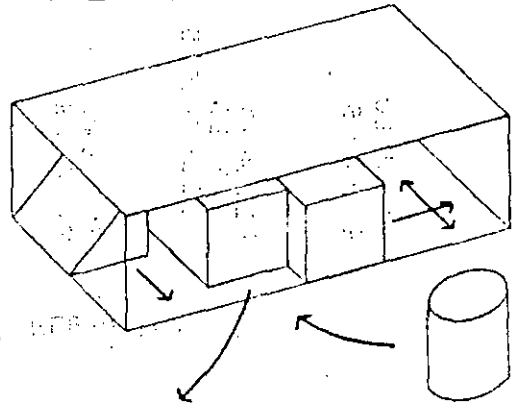


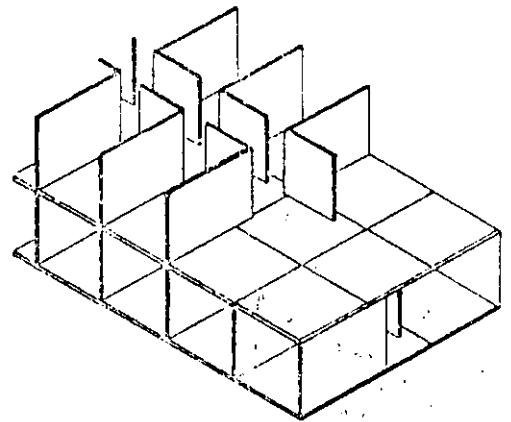
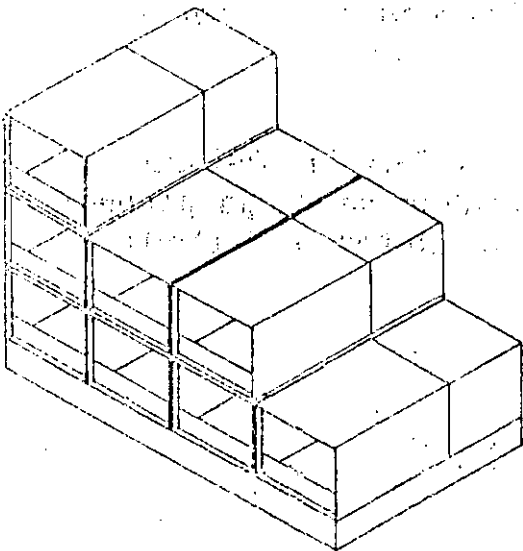
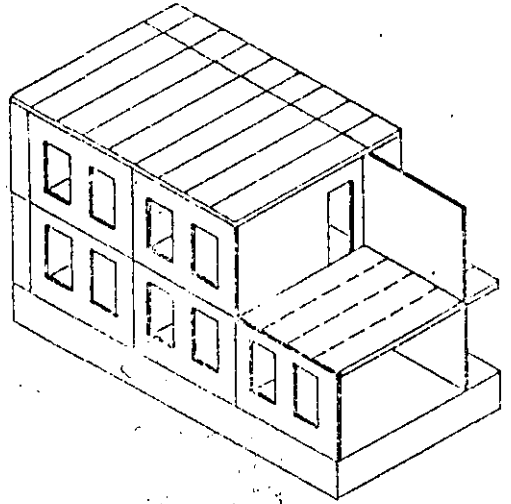
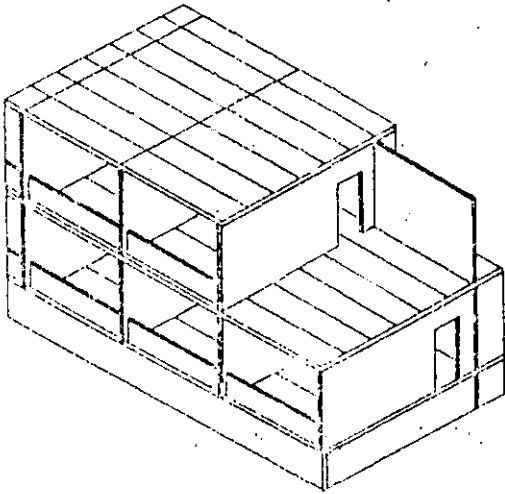
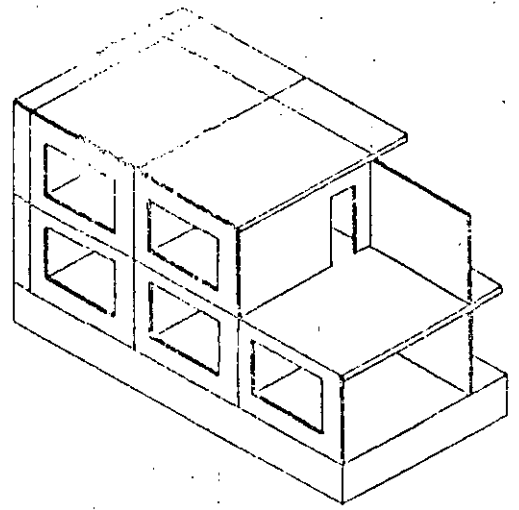
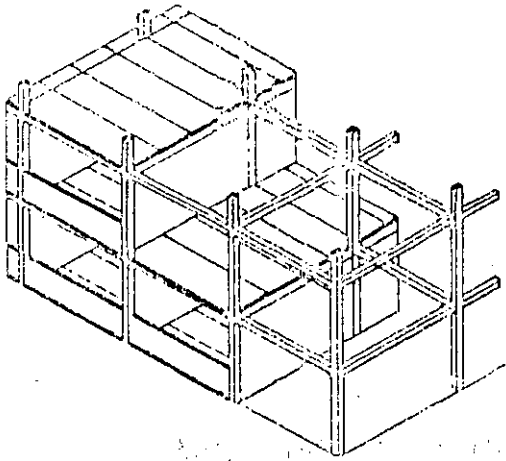
SISTEMA CERRADO



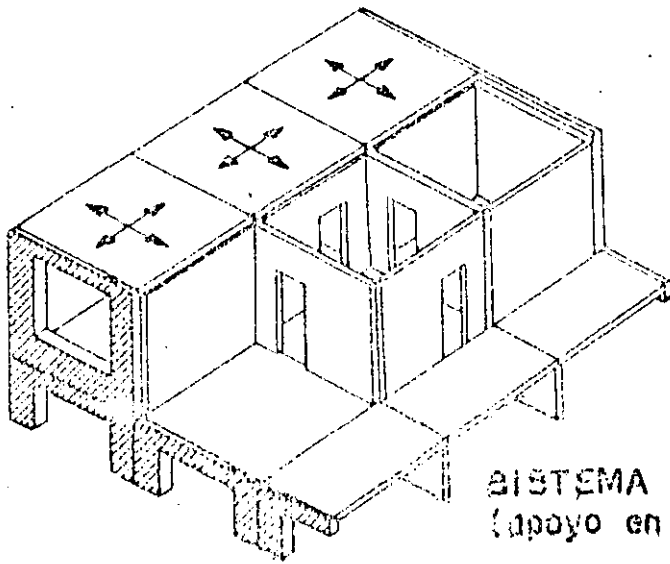
SISTEMA ABIERTO

COMPONENTES DE UN SISTEMA

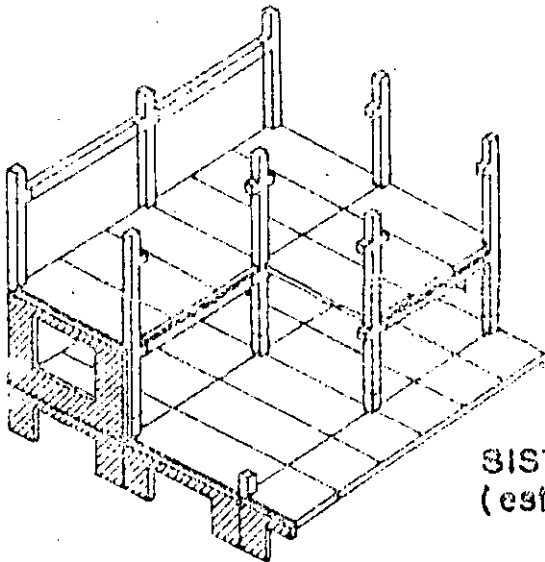




ESTRUCTURACION DE LOS SISTEMAS DE
PREFABRICACION DE EDIFICIOS

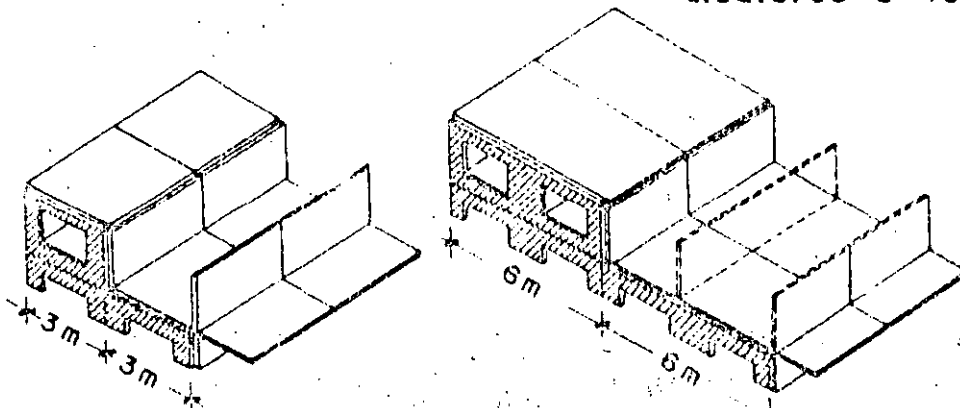


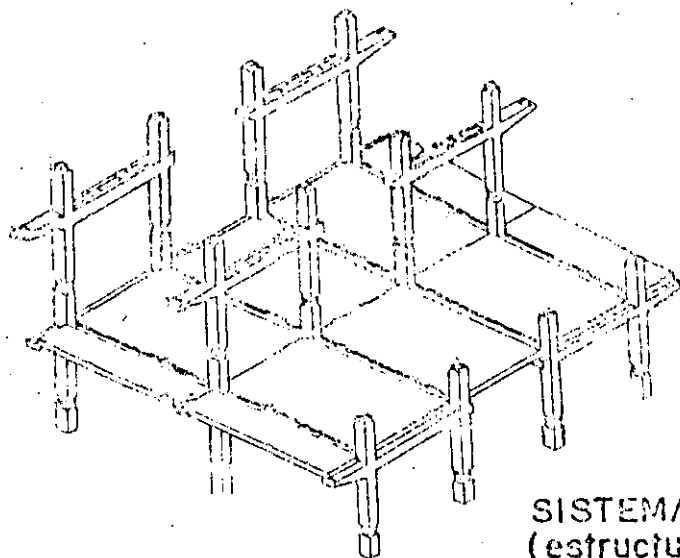
SISTEMA DE PANELES
(apoyo en ambos sentidos)



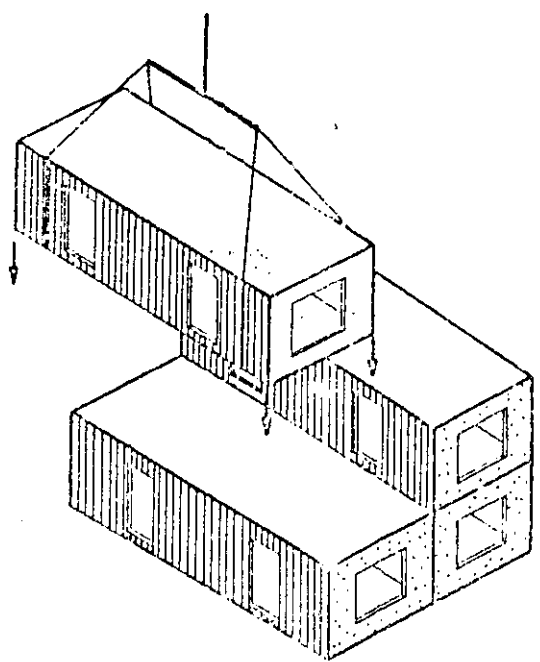
SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)

SISTEMA DE PANELES
(muros de carga perpendiculares a fachada)

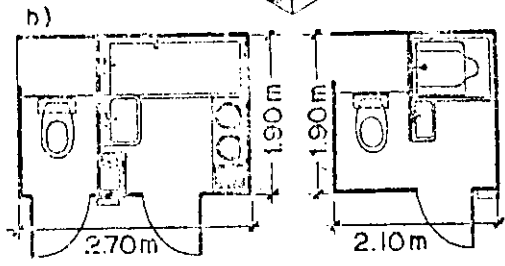
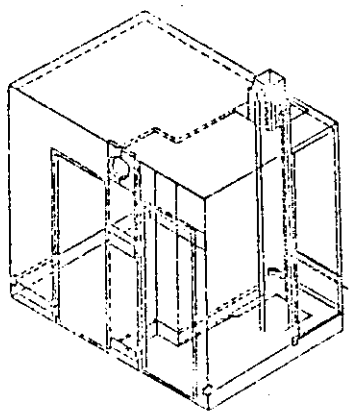




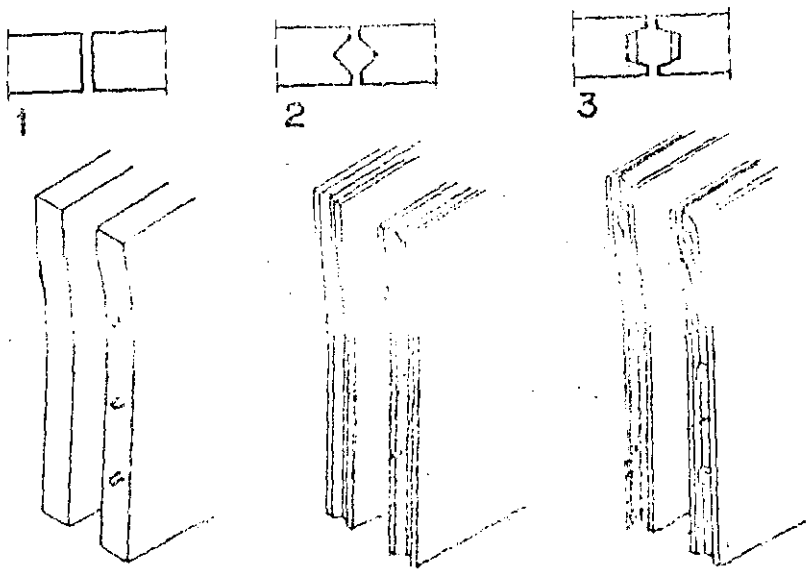
SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)



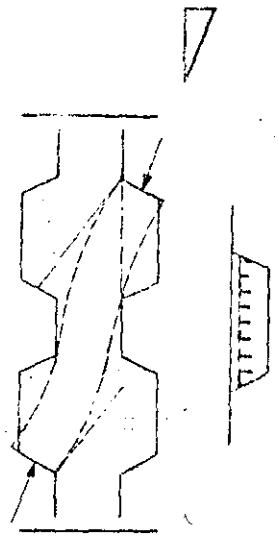
UNIDADES TRIDIMENSIONALES



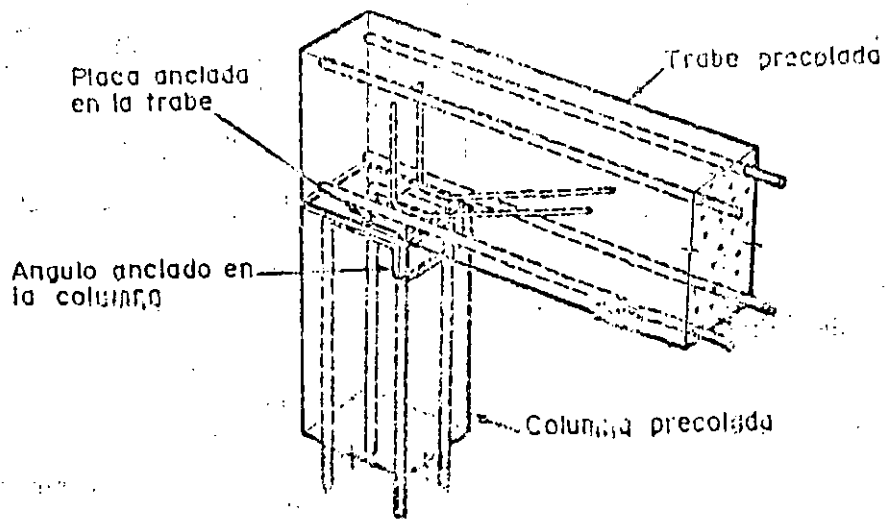
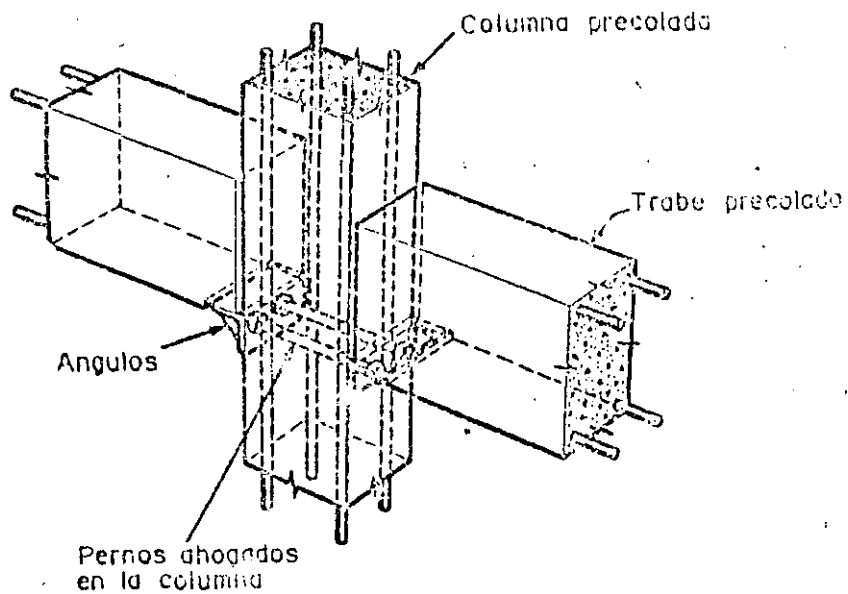
UNIDADES SANITARIAS
PREFABRICADAS

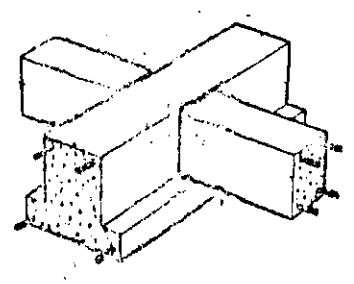
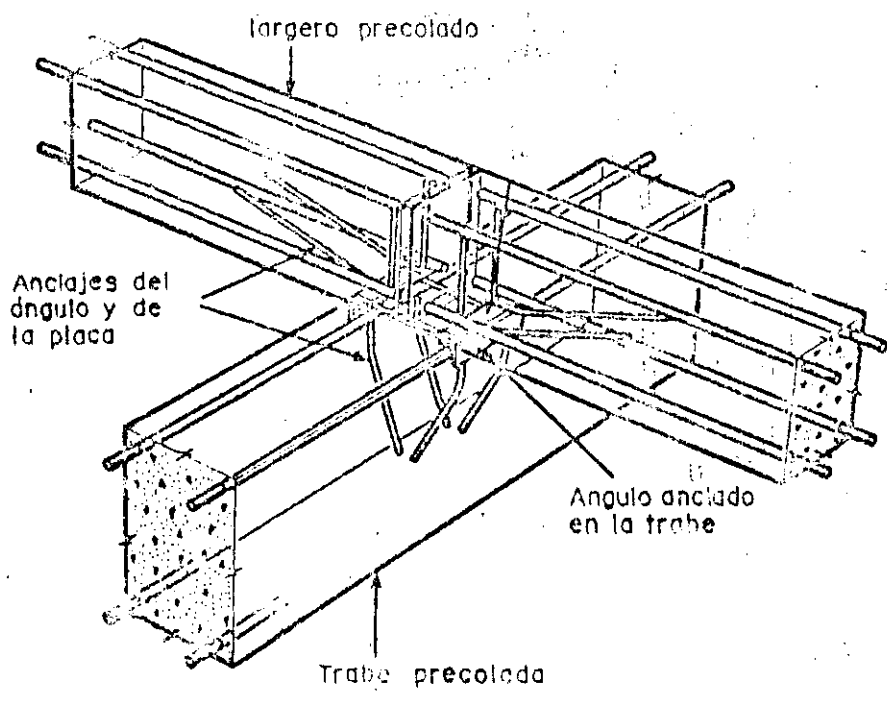


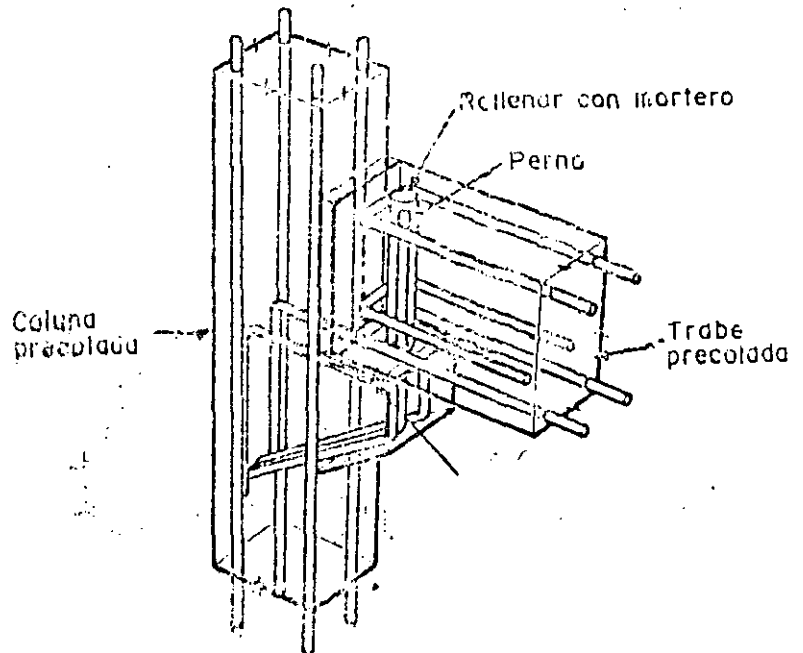
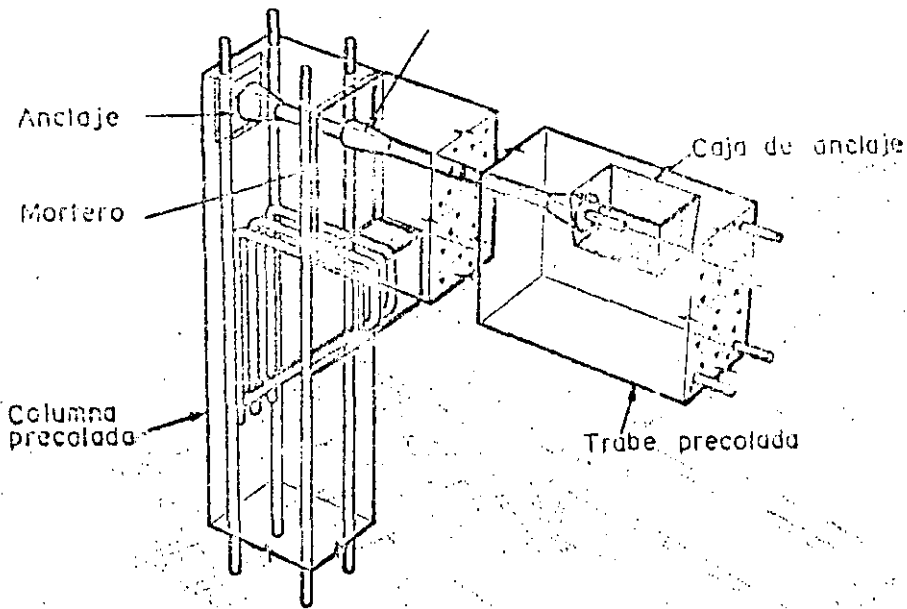
JUNTAS TIPO EN PANELES

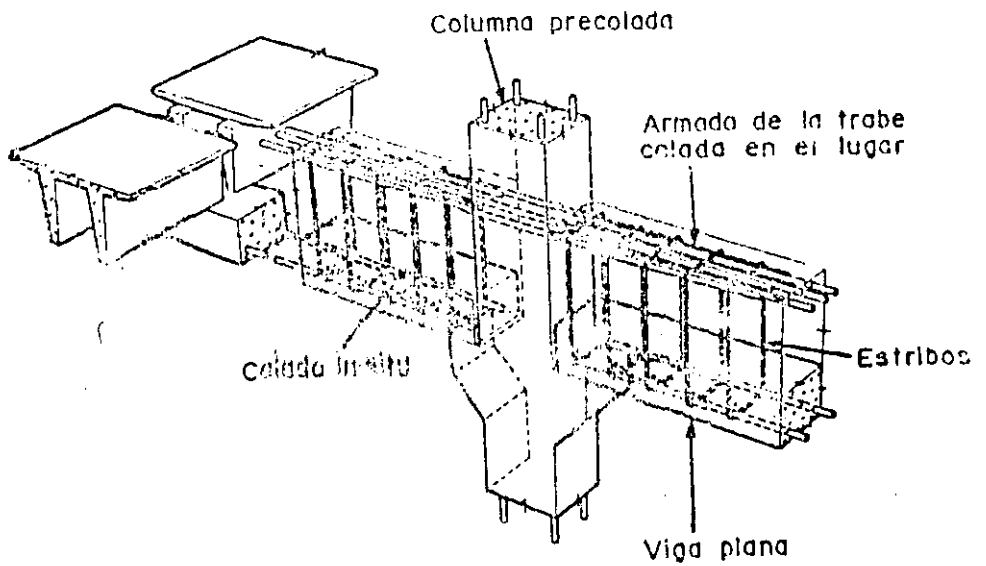
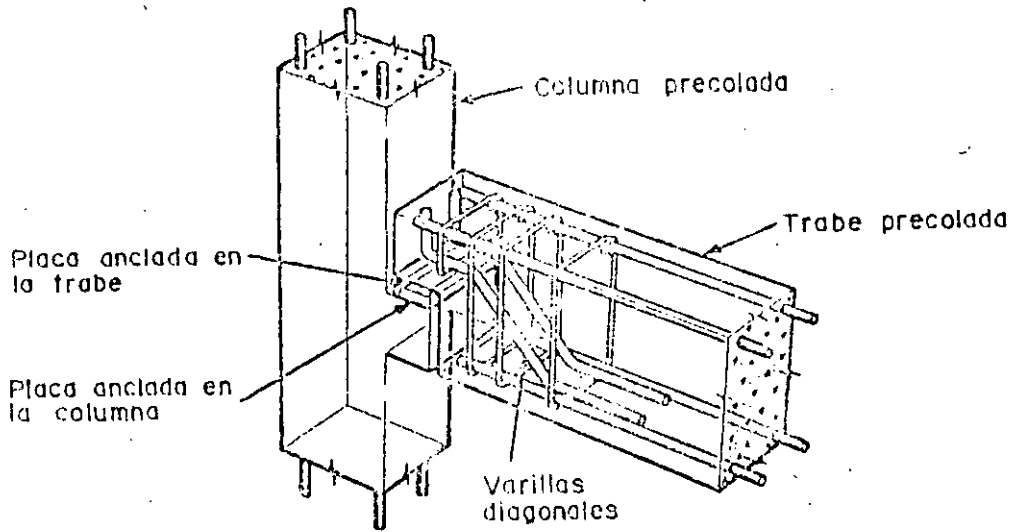


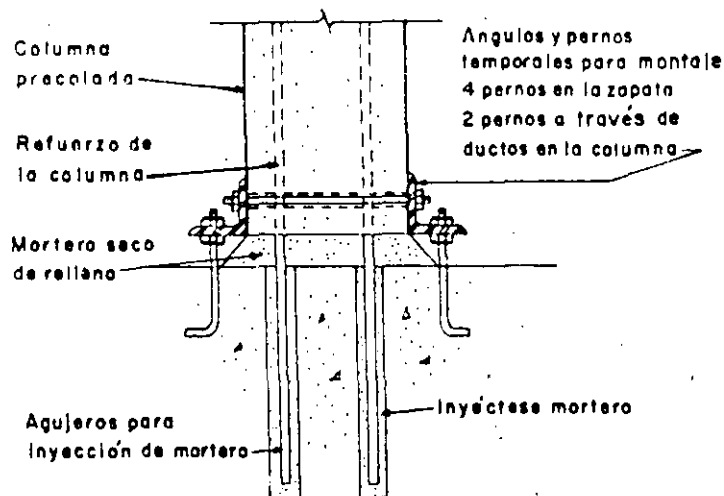
TRANSMISION DE ESFUERZOS EN JUNTAS VERTICALES DENTADAS











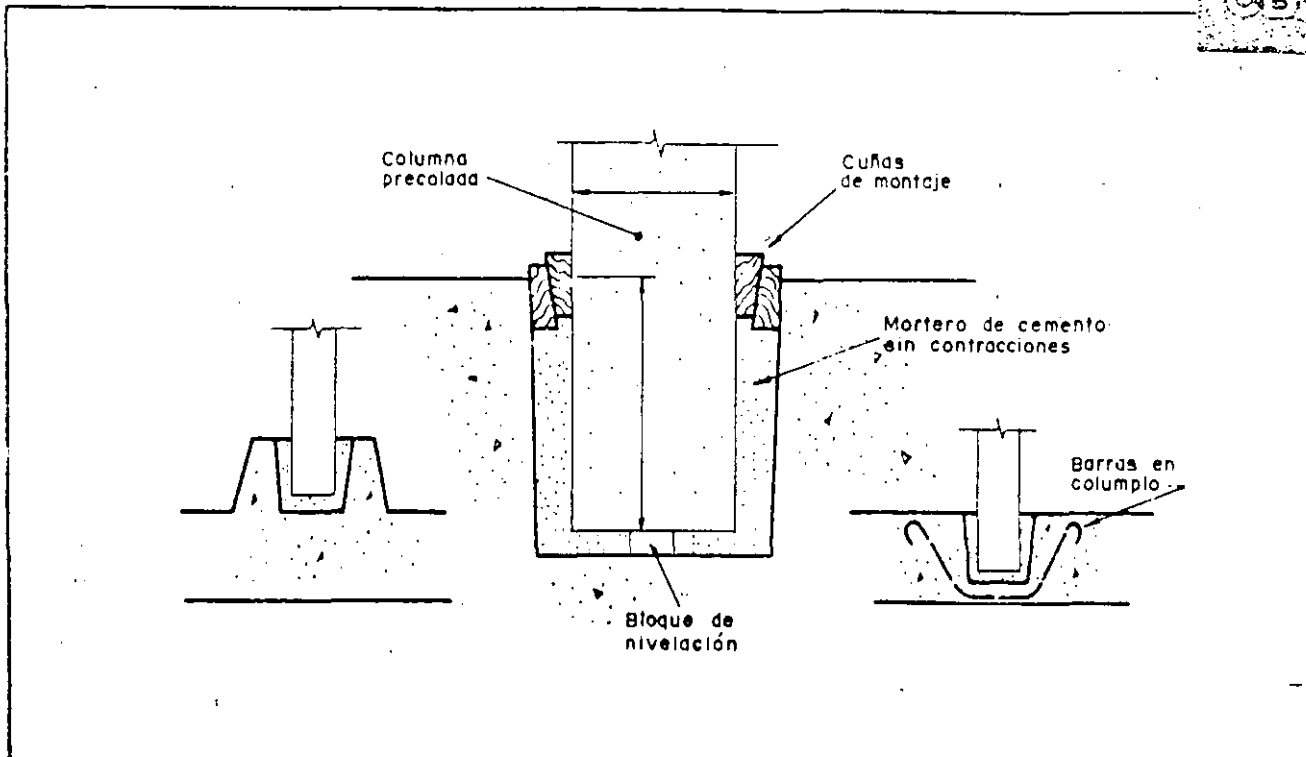
CB-4 CONEXION CON BARRAS DE ANCLAJE

Esta conexión elimina todos los materiales externos. Si se dispone de suficiente longitud de anclaje, este detalle es capaz de resistir momentos muy altos en la base de la columna.

1. Los agujeros para la inyección del mortero pueden ser colados o perforados en el miembro de soporte.
2. Para fijar la columna en posición durante el montaje pueden usarse ángulos y pernos provisionales. Cuando el mortero ha fraguado, los ángulos y los pernos que pasan a través de la columna pueden ser quitados para utilizarlos en otras columnas. Si la columna está atirantada lateralmente en forma adecuada puede llevarse a cabo la misma función empleando cuñas de acero.
3. Los agujeros son rellenados con mortero poco antes de colocar la columna. La consistencia del mortero debe ser tal que permita el desalojamiento de cierta cantidad de éste cuando se insertan las barras de la columna. Deben preferirse morteros que no sufran contracciones o que tengan una gran adhesividad (resinas epóxicas, etc.).

CB-4 (Continuación)

4. Para evitar deflexiones de los ángulos y para facilitar la colocación vertical de la columna pueden colocarse placas de acero en el centro de la misma a la altura adecuada. Las cargas muertas pueden ser aplicadas inmediatamente puesto que las placas las soportarán.
5. En columnas cortas pueden utilizarse aditamentos atornillados en lugar de los ductos de tubo mostrados en el detalle. En columnas muy largas deben utilizarse contravientos o alguna otra forma de tirantes laterales para proporcionar estabilidad a la columna durante el montaje.



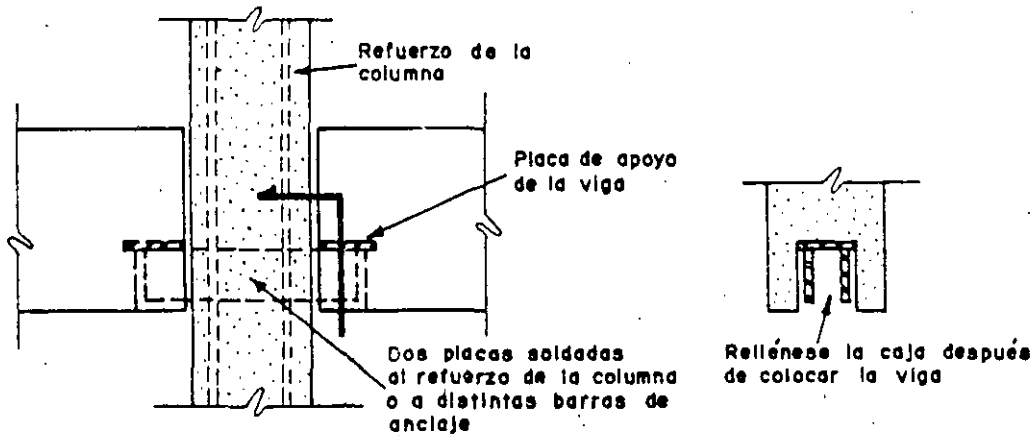
CB-5 CONEXION AHOGADA O DE BOQUILLA

Puede usarse esta conexión cuando deban transmitirse momentos grandes a la cimentación. Los ensayos realizados en un número reducido de pruebas han mostrado que una longitud de empotramiento de vez y media el ancho de la columna es suficiente para desarrollar el momento.

1. El bloque de nivelación debe colocarse a la elevación exacta antes de colocar la columna en la boquilla.
2. Las cuñas de montaje proporcionan estabilidad mientras se cura el mortero. Las cuñas de madera deben quitarse y los agujeros dejados por ellas deben ser rellenados con mortero. Las cuñas de acero pueden permanecer en su posición.
3. Cuando la boquilla se forma arriba de la cimentación en la parte superior de pilas coladas en el lugar por medio de perforaciones, la parte superior debe reforzarse para resistir el momento de la columna. (Véase el esquema del lado izquierdo).
4. Cuando la boquilla se forma en la cimentación, el esfuerzo cortante de penetración puede llegar a ser considerable. Si se tiene una losa delgada bajo la columna, es recomendable utilizar barras en columpio diseñadas para resistir la carga total de la columna. (Véase el esquema del lado derecho).

CB-5 (Continuación)

5. En columnas largas, o cuando se apliquen cargas de montaje antes de que el mortero haya endurecido, deben colocarse cuñas adicionales de acero en la base de la columna, las cuales no se retirarán después.

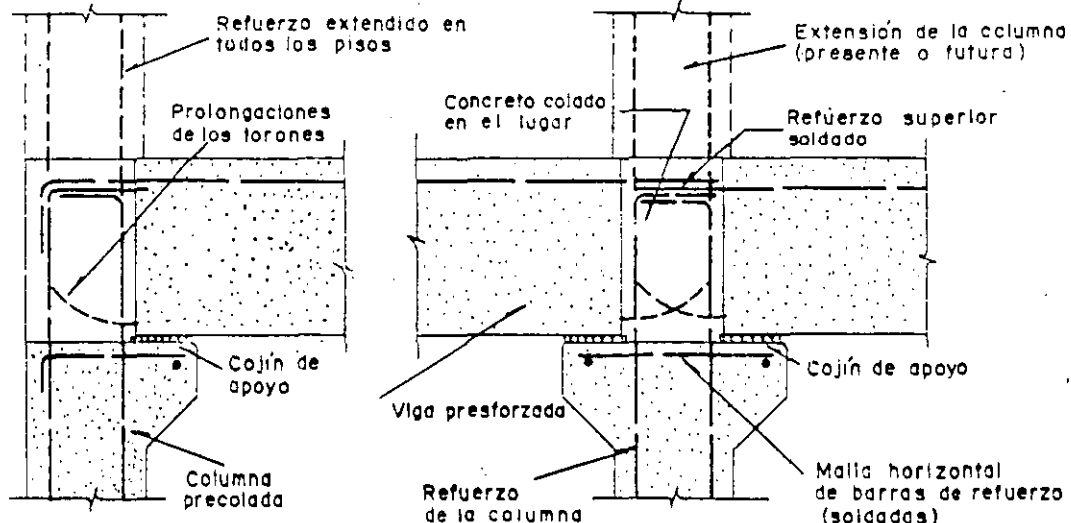


BC(c) MENSULA DE PLACAS VERTICALES

Se prefiere este tipo de ménsula cuando se tienen reacciones bastante importantes en los extremos de las vigas. El módulo de sección de las placas es mucho mayor en posición vertical, y las soldaduras de filete largo son más confiables.

1. El momento en voladizo de las placas debe calcularse hasta la posición del refuerzo de la columna.
2. La placa de apoyo en la viga debe tener el ancho suficiente para proporcionar estabilidad contra el volteo de la viga durante el montaje. El área de la placa debe ser adecuada para mantener los esfuerzos de apoyo dentro de los límites permisibles.
3. En construcciones a prueba de incendios, las placas en voladizos deben ahogarse dentro de la viga para proporcionar-le recubrimiento de concreto a la parte inferior.

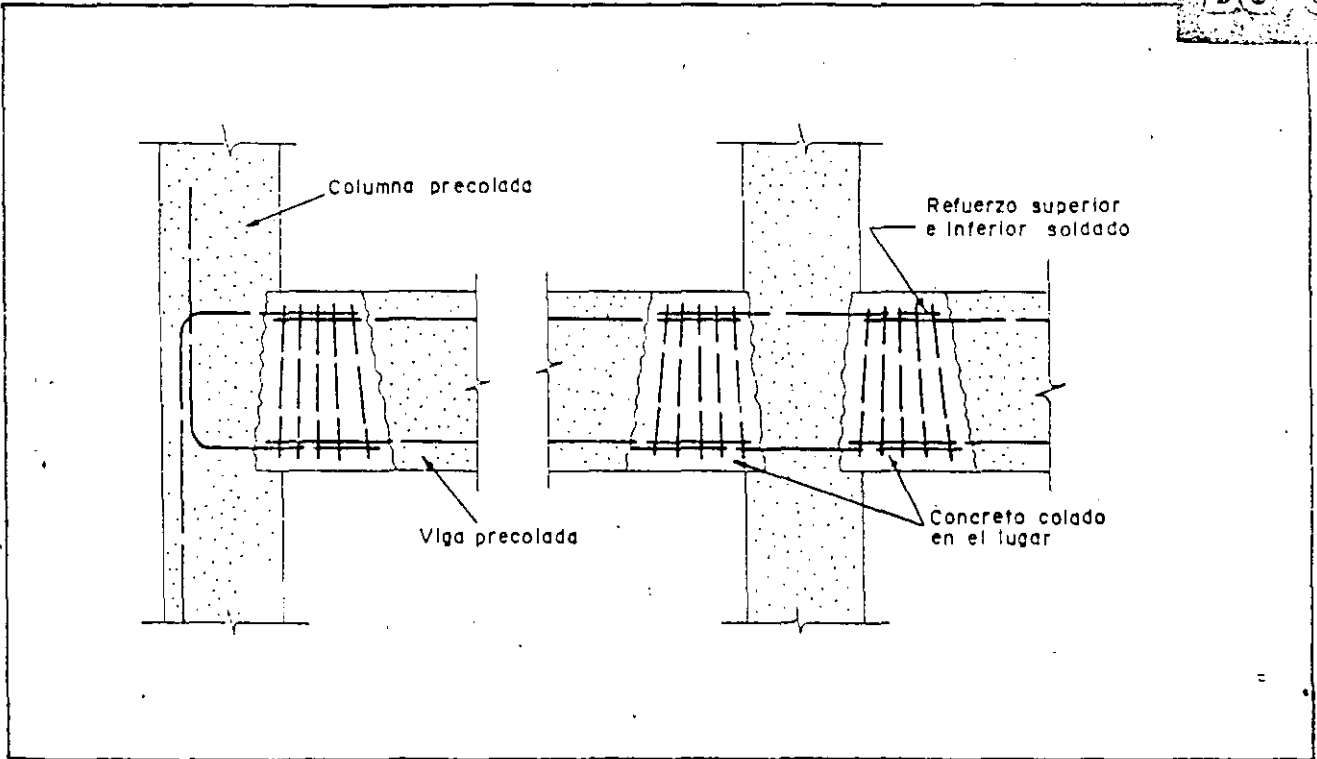
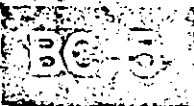
NOTA: Este tipo de ménsula puede considerarse para aquellos casos en los cuales se empleen ménsulas de concreto en las diferentes conexiones de viga a columna.



BC-3 CONEXIONES SOLDADAS, CLAROS CONTINUOS

Este detalle proporciona un comportamiento monolítico entre las vigas y las columnas y permite realizar fácilmente extensiones de la columna, presentes o futuras, para los pisos superiores.

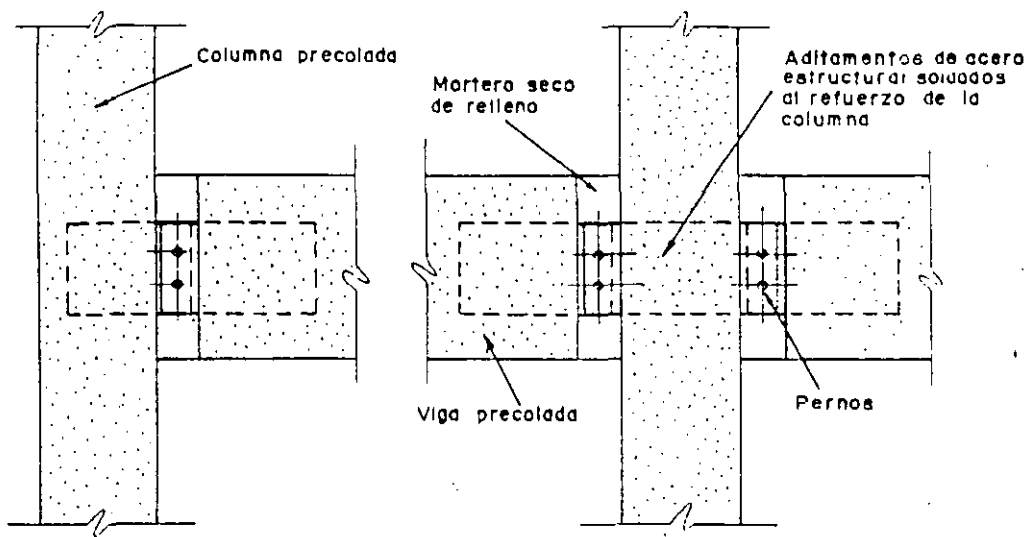
1. La soldadura del refuerzo superior puede ser de empalme longitudinal o de empalme angular.
2. Los torones de presfuerzo deben prolongarse en el concreto colado en el lugar lo suficiente para resistir las inversiones de momento y el acortamiento axial de las vigas.
3. La columna debe ser diseñada para resistir los momentos de continuidad que se le transfieren.
4. Este detalle puede usarse para vigas precoladas o preforzadas. En las vigas precoladas el acero suave de la parte inferior se extenderá hasta la conexión.
5. Los bordes exteriores de las ménsulas de concreto pueden protegerse contra despostilladuras haciéndoles un pequeño chaflán. Asimismo el uso de placas de apoyo de 0.63 cm de espesor (1/4"), ayudará a evitar el agrietamiento de las esquinas exteriores.



BC-5 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, CLAROS CONTINUOS

El comportamiento y la apariencia de esta conexión son como la de una estructura monolítica. Las vigas deben ser apuntaladas durante el montaje.

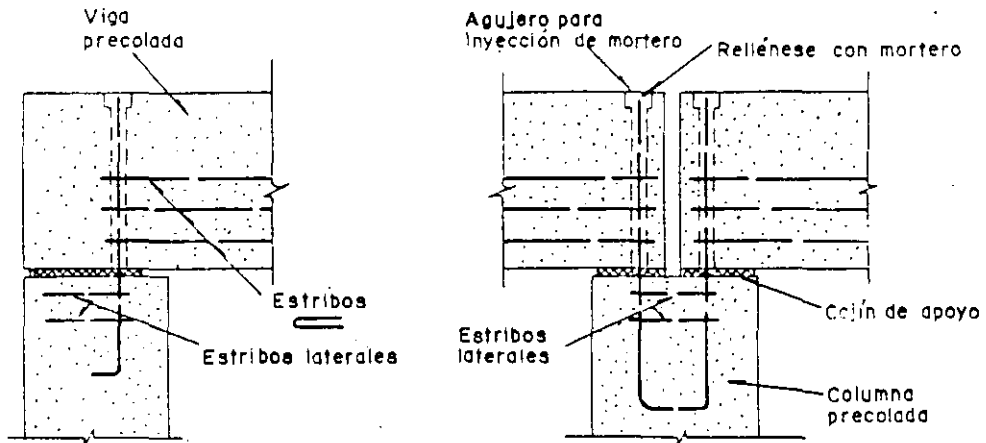
1. Los extremos de las vigas deben ser ásperos para obtener una mejor transferencia del cortante.
2. La soldadura debe ser adecuada para poder desarrollar la resistencia máxima de las varillas. Pueden usarse soldaduras de traslape o empalmes angulares.
3. Deben diseñarse estribos a separaciones pequeñas en la porción colada en el lugar para resistir cuando menos las dos terceras partes del cortante total.
4. Cuando se usa este detalle, las vigas deben estar bien curadas antes del montaje.



BC-6 CONEXIONES REALIZADAS CON PERNOS, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

Esta conexión puede realizarse fácilmente bajo cualquier condición atmosférica. Es adecuada para vigas cargadas ligeramente y su empleo es conveniente cuando las conexiones con pernos se usan en otras partes de la estructura.

1. Cuando sea posible deben usarse pernos de alta tensión que trabajen en cortante doble.
2. En el diseño deben considerarse todos los posibles modos de falla tales como falla por cortante en los pernos, falla por cortante en la placa, falla por flexión de la placa, y falla por aplastamiento de las orillas de las placas de la columna y de las vigas. Muy frecuentemente será necesario soldar barras de anclaje a las placas para transferir los esfuerzos adecuadamente.
3. En el diseño de la columna debe tenerse en cuenta la excentricidad de las cargas de diseño.
4. Para permitir una mayor tolerancia en el colado debe considerarse la posibilidad de usar ranuras horizontales.
5. Se tendrá cuidado de proporcionar a la viga adecuada resistencia a torsión durante todas las etapas de construcción.



BC-7 CONEXION CON BARRAS DE ANCLAJE, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS
(Solamente en la parte superior de la columna)

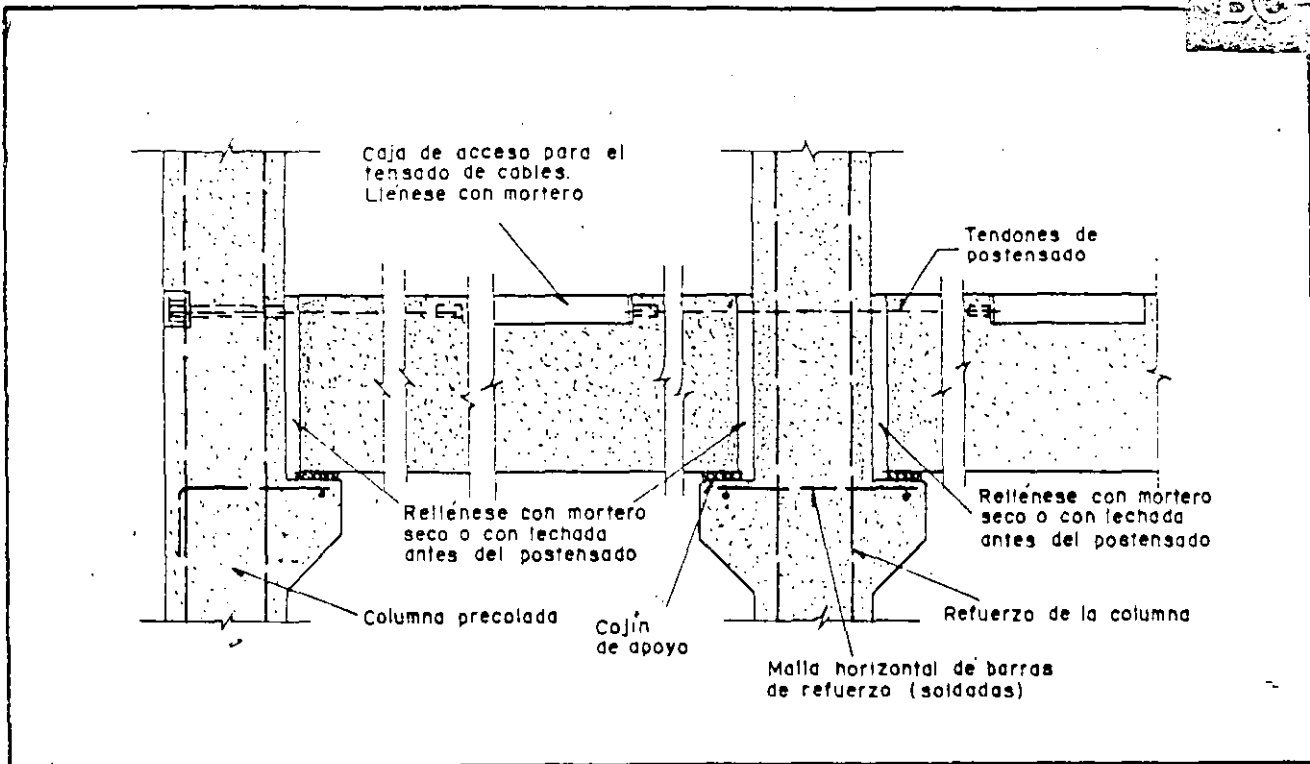
Este es uno de los tipos de conexiones de techo más simples, y por lo tanto uno de los más baratos. Si se utilizan pernos en lugar de barras de anclaje, la conexión es inmediata, y proporciona además seguridad durante el montaje.

1. Si se desea tener la posibilidad de permitir pequeños movimientos, la parte inferior del agujero para la barra de anclaje debe rellenarse con mastique.
2. El agujero no debe dejarse sin rellenar si el perno puede estar sujeto a deterioro.
3. Deben colocarse estribos horizontales alrededor de los agujeros de las barras de anclaje para resistir tensiones axiales debidas a disminución de la temperatura y a acortamientos por flujo plástico de las vigas presforzadas que ocurran después del montaje.
4. El agujero para la barra de anclaje debe ser lo suficientemente grande para permitir tolerancia en la colocación de la viga.

Continúa

BC-7 (Continuación)

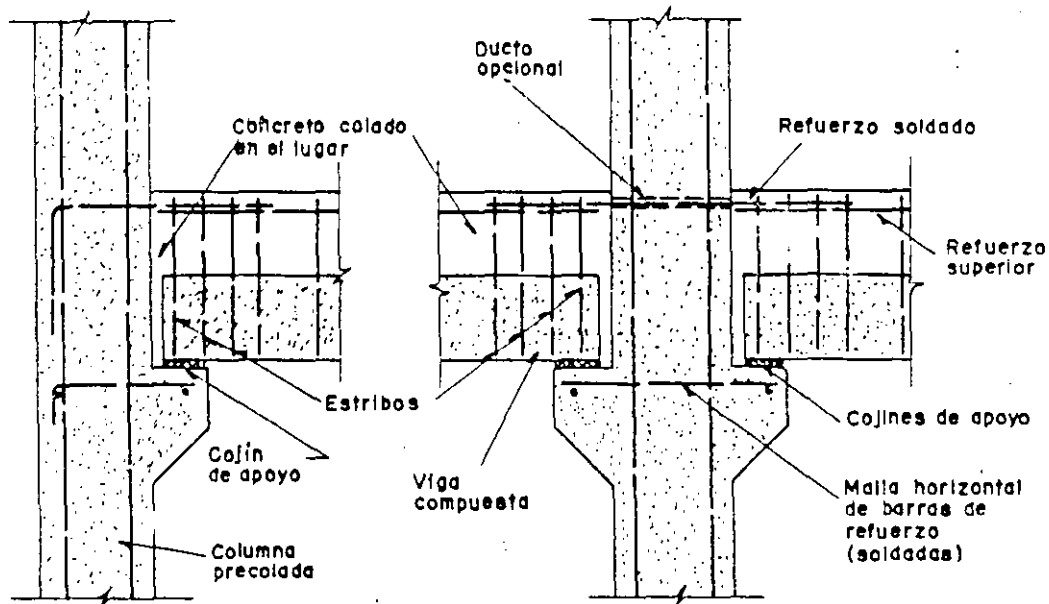
5. Si las deflexiones de la viga son grandes, los movimientos resultantes en la parte superior de la viga pueden dañar el material con que se construye el techo. El techo debe ser diseñado teniendo en cuenta este movimiento, o bien debe considerarse un detalle en donde exista continuidad. (Véase la discusión sobre cojines de apoyo que se presenta en el inciso BW(a) 3.



BC-9 CONEXION POSTENSADA, CLAROS CONTINUOS

Esta conexión es propia para resistir momentos elevados. Cuando se realiza en forma adecuada, se puede garantizar un comportamiento monolítico, sin agrietamiento.

1. Todos los anclajes y dispositivos para el postensado deben ser instalados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.
2. Puesto que las barras o los cables de postensado son por lo general cortos, cuando se usan en esta forma, se logran grandes cambios en los esfuerzos mediante pequeños cambios en la longitud de los tendones. En consecuencia, el asentamiento adecuado de los anclajes es un factor importante. Es conveniente que un ingeniero representante del proveedor supervise la instalación de los primeros tendones.
3. Los ductos que contienen los tendones deben ser rellenados con mortero, excepto cuando se prevenga el deterioro por otros medios.
4. Los bordes exteriores de las ménsulas de concreto pueden protegerse contra despostilladuras haciéndoles un pequeño chaflán. Asimismo, el uso de placas de apoyo de 0.63 cm de espesor (1/4") ayudará a evitar el agrietamiento de las esquinas exteriores.



BC-10 CONEXION PARA VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS
(Tipo general)

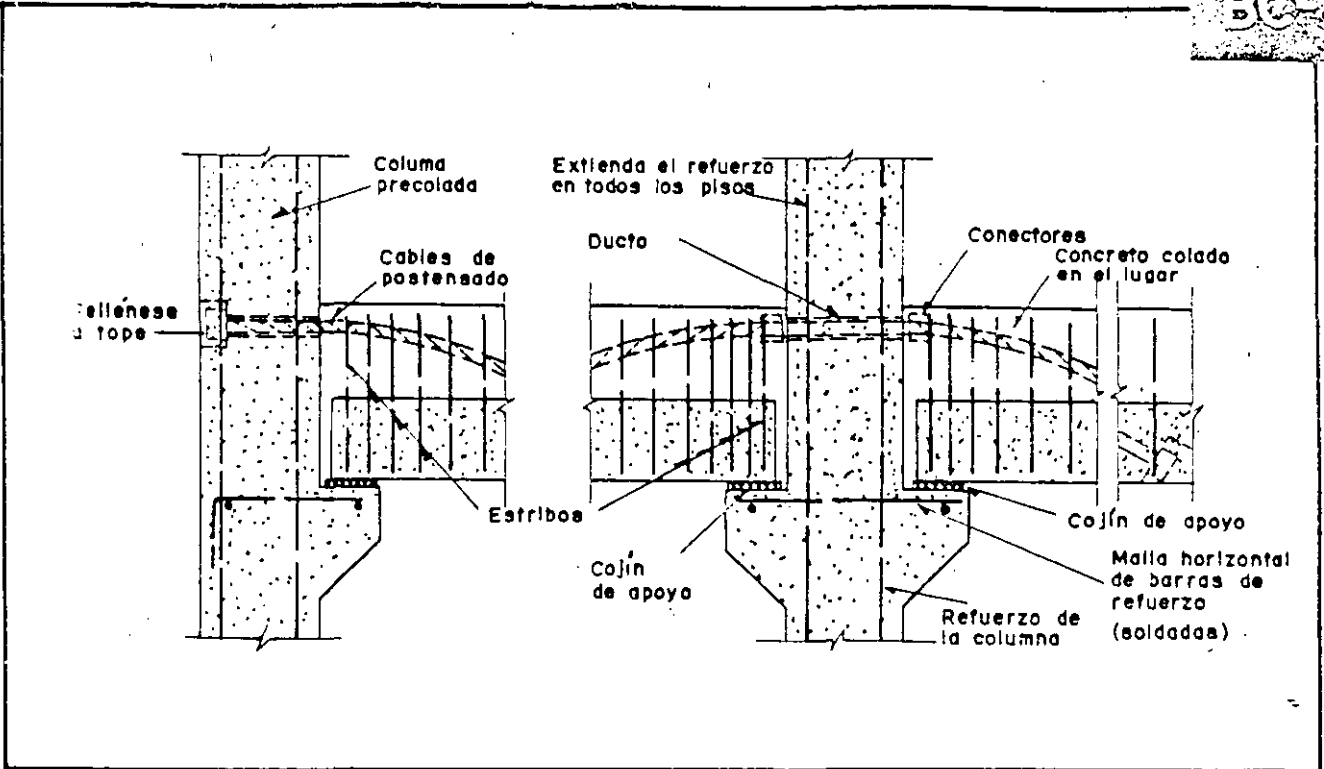
Este tipo de conexión se empleará cuando se coloquen vigas doble T sobre vigas presforzadas, de las cuales la parte superior es colada en el lugar. Normalmente se requiere apuntalar la viga presforzada, de manera que los cortantes en los extremos de la misma durante la construcción sean bajos. Esta conexión tiene la apariencia y el comportamiento de construcción monolítica.

1. En la conexión interior, las barras superiores pueden ser lo suficientemente largas para cubrir toda el área de momento negativo, o bien, pueden ser empalmadas con traslapes o soldadas como se muestra.
2. Cuando se utilizan traslapes de barras, pueden colocarse barras de longitud corta en la columna, o bien pueden insertarse a través de un ducto. El uso de ductos simplifica en gran parte la cimbra.
3. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior presforzada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.

Continúa

BC-10 (Continuación)

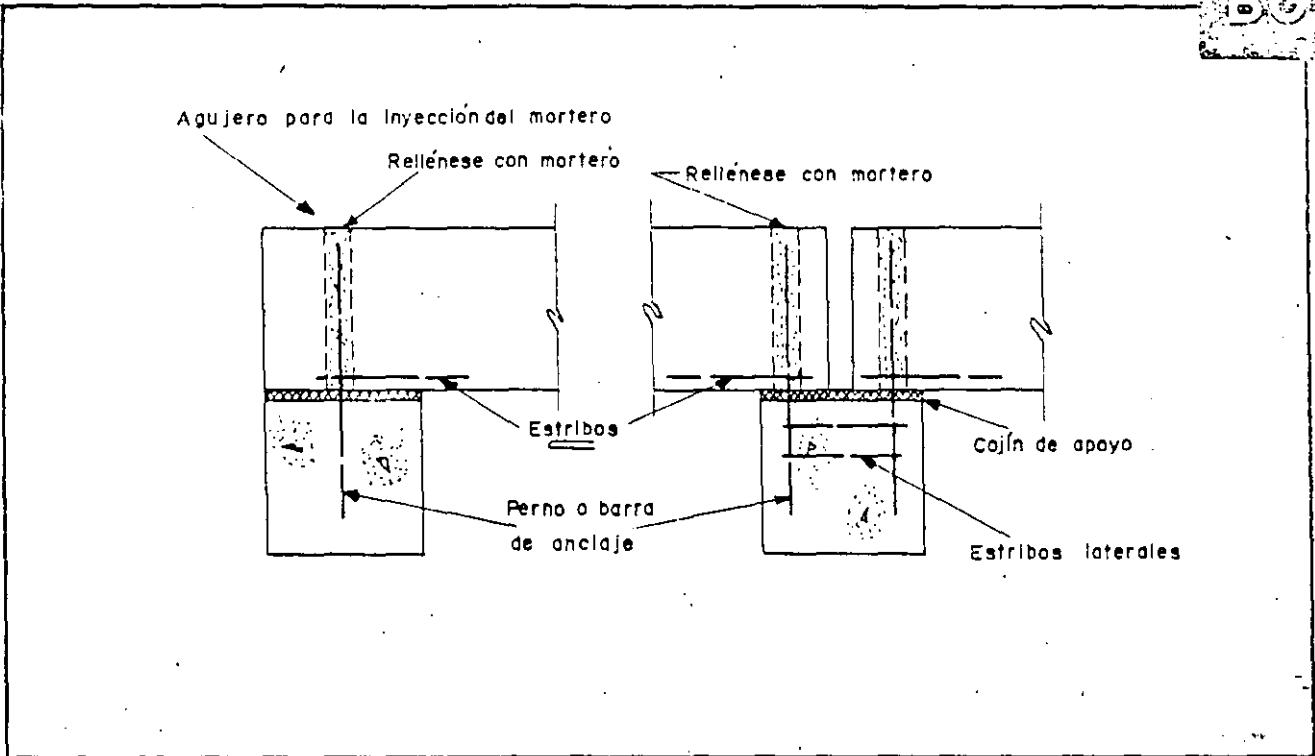
4. Es esencial llenar completamente con mortero el espacio entre el extremo de la viga presforzada y la columna para transferir adecuadamente los esfuerzos de compresión.
5. Si se prevee la posibilidad de inversión de momentos debe proporcionarse una conexión de tensión en la base de la viga.



BC-11 VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS (Postensadas)

Esta conexión es una modificación de la BC-10, en la cual se ha introducido el postensado para resistir momentos negativos.

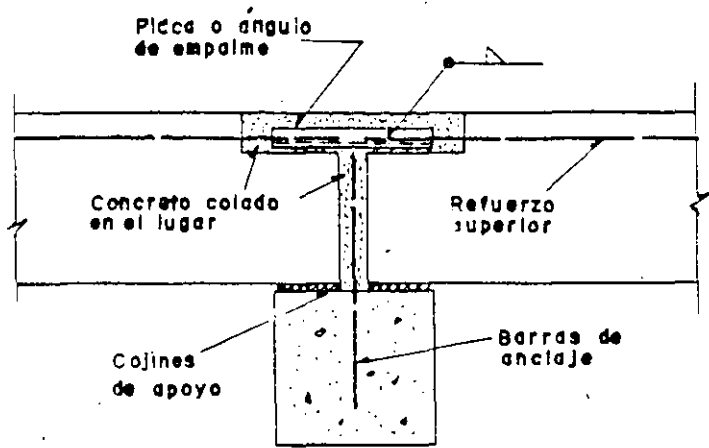
1. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior presforzada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.
2. Todos los anclajes y dispositivos para el postensado deben ser instalados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.
3. Puesto que las barras o los cables de postensado son por lo general cortos cuando se usan en esta forma, se logran grandes cambios en los esfuerzos mediante pequeños cambios en la longitud de los tendones. En consecuencia, el asentamiento adecuado de los anclajes es un factor importante. Es conveniente que un ingeniero representante del proveedor supervise la instalación de los primeros tendones.
4. Los ductos que contienen los cables deben ser rellenados con mortero, excepto cuando se prevenga el deterioro por otros medios.



BG-1 CONEXIÓN EFECTUADA CON BARRAS DE ANCLAJE, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

Quando se empleen conexiones hechas con barras de anclaje deberán observarse los siguientes puntos:

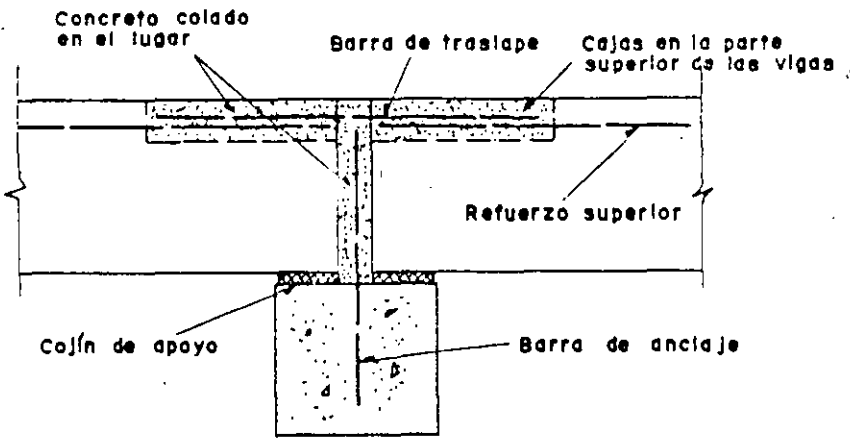
1. Los agujeros para las barras de anclaje deberán rodearse con estribos en forma de horquilla y además deberán colocarse estribos en la viga. Estas barras de anclaje deberán tomar las fuerzas resultantes de algún movimiento longitudinal.
2. Pueden permitirse pequeños movimientos rellenando con mastique la parte inferior de los agujeros para las barras de anclaje.
3. Los componentes de la conexión son simples si se usan barras de anclaje lisas. Sin embargo, si hay peligro de que la viga sea desalojada durante el montaje, la barra de anclaje puede ser roscada, añadiendo una tuerca con rondana en un receso de la parte superior.
4. La conexión hecha con perno y tuerca permitirá movimientos si no se rellena con mortero el agujero y si la placa de apoyo es adecuada. Si hay posibilidad de deterioro o de exposición a heladas el agujero se debe rellenar con mortero completamente.
5. El diámetro del agujero para la inyección del mortero debe ser adecuado para permitir tolerancias en el colado.



BG-4 CONEXION SOLDADA, CLAROS CONTINUOS

Esta conexión utiliza la soldadura para conectar el acero de tensión. En consecuencia, la longitud de la caja de conexión es menor que la requerida para una unión con traslapes, y además la conexión es inmediata. Sin embargo, es más costosa que la unión con traslapes.

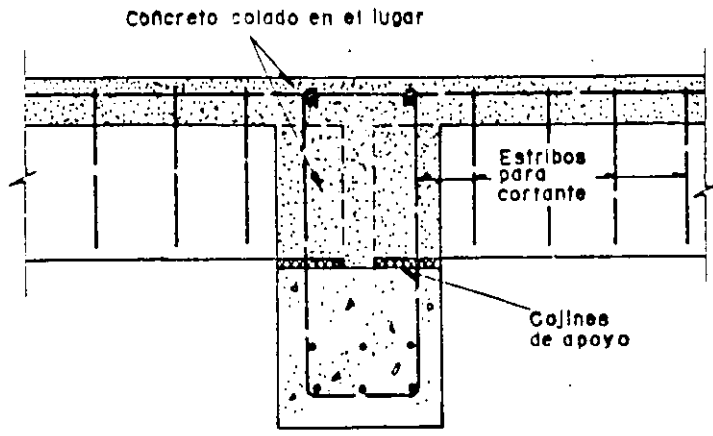
1. Cuando el espacio lo permita, deben preferirse los empalmes hechos con ángulos, ya que permiten una transferencia concéntrica de carga de barra a barra.
2. Se recomienda inspeccionar cuidadosamente la soldadura para garantizar que podrá obtenerse la resistencia última del refuerzo negativo.



BG-5 CONEXION CON TRASLAPES, CLAROS CONTINUOS

Este es el tipo de conexión más simple para vigas continuas.

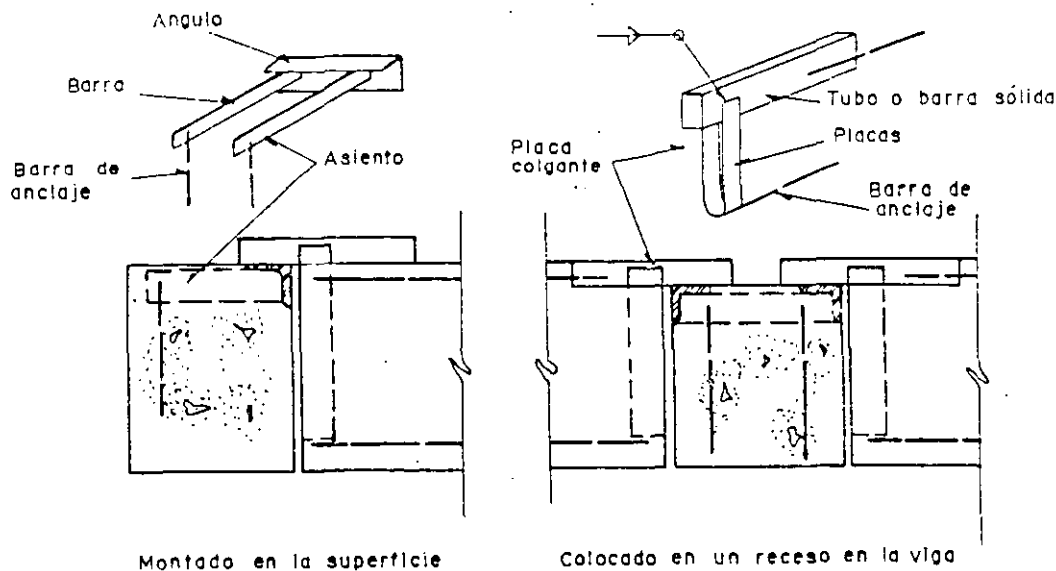
1. Si se usa un cofín de apoyo compresible deberá extenderse en forma continua a través de la junta.
2. En lugares de acceso difícil el relleno de mortero puede no ser lo suficientemente sólido para desarrollar una adherencia adecuada. Si existe duda, úsese el Tipo BG-4 o el BG-6.
3. La conexión en claros exteriores deberá ser del Tipo BG-1, u otra similar. Por lo general, no es deseable producir un momento torsionante excesivo en la viga principal con objeto de alcanzar un momento de restricción en la viga secundaria.



BG-6 CONEXION PARA VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS

Cuando se usa una losa compuesta es más simple colocar el acero de tensión encima de la viga. Cuando la viga es también compuesta, se obtiene de esta manera una construcción casi monolítica.

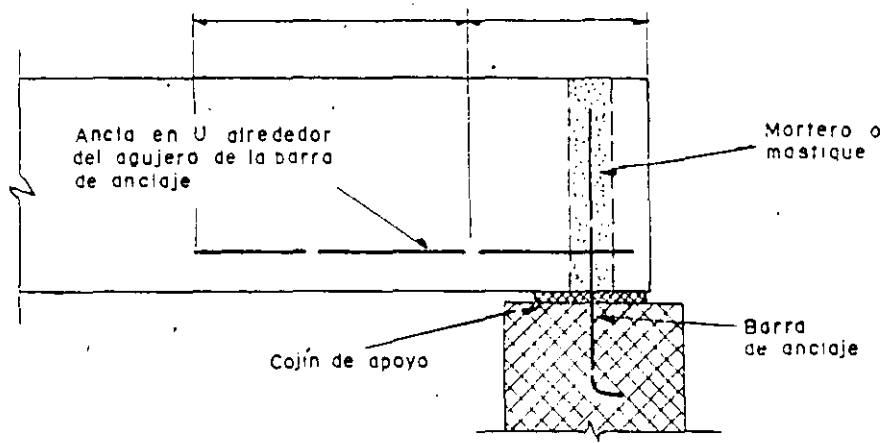
1. La parte inferior de la viga principal y de las vigas secundarias puede ser precolada o presforzada.
2. Deberán proporcionarse estribos en la viga principal y en las vigas secundarias capaces de desarrollar la sección compuesta completa.
3. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior precolada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.



BG-7 CONEXION CON PLACA COLGANTE DE ACERO, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

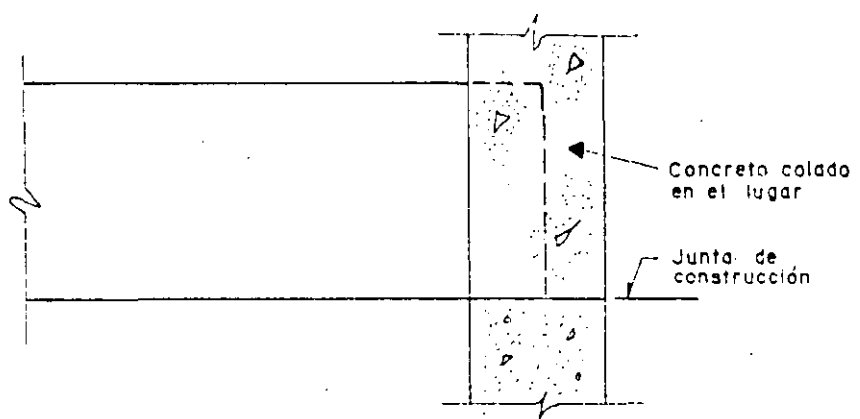
Las placas colgantes de acero permiten un montaje rápido en cualquier condición atmosférica. Esta conexión es usada comúnmente en combinación con un marco de apoyo de acero.

1. No se requieren cojines de apoyo adicionales.
2. Para compensar la falta de control en la mano de obra, es conveniente diseñar el acero con un factor de seguridad de 4.
3. Los "esfuerzos de apoyo" (esfuerzos de aplastamiento) dentro del área proyectada de la solera no deberán exceder 175 kg/cm^2 , aproximadamente.
4. Las barras de anclaje soldadas a la placa colgante deben ser capaces de desarrollar restricciones longitudinales. Nunca deben suprimirse completamente.



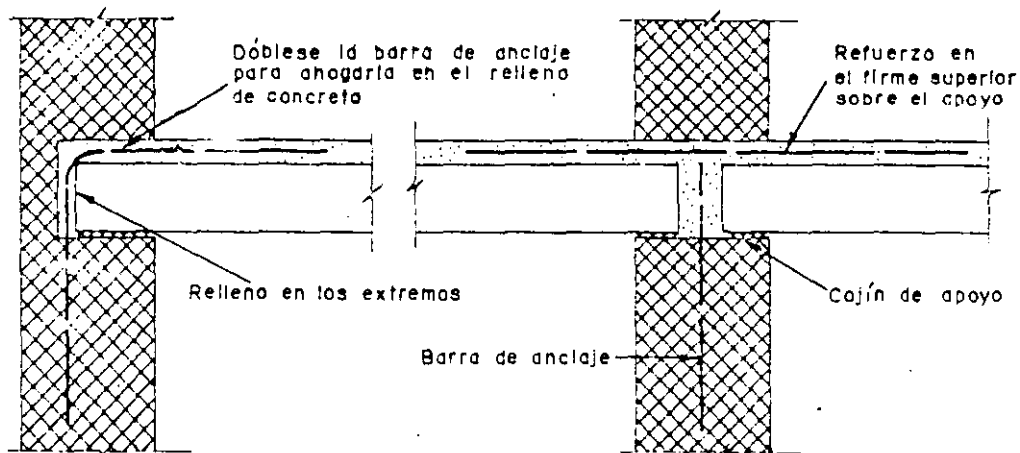
BW(b) CONEXIONES CON BARRAS DE ANCLAJE, CASO GENERAL

1. Es una conexión adecuada desde el punto de vista estructural, de líneas muy simples.
2. Usada con facilidad solamente en miembros con alma ancha o en losas planas.
3. Las barras de anclaje ahogadas con mortero y combinadas con un cojín de apoyo flexible proporcionan una buena conexión articulada; si se combina con un cojín de apoyo de mortero proporcionan una buena conexión de momento.
4. Rellénese el agujero para la barra de anclaje con mastique bituminoso si se quiere una conexión que permita expansión.
5. Anclas en "U" alrededor del agujero para la barra de anclaje.
 - a) Manténganse en la parte inferior: diseñense para la fuerza de tensión total.
 - b) Para obtener la longitud total de anclaje añádase la longitud de adherencia del acero de refuerzo (L_b) a la longitud de adherencia del torón (L_s).



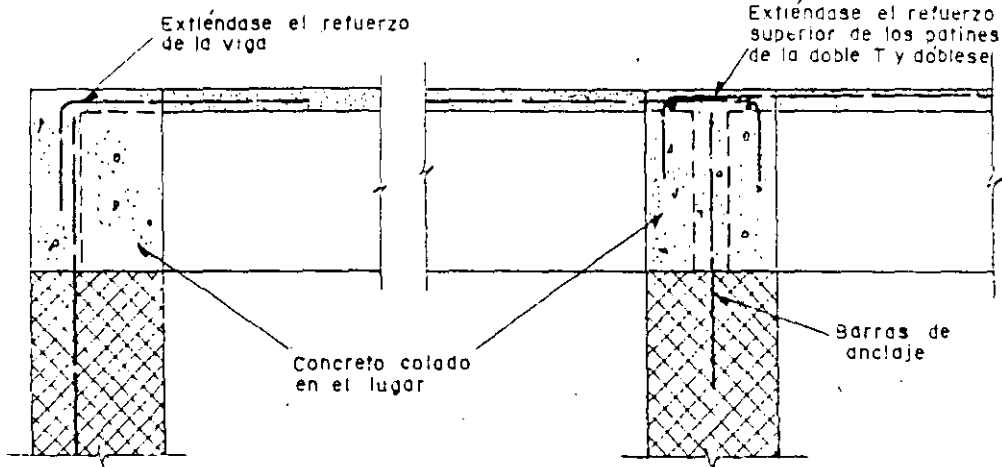
BW(d) CONEXION COLADA EN EL LUGAR, CASO GENERAL

1. Es una conexión para tiempo caluroso. No es buena para construcciones hechas en invierno.
2. Proporcionando refuerzo adecuado en la sección colada en el lugar, puede proveerse continuidad para:
 - a. (Con apuntalamiento) Carga total sobrepuesta.
 - b. (Sin apuntalamiento) Cargas vivas
Cargas de viento
Cargas sísmicas
3. Si no se desea la transferencia de momentos al muro, pueden colocarse cojines flexibles abajo y arriba de la viga en la zona donde ésta entra en el muro.



BW-6 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, LOSAS PLANAS CON FIRME SUPERIOR EFECTIVO, CLAROS CONTINUOS

1. Pueden usarse los tipos de muros A, C, D o F.
2. Manténgase el apoyo dentro del núcleo central en los muros exteriores.
3. En los muros exteriores el acero de refuerzo en el firme superior de concreto deberá considerarse solamente como acero de amarre.



BW-7 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, VIGAS DOBLE T EN CLAROS CONTINUOS

1. Pueden usarse los tipos de muro A, C, D o F, recomendándose el tipo F cuando se desea una continuidad completa en los muros exteriores.
2. Los patines de las vigas deberán cortarse para permitir un espacio adecuado para la colocación del concreto.
3. Pueden usarse bloques de cerramiento extremo precolado como cimbra.
4. En los muros exteriores, suéldese la barra de anclaje al acero de refuerzo extendido.
5. El diseño de la conexión deberá satisfacer tanto el criterio de esfuerzos elásticos como el de resistencia última.
6. Los requisitos de anclaje para el acero superior estarán de acuerdo con el Reglamento ACI 318.
7. Revísese en los apoyos la posibilidad de falla por compresión en la parte inferior de las nervaduras de la doble T. La precompresión de las nervaduras puede despreciarse en el cálculo de la capacidad para momento negativo.

BW-7 Continuación)

8. Para obtener una continuidad completa en el apoyo interior, la longitud de adherencia más el gancho deben proporcionar un anclaje adecuado, de acuerdo con el Reglamento ACI 318. Se recomienda doblar las barras superiores alrededor de una barra horizontal perpendicular a ellas.

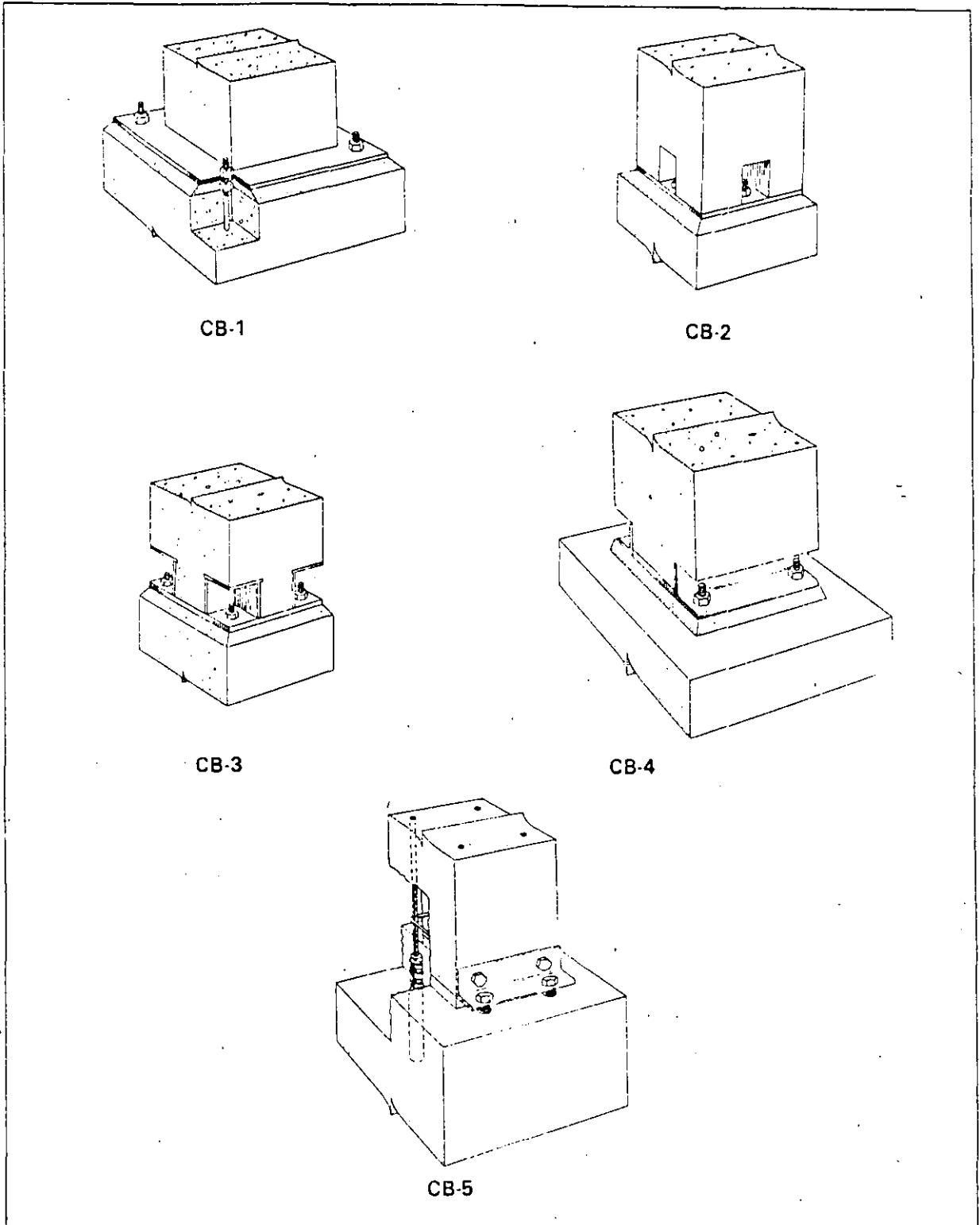


FIGURA 3-1. Conexiones típicas de base de columna

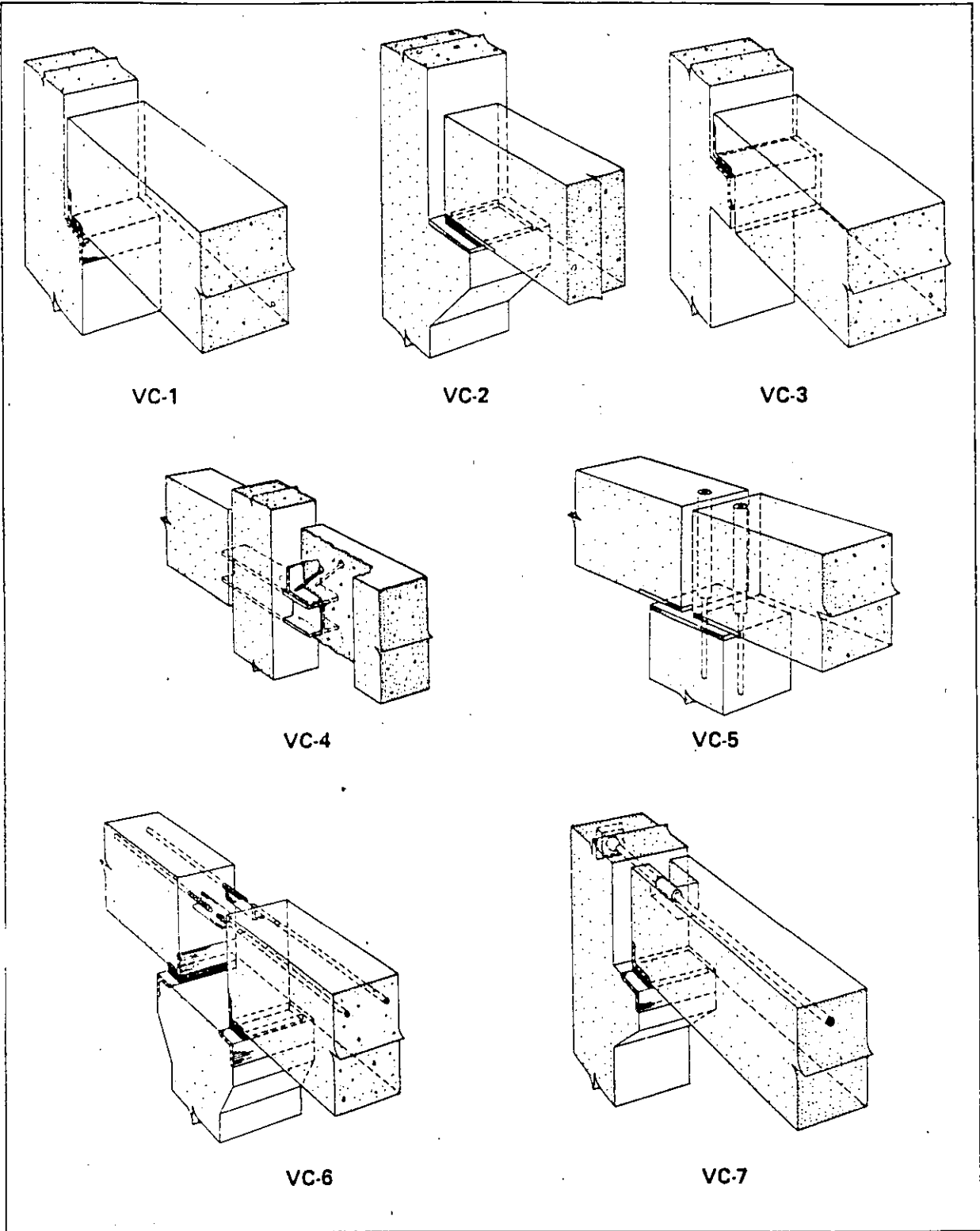


FIGURA 3-2. Conexiones típicas de viga a columna

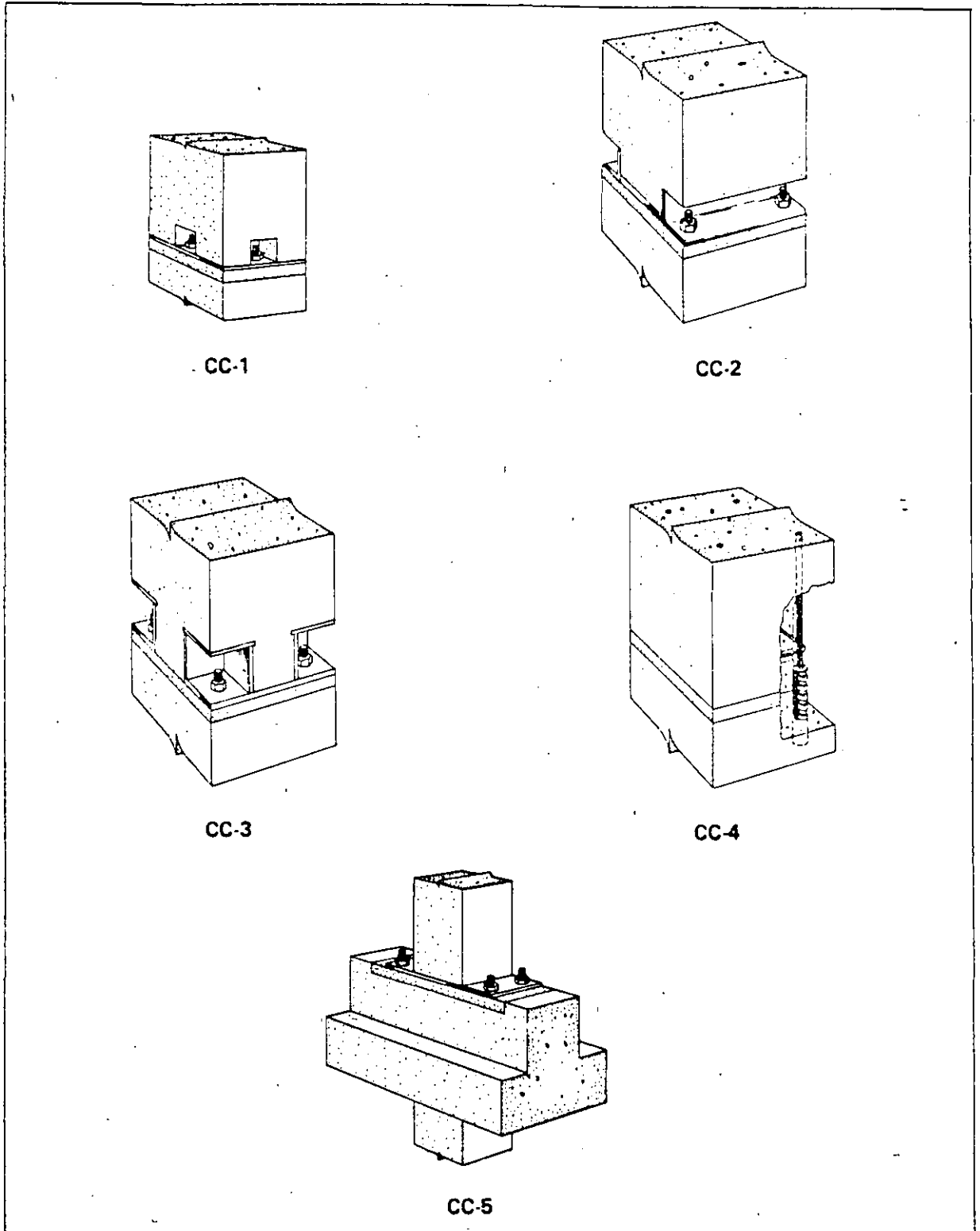
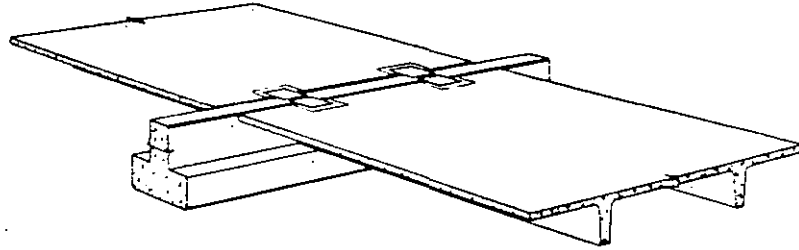
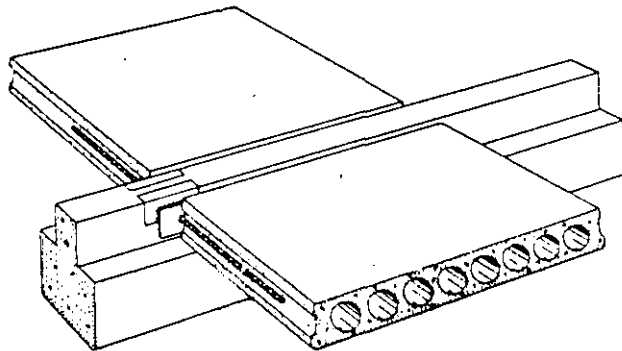


FIGURA 3-3. Uniones típicas de columna a columna



LV-1



LV-2

FIGURA 3-4. Conexiones típicas de losa a viga

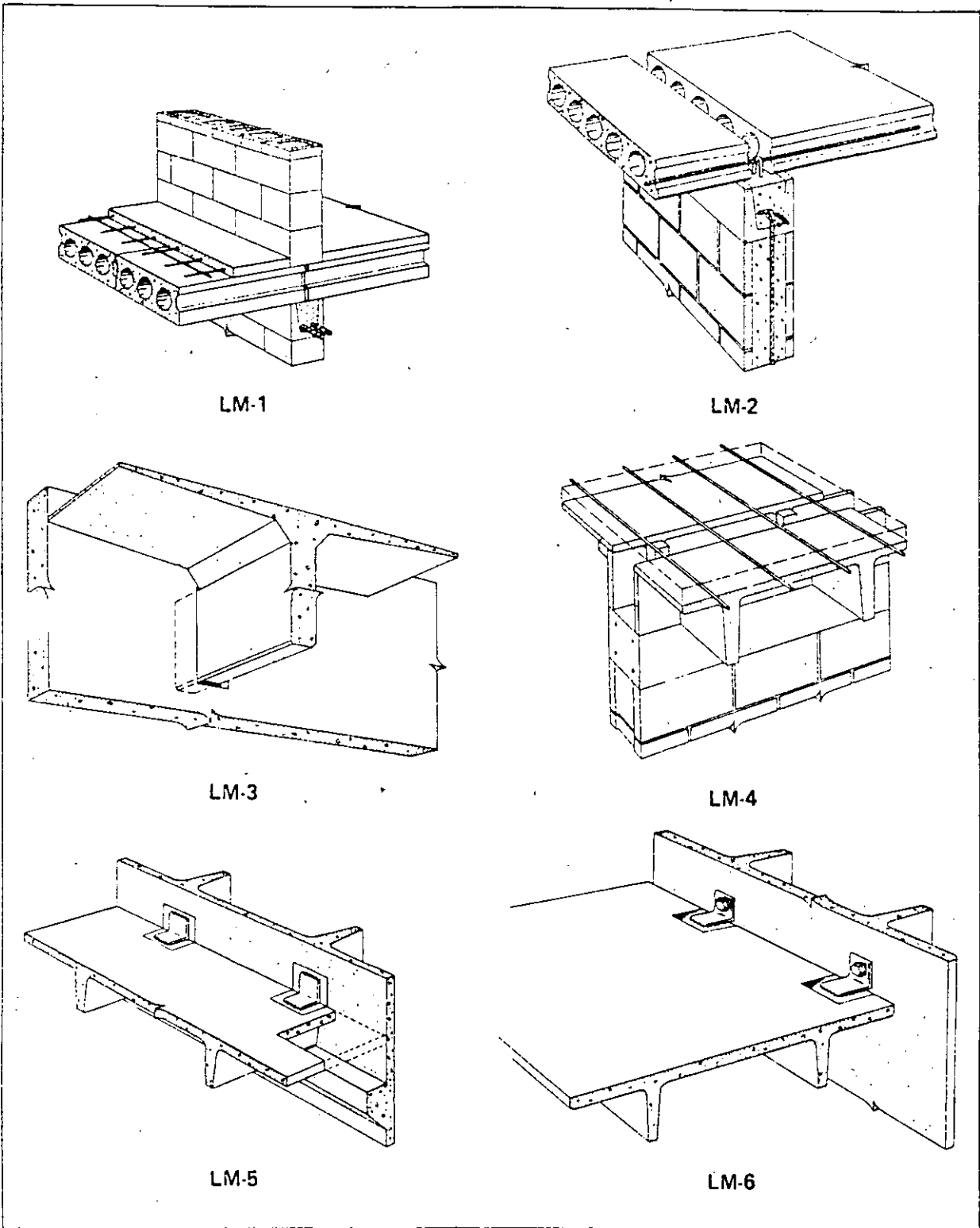


FIGURA 3-5. Conexiones típicas de losa a muro

III CONCRETO ARQUITECTÓNICO

VENTAJAS FUNCIONALES

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL.**—Muros portantes y de soporte, o elementos que hacen de encofrado y que quedan como parte integral del edificio.
- AISLAMIENTO EFICIENTE DEL EDIFICIO.**—Protección frente a las condiciones climáticas.
- AISLAMIENTO ACUSTICO.**—Es posible un control efectivo y económico del ruido.
- PROPIEDADES TÉRMICAS.**—Los elementos de hormigón pueden diseñarse para conseguir la capacidad térmica necesaria mediante el uso de áridos especiales y/o la incorporación de diferentes materiales de aislamiento en el interior de los paneles o bien, adosados exteriormente.
- DURABILIDAD.**—Calidad superior frente a la intemperie.
- BAJO MANTENIMIENTO.**—Se consigue un servicio libre de problemas.
- RESISTENCIA AL FUEGO.**—Capacidad resistente al fuego inherente al material.
- PROTECCION SOLAR.**—Una reducción efectiva de las necesidades de aire acondicionado cuando se diseña apropiadamente para este propósito.

VENTAJAS DE LA CONSTRUCCION

- INSTALACION ECONOMICA.**—El tiempo de trabajo «in situ» es menor y el montaje es posible en cualquier situación atmosférica.
- CERRAMIENTO RAPIDO.**—Permite un acceso más rápido para los trabajos de acabado.
- PROGRAMA DE TRABAJO.**—Los problemas de solape decrecen desde el momento en que los subsistemas eléctricos, mecánicos, de fontanería y HVAC pueden integrarse en los elementos prefabricados.
- AHORRO DE TIEMPO.**—La prefabricación, combinada con el montaje rápido, ahorra un tiempo considerable durante toda la construcción.
- BAJO NIVEL DE RUIDOS.**—Importante en zonas donde el ruido excesivo deba ser evitado.

VENTAJAS ECONOMICAS

Las ventajas económicas del hormigón prefabricado están implícitas en la mayor parte de los grupos señalados arriba. Llegan a ser incluso más aparentes en cuanto las innovaciones de diseño y de instrumentación aumentan la productividad, y el montaje de muros completos ayuda a reducir el trabajo «in situ». La disminución de las operaciones «in situ» ayudarán a estabilizar el coste total del edificio terminado. Los costes de financiación se reducirán por el tiempo más corto de construcción.

La incidencia de estas ventajas aumentará cuando el hormigón arquitectónico sea utilizado más allá de las aplicaciones puramente decorativas o como muros de cerramiento. Tales usos adicionales se describen en el Capítulo 2.

1.3 VENTAJAS DEL HORMIGON ARQUITECTONICO

Para conseguir una máxima economía y una óptima calidad, el arquitecto debería considerar las ventajas de la construcción con estos elementos desde las primeras fases del diseño. La importancia de las aplicaciones funcionales, estructurales y mecánicas aconsejan esta especial atención.

Por conveniencia, las principales ventajas se han resumido seguidamente en forma esquemática

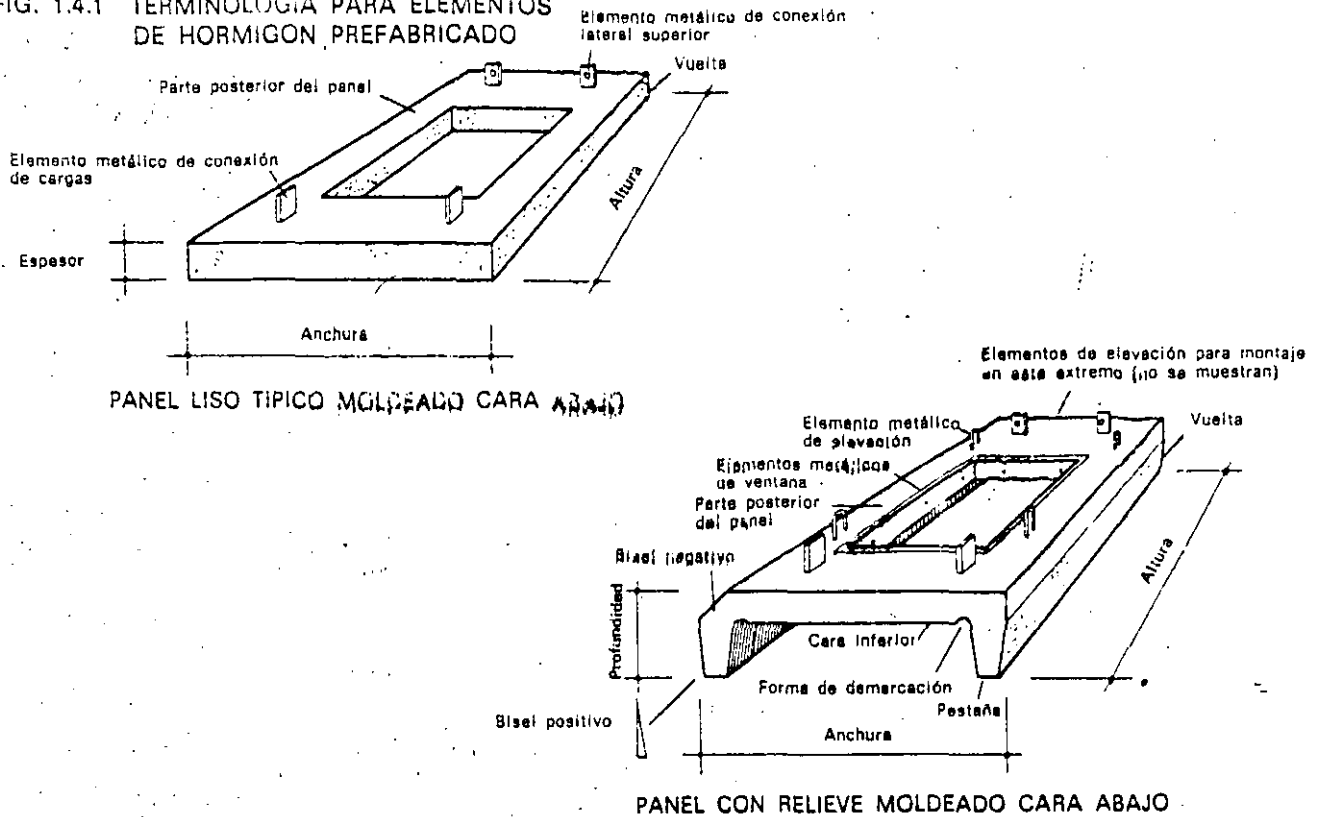
VENTAJAS DE DISEÑO

LIBERTAD DE DISEÑO.—Son posibles una extensa variedad de expresiones con soluciones normales que utilizan las técnicas de producción industrializada y dan como resultado edificios completamente individualizados.

CONTROL DE CALIDAD.—Los elementos se producen en fábricas según normas de calidad especificadas que pueden ser inspeccionadas antes de la instalación.

PLASTICA.—Son posibles la realización de formas y configuraciones ilimitadas y económicas.

FIG. 1.4.1 TERMINOLOGIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO



1.4 DEFINICIONES

La figura 1.4.1 ilustra algunos de los términos utilizados en este manual. Otros se definen más abajo.

ADITIVO, material diferente del agua, áridos y cemento utilizado como componente del hormigón o de la lechada de cemento para darle características especiales. Normalmente se emplea en pequeñas cantidades.

ELEMENTO ADICIONAL DE ARRASTRE DE AIRE, material añadido al hormigón con el propósito de eliminar el aire para mejorar la durabilidad del hormigón cuando esté expuesto a un ciclo de heladas en presencia de humedad.

HORMIGÓN ARQUITECTÓNICO, elemento de hormigón prefabricado empleado como una parte del diseño arquitectónico, ya sea estructural o decorativo.

MEZCLA DE RELLENO es el hormigón que se emplea en un elemento como relleno aparte de una mezcla vista más cara.

ANTIADHERENTE, sustancia que se coloca en los moldes para evitar que el hormigón se adhiera.

CONECTADORES, elementos para la unión de las unidades prefabricadas entre sí o a la estructura del edificio.

FLUENCIA PLÁSTICA es la deformación en el tiempo del acero o del hormigón bajo cargas mantenidas.

JUNTAS FRIAS son juntas necesarias para las condiciones de molde, pero diseñadas y ejecutadas para permitir a los componentes separados tener aspecto y funcionar como una unidad homogénea.

ELEMENTOS DE CERRAMIENTO, elementos exteriores autoportantes que no soportan más acción que la del viento.

BISEL (ver Fig. 1.4.1).

HORMIGÓN DE ÁRIDO VISTO es un hormigón que mediante un tratamiento superficial hace resaltar los áridos de un paramento. Se definen los diferentes grados de exposición del árido tal como siguen:

Exposición ligera. Cuando tan sólo se elimina la lámina superficial de cemento y arena, justo lo suficiente para exponer los bordes de los áridos gruesos más superficiales.

Exposición media. Cuando una eliminación posterior del cemento y la arena hace que los áridos gruesos parezcan a la vista aproximadamente en igual proporción que la superficie lisa.

Exposición profunda. Cuando el cemento y los áridos finos se han quitado de la superficie de tal forma que los áridos gruesos forman la mayor parte del paramento.

MEZCLA VISTA es el hormigón de la cara vista de un elemento, se utiliza por razones específicas de aspecto.

JUNTA FALSA es la que se marca en la parte vista de un elemento prefabricado; se utiliza por razones estéticas o de intemperie y normalmente simulan una junta real.

HORMIGON DE GRANULOMETRIA DISCONTINUA, dosificación con uno o varios tamaños normales de árido eliminados y/o con una mayor concentración de ciertos tamaños de árido fuera de los límites de graduación normalizados. Se utiliza para obtener un acabado específico de árido visto.

ELEMENTO METALICO es un término múltiple aplicado a elementos utilizados en la unión de unidades prefabricadas para unir o acomodar equipos o materiales adyacentes. Los elementos metálicos están divididos en tres categorías:

Elementos metálicos de la contrata. Son elementos para ser colocados sobre o dentro de la estructura para recibir las unidades de hormigón prefabricado; por ejemplo: anclajes, pernos, ángulos, o placas de anclaje. Estos elementos suelen marcarse con una «C» en los planos de trabajo y de taller.

Elementos metálicos de producción. Son elementos para ser embebidos en las unidades de hormigón, ya sea para uniones o instalaciones del elemento como para otros usos: mecánicos, de fontanería, de acristalado, distintos tipos de hierros, albañilería, o para techados. Estos elementos suelen marcarse con una «P» en los planos de trabajo y de taller.

Elementos metálicos de montaje. Todos los elementos metálicos no definidos, necesarios para la instalación de las unidades de hormigón armado. Estos elementos suelen marcarse con una «E» en los planos de trabajo y de taller (*).

ELEMENTOS PORTANTES son aquellos elementos prefabricados que forman parte integral de la estructura del edificio y que son esenciales para su estabilidad.

MOLDE PATRON, molde que permite un número máximo de usos por proyecto. Los elementos realizados en tales moldes no necesariamente son idénticos, ya que pueden conseguirse cambios en los elementos simplemente con modificaciones previas del molde.

MATRIZ, parte del hormigón que contiene tan sólo cemento y áridos finos.

CALIDAD OPTIMA, nivel de calidad, en términos de aspecto, resistencia y durabilidad, apropiado para un producto específico, su aplicación particular y sus necesidades de funcionamiento. Estimaciones reales del coste de producción dentro de las tolerancias establecidas son factores que deben considerarse al determinar este nivel.

(*) N. del T.: hemos respetado las letras «C», «P» y «E» por corresponderse con las iniciales de las correspondientes palabras inglesas: contractor, plant y erection.

HORMIGON PRETENSADO es el hormigón en el que se han introducido tensiones internas permanentes mediante esfuerzos causados por acero en tensión. Esto puede conseguirse por:

Postensado. Es el método en el que los cables se ponen en tensión después de haber fraguado el hormigón.

O por:

Preestirado. Es el método de pretensado en el que los cables se ponen en tensión antes de hormigonar.

CONSULTOR PRINCIPAL, arquitecto, ingeniero u otro profesional responsable del diseño del edificio o estructura del cual formarán parte los elementos prefabricados.

PANEL SANDWICH, panel consistente en dos capas de hormigón, completa o parcialmente separadas por una de aislamiento.

SELLANTES, materiales utilizados para sellar juntas entre elementos de hormigón prefabricado y entre tales elementos y materiales adyacentes.

RECUBRIMIENTOS SELLANTES O DE PROTECCION, materiales utilizados para recubrir elementos de hormigón con el propósito de mejorar la resistencia a la penetración del agua o contra los elementos atmosféricos.

REPLANTEO, es el proceso de preparar los moldes incluyendo la colocación de materiales (armaduras y elementos metálicos) antes del vertido del hormigón.

PLANOS DE TALLER, son todos los preparados por el fabricante de elementos. Normalmente se dividen en:

Planos de montaje. Los utilizados para definir la colocación de uniones, tratamiento de juntas, e interconexiones con otros materiales de todos los elementos prefabricados en un proyecto dado. También se muestran instrucciones especiales de manipulación y de información para otras industrias y para el contratista general.

Planos de colocación de anclajes. Dan la colocación de todos los elementos metálicos de anclaje de los elementos o de unión al edificio o a la estructura.

Planos de producción. Planos de detalles necesarios para la producción de los elementos de hormigón prefabricado. Tales planos pueden ser del molde, del proceso de moldeo, o de armaduras y elementos metálicos, y deberían incluir detalles de todos los materiales utilizados en los elementos prefabricados terminados.

CONTRACCION, cambio en volumen de las unidades prefabricadas que normalmente ocurre durante el fraguado del hormigón.

EDIFICACION INDUSTRIALIZADA es esencialmente la combinación ordenada de «partes» dentro de

un «todo», tales como subsistemas, o del edificio completo. Las edificaciones industrializadas hacen un uso completo de la producción, transporte y montaje industrializados.

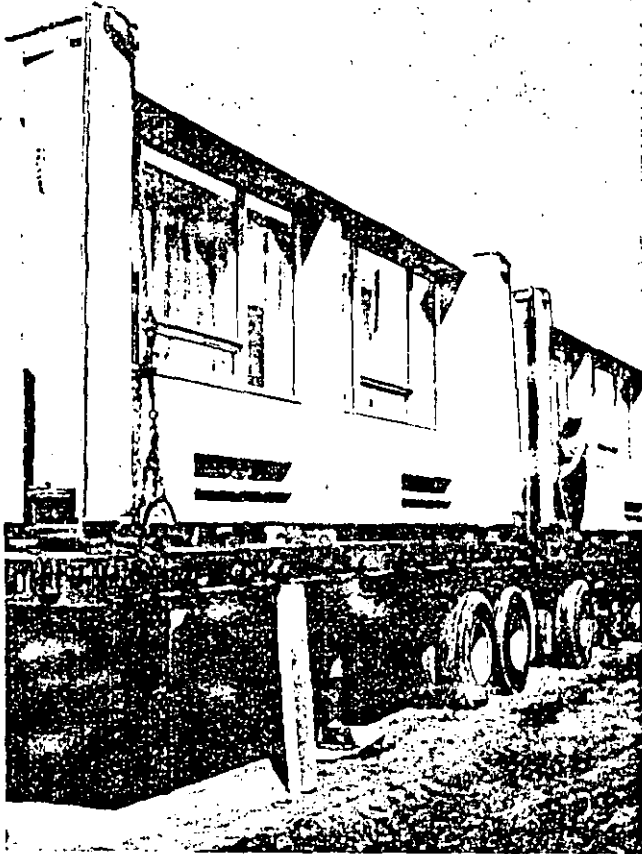
MOVIMIENTOS TERMICOS. cambios volumétricos en los elementos prefabricados producidos por variaciones de temperatura.

TOLERANCIAS son las variaciones específicamente permitidas de los requisitos establecidos tales como dimensiones, resistencia, y eliminación de aire.

INSTRUMENTACION se refiere a la mayor parte de los procesos de fabricación y servicios previos a las operaciones de moldeo.

RESISTENCIA A LOS FENOMENOS ATMOSFERICOS. proceso de protección de todas las juntas y aberturas a la penetración de la humedad y del viento.

SELLADO ATMOSFERICO. proceso de tratamiento de superficies exteriores para mejorar las propiedades contra los fenómenos atmosféricos.



El nivel de repetición y la elección de tamaño, forma y acabado, con las consideraciones mayores de diseño y de coste para tales elementos. La economía de los elementos murales de recubrimiento en hormigón prefabricado se consigue prestando gran atención a los detalles de los elementos prefabricados. Este es un requisito básico de toda prefabricación, pero en particular es así para los elementos que funcionan tan sólo como cerramientos.

Ejemplos de paneles de cerramiento y hormigón prefabricado se pueden ver en las figuras 2.3.1 y 2.3.2.

2.4 PANELES PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ELEMENTOS DE FACHADA PORTANTES

El uso de elementos exteriores portantes es frecuentemente la aplicación más económica del hormigón arquitectónico. Para aprovechar todas las posibilidades de tal uso, el ingeniero estructural debería estar involucrado en el proyecto desde el inicio.

Los elementos de fachada portantes son prácticos si cumplen una o varias de las tres condiciones siguientes:

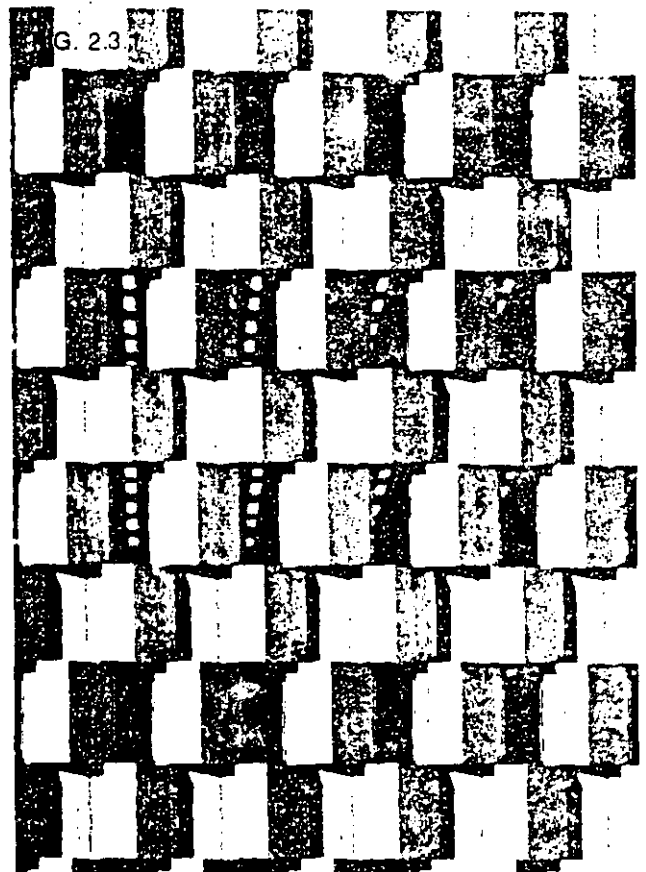
1. Capacidad estructural inherente a los elementos debida a su configuración.
2. Esquema estructural efectivo del edificio.
3. Edificios con un núcleo estructural.

Cuando los huecos de ventanas estén completamente contenidos dentro del panel prefabricado, la capacidad estructural del hormigón deberá utilizarse para reducir las necesidades de cercos de ventana. Por ejemplo, al haber absorbido los paneles prefabricados las cargas aplicadas en los goznes por ventanas con pivotes en un edificio reciente de oficinas, el ahorro de cercos ascendió al 5 por 100 del coste global de los muros. Para el acristalamiento de ventanas fijas directamente al panel de hormigón, véase la sección 4.9.1.

2.3 PANELES PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO MUROS CORTINA

El término «elementos prefabricados de muro cortina» se utiliza en este manual para identificar a los elementos que no soportan más cargas que las del viento. Estos elementos, pueden suprimirse del muro individualmente sin afectar a la estabilidad de los otros ni a la de la estructura. Para los fines de este texto, los elementos de muro-cortina no se extienden en altura más allá de la dimensión típica de suelo a techo y están normalmente limitados en anchura a menos de la anchura de vanos de la estructura.

El uso de elementos de muro cortina en hormigón prefabricado ha sido, hasta hace poco, la aplicación más corriente del hormigón arquitectónico.



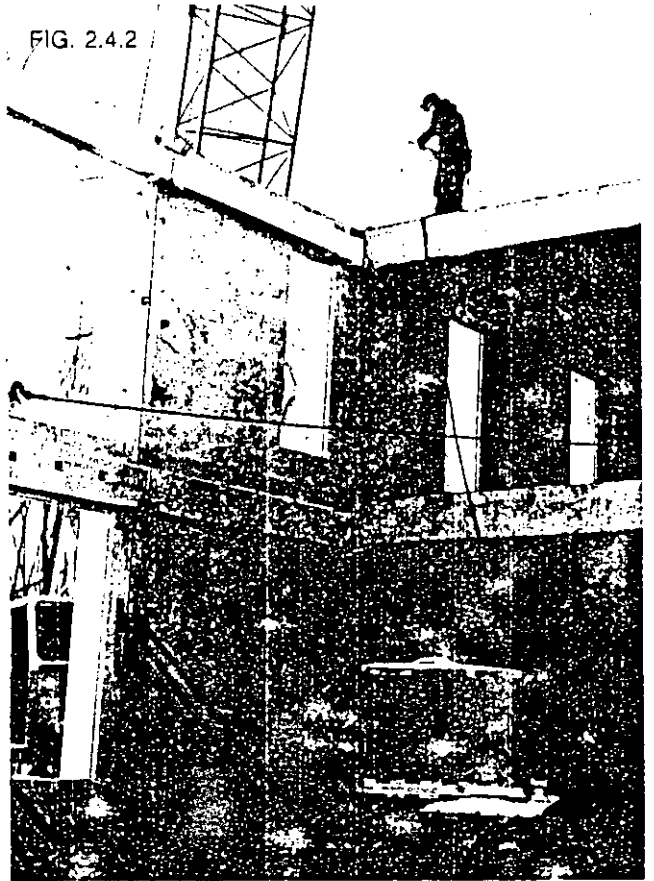
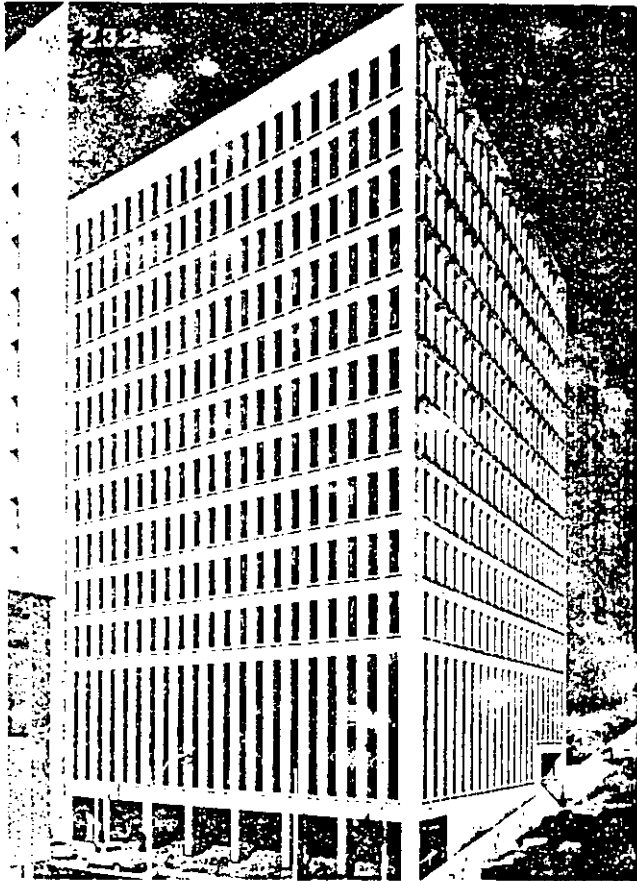


FIG. 2.4.2

FIG. 2.4.1 PANELES PORTANTES TÍPICOS

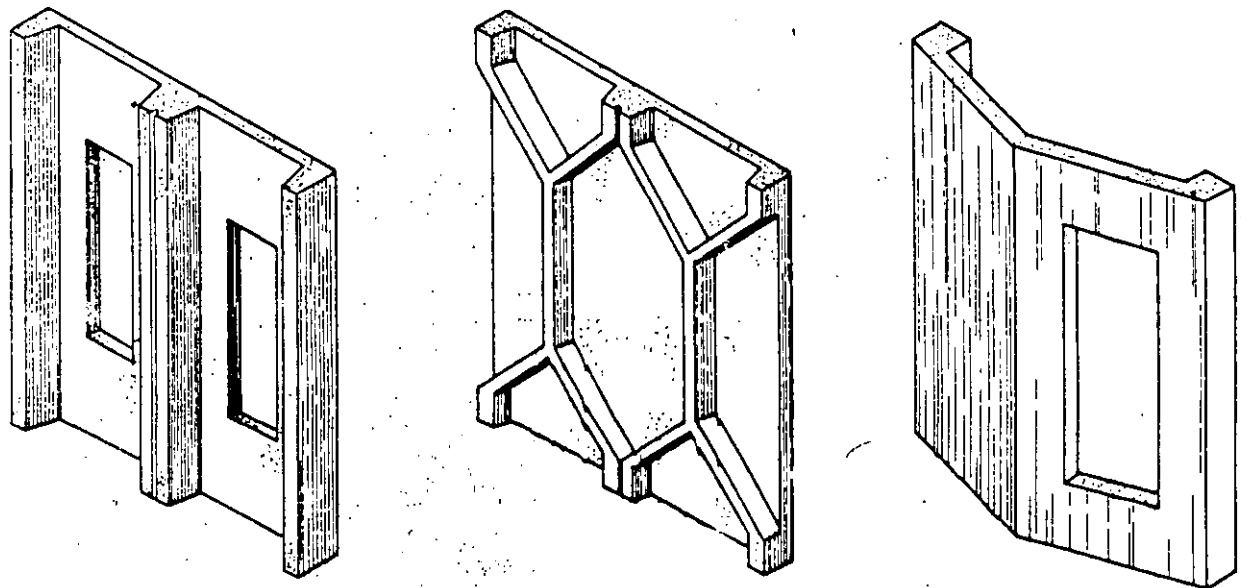


FIG. 2.4.3



FIG. 2.4.6



FIG. 2.4.4

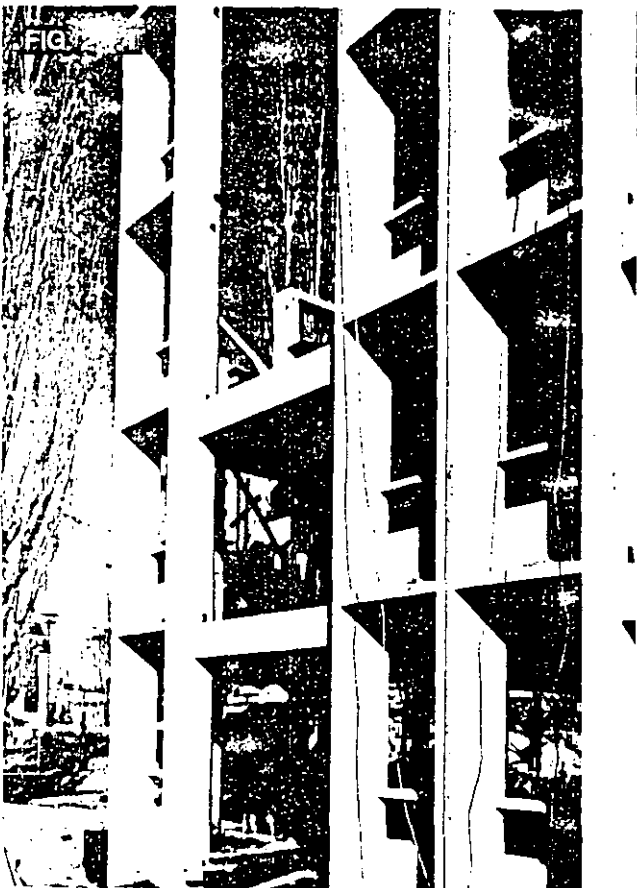
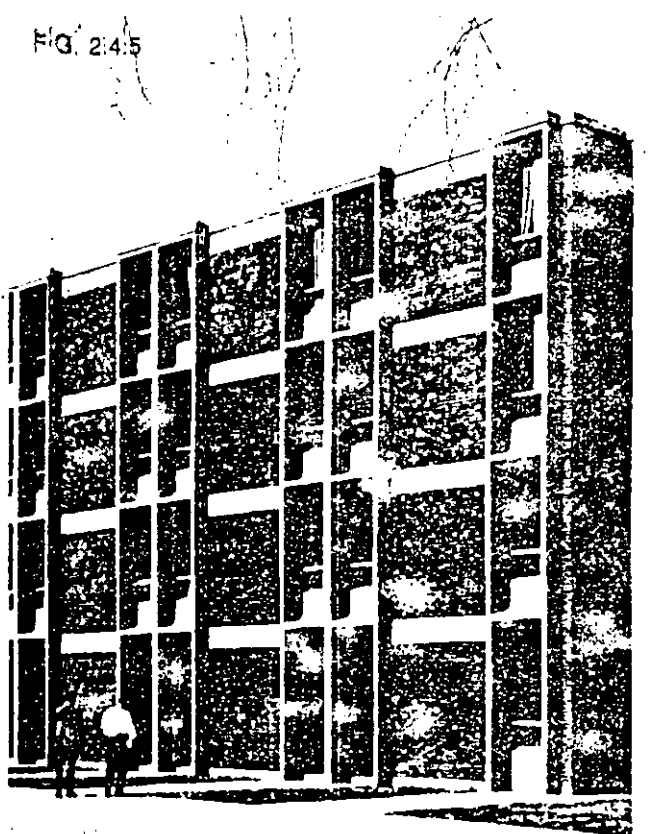


FIG. 2.4.5



Estas condiciones no eliminan otras situaciones en las que los paneles de fachada portantes pueden ser utilizados. Cuando se da alguna de estas condiciones, sin embargo, la utilización de los paneles como componentes estructurales debería ser la primera consideración.

Cada una de las tres condiciones será discutida en detalle.

1. La configuración estructural de las unidades pueda capacitarlas para soportar cargas verticales con un ligero aumento de la cuantía de armaduras (véase Fig. 2.4.1).

Por ejemplo, los elementos prefabricados pueden tener resaltes o prolongaciones que pueden servir como elementos de columna para el muro. En otros casos, el espesor de los paneles lisos, incluyendo los tipo sandwich, puede ser suficiente para un uso resistente.

La eliminación de sistemas estructurales separados (pilares y jácenas) de los muros exteriores dará a menudo como resultado mayores ahorros que lo que pudiera ser el coste del aumento de armadura y de los materiales de unión necesarios para los elementos portantes.

El aumento de espacio gracias a la eliminación de pilares puede ser sustancial.

Los edificios con paneles portantes de 2 y 4 pisos de altura pueden verse en las figuras 2.4.2 a 2.4.5. Los dos proyectos utilizaron placas del forjado y de cubierta prefabricadas de

FIG. 2.4.7

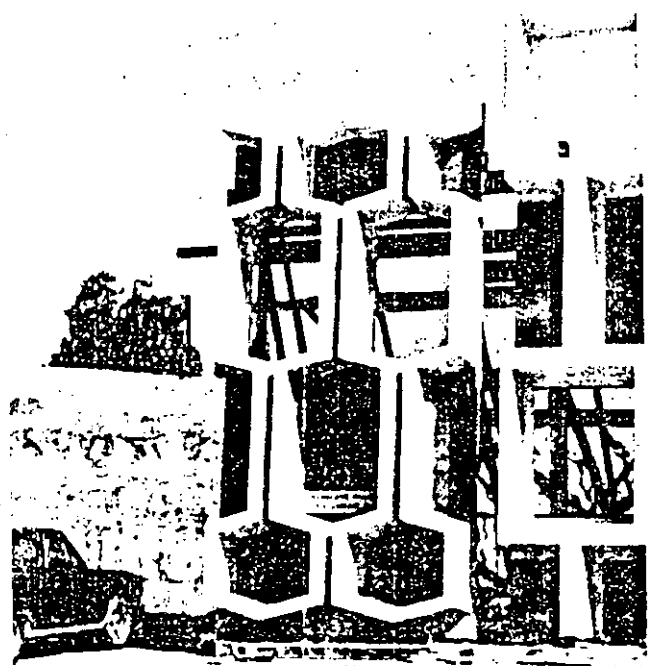


FIG. 2.4.8

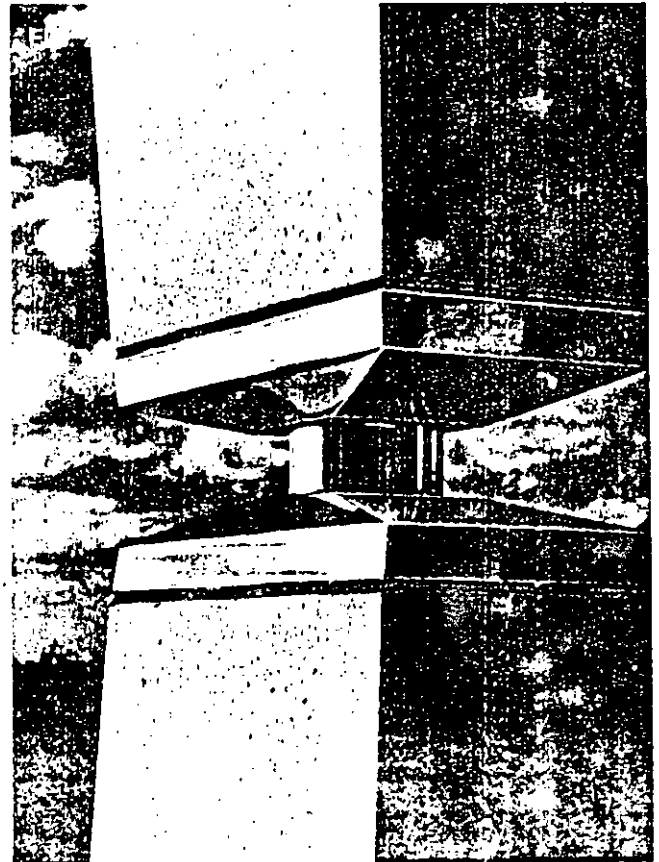
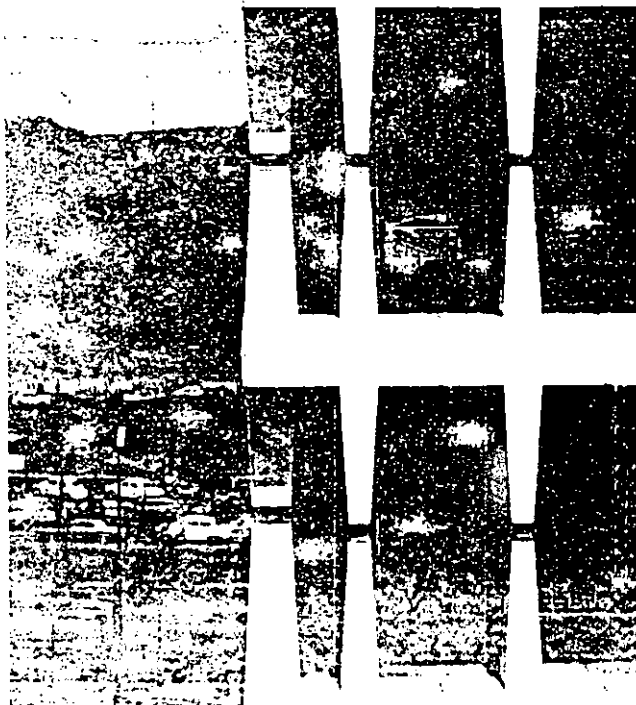


FIG. 2.4.10 PLANTAS DE EDIFICIOS PARA APLICACION SIMPLE DE PANELES PORTANTES

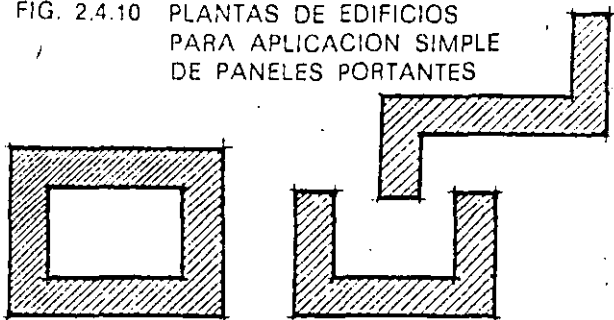
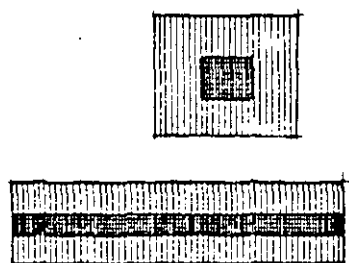


FIG. 2.4.11 EDIFICIOS CON NUCLEO ESTRUCTURAL



2. Esquemas estructurales efectivos de edificios se ilustran en la figura 2.4.10. Tales formas de edificación facilitan la distribución de fuerzas laterales del viento y de esfuerzos sísmicos. Los forjados, prefabricados o no, actúan como láminas, distribuyendo las fuerzas laterales de tal modo que disminuyen las cargas sobre los elementos individuales y las uniones.
3. Se puede diseñar edificios con un núcleo rigidizador para absorber acciones laterales y llevarlas a la cimentación (véase la Fig. 2.4.11). El núcleo permite que las uniones entre paneles prefabricados y placas de forjado, prefabricadas o no, sean simples uniones con pasador o con perno. Esto evita uniones rígidas más costosas para los elementos prefabricados. La sección 2.10 describe tal caso en detalle.

La importancia de las condiciones 2 y 3 disminuye a medida que aumenta la intensidad de las fuerzas laterales. Muchos edificios con otras formas pueden utilizar paneles portantes en zonas sísmicas 0 y 1 y fuera de zonas de viento extremo.

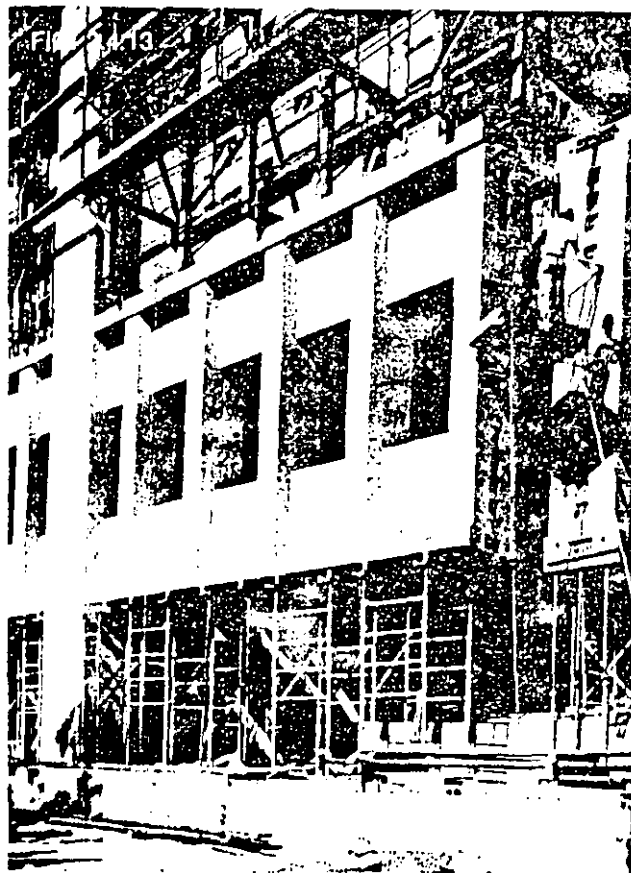
Al extender los paneles portantes verticalmente, los detalles de unión complejos disminuyen, y consecuentemente las ventajas económicas de los paneles murales portantes se incrementan. Existen actualmente muchos ejemplos de paneles simples continuos a lo largo de 4 pisos (véanse las secciones 3.3.8 y 3.7 para las consideraciones de manipulación y montaje).

diseño normal, de anchuras tales que se unieran los paneles de fachada y módulos de edificación (9 pies 6 pulgadas) (2,9 m) y 5 pies (1,52 m) respectivamente.

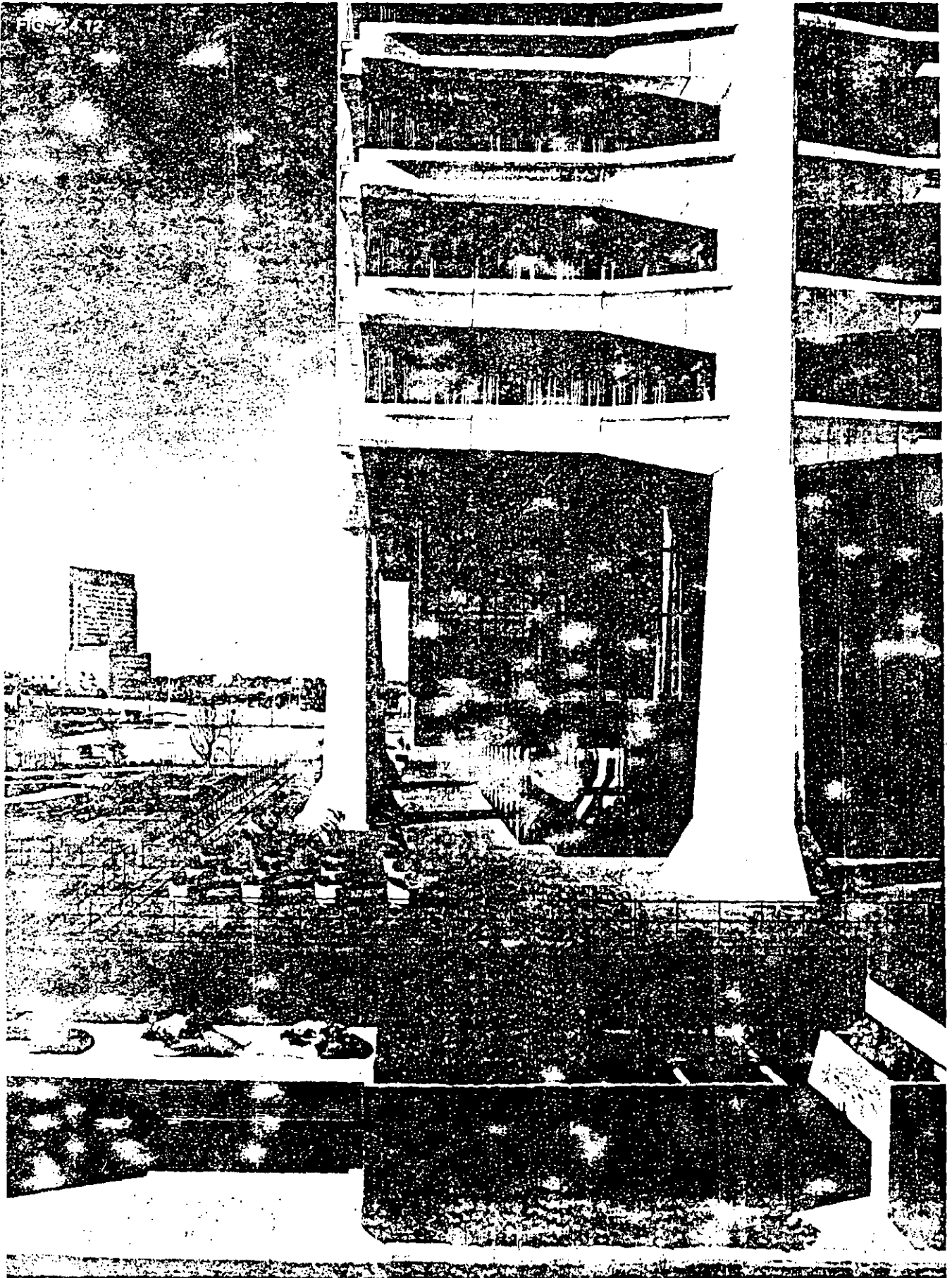
La figura 2.4.6 muestra un edificio comercial en el que se utilizan placas de forjado y de cubierta pretensadas, con los paneles portantes diseñados en anchuras que se ajustarán al módulo normalizado de las placas. El Manual de Diseño para Hormigón Prefabricado y Pretensado del P.C.I. (*) presenta una lista de anchuras normalizadas y otras informaciones relativas a tales placas.

En la figura 2.4.7 se pueden ver paneles portantes sin una sección de pilares reconocible, pero con nervaduras irregulares suficientemente resistentes para permitir a los paneles el soportar cargas de forjado y de cubiertas. Puede también verse la figura 4.6.6.

El marco exterior estructural puede tener elementos arquitectónicos fácilmente reconocibles como pilares y jácenas. La figura 2.4.8 ilustra una solución muy cuidada de este tipo. Los elementos prefabricados en forma de cruz se produjeron con tolerancias de más o menos 1/16 de pulgada ($\pm 1,58$ mm) y dieron como resultado una configuración arquitectónica única en la unión entre pilares (Fig. 2.4.9).



(*) P.C.I. Design Handbook for Precast and Prestressed Concrete.



Otra aplicación de los paneles portantes de hormigón prefabricado es la construcción segmentada de elementos de fachada y de esqueleto resistente unidos por postensado para crear grandes unidades estructurales. Este uso es todavía singular pero indudablemente será, sometido a una investigación posterior en el futuro como medio de conseguir grandes interiores diáfanos combinados con sólo unos pocos pilares exteriores. La figura 2.4.12 muestra tales estructuras segmentadas prefabricadas mientras que en la figura 2.4.13 se ve un muro segmentado prefabricado. En ambos casos los elementos prefabricados tienen un excelente acabado de árido visto. El postensado de las uniones fue ejecutado «in situ».

El concepto de diseñar edificios utilizando un análisis laminar de esfuerzos en el hormigón prefabricado, similar al que se realiza para el cálculo de los fuselajes de avión, puede llegar a ser una realidad en el futuro. Cuando se combina con el diseño dinámico de muros ofrece grandes posibilidades.

2.5 ELEMENTOS DE MUROS AUTOPORTANTES

Los elementos de hormigón prefabricado se llaman de muros autoportantes cuando soportan una parte del muro, pero no aguantan cargas de los forjados ni de las cubiertas.

Tales unidades pueden estar «apiladas» para soportar el muro por encima de ellas hasta el nivel de la cubierta o en cualquier porción de su altura (véase la Fig. 2.5.1). Estos elementos están normalmente diseñados de tal manera que su dimensión mayor es la vertical. Pueden ser de gran esbeltez y soportar una considerable altura de muros si se puede anclar a la estructura asegurando la estabilidad lateral.

Dentro de esta categoría se incluyen los elementos de una plaza de varios pisos de altura (Figura 2.5.2). El peso de estos elementos no debería ser soportado por más de un forjado. Las técnicas de acoplamiento para lograr que una distribución parcial de cargas predeterminada se distribuya entre varios forjados no son económicamente aceptables. Se ha visto que soportar elementos adyacentes en pisos alternados es poco práctico. La práctica recomendada que se diseñe un forjado determinado para soportar la carga de todos los elementos prefabricados que estén por encima del mismo. Estas consideraciones se ilustran en la figura 2.5.3.

Los elementos autoportantes pueden responder a una consideración particular de diseño para estructuras en las que los pilares exteriores se asientan en los bordes de la placa de forjado. Esto se puede ver en la figura 2.5.4.

Un forjado en ménsula sufrirá una cierta deformación al cabo de algún tiempo debido al peso de los elementos autoportantes. La curva deformación-tiempo es difícil de predecir con suficiente seguridad con el fin de compensar esta deformación con la alineación de los elementos en su montaje. Las

uniones de elementos pueden, por tanto, ser ajustables para corregir la alineación posterior. El llegar a la deformación definitiva puede ser cuestión de semanas y puede por consiguiente, retrasar las operaciones siguientes tal como la instalación de ventanas, aislamientos o acabados interiores. El utilizar elementos apilados para estas condiciones es una respuesta del proyectista a estos condicionantes.

Los elementos prefabricados diseñados para soportar su propio peso en una anchura considerable también se consideran elementos autoportantes. Esta anchura puede ser igual a la distancia entre pilares para la pared exterior o a varios de ellos. Cuando tales elementos están muy cerca de los pilares, las vigas de borde pueden eliminarse o si se necesitan por otras razones estructurales pueden conseguirse ahorros en tamaños y/o armaduras. Debido a limitaciones de tamaño o de peso, tales elementos se fabrican normalmente de una altura de planta de tal modo que la anchura se convierte en la dimensión mayor. Tal elemento se representa en detalle en la figura 2.5.5; ilustrando la figura 2.5.6 la vista general de la fachada correspondiente.

Cuando los elementos de muros autoportantes se extienden de pilar a pilar se responde a otra importante consideración general del diseño de muros. El uso de tales elementos reducirá la deformación de las vigas de borde causada por el peso de los elementos. Cuando varios elementos se soportan con una viga, la deformación extrema puede crear juntas de lados inclinados y el posible contacto de los elementos en su parte superior. Abarcar la distancia entre pilares con un sólo elemento equivale a una «viga» rígida y por consiguiente presenta una deformación mucho menor. Almacenando y sosteniendo tales elementos de forma parecida a su posición definitiva en el muro, cualquier deformación del elemento habrá tenido lugar antes de su instalación (véase la Fig. 2.5.7).

Para aprovechar al máximo las ventajas de los elementos portantes y autoportantes de fachada parece conveniente que la decisión sobre sus funciones se haga antes de que el diseño estructural haya alcanzado una fase en la que las revisiones resulten costosas.

2.6 PANELES DE FACHADA PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ENCOFRADO

Ocasionalmente, paneles de fachada prefabricados se utilizan como encofrado para exteriores cuando tal aplicación combina ventajas económicas y estructurales con necesidades especiales relativas a su aspecto.

Dos ejemplos de esto se ven en las figuras 2.6.1 y 2.6.2. La primera es una torre de apartamentos de 33 pisos. La segunda es un edificio para un ayuntamiento con dos torres de 21 y 27 pisos de alto. La figura 2.6.3 muestra la colocación del panel prefabricado y la pared de hormigón moldeado «in situ»

y adosada, con hierros de anclaje para el siguiente piso.

Para este concepto de diseño se necesitan suposiciones realistas con respecto a las técnicas de construcción. Se debe determinar cómo y dónde serán soportados los paneles prefabricados durante el hormigonado «in situ» con el fin de diseñar las armaduras dentro de los paneles. Los mejores resultados con esta técnica se conseguirán cuando arquitecto, ingeniero, fabricante y contratista general tengan la oportunidad de desarrollar tal proyecto conjuntamente desde la fase de diseño. Esta técnica puede facilitar un método económico para construir paredes huecas, como en el caso de los ejemplos anteriores. En estos casos, se diseña un aliamiento rígido pegado a una regleta fina acanalada de metal para resistir la presión del hormigón vertido «in situ» y en que tan sólo los bordes se apoyan en los paneles prefabricados. Esto se ve en la Figura 2.6.4.

Como protección contra riesgos en la construcción, como puede ser el derrame del hormigón húmedo, los paneles prefabricados que se utilicen como encofrado deberían tener un acabado de fácil limpieza. En sustitución a esto, los paneles pueden estar revestidos o envueltos en plástico.

Los recubrimientos de pilares prefabricados pueden a veces utilizarse como encofrados. La figura 2.6.5 es un ejemplo de tal aplicación. Las dos secciones de pilar se hicieron ataluzadas con el fin de

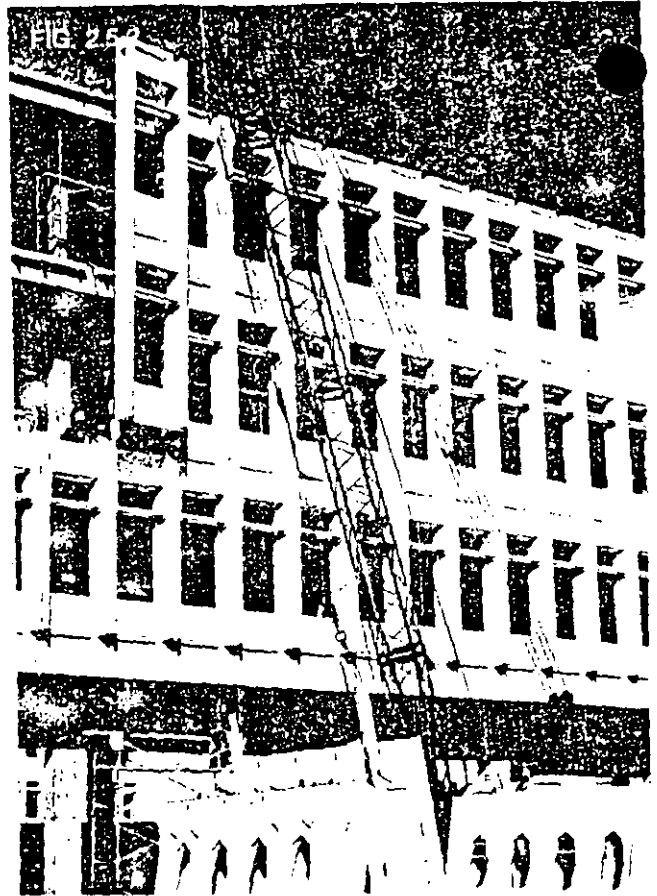


FIG. 2.5.1 PANELES AUTOPORTANTE DE MUROS

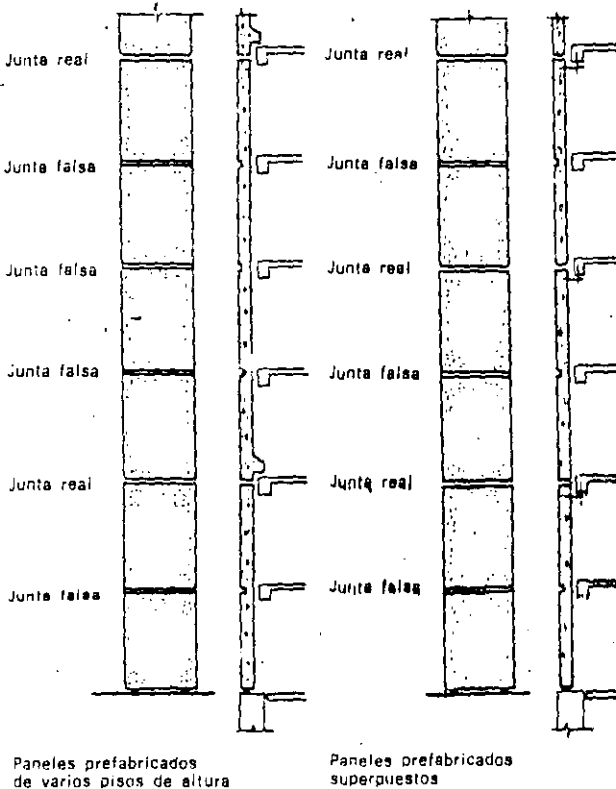


FIG. 2.5.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA EDIFICIOS CON PLACAS DE FORJADO EN VOLADIZO

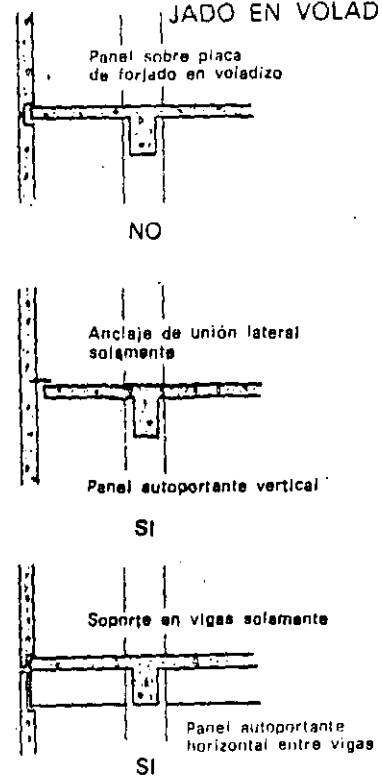
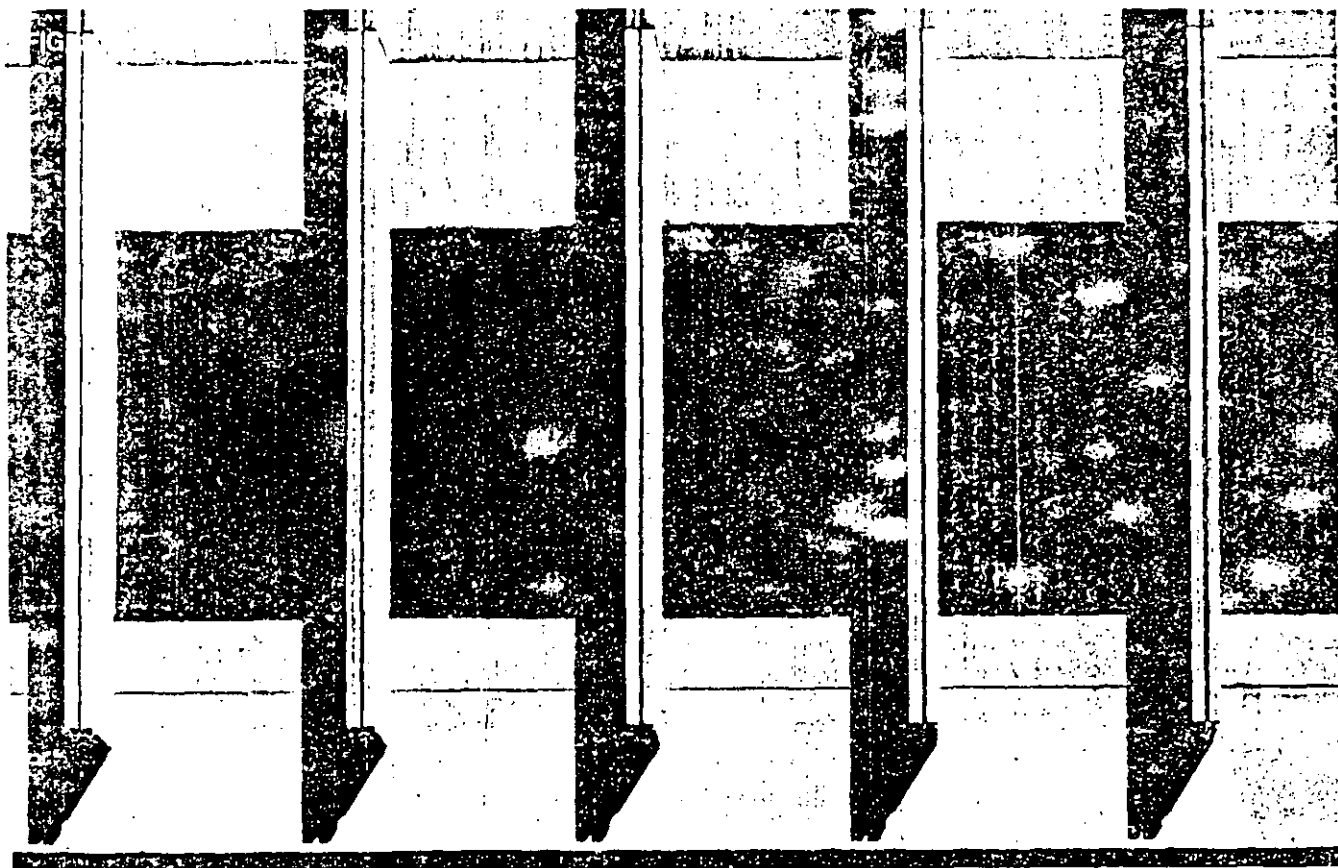
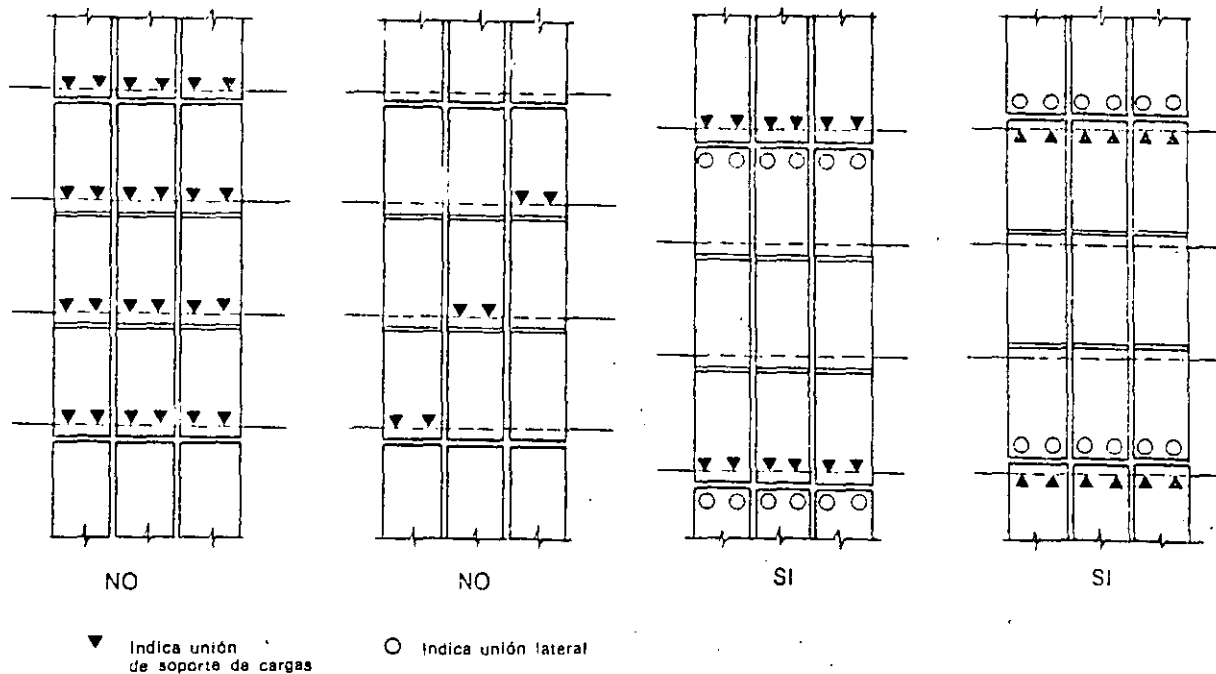
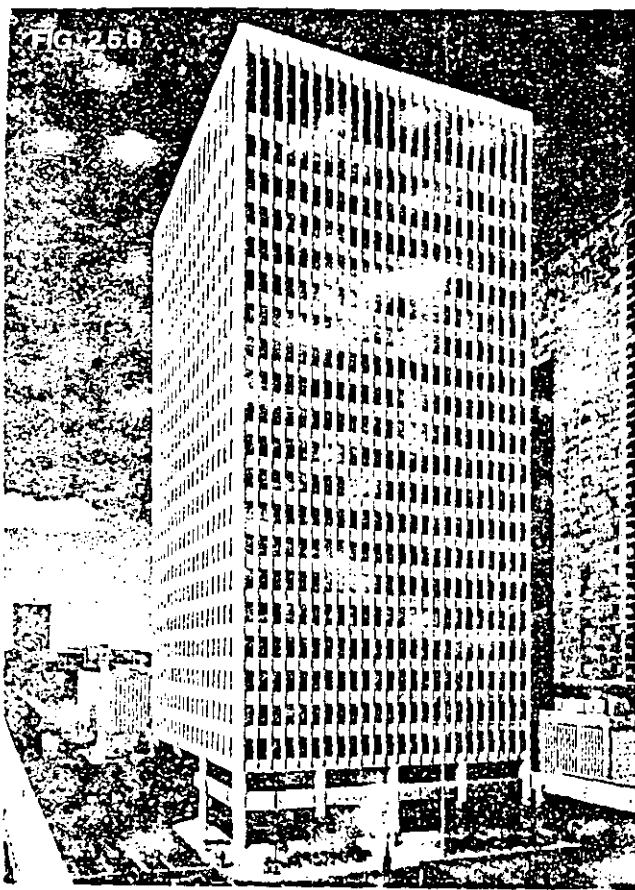


FIG. 2.5.3 UNIONES PARA LOS PANELES EN HORMIGON PREFABRICADO DE SOPORTE DE MUROS



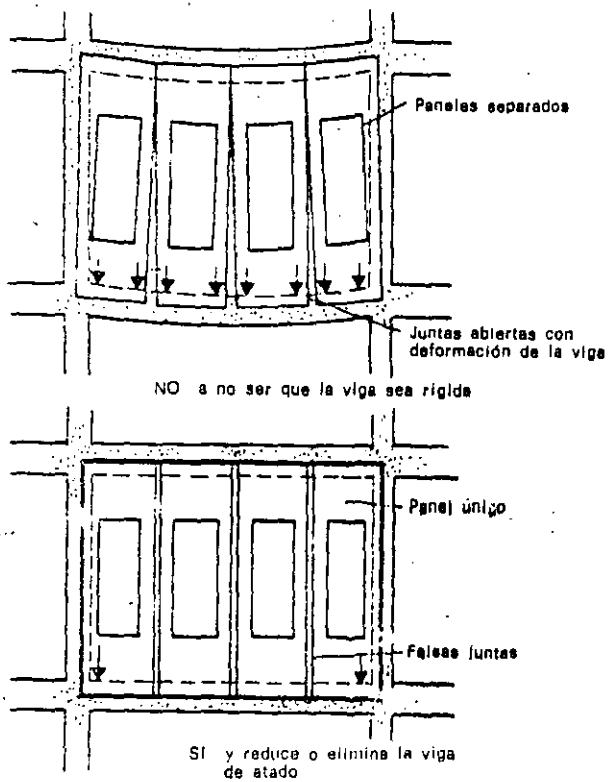


utilizar un molde de envoltura completo por consideraciones económicas y para conseguir esquinas bien definidas (véase la sección 2.9.4). Las dos mitades fueron soldadas después de selladas las juntas con neopreno a baja presión. El armazón completo del pilar tenía ganchos de elevación en la parte superior y fue colocado en su sitio envuelto en plástico protector. Se colocó sobre espigas de refuerzo alineado y relleno con hormigón después de colocar las armaduras en su interior. La envoltura de plástico se dejó en su lugar hasta que el edificio estaba casi terminado. Se escogió esta solución por dos razones: la colocación de recubrimientos convencionales en los pilares después de la construcción de los pisos superiores era engorrosa y el arquitecto quería conseguir unas dimensiones mínimas de los pilares terminados al mismo tiempo que el mejor acabado posible tan sólo mediante prefabricación. La figura 2.6.6 es una fotografía del pilar en el edificio terminado.

La figura 2.6.7 muestra una torre de oficinas y centro comercial en la que se utiliza un panel con capacidad portante y que parcialmente sirve como encofrado (Fig. 2.6.8). Esta solución se describe aquí como un ejemplo de excelente economía que puede ser muy utilizada en el futuro. Los paneles eran de una altura de planta y de 30 pies (9,14 m) de anchura, con una sección a lo largo de la parte superior diseñada para aguantar la carga del forjado. Para evitar uniones complicadas entre pilares, los exteriores se moldearon «in situ». Al utilizar los paneles como un encofrado exterior, en el interior sólo fue necesario un encofrado de cierre para completar la forma de estos pilares. Para lograr la simple unión de las tablas del encofrado se tomaron precauciones en los bordes de los paneles; además, las juntas verticales de los paneles fueron selladas con neopreno para evitar el derrame del hormigón. Las armaduras que sobresalían de los bordes del panel se convertían en bridas en los pilares.

Otras armaduras que sobresalían de la viga en la parte superior del panel se solapaban con las armaduras del forjado hormigonado «in situ» para lograr una unión simple pero efectiva. La figura 2.6.9 muestra estos detalles. Finalmente, como observación sobre la atención que se presta a los detalles, el proyectista convirtió la junta horizontal entre paneles de una junta rebajada a media madera, y elevó el interior del panel 8 pulgadas (20,3 cm) por encima del nivel del piso, logrando así que la posibilidad de derrame del hormigón sobre la superficie exterior de los paneles fuera mínima.

FIG. 2.5.7 PANELES PREFABRICADOS DE UN VANO ENTRE PILARES



2.7 PANELES DE FACHADA PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO MUROS DE ARRIOSTRAMIENTO

Para aprovechar todas las ventajas inherentes a la resistencia de los paneles de fachada prefabricados, éstos deberían ser utilizados para transmitir las fuerzas horizontales siempre que sea práctico. Los

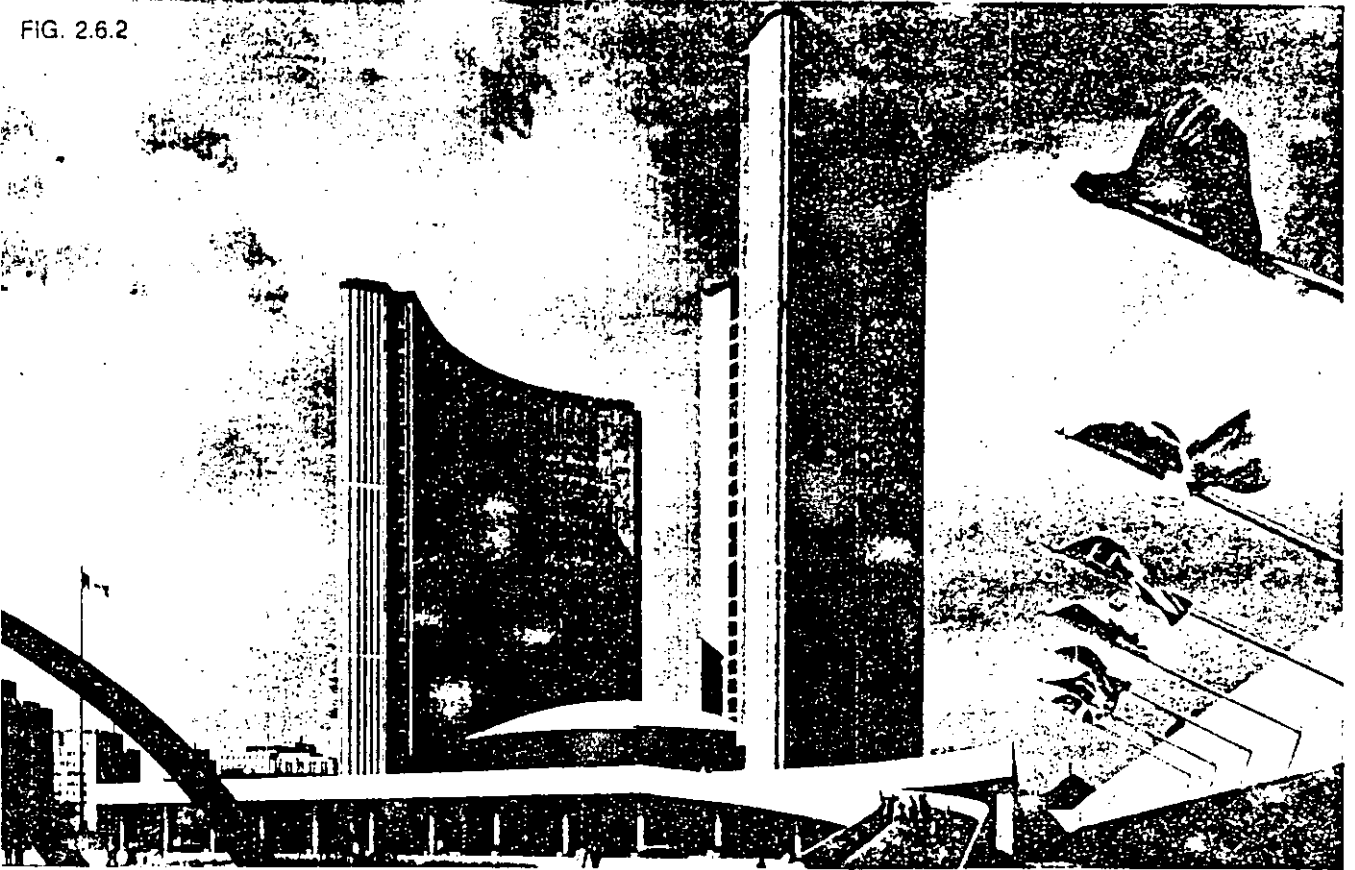
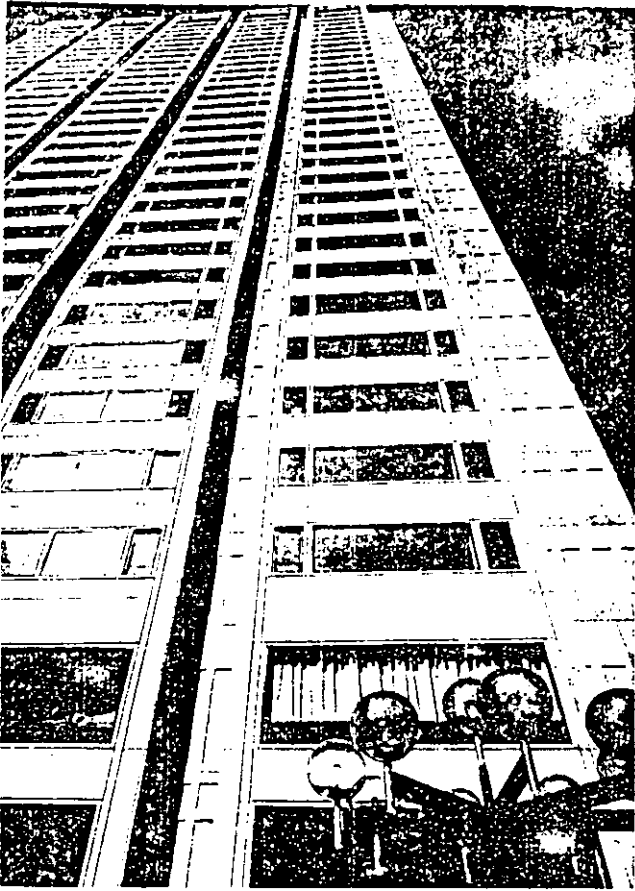


FIG. 2.6.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ENCOFRADO EN MURO HUECO

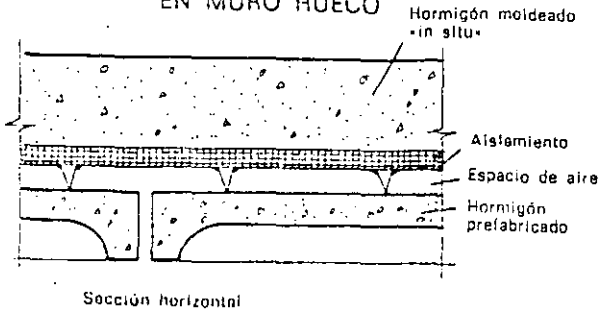


FIG. 2.6.5 RECUBRIMIENTOS PREFABRICADOS DE PILARES UTILIZADOS COMO ENCOFRADO

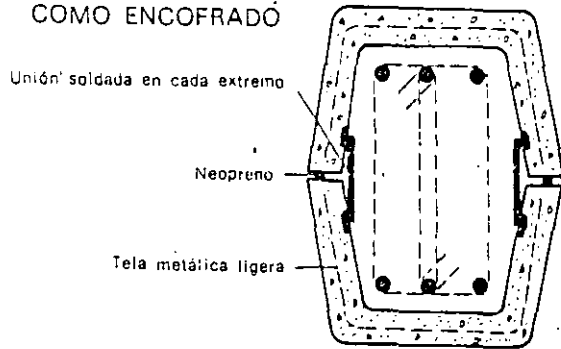
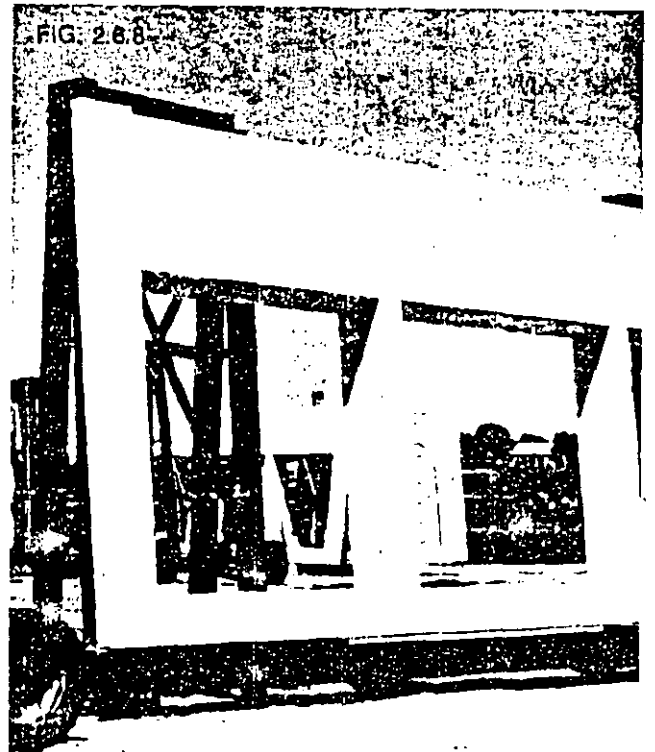
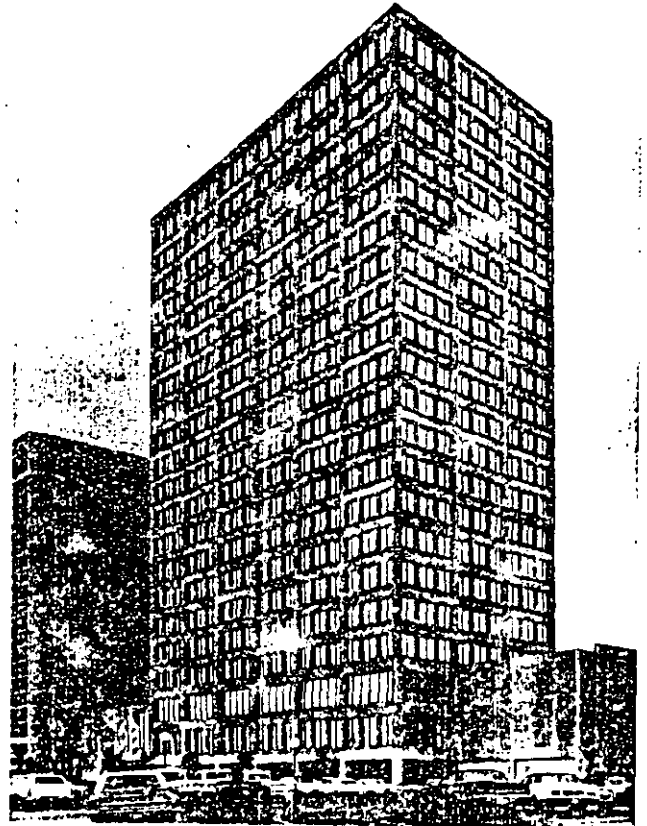


FIG. 2.6.7



muros que reciben tales cargas horizontales se conocen como muros de arriostramiento.

Las fuerzas horizontales pueden ser debidas al viento o a los seísmos. La importancia de estos últimos varia de acuerdo con la ubicación del proyecto; muchas zonas necesitan actualmente el análisis de estructuras para esfuerzos debidos a seísmos en grados variables de intensidad. Los paneles de hormigón tienen la resistencia necesaria para su manipulación, y actúan como arriostramiento con pocas o ninguna armadura adicional. Es importante, sin embargo, que las uniones estén diseñadas para transmitir fuerzas horizontales, e incluso para acomodarse a los movimientos térmicos y a las deformaciones diferenciales, como se señala en las secciones 3.6 y 4.6. La capacidad para transmitir fuerzas horizontales puede ser la única utilización estructural de los paneles, pero más a menudo se combina con las posibilidades portantes o de soporte de muros ya descritas.

2.8 USOS DIVERSOS DEL HORMIGÓN PREFABRICADO

Además de servir como elementos de cerramiento exteriores e interiores, el hormigón prefabricado tiene otros muchos usos funcionales tales como:

- Pantallas, vallas y pasamanos,
- placas de pavimentación,
- decoración de calles,
- jardíneras, pedestales y bordillos de acera,
- soportes y apliques de luz,
- obras ornamentales
- arte y esculturas.

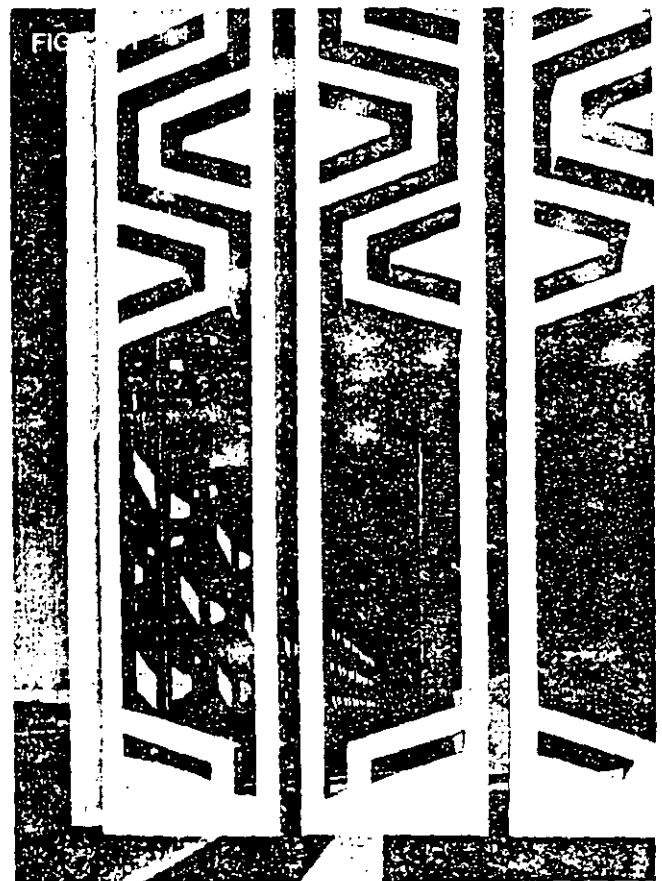
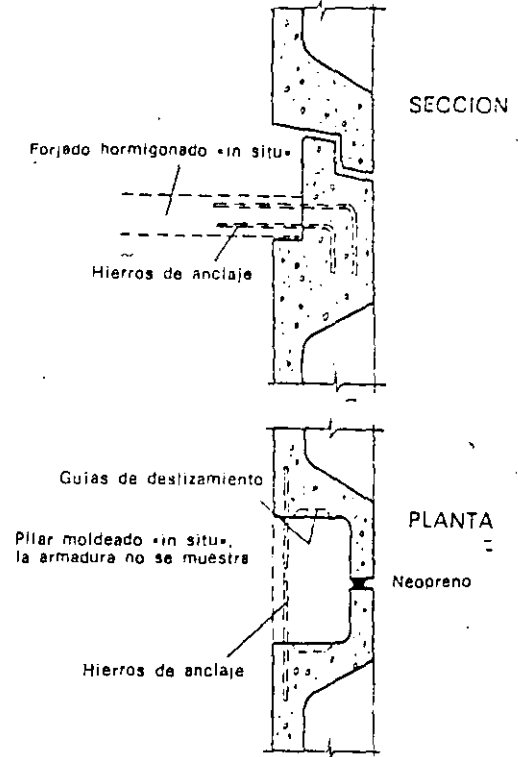
Las pantallas pueden ser portantes, de soporte de muros, o formar parte de muros cortina. Pueden mantenerse libremente cuando se utilizan como divisorias o como cercas. Las pantallas se utilizan a menudo como protección para la luz solar (Figuras 2.8.1 y 2.8.2), o para esconder zonas específicas de la vista del público, o pueden servir para renovar viejos edificios como se ve en la figura 2.8.3. Para este uso a gran escala, las pantallas con secciones delgadas de hormigón, se sostienen desde el techo del edificio y se aseguran lateralmente a cada piso.

La figura 2.8.4 muestra una plaza típica sobre un aparcamiento, utilizando elementos de pavimentación prefabricados con drenaje a través de juntas abiertas.

Ejemplos de decoración de calles en hormigón prefabricado se pueden ver en la figura 2.8.5, y en 2.8.6 jardíneras urbanas. El uso creciente de plazas y paseos para peatones ha incrementado considerablemente la utilización de este tipo de uso del hormigón prefabricado (Fig. 2.8.7).

Pedestales de luz (Fig. 2.8.8), fuentes para beber (Fig. 2.8.9) y otros apliques en hormigón prefabricado se están utilizando en un número creciente de las aplicaciones de diseño, combinando la robustez con la variedad de formas y estilos.

FIG. 2.6.9 PANELES PORTANTES UTILIZADOS COMO ENCOFRADO PARA PILARES



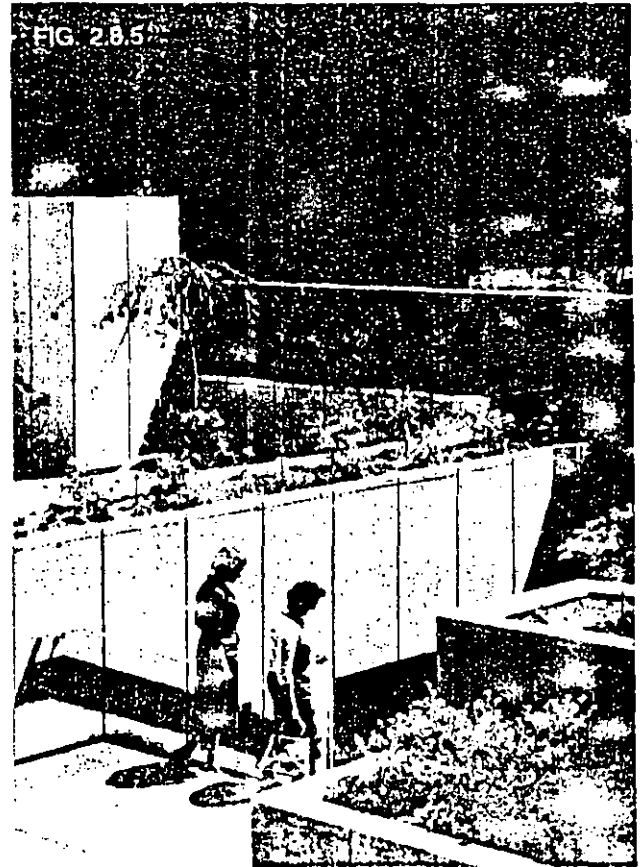
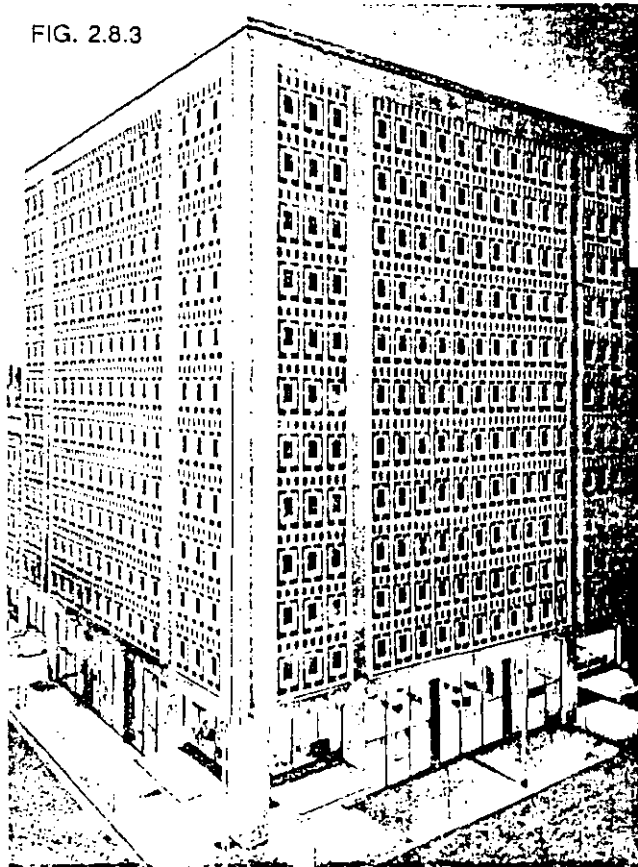
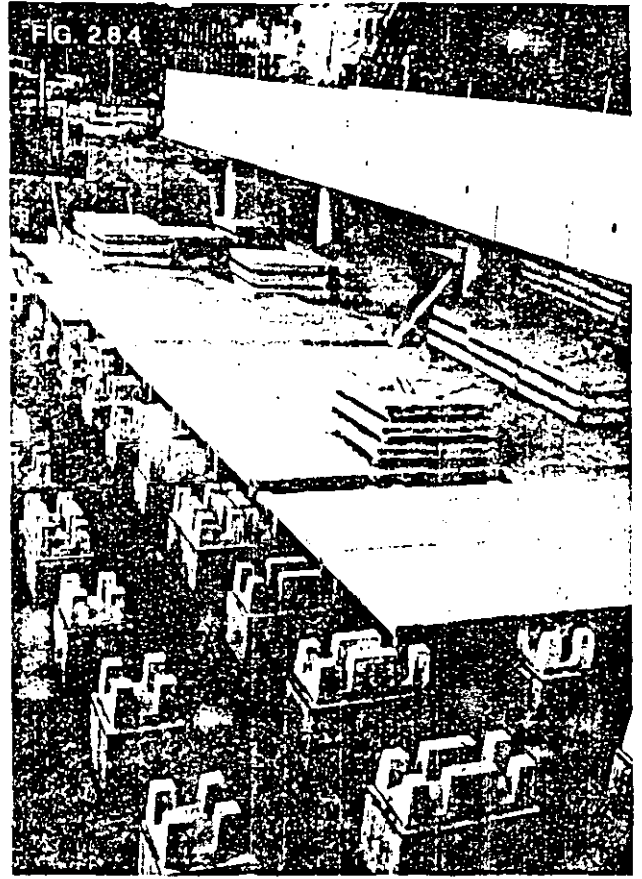
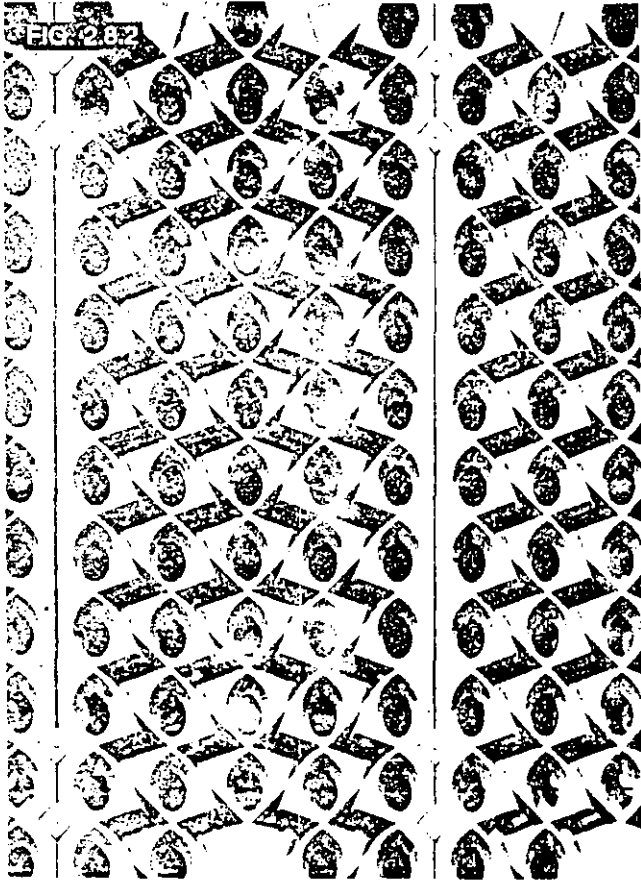


FIG. 2.8.8

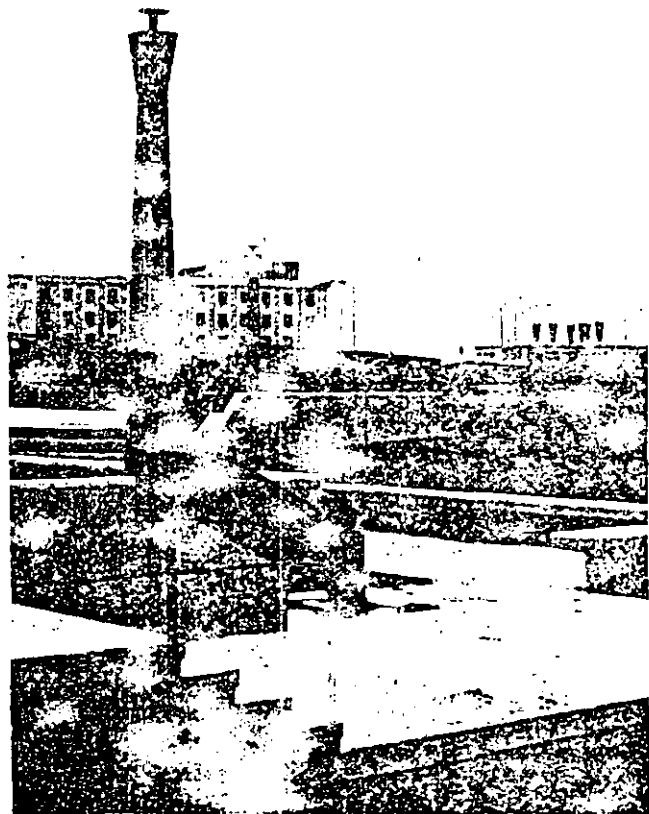
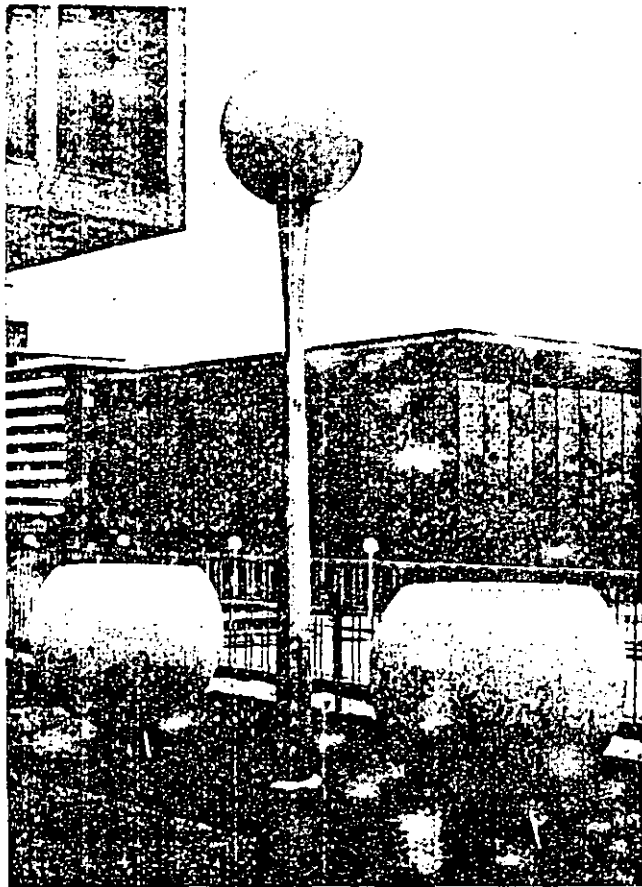


FIG. 2.8.7

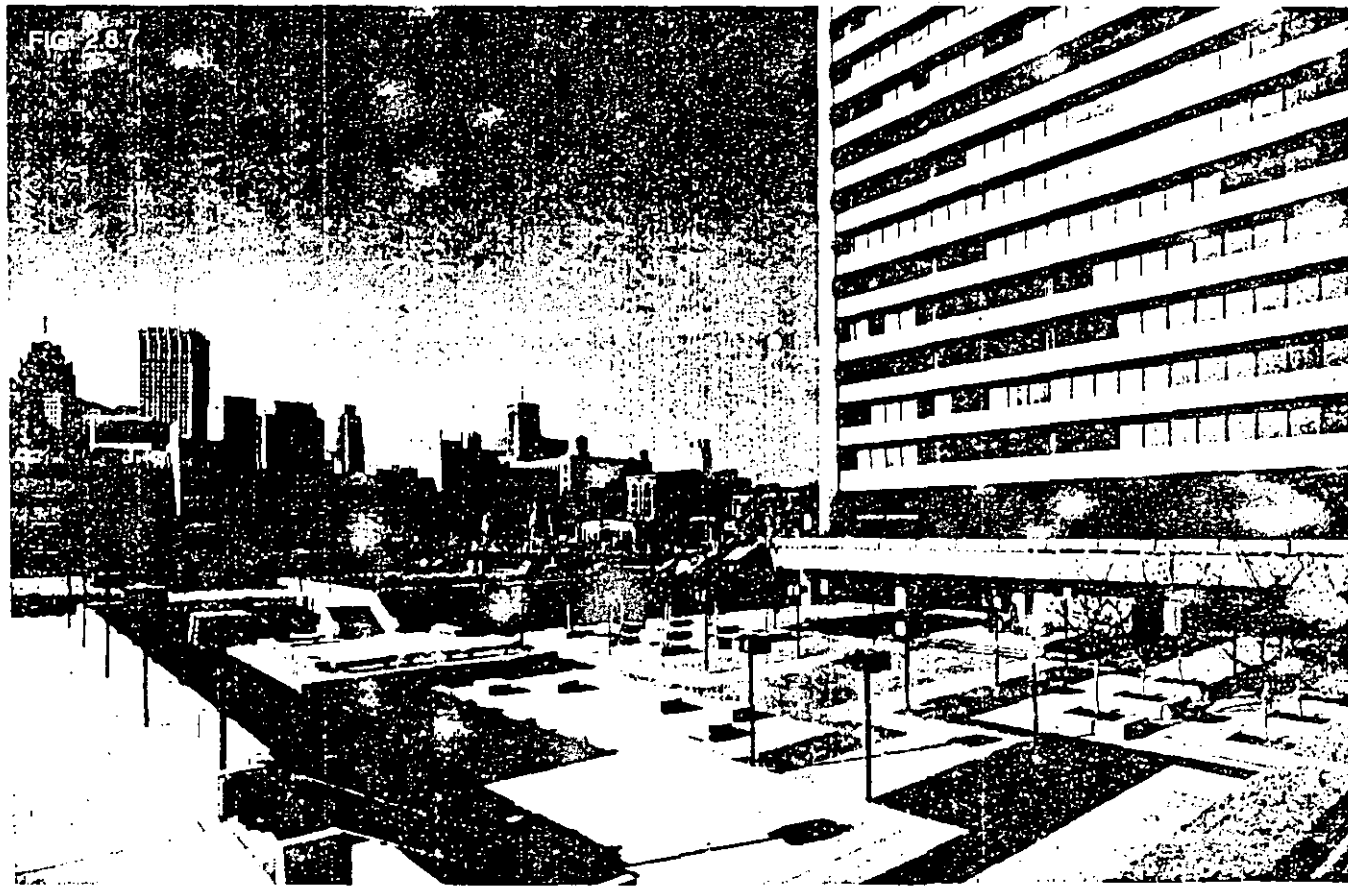


FIG. 3.6.4 NUMERO DE TRANSMISIONES PARA UNIONES DE PREFABRICACION

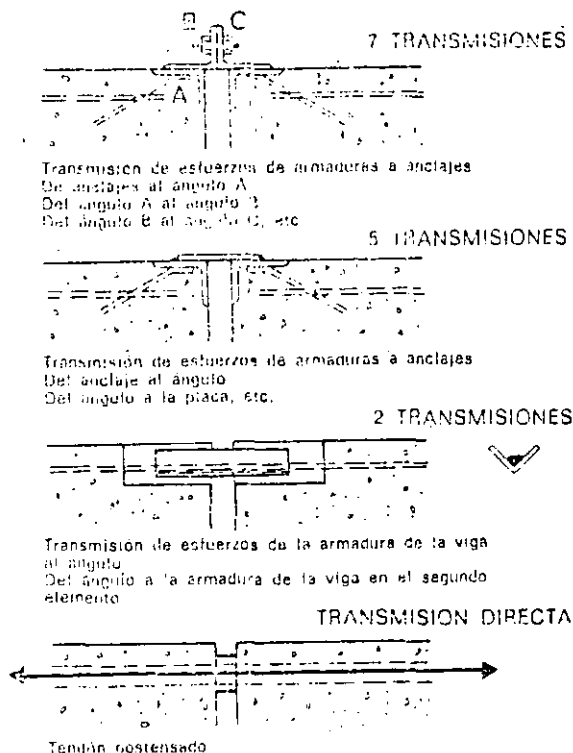
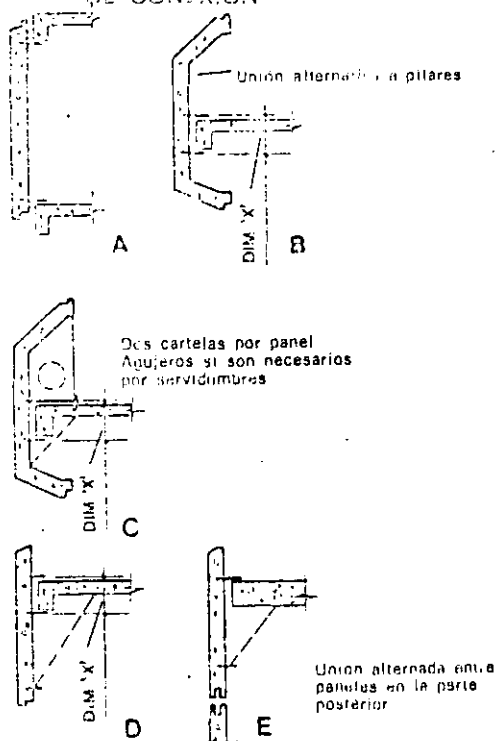


FIG. 3.6.5 COLOCACION DE JUNTAS Y CORRESPONDIENTES CONCEPTOS DE CONEXION



siempre en la parte posterior. Estas se utilizaron ulteriormente como uniones a la estructura.

Las dimensiones de las uniones quedan determinadas en muchos casos como parte de las formas arquitectónicas de los elementos. Las dimensiones mínimas determinadas por consideraciones prácticas y de diseño se tratan en detalle en la sección 4.2.

3.6.3 UNIONES

Junto con el diseño de los elementos prefabricados, las uniones deben considerarse uno de los factores de diseño que más influye en la seguridad, funcionamiento y economía.

Las uniones deben diseñarse para asegurar que cada elemento soporta su propio peso y no transmite ningún peso de las unidades superiores, excepto para los elementos portantes o de soporte de muros.

La superposición de elementos con crujes de montaje temporales es a veces un procedimiento de montaje con elementos prefabricados de hormigón. A menos que tales cargas temporales de los elementos hayan sido específicamente incorporadas o permitidas en el pliego de condiciones, se recomienda que el fabricante/montador que solicite tal apilado sea responsable de esta carga temporal de los elementos.

Deben escogerse las uniones para que el análisis de los esfuerzos transmitidos a través de ellas sean lo más simple posible. Las deformaciones causadas por cambios volumétricos debidos a la temperatura o a la fluencia plástica no deberían impedirse, sino que los elementos deberían poder moverse para acomodarse a estos cambios.

El arquitecto debe analizar la transmisión de esfuerzos para una unión dada con el fin de valorar la complejidad y la eficacia de la unión. Los esfuerzos transmitidos deberán ser los mínimos.

Para ilustrar este punto, la figura 3.6.4 muestra diferentes métodos de transmisiones de esfuerzos para una unión en particular. El ejemplo superior no es práctico y tan sólo se muestra por razones de ilustración. El segundo ejemplo con cinco transmisiones pueden ser reducidos a dos como se ve en el 3º ejemplo, pero con un costo añadido por rellenar los entrantes con hormigón después de soldar la unión. La última solución se usa frecuentemente por su simplicidad estructural. Normalmente existe un entechado de los tendones postensados que a su vez exige una atención cuidadosa de las condiciones de temperatura en las zonas donde pueda haber heladas durante el período inicial de curado.

La importancia de relacionar el diseño y los detalles de las uniones con otras funciones, tales como fabricación, montaje, tolerancias y juntas, justifica que el tema completo de uniones se trate en detalle en la sección 4.6.

El arquitecto debería considerar la colocación de las juntas horizontales como parte integrante en la valoración de la unión económica de los elementos. En la figura 3.6.5 se ven distintas ubicaciones

de juntas y los correspondientes conceptos. «A» ilustra una solución común donde las juntas están justo debajo del nivel de forjado. Esta produce uniones sencillas debido a que esta colocación de la junta permite normalmente un recubrimiento suficiente de hormigón y un anclaje suficiente (véase también la sección 4.6) «B», «C», «D» y «E» muestran soluciones esquemáticas para uniones con otras ubicaciones de juntas. Cuando la dimensión «X» sea demasiado pequeña para proteger a los elementos contra un posible fuego, será necesario una riostra, como se muestra con la línea de puntos. La solución «E» exigirá en muchos casos una riostra temporal adicional entre forjados que pueden conducir a un procedimiento de montaje complicado.

3.3.4 ARMADURAS .

Es prerrogativa del arquitecto dejar que todos los detalles de armaduras y uniones los realice el proyectista o se dejen enteramente al fabricante. Esta condición puede regirse por las prácticas locales. Si no se detallan las armaduras y las uniones, las exigencias para el diseño deben estar claramente definidas como se explica en la sección 3.10. Debería también indicarse el espacio permitido para las uniones.

Una razón importante para dejar la mayoría de los detalles de armaduras y elementos metálicos al fabricante es que este normalmente tiene una extensa experiencia en este campo y puede escoger los detalles adecuados para sus técnicas de fabricación y montaje. La práctica señalada arriba es buena, supuesto que todos los fabricantes que ofertan en un proyecto son conocidos por tener esa capacidad o pueden contratar los servicios de alguien que la tenga.

Algunos fabricantes pueden no estar preparados para ejecutar tales diseños o poseer la pericia necesaria. Cuando estos fabricantes tengan probabilidades de conseguir ofertas, generalmente se recomienda que el consultor principal, arquitecto o ingeniero estructuralista, proporcione las armaduras y uniones para cada unidad típica.

Esta aproximación facilita un diseño compatible con la capacidad estructural, el recubrimiento de hormigón, la protección de los elementos metálicos, aspecto, y espacio libre para los servicios mecánicos. Además, se establecerán parámetros para las modificaciones que puedan ser sugeridas por el fabricante. El proyectista debe tener presente que un diseño demasiado conservador no sólo aumenta el coste sino que puede causar otras dificultades. Un ejemplo de esto sería una concentración indeseable de esfuerzos, o unas características reducidas del hormigón si la colocación de éste se prevé difícil.

La sección 4.5 se ocupa en detalle del armado de los elementos prefabricados junto con una valoración del uso de barras de refuerzo, malla metálica, tendones pretensados o una combinación de éstos.

FIG. 3.7.1 ORDEN OPTIMO DE MANIPULACION DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

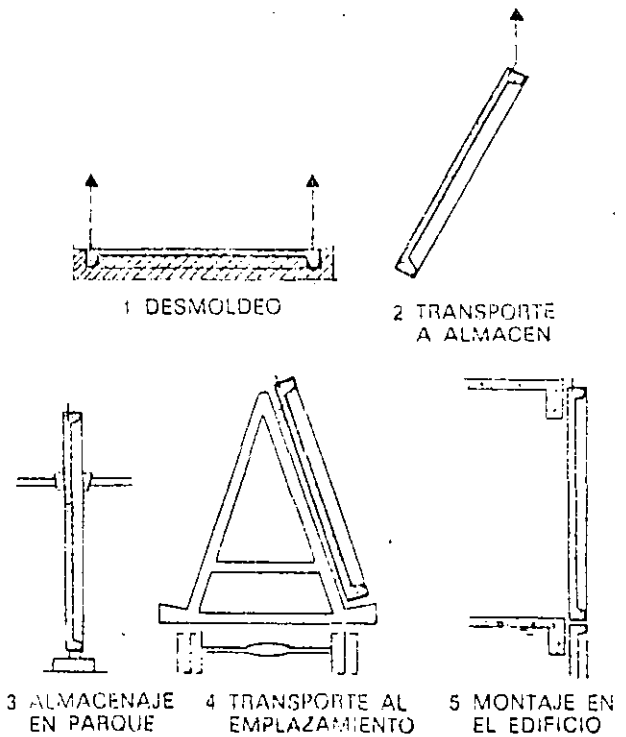
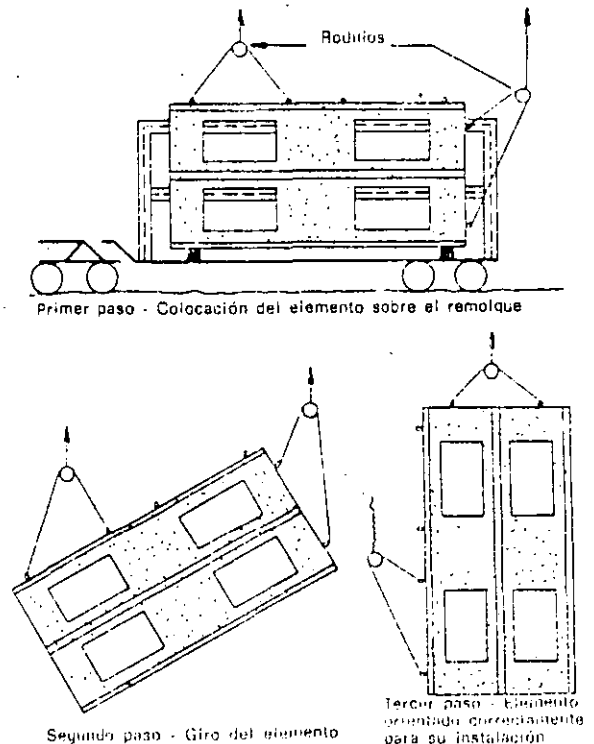


FIG. 3.7.2 IZADO Y VOLTEO DE ELEMENTOS MULTIPISOS



3.7 RECOMENDACIONES SOBRE MANIPULACION Y MONTAJE

Se deben tener presentes en el diseño las condiciones de instalación por lo que respecta a la manipulación, transporte e izado. Esto debe hacerse antes de que se decidan definitivamente los tamaños, formas y demás.

Las limitaciones de transporte junto con la manipulación en fábrica han sido ya descritas en la sección 3.3.2.

La remanipulación y volteo de los elementos entre el desmoldeo y la instalación final, aumenta el coste y el peligro de dañarlos accidentalmente. Por consiguiente, se debería reducir la manipulación al mínimo.

La solución óptima para una manipulación económica, es la posibilidad de desmoldear un elemento y bascularlo a una posición vertical similar a la posición del elemento en su lugar definitivo en el edificio. La figura 3.7.1 ilustra este punto. Este procedimiento tiene además la ventaja de que durante el almacenado prolongado el panel sufre lo mismo que en la instalación final.

La solución precedente, obviamente, no es posible, cuando unas consideraciones estructurales o de uniones más importantes exigen elementos de varios pisos de altura (secciones 2.4 y 2.5).

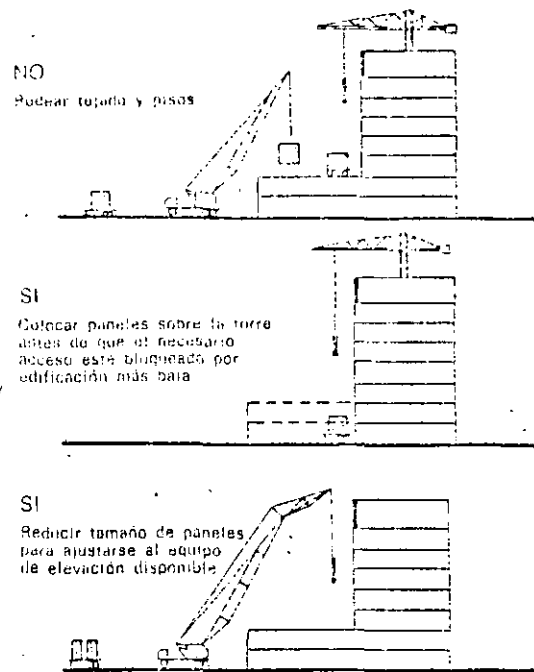
Tales elementos pueden ser apilados sobre su lado de mayor longitud y darle la vuelta en obra como se ve en la figura 3.7.2. En la mayoría de los casos ésta será una solución más económica que la de los elementos sencillos de un piso.

Como se mencionó en la sección 3.5, los elementos prefabricados almacenados en posición diferente a la definitiva pueden necesitar protección contra la intemperie. Esta necesidad dependerá de la configuración de los elementos, la duración del almacenamiento y las condiciones ambientales locales. Este punto puede influir en las preferencias del fabricante por ciertos tamaños y formas de los elementos.

Una consideración importante para diseñar con unos costes de montaje óptimos, que es una parte significativa del coste total, es facilitar un acceso apropiado a los camiones y al equipo móvil en obra; en especial al punto de elevación. Para evitar excesivos costes de montaje, se debe intentar que sea posible que un elemento sea manipulado en un solo movimiento desde la descarga hasta la colocación. La configuración del edificio, o de los edificios adyacentes, puede impedir que el equipo de montaje opere eficientemente y en algunos casos puede exigir una doble manipulación de los elementos. No es aconsejable diseñar elementos pesados para un edificio de gran altura que se extiende sobre un parque o una plaza comercial a menos que el acceso de la grúa a los camiones esté asegurado, por lo menos hasta que los elementos hayan sido izados (véase la Fig. 3.7.3).

El tipo y situación de los dispositivos de elevación para los elementos prefabricados debe planear-

FIG. 3.7.2 ACCESO PARA REMOLQUES Y EQUIPOS DE ELEVACION



se junto con el fabricante. Idealmente el elemento debería ser puesto en posición sobre el edificio sin tener que tirar de la parte superior o inferior del elemento. Ocasionalmente, la configuración del edificio o del elemento prefabricado pudiera ser tal que hubiera que construir un artificio especial de elevación o colocación para sostener o «mecer» el elemento para su colocación. Estos dispositivos se han empleado con éxito y en forma económica en ciertas condiciones que justificaban su costo.

Los elementos prefabricados colocados bajo un saliente de un edificio crean dificultades de montaje que pueden a menudo resolverse mediante una planificación apropiada. Unas aberturas temporales en los pisos superiores, o una programación adecuada de los otros trabajos pueden aliviar tales dificultades. Cuando sea posible, el pliego de condiciones debería posibilitar tales medidas.

Cuanto más pequeño sea el elemento, mayor será el número de ellos necesarios para el cerramiento. Esto lleva consigo más manipulación, más puntos de unión, y consecuentemente costes mayores. Por consiguiente, los elementos grandes son considerablemente más económicos que los pequeños, pero el máximo de los elementos individuales debería decidirse en relación con la capacidad del equipo de elevación disponible.

Las grúas móviles son las más usadas normalmente cuando el acceso es adecuado y razonable. Los sistemas de monorail, equipados con polipastos, o

con grúas, los recomiendan máquinas montadoras para edificios por encima de los 15 ó 20 pisos, y donde el cambio de sitio de los andes puede hacerse a saltos de al menos 10 a 15 pisos. El uso de cualquiera de estos sistemas de elevación es independiente de otros trabajos que requieran también elevación.

Cuando se utilizan grúas-torres para la colocación de los elementos prefabricados, su alcance y capacidad pueden ser determinantes del paso del panel. A no ser que el controlista general pueda mantener una distribución firme de los tiempos para los trabajos separados, se pueden tener problemas de programación. Algunos montadores utilizan accidentalmente la elevación vertical con grúas-torres, instalando los elementos a un equipo de poleas y polipastos o colocándolos temporalmente para su orientación definitiva durante los horas diurnas. Para los que repetidos se han desarrollado jaldones o montacargas, combinados con vagones de motor para el transporte por los pisos.

Para una economía conjunta del hormigón arquitectónico es esencial una coordinación de diseño y un montaje realista.

Las limitaciones estructurales que influyen en la programación del montaje de elementos debería establecerse en los planos o en las especificaciones. Las limitaciones pueden establecer que la carga de la estructura sea equilibrada, exigiendo que en ninguna fachada se monte más de un número establecido de pisos por delante de las restantes; o las limitaciones pueden estar relacionadas con la rigidez de la estructura, exigiendo que no se monten las fachadas antes de la terminación de los pisos diseñados para soportar las cargas horizontales. Cuando el consultor principal no haga un análisis del montaje, o cuando no sea de su responsabilidad, el pliego de condiciones debería designar la parte responsable.

3.2 TOLERANCIAS

3.2.1 INTRODUCCION

La tolerancia es una variación permisible y especificada de los requisitos establecidos en el pliego de condiciones. Esto puede incluir puntos tales como dimensiones, resistencias, etc.

El proyectista de elementos de hormigón arquitectónico, debe darse cuenta de que las tolerancias de montaje y ejecución se emplean a estos productos como a otros materiales de edificación. Cuando las tolerancias son comprendidas y se las prevé en la fase de diseño, el determinarlas y especificarlas se convierte en una tarea bastante simple.

Deben establecerse tolerancias por las siguientes razones:

1. **Condiciones estructurales.**—El diseño para factores tales como cargas excéntricas, zonas resistentes y situación de armaduras y elementos metálicos debería basarse en unas presunciones correctas sobre las desviaciones máxi-

mas. Es posible que haya que especificar la desviación máxima acumulada.

2. **Viabilidad del funcionamiento de las capas de panel y de las juntas.**
3. **Efectos visuales.**—El grado de desviación de las exigencias teóricas será controlable. Las desviaciones grandes son objetables tanto si ocurren repentinamente como en forma acumulativa.
4. **Economía.**—La facilidad y rapidez de montaje exigen una precisión conocida en las dimensiones de los elementos prefabricados.
5. **Razones legales.**—Para evitar superar las atenciones de edificación.
6. **Razones contractuales.**—Para establecer límites de aceptación conocidos.

Al establecer las tolerancias, el arquitecto confirma y simplifica las normas para su aceptación, supuesto que las tolerancias hayan sido especificadas de una manera realista.

El arquitecto debe darse cuenta de que unas tolerancias estrechas y poco realistas son costosas, especialmente para los elementos fabricados normalmente. El coste de fabricar con tolerancias estrechas disminuye a medida que aumenta la repetición (véase la sección 2.9).

Se muestran aquí las tolerancias que debería determinar el arquitecto, mientras que en la sección 4.7 se describen con más detalle y se recomiendan cifras efectivas.

3.2.2 TOLERANCIAS DE MONTAJE

El proyectista debe determinar la distancia permitida entre la estructura y los paneles de fachada prefabricados. Se recomienda que esta dimensión se establezca como mínimo en una pulgada. Cuando no hayan permitido grandes tolerancias para una estructura de soporte o cuando no se den tolerancias o no parezcan obligatorias, esta dimensión debe incrementarse.

Deberían especificarse y determinarse las tolerancias para la colocación de los elementos metálicos en la estructura, que normalmente las hace el contratista general o el fabricante de acero.

Las tolerancias, en la longitud total de las fachadas del edificio, tendrán que ajustarse frecuentemente con las juntas (véase sección 4.3) o mediante diseños de esquina especiales (véase sección 3.3.6).

Las tolerancias recomendadas para las obras «in situ» generalmente son amplias (véase la tabla 4.7.1). Además, los errores de la obra «in situ» tienen a veces que aceptarse por la carestía del arreglo. Por consiguiente, generalmente es una pobre práctica el diseñar como una característica arquitectónica separaciones o juntas entre la obra hecha «in situ» y la prefabricada.

Un buen sistema sería el diseñar paneles especiales que ajustasen entre pilares y fachadas moldeadas «in situ» con otros sistemas arquitectónicos expuestos. Esto se ilustra en la figura 3.3.1. A no

Después que la estructura hormigonada «in situ» se ejecuta con unas tolerancias por encima de las normales y económicas, debería permitírsele a la anchura de juntas una gran tolerancia [$\pm 1/2$ pulgada [≈ 1.27 cm]] para una longitud de 20 pies [≈ 6 m]]. La anchura efectiva de la junta puede diferir para cada vano, y exigirá sellantes con su correspondiente flexibilidad. La separación de juntas puede ajustarse para lograr que sean iguales en cada extremo del panel, pero no se puede intentar igualar las juntas a cada extremo de los pilares a no ser que los paneles puedan ajustarse horizontalmente después de su instalación.

3.8.3 TOLERANCIAS DE FABRICACION

Las tolerancias de fabricación están siendo normalizadas para toda la industria y solamente deberían hacerse más rigurosas, y por tanto más costosas, cuando sea absolutamente necesario. Estas pueden adoptarse para algunas exigencias generales de acabado o de aspecto, detalles de acristalamiento, y ciertas dimensiones críticas de los paneles abiertos (véase la sección 3.3.1).

Las tolerancias deben estar relacionadas con el tamaño del elemento y aumentar a medida que aumentan las dimensiones del mismo (véanse las tolerancias sugeridas en la sección 4.7.4).

3.8.4 TOLERANCIAS DE SEPARACION ENTRE CARAS

Las tolerancias para la separación entre caras de los elementos con otros accesorios del edificio deberían ser similares a las tolerancias de montaje cuando el emparejamiento efectivo de estos accesorios depende de las condiciones «in situ». Cuando la ejecución sea independiente de la obra «in situ», las tolerancias deberían ajustarse estrechamente a las standard para los dos componentes que vayan a estar unidos.

El proyectista debería procurar que las especificaciones se adecuaran a todas las tolerancias. Si establece estas tolerancias de un modo realista, el proyectista habrá contribuido a un nivel predecible de calidad óptimo.

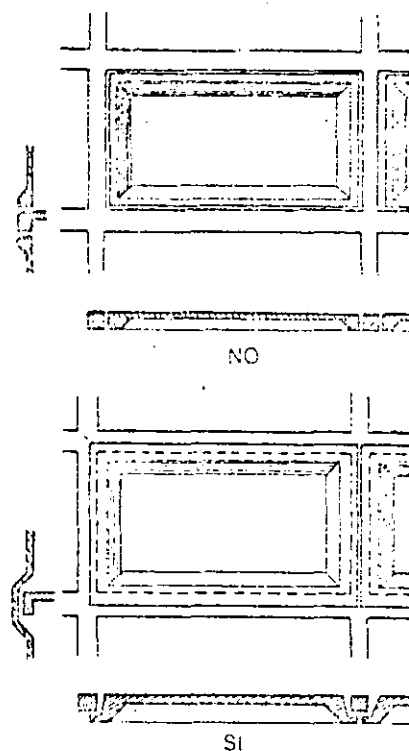
3.9 JUNTAS

3.9.1 JUNTAS ENTRE ELEMENTOS DE HORMIGON ARQUITECTONICO

Las juntas entre paneles de hormigón arquitectónico deben considerarse como el eslabón más débil de todo el conjunto de estanqueidad de los muros. El diseño y ejecución de las juntas es, por tanto, de la mayor importancia, y deben ser efectuadas de una manera racional y económica.

Una junta se diseña específicamente para conseguir el grado de estanqueidad en su exposición a la

FIG. 3.9.1 CONCEPTOS DE DISEÑO PARA AJUSTARSE A LAS TOLERANCIAS «IN SITU»



intemperie. Además, el fin y la función del edificio también fijarán las exigencias de diseño para la junta como parte de las exigencias funcionales de conjunto.

El diseño de una junta se rige principalmente por:

- Exposición a la intemperie (condiciones climáticas y de orientación).
- Función del edificio.
- Exigencias estructurales.
- Aspecto.
- Economía.

Los siguientes criterios de diseño deben ser valorados en relación con la importancia relativa de los criterios expuestos arriba:

- Tipo de juntas.
- Número de juntas.
- Situación de las juntas.
- Tratamiento arquitectónico de las juntas.
- Separación de las juntas.
- Materiales de las juntas.

El arquitecto debería sopesar la interrelación del diseño de juntas con otras decisiones que afectan al panel, tales como:

- Tamaño del panel.
- Degradación por la intemperie.
- Tolerancias.

Las juntas normales entre paneles se diseñan para acomodarse a los movimientos locales de los muros

más que a los movimientos acumulativos que exigen unas juntas de dilatación situadas en lugares adecuados.

Cuando una junta de dilatación tenga que ajustarse a movimientos considerables deberían diseñarse tan sencillas como fuera posible para que pueda funcionar como se pretenda. Esto puede producir un aspecto algo diferente del de una junta normal. Se recomienda al arquitecto que la trate como una forma arquitectónica o simplemente que la deje como una junta de dilatación, diferente pero vista. La figura 3.9.1 muestra una solución en donde la junta de dilatación aparece diferenciada de las juntas normales, pero mantiene claramente su diferencia.

Los materiales para la junta de dilatación deben escogerse por su capacidad para absorber los movimientos frecuentemente apreciables y así así funcionar como cerros. En la mayoría de los casos, esto significará unos materiales de junta de estanqueidad especiales de los que existen en gran cantidad. Otro tipo de exigencias para las juntas de dilatación serán similares a las señaladas en la sección 4.3.

3.9.2 JUNTAS ENTRE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARQUITECTÓNICO Y OTROS MATERIALES

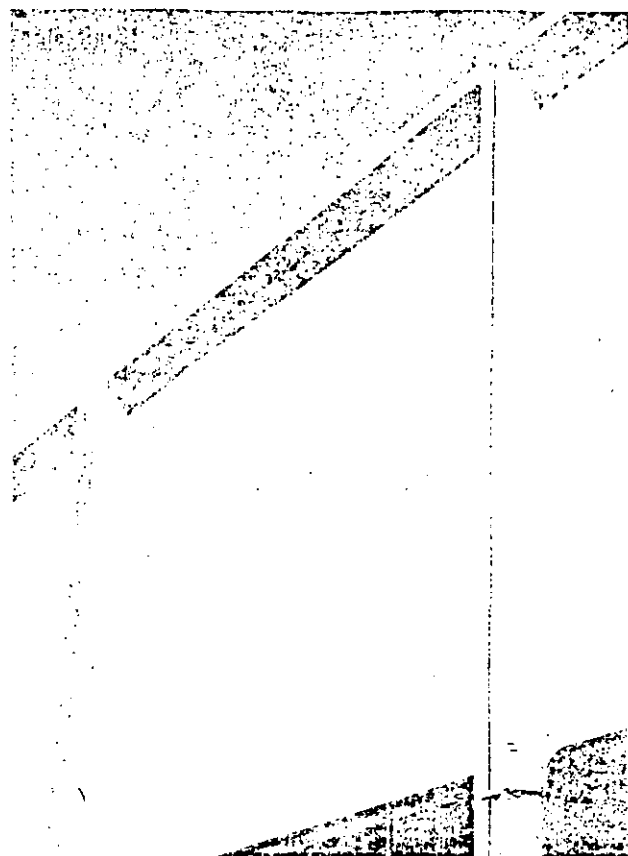
Tales juntas pueden diseñarse utilizando los mismos principios que rigen las juntas entre elementos.

Cuando existan movimientos diferenciales de dilatación que deban ajustarse con la junta, los materiales deben seleccionarse en forma acorde. En casos extremos, puede que tengan que ser materiales utilizados para juntas de dilatación definidas.

La determinación de la responsabilidad de instalar estas juntas es muy importante. Si todas las juntas tienen que ser realizadas por un subcontratista, la solución es sencilla. Cuando los contratistas de subsistemas individuales de muros sean responsables de las juntas dentro de sus propios materiales (ya sea por sí mismo o mediante un subcontratista) la responsabilidad de las juntas entre diferentes materiales debe estar especificada por el arquitecto.

Después que haya terminado su instalación, normalmente no se le debería exigir a un subcontratista que volviera a hacer juntas de estanqueidad en materiales ya instalados. Otra consideración puede ser el especificar la instalación de tales juntas por el subcontratista que tenga que instalar materiales similares de estanqueidad de juntas.

Se aconseja al arquitecto valorar las exigencias de juntas de una manera realista con respecto a su funcionamiento y coste. No debería escoger la separación de juntas tan sólo por razones de aspecto hasta que no esté convencido de que se ajustan correctamente a los tamaños del elemento y tolerancias de edificación, materiales de juntas, y superficies adyacentes. Si los diseños y detalles de juntas difieren de los normalmente utilizados en la zona del proyecto, el arquitecto debería consultar



con los fabricantes que hayan tenido experiencia con los tipos de juntas contemplados.

GUIA PARA EL MANEJO Y MONTAJE DE ELEMENTOS PRECOLADOS*

Skip Francies**

RESUMEN

Un industrial experimentado examina todos los factores clave que rigen el manejo en planta, el transporte y el montaje en campo --con seguridad y economía-- de elementos precolados de concreto.

SUMMARY

An industry expert examines all key factors governing safe and economical yard handling, transport and field erection of precast concrete elements.

* Publicado originalmente en Concrete Products, Vol. 9, No. 88, Sept, 1985, Chicago.

** Gerente de productos precolados de la Compañía Burke.

PREFABRICACION

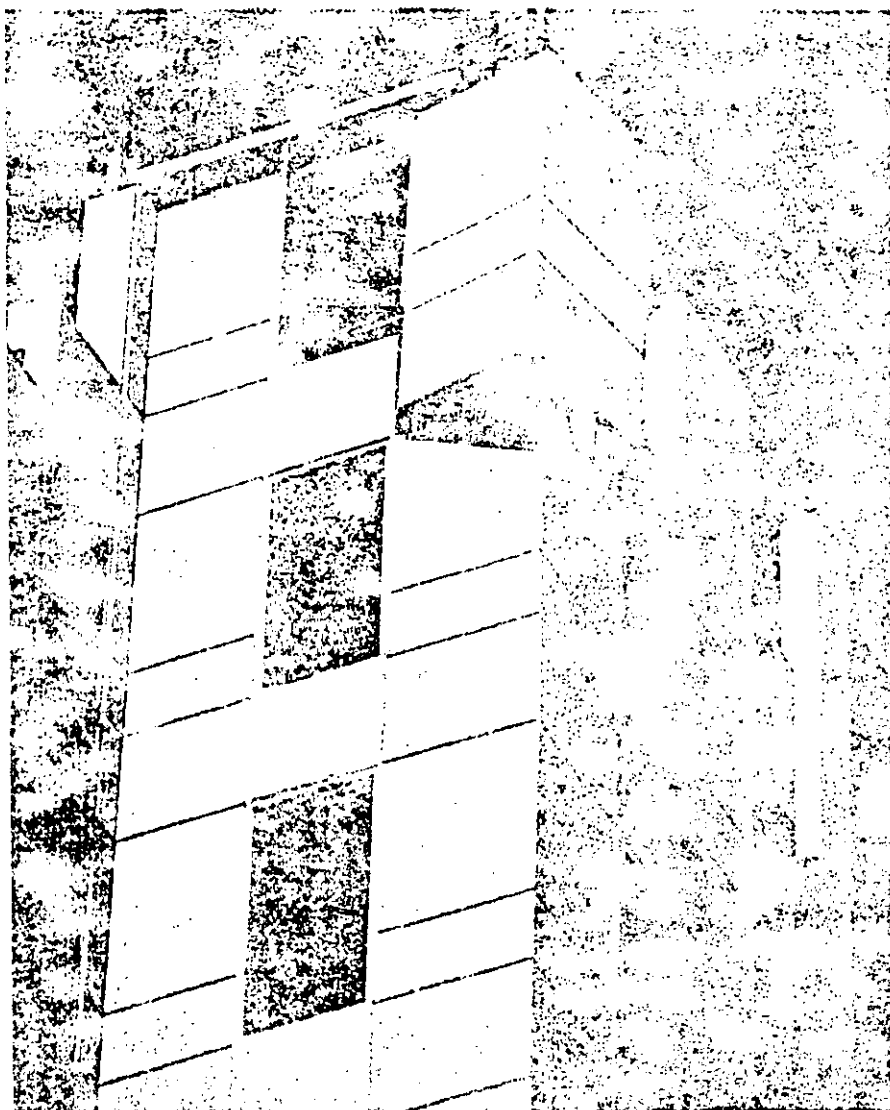
INTRODUCCION

Durante el manejo, transporte y colocación de elementos precolados de concreto, es posible que estos sufran cargas más críticas que las que soportarán después de su instalación. Esto se debe a resistencias menores del concreto, a la dirección de las cargas aplicadas, a la succión del lecho de colado, a las cargas de impacto durante el transporte y su colocación, a la localización de los puntos de izaje y a los ángulos de los aparejos de izaje. Cada uno de estos factores debe ser considerado para que los productos prefabricados se manejen en forma segura y económica.

CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO

El tamaño es un aspecto principal del diseño porque puede ser un factor limitante de la capacidad para colar, manejar, transportar e instalar las piezas. Los paneles deben ser tan grandes como sea posible para minimizar las uniones y mejorar el aspecto arquitectónico. El grosor está limitado por la resistencia a la flexión necesaria para su manejo y por los requerimientos de recubrimiento del refuerzo, las conexiones permanentes y el equipo de montaje.

El peso de las piezas no debe ser mayor al que puedan manejar convenientemente los equipos de transporte e izaje. También se debe tomar en cuenta, cuando el peso del panel es excesivo, el número de puntos de izaje necesarios y las características de los aparejos.

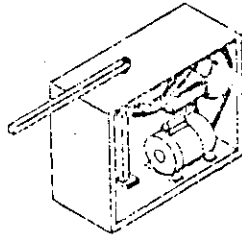


Panel de esquina precolado, izado por el centro de gravedad con un mecanismo "Rapid-Lift" de la compañía Burke; pende a plomo para facilitar su instalación. El proyecto es una torre de oficinas en San Francisco, el proveedor de los paneles prefabricados es una empresa de California.

SISTEMAS ESTRUCTURADOS HABITACIONALES Y CONSTRUCCIONES, S.A. DE C.V. DIVISION PUERTAS AUTOMATICAS



EQUIPO INDUSTRIAL
CORREDIZO



EQUIPO BATERIA
INDUSTRIAL Y RESIDENCIAL

FABRICACION E INSTALACION DE PUERTAS, BARRAS LEVADIZAS, EQUIPOS CORREDIZOS, EQUIPOS BATERIA, INDUSTRIALES Y RESIDENCIALES A CONTROL REMOTO, ALAMBICO E INALAMBICO.

—INSTALACION Y SERVICIO EN TODA LA REPUBLICA.

LLAMENOS PARA PRESUPUESTOS SIN COMPROMISO

46-84-28

45-34-29

48-15-85

Av. Insurgentes Int. 1800 Pro., Col. Sta. María,
C.P. 66650, Mty., N.L.

Los anchos de las uniones requeridas a los lados en la parte superior e inferior pueden influir en las tolerancias que se den al cimbrado de las orillas de los paneles. Las juntas anchas requieren superficies de concreto más rectas para asegurar el contacto y el acabado de la unión terminada. La secuencia de instalación de los paneles puede determinar que algunos de ellos deban tener superficies de apoyo muy exactas, sobre todo si se usan para soportar otros paneles. Generalmente es buena idea planear los paneles de tal forma que sólo tengan dos puntos de apoyo para que su colocación sea más fácil y rápida. Estos se puede lograr usando provisionalmente cojinetes de apoyo que pueden ser engrosados con una capa de lechada para cargas in situ.

MANEJO EN EL PATIO

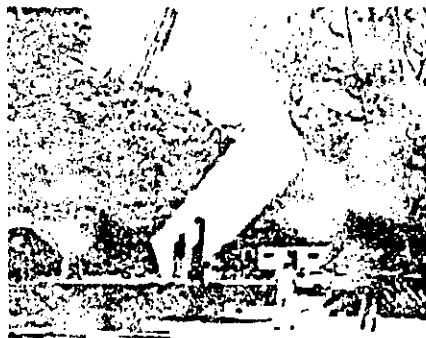
Después de tomar las decisiones in-

Desde el punto de vista económico sería conveniente que todos los paneles precolados fueran idénticos, pues de esta forma se minimizan los costos de la ingeniería y de la mano de obra y se reducen los problemas de programación cuando hay que manejar los paneles en secuencia. Siempre es conveniente minimizar el número de formas diferentes y tratar de dimensionar los paneles a fin de que no se requieran cimbras especiales de diversos tipos para cada secuencia de colado.

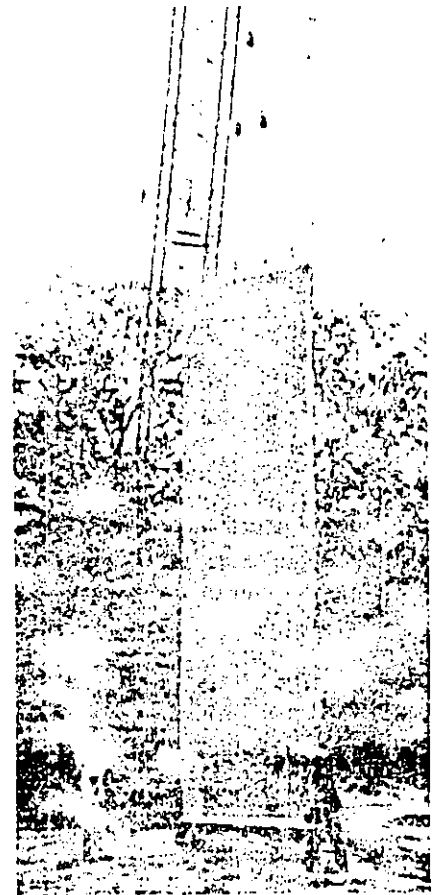
Los paneles deben tener una forma regular y su centro de gravedad debe estar dentro de la pieza para que no puedan girar sin que haya que hacer análisis particulares o utilizar equipo especial. Si se mantiene al mínimo el número de ranuras en las orillas del panel, se reducen por lo general los problemas de agrietamiento por contracción y los paneles se separarán con más facilidad de los moldes.

Cuando se trata de llegar al tamaño, peso y forma apropiados de cada

panel, se debe estudiar de qué puntos se izará y dónde se colocará. Asimismo, hay que tomar en cuenta si otros elementos de la construcción o si otros obstáculos interferirán con la colocación de los paneles. Los edificios adyacentes, las colindancias, los cables eléctricos, las vías de ferrocarril, tuberías y terraplenes pronunciados a las zanjas pueden influir en las decisiones sobre el tipo de equipo que se va a usar y, por ende, qué tamaño de paneles se puede manejar.



Paneles precolados de gran altura izados por un costado y girados verticalmente.



Panel de gran altura en posición vertical.

ciales y de tener lista una serie completa de planos de fabricación, se procede a la construcción de cimbras para elaborar el producto. Pueden presentarse problemas inherentes al diseño de producto, tal como ranuras o guías negativas, las que requieren que la cimbra lateral se separe mediante bisagras o quitándolas por completo.

En otros casos, quizás la cimbra no requiera ranuras o tenga guías laterales positivas.

También se deben tener consideraciones especiales en cuanto al número de veces que se utilizará la cimbra, cerciorándose de que esta sea durable y que se pueda realinear re- peudamente.

Antes de colar, se debe considerar el efecto de la textura superficial del producto para calcular las fuerzas del descimbrado. Quizás sea necesario usar un agente liberador de la cimbra para garantizar que la resistencia será mínima en el momento en que se separe el producto de la cimbra. La tabla 1, PCI Design Handbook 1985 contiene algunos de los

factores más comunes que se usan para determinar las fuerzas dinámicas que se producen durante el descimbrado.

Después de calcular el peso del producto y la carga dinámica producida por el descimbrado, se requiere verificar la capacidad de la grúa disponible. Los factores habrán sido determinados en la etapa inicial del diseño. La capacidad del equipo de izaje existente en el patio de colado es una consideración principal, ya que se puede llegar a requerir equipo adicional en algunas obras. En muchos patios de precolado se usan grúas viajeras, grúas montadas o en camión u oruga, grúas torre, telescópicas, etc. Los productos pequeños se pueden manejar con montacargas.

El producto se puede descimbrar en un plano horizontal para después rotarlo a una posición vertical, si fuera necesario. Otro método usado consiste en levantar el producto desde su extremo superior y rotarlo a una posición vertical sobre su extremo inferior. Es conveniente proteger el extremo inferior para evitar que se astille. Los paneles muy altos y angostos se tie-

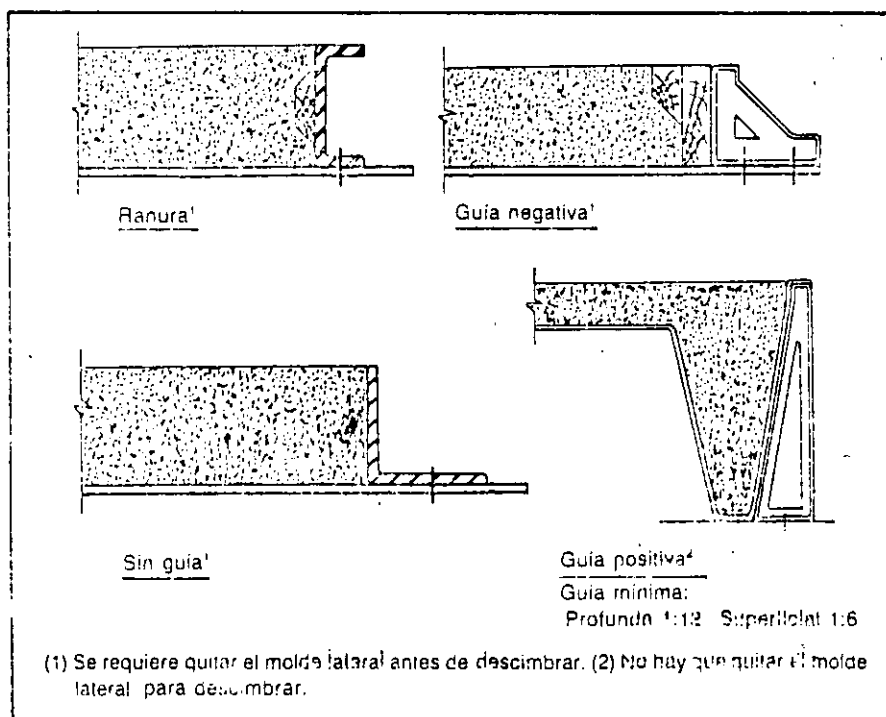


Fig. 1.

SAFE

CALCULOS ESTRUCTURALES PARA COMPUTADORAS

• DOS, IBM-PC Y COMPATIBLES

PROGRAMAS (12)

CONCRETO ACI-83

- LOSAS MACIZAS (ACI-83), TRABES, ZAPATAS AISLADAS, COLUMNAS Y MUROS DE CONTENCION
- COLUMNAS, VIGAS Y ARMADURAS

ANALISIS

- CARGOS RIGIDOS, VIGAS CONTINUAS, ARMADURAS PRATT Y MARCOS DE SECCION VARIABLE

PRECIOS (IVA INCLUIDO)

\$57,000.00

CADA PROGRAMA

PEDIDO MINIMO: CUATRO PROGRAMAS, EN PEDIDOS DE OCHO PROGRAMAS O MAS 15% DE DESCUENTO

CON SU ORDEN DE COMPRA ADJUNTAR CHEQUE CERTIFICADO O GIRO BANCARIO A NOMBRE DE GIPPSA.

PRECIOS SUJETOS A CAMBIOS SIN PREVIO AVISO.

SE INCLUYE:

- 1.- DISCOS COMPILADOS Y REPRODUCIBLES PARA OBTENER RESPALDO.
- 2.- MANUAL DEL USUARIO CON EXPLICACION DETALLADA PARA EL USO DE LOS PROGRAMAS.
- 3.- MANUAL TECNICO CON LOS CRITERIOS DE DISEÑO, SECUENCIA DE CALCULO, CONSIDERACIONES, REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS Y EJEMPLO DE APLICACION PARA CADA PROGRAMA
- 4.- PROTECCION PARA APPLE "CHIP" PARA PC'S RESULTADOS IMPRESOS CON LA RAZON SOCIAL DEL CLIENTE.

SOLICITE FOLLETO CON INFORMACION COMPLEMENTARIA

GIPPSA

INDUSTRIAS GIPPSA S.A. - GUADACAJARI, CAL.

nen que manejar de los lados, nunca izándolos verticalmente a su altura completa sino hasta la etapa de montaje en campo.

Un patio de almacenamiento es de mucha ayuda para el proveedor, ya que le da la oportunidad de resanar, parchar, limpiar con pistola de arena o quitar el retardante. Almacenar el producto en la misma posición en que se va a transportar presenta ventajas económicas. Mientras está almacenado en el patio, es conveniente asegurarse de que esté apoyado en o cerca de los puntos de izaje.

Es importante colocar unas maderas cuando se almacena el producto en un bastidor vertical.

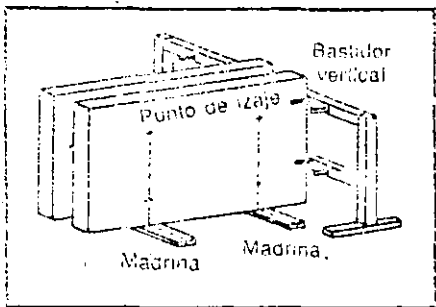


Fig. 2.

Con productos prestroizados se deben tener en cuenta los valores del esfuerzo para calcular la separación de los soportes.

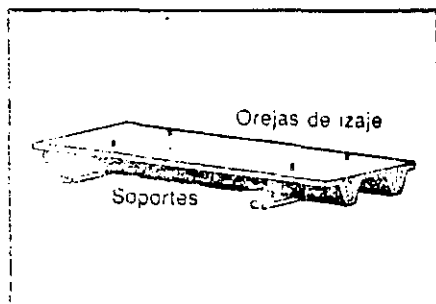


Fig. 3.

Cuando se almacena un producto que tiene más de dos puntos de apoyo es aconsejable asegurarse de que

el producto esté descansando en todos ellos.

Las calzas pueden resultar muy útiles para obtener un soporte parejo.

Los fabricantes de precolados generalmente transportan sus productos a la obra utilizando compañías transportistas. Al preparar el embarque, debe considerarse el tamaño, peso y

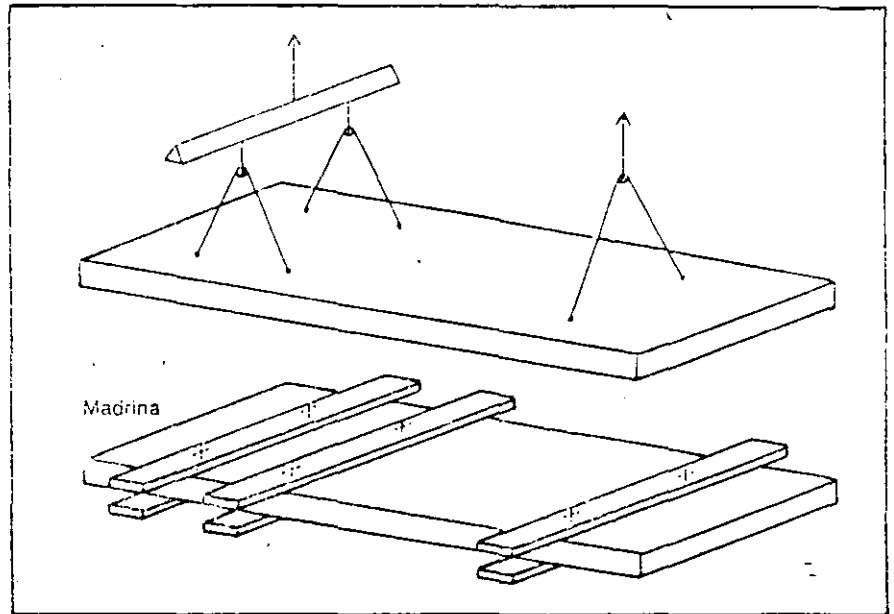


Fig. 4.

Puesto que no se puede eliminar por completo el alabeo de las piezas, deben efectuarse los cálculos pertinentes para compensar los efectos de las deformaciones por temperatura. Ya que estas deformaciones son mayores cuando la temperatura aumenta, es necesario tratar de evitar que el sol caliente sólo un lado del producto para reducir dichas deformaciones.

La forma más económica de usar el patio de almacenamiento es mediante bastidores que permitan almacenar los paneles verticalmente o apilados. Sin embargo, se tienen que proteger los paneles cuidadosamente para que no se dañen entre sí.

TRANSPORTE

El montaje final del producto que se transporta es un factor importante para decidir cómo se va a colocar en el vehículo. La secuencia de izaje, la ubicación del punto de izaje, el acceso y la capacidad de la grúa deben analizarse antes de que el embarque salga del patio.

forma del producto. Por ejemplo, los paneles típicos para muros de un metro o menos de ancho se pueden embarcar horizontalmente y posiblemente apilados.

La colocación de los soportes es crítica y normalmente se deben instalar maderas en o cerca de los puntos de izaje. Se debe tener precaución porque en esta posición los paneles son más débiles y se podrían dañar por las cargas de impacto durante el trayecto. Si el producto se apila, cerciórese de que las maderas estén alineadas. Los productos de más de un metro de ancho se pueden embarcar horizontalmente sólo con un permiso especial. Algunos estados de la Unión Americana permiten anchos hasta de 4 metros.

Los paneles altos y angostos se pueden embarcar horizontalmente o recargados sobre un extremo. Si se embarcan recargados sobre un extremo, la altura de la carga no debe ser mayor a 4 metros medidos desde la su-

TABLA 1. FACTORES DE AMPLIFICACION DE LA CARGA ESTADICA EQUIVALENTE (1) PARA CALCULAR LAS FUERZAS DINAMICAS PRODUCIDAS POR EL DESCIMBRADO.

DESCIMBRADO		
Tipo de producto	Acabado	
	Agregado expuesto con retardante	Molde liso (con aceite para cimbras)
Plano con cimbras laterales desprendibles, sin juntas falsas ni ranuras laterales	1.2	1.3
Plano con juntas falsas o ranuras laterales	1.3	1.4
Acanalado, con guías convencionales (4)	1.4	1.6
Esculpido	1.5	1.7

MANEJO EN EL PATIO (2) E INSTALACION (3)

Todos los productos	1.2
Transportación (2)	
Todos los productos	1.5

- 1.- Estos factores se usan en el diseño a flexión del panel y no se aplican a los factores de seguridad requeridos de los mecanismos de izaje. En el momento de descimbrar, la succión entre el producto y el montaje, genera fuerzas que se calculan aplicando un factor de amplificación al peso del producto, aunque sería más exacto establecer estos factores considerando el área de contacto entre el producto y el molde, así como el coeficiente de succión independiente del peso del producto.
- 2.- Ciertas condiciones desfavorables de la superficie del camino, del equipo, etc., pueden requerir el uso de valores más altos.
- 3.- Bajo ciertas circunstancias pueden ser más altos.
- 4.- Por ejemplo, tes, canales y pánels acanalados (cortesía del Precast Concrete Institute)

perficie de rodamiento del vehículo. Los pánels normalmente son más resistentes y fuertes sobre un extremo y pueden resistir cargas de impacto más grandes, así que es menos probable que se dañen en esta posición durante el trayecto. Este tipo de pánels normalmente se manejan por el extremo lateral superior con dos cables de la grúa y después se giran a la posición vertical.

Las cadenas o tirantes que se usan para asegurar la carga no deben tocar al producto porque los daños que pueden causar son costosos, especialmente cuando se trata de pánels arquitectónicos. Esto se puede evitar usando guardacabos o tapajuntas de triplay.

También se pueden embarcar por camión cargas muy largas, como columnas, puntales, tes, etc. En general,

el camión con su carga no puede exceder de 23 m. de longitud medidos desde la extremidad delantera del camión o de la carga a la extremidad trasera del camión. Esta disposición puede variar de país a país y deberá verificarse con las autoridades locales. Al embarcar cargas largas, se pueden requerir más de dos puntos de apoyo. De ser así, el sistema oscilante funciona bien para equilibrar los cuatro puntos de apoyo de la carga.

MONTAJE EN EL CAMPO

Si los productos precolados se instalan con rapidez y seguridad, el trabajo será exitoso y rentable. La comprensión y planificación de todas las fases de este proceso son fundamentales para su éxito, incluyendo la planeación con el arquitecto, ingeniero y contratista general.

Las decisiones no estéticas hechas



MATERIALES TRITURADOS, S.A.

Boulevard Díaz Ordaz frente al km. 335 (carretera a Sattillo)

Commutador: 48 56 00 con tres líneas
Directos: 46 25 25 / 46 21 04

San Pedro Garza García, N. L.
Apto. Postal 25
Monterrey N.L.
Apto. Postal 1171

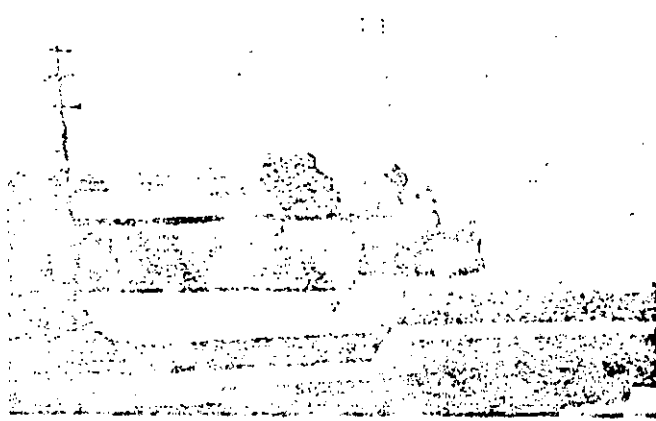
FABRICANTES DE:

- ARENAS Nos. 4 Y 5.
- CASCAJOS Nos. 1, 2, Y 3.
- PIEDRA CALIZA.
- MATERIALES PARA PAVIMENTACION SUBBASE, BASE, CARPETAS Y SELLOS.

Contamos con equipo para triturar fuera de Monterrey
Rentamos pañs y cargadores frontales

INDICE DE ANUNCIANTES

2a. de Forros	Cementos Toluca.
1	Irving.
7	Andamios de Seguridad.
9	Pelikan.
10	Concretos Apasco.
15	Evico.
19	Primsa.
20	Fycsa.
21	Auxiliares Técnicos para la Construcción.
23	Tubos Lysa.
29	Cementos Guadalajara.
36	Sistemas Estructurados Habitaciónales.
37	Dippsa.
39	Cementos Anáhuac.
40	El Universal.
41	Materiales Triturados.
43	Alta Resistencia.
47	Peñoles.
49	Orión.
50	Nacobre.
58	Conacyt.
3a. de Forros	Texsa.
4a. de Forros	Cementos Mexicanos.



Con las madrinas de soporte localizadas en los puntos de izaje se inicia la maniobra para colocar los paneles en la obra.



Colocación de los ganchos para izar el panel por un extremo.

por el arquitecto en cuanto a la forma del producto normalmente se pueden negociar para utilizar una que facilite su montaje. Por ejemplo, engrosar una porción del panel precolado para que se facilite la colocación del mecanismo de izaje en el lugar deseado (como puede ser el centro de gravedad transversal, dejando que el producto cuelgue a plomo), esto puede beneficiar al contratista y no tiene ninguna consecuencia real para el arquitecto.

El ingeniero de proyecto puede no estar pensando en el procedimiento de montaje al diseñar las conexiones estructurales. Una plática con el ingeniero puede dar como resultado un diseño que también se pueda usar durante el montaje. La conexión ideal es aquella que puede ejecutarse rápidamente, además de que permite que se cumplan las tolerancias de construcción pertinentes y asegura por completo el panel, de preferencia sin soldadura de manera que la grúa queda libre para instalar el siguiente panel. La conexión también debe ser ajustable para permitir alinear y planear el panel antes de que se haga la unión estructural final.

Disponer de todas estas características a veces es impráctico si no es que imposible. El fabricante de precolados a menudo tiene que diseñar sus propias ménsulas de montaje. Los productos que no tienen dichas ménsulas, por ejemplo, los perfiles en forma de "T" pueden quedar des-

cansando sin estabilidad en el alma y por lo tanto será necesario que se arriostren o suelden en la posición final antes de que quede libre la grúa. Este proceso requiere más tiempo de utilización de la grúa.

Tener a la mano los planos de montaje es tan importante como disponer de los planos de fabricación. En ellos se muestra el arreglo en planta de las piezas precoladas, las elevaciones del edificio con la localización de los paneles y su número o marca correspondiente, la secuencia de montaje los detalles de la conexión así como de los puntales o arriostramientos de montaje.

Cualquier material que se use para instalar o hacer la conexión final debe estar preclasificado y marcado con el código de color correspondiente para que sea fácilmente identificable. También debe estar indicado en los diagramas aprobados por el contratista general. El contratista puede requerir una secuencia de montaje diferente de la deseada por el proveedor. Esto debe discutirse en el momento en que se contrata la obra. El contratista debe hacer todas las preparaciones necesarias para que el material pueda ser entregado en la obra, incluyendo rutas niveladas y compactadas, áreas de almacenamiento en la obra y la disponibilidad del equipo para descargar. La instalación de paneles precolados en áreas de difícil acceso, como por ejemplo abajo de los retallos de un

edificio, o adentro del edificio mismo, pueden consumir mucho tiempo y se deben analizar detenidamente. Estas elevaciones pueden requerir grúas hidráulicas, montacargas o mecanismos de izaje especiales. Sin embargo, una corta inversión adicional puede eliminar días de frustración y gastos. Idealmente, el montaje de los paneles precolados debe ser continuo y estar sincronizado con el colado y los embarques. Si los productos precolados se manejan lo menos posible, aumentarán la seguridad y las utilidades.

APAREJOS Y COLOCACION DE ACCESORIOS DE IZAJE

Una vez que se hayan decidido el tamaño, peso, forma, refuerzo, características arquitectónicas, tipo de izaje



El almacenamiento en bastidores verticales funciona adecuadamente para manejar paneles de gran tamaño en el patio.

y método de colado, se deben establecer las cargas precisas para el análisis de esfuerzos del concreto y la colocación de accesorios de izaje. El tipo de elevación (extremo o cara) y el método de colado (con la cara interior o exterior hacia arriba), determinará el tipo de accesorios de izaje requeridos. Al comparar el peso con las cargas permisibles para el aparejo seleccionado, se establecerá el tamaño y cantidad de puntos de izaje. En general es más sencillo minimizar el número de puntos de izaje, pero para evitar que el panel gire, el número mínimo es dos.

Generalmente es conveniente colocar cuatro puntos de izaje en un panel que se va a levantar horizontalmente o que se descimbra del lecho de colado: esto simplifica su movimiento, evita que se incline y permite obtener un esfuerzo de izaje uniforme en cada esquina. Los paneles más pesados pueden requerir de más puntos de izaje y los paneles que tienen partes que se proyectan en el molde pueden necesitar puntos adicionales cerca de estas piezas para facilitar su desprendimiento del molde.

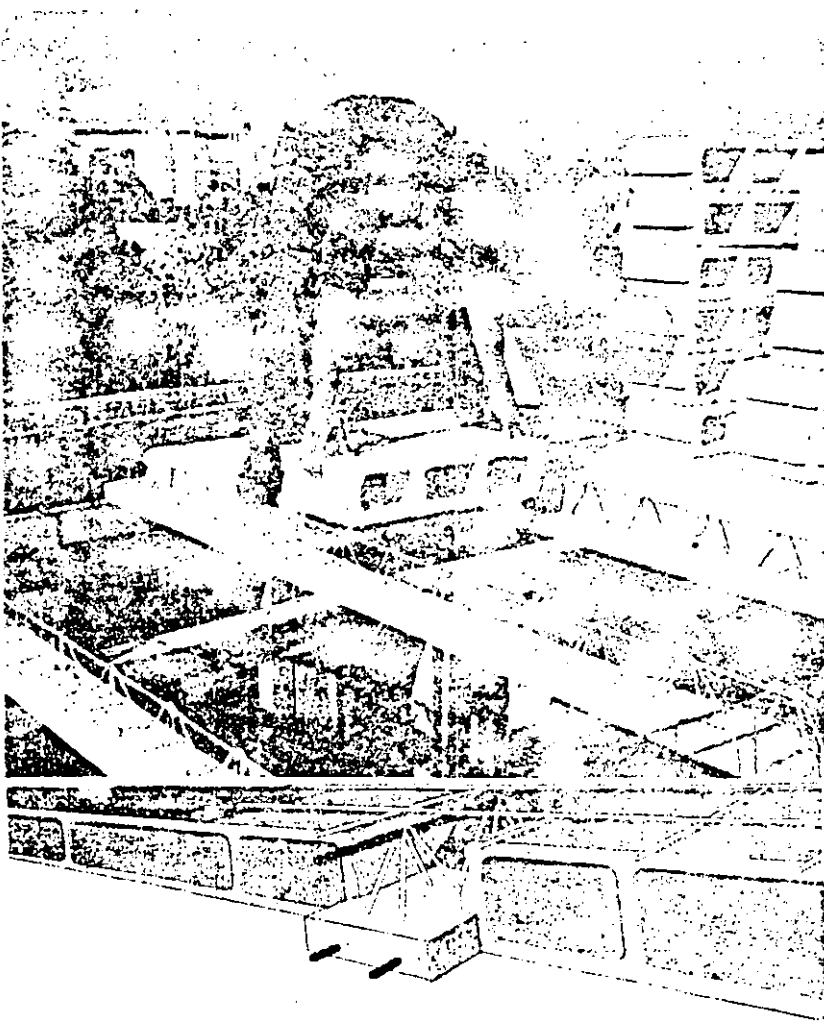
Para colocar correctamente los accesorios de izaje, se debe determinar el centro de gravedad del panel. Puesto que los paneles no siempre tienen un peso uniforme debido a las aberturas y a sus características arquitectónicas, las localizaciones de los accesorios de izaje se ajustan para compensar cualquier desplazamiento del centro de gravedad. Si se va a levantar horizontalmente, los puntos de izaje deben estar colocados simétricamente respecto al centro de gravedad en dos direcciones. Si el panel se va a inclinar para sacarlo del lecho de colado, entonces los puntos de izaje se tienen que colocar simétricamente respecto al centro de gravedad en una dirección.

El ángulo en que se quedará colgado el panel en el aire está determinado por la distancia a la que se colocan los accesorios de izaje respecto al centro de gravedad. Si los paneles tienen que pender perfectamente a plomo para su colocación final, entonces deben colocarse los

SISTEMA VIBRATTEX

LOSAS MONOLITICAS SIN CIMBRA COLADAS EN SITIO

Reduce notablemente el tiempo de colocación y el costo de la obra.



*marcas registradas

ANTES DE PONER LA PRIMERA PIEDRA,
PIENSE EN:



ALTA RESISTENCIA, S.R. de C.V.

☎ 525-16-45 al 54

Tiber 70 06500, México, D.F.

RED DE SUCURSALES Y DISTRIBUIDORES EN TODA LA REPUBLICA.

puntos de izaje en uno de los extremos.

Muchos paneles se levantan más de una vez y en más de una dirección. Esto requiere un análisis del esfuerzo y una verificación de la carga en los puntos de izaje para cada uno de los diversos movimientos.

Con frecuencia, los puntos de izaje caen dentro de las aberturas para cumplir todavía más su colocación. Si hubiera que desplazar un punto de izaje en dirección horizontal, el punto métrico generalmente debe desplazarse en la misma magnitud en la dirección contraria. En algunos casos, hay que desplazar los puntos de izaje horizontal y verticalmente, y esto requiere que los puntos simétricos se desplacen en la misma cantidad en direcciones opuestas.

Estos comentarios sobre la movilización de los puntos de izaje simétricamente alrededor del centro de gravedad son generalidades y no reglas absolutas. Mientras el centro de gravedad de todas las fuerzas de elevación coincida con el centro de gravedad del panel éste penderá correctamente.

Después de establecer un lugar propuesto para los puntos de izaje, se pueden determinar los esfuerzos usando el método de la viga en voladizo. Esto implica localizar los puntos de izaje alejados de los extremos del panel a una distancia tal, que la porción en voladizo del panel reduzca los momentos de flexión entre los puntos de izaje. Si se localizan cuidadosamente los puntos de izaje, se pueden equilibrar los momentos negativos de flexión del voladizo y los momentos positivos de flexión entre los puntos de izaje para obtener esfuerzos más bajos en todo el panel.

Para determinar los esfuerzos, se aplica como carga el peso del panel repartido a lo largo de su longitud, considerada como viga imaginaria apoyada en los puntos de izaje.

Las cargas en los puntos de izaje y los esfuerzos de cortante y flexión en el panel se determinan de acuerdo

con la estática. Se analizan los ganchos, poleas y varillas distribuidoras y se determinan las cargas respectivas en cada punto de izaje.

En el caso de los paneles que giran, será necesario hacer este análisis en varias posiciones durante el proceso de elevación porque las cargas en los puntos de izaje cambian y los esfuerzos de flexión varían de tal forma que los esfuerzos críticos pueden no presentarse en el momento de iniciar el izaje del panel.

El factor de amplificación del ángulo de los cables a los puntos de izaje se debe investigar para asegurar que dichos puntos no estén sobrecargados. Si la resistencia a la flexión permisible del concreto (ϕM_c) se excede, será necesario relocalizar los puntos de izaje, para obtener esfuerzos menores, o reforzar internamente el panel con varillas o agregar largueros de refuerzo.

CONEXION, ARRIOSTRAMIENTO PROVISIONAL


Una vez montados, los paneles se deben conectar a la estructura o fijarse provisionalmente para eliminar la presión del viento hasta que se hayan completado todas las conexiones finales. Los diferentes tipos de conexiones que se usan para unir paneles precolados caen en cuatro grupos principales:

- a) Las conexiones coladas in situ se hacen vaciando concreto en las uniones de los paneles, las cuales disponen de traslapes de acero de refuerzo (barbas). Este tipo de conexión es resistente, pero lenta para desarrollar resistencia, y tiende a hacer todo tan rígido que impide que se presenten las contracciones y expansiones provocadas por los cambios de temperatura.
- b) Los pernos roscados producen una conexión positiva resistente que se instala rápidamente. Sin embargo, no permiten tolerancias ni siquiera pequeñas a menos que uno de los dos aditamentos estén abocardados o que se disponga de una ménsula con

conector de campo. El trabajo de preparación antes de efectuar el colado de la conexión de campo debe ser extremadamente exacto y se debe dejar un claro para que los trabajadores tengan espacio para ver, enganchar y apretar los pernos.

- c) Las conexiones soldadas, con anclas ahogadas en los elementos de la conexión son muy populares. Las anclas no se tienen que colocar con mucha exactitud y con una pieza de conector de campo se pueden hacer ajustables y dúctiles. Requieren un soldador de campo calificado.
- d) Las conexiones perforadas se usan para cargas ligeras o provisionales y no se deben usar excepto en cortante. No se comportan bien bajo cargas de tensión que hacen que se retraigan y deben evitarse para aplicaciones cíclicas o sísmicas.

Muy a menudo, los paneles se montan en alineamientos aproximados o temporalmente arriostrados con abrazaderas ajustables. Posteriormente, el alineamiento del panel se verifica con un tránsito, nivel o láser. Este método de colocación requiere menos tiempo de utilización de la grúa, pero los paneles se deben colocar en su nivel final porque después no habrá forma de modificar dicho nivel. Este tipo de montaje requiere disponer de una superficie con resistencia suficiente para arriostrar el panel contra ella.

El arriostramiento provisional se debe diseñar para que concuerde con los códigos de construcción locales y con las condiciones particulares de la obra. En ningún caso se debe diseñar el arriostramiento para menos de 0.5 ton/m² con un factor de seguridad de 1.5. Después de haber alineado los paneles, se pueden conectar por medio de cualquiera de los métodos ya mencionados. 

PRODUCTOS VIBROCOMPRESOS

1. Generalidades

En este capítulo trataremos de presentar al lector los diferentes productos vibrocomprimidos y su extenso campo de aplicación, así como los materiales, herramientas, maquinaria y procesos más comunes que intervienen en la producción de productos de concreto vibrocomprimido.

El objetivo principal es despertar en el lector interés en este campo, por medio de las informaciones obtenidas, y así mismo se vea motivado hacia la utilización, diseño y producción de estos productos.

El conocimiento e investigación de las técnicas, procesos herramientas y equipos de producción; pueden en un momento facilitar el desarrollo de: nuevos productos, talleres o industrias para la fabricación de productos, herramientas o maquinaria coadyuvando el desarrollo del país.

En nuestro país de gran tradición artesanal, se podrá por medio de herramientas y equipos simples; habilitar talleres que den oportunidad de trabajo a campesinos y artesanos con habilidad manual en la producción de elementos artesanales decorativos utilitarios y duraderos y no en artesanía y añómera.

La gran extensión de nuestro país y el bajo índice de población por superficie, debido a la concentración y dispersión de esta, hacen necesaria la creación de pequeñas industrias y talleres que propicien la ocupación de mano de obra, la reducción de costos debidos a la venta directa y reducción de fletes.

La producción de elementos vibrocomprimidos no requiere necesariamente, mano de obra calificada ni equipos costosos de producción; si no se encuentra mano de obra calificada disponible, si no se cuenta con maquinaria, se podrán habilitar equipos y herramientas sencillas de producción.

Como mencionamos anteriormente es necesario la creación de pequeños talleres, los cuales se pueden desarrollar sobre bases sanas acordes con la relación oferta demanda. Hacemos especial hincapié en la necesidad de investigación de productos y sistemas, con el fin de evitar la dependencia tecnológica.

2. Productos vibrocomprimidos

Como explicamos anteriormente, la clasificación de este tipo de productos obedece a la actuación de la vibración para compactar, combinada con la compresión, con objeto de incrementar la compactación del concreto: reduciendo el volumen de vacíos y de aire atrapado, incrementando la resistencia y la calidad. Esto se verá con más detalle en el capítulo 6.2.

Los productos vibro-comprimidos se clasifican de acuerdo a su forma y método de producción; por su forma pueden ser elementos simples, lineales, superficiales y especiales.

Como ejemplo de elementos simples tenemos: tabicónes, blocks, celosías, adoquines, losetas, etc.; los elementos lineales son aquellos en los que una de sus dimensiones es notoriamente mayor de la relación uno a tres, como ejemplo tenemos: tubos, postes de cercado, señalamientos de carreteras, viguetas, etc.; el tercer grupo son los productos superficiales en los cuales una de sus dimensiones es muy reducida con respecto a las otras, dando lugar a elementos como son: losas, placas, paneles, etc.; como elementos especiales tenemos los que por sus características no podemos clasificar dentro de los tipos mencionados anteriormente y por sus dimensiones reducidas no podemos clasificar como especiales, un ejemplo de éstos productos serán los escalones, las conexiones de tuberías, las cajas de registros, etc.

3. Productos y métodos de producción

Generalmente se utilizan métodos de vibro-compresión y equipos diferentes, para la producción de elementos de las clasificaciones antes señaladas.

En la tabla que a continuación aparece (pagina 12), se mencionan los métodos (P) posibles, (R) recomendables y (O) óptimos para la producción.

4. Características de los productos vibro-comprimidos

Economía

La economía es la resultante de la predeterminación de costo de adquisición con un mínimo de imprevistos obteniendo mayor calidad incluso acabados aparentes.

Rapidez

La rapidez está determinada por la entrega oportuna y

programada de los productos así-mismo por la facilidad de colocación.

Calidad

Con los procesos de vibrocompresión se logra mayor calidad en los productos y a su vez generalmente esta calidad es controlada y respaldada por el productor.

Conservación

Debido a que los productos son hechos a base de materiales inertes generalmente no es necesaria su conservación.

Duración

Es ilimitada si los materiales están especificados adecuadamente para la función a que se destinarán.

Estética

En la actualidad existen en el mercado materiales vibrocomprimidos en gran variedad de formas texturas y colores con los cuales se pueden lograr en forma original los efectos estéticos deseados.

PROCESOS DE PRODUCCION	MOLDE CON VIBRA DOR	MOLDE SOBRE MESA V.	MOLDE DE VUELCO	MAQUINA MOVIL	MAQUINA FIJA	GIRO COMPRESION O CENTRI- FUGACION	EXTRUSION
------------------------------	------------------------------	------------------------------	-----------------------	------------------	-----------------	--	-----------

ELEMENTOS
SIMPLES

Tabicón	-	P	P	R	O	-	-
Blocks	-	P		R	O	-	-
Celosías	P	P	-	R	O	P	-
Adoquines	-	P	P	R	O	-	-
Placas	P	P	R	P	O	P	P
Bovedillas	-	-	-	R	O	-	-
Dovelas	-	-	-	R	O	P	-

LINEALES

Tubos de drenaje	R	R	-	-	R	O	P
Tubos para agua	-	-	-	-	R	O	P
Viguetas reforzadas	O	-	-	-	P	R	R
Viguetas presforzadas	R	-	-	-	-	-	O
Guarniciones	R	-	-	-	-	P	P
Postes cercado	-	P	R	-	O	P	P
Señalamiento	R	R	P	-	O	-	-
Canales	P	P	P	P	R	O	O
Parteluces	P	P	R	-	-	O	P

SUPERFICIALES

Losas	P	R	-	-	-	-	O
Muros	P	O	-	-	-	-	R
Paneles	P	O	-	-	-	-	R
Placas	P	O	-	-	-	-	R

ESPECIALES

Mob. Urbano	R	O	-	-	-	-	-
Fachadas	R	O	-	-	-	-	-
Fuentes	R	O	-	-	-	-	-
Juegos Inf.	R	O	-	-	-	-	-
Señalamiento	R	O	-	-	-	-	-
Logotipos		O	-	-	-	-	-
Relieves		O	-	-	-	-	-

"P" POSIBLE "R" RECOMENDABLE "O" OPTIMO

BIBLIOGRAFIA

- I.- Hames R. Libby Modern Prestressed concrete - Van Nosfrand Reinhold company 1981.
- II.- PCI Postensioning Manual - Prestressed concrete Institute, Chicago Illinois 1982
- III.- Laslo Mokka Construcciones con materiales prefabricados de hormigón armado - Ediciones Urmo 1979
- IV.- Khiene - Bonatz Construcción con prefabricados de Hormigón y hormigón armado - Editorial Reverte 1979
- V.- PCI Fachadas prefabricadas de hormigón. Herman Blume Ediciones 1980
- VI.- PCI Manual of structural design and architectural precast concrete - Prestressed Concrete Institute 1982
- VII.- PCI Design Handbook - Prestressed Concrete Institute 1982
- VIII.- Water Meyer - Bohe - Prefabricación - Editorial Blume 1980
- IX.- Maddell Joseph J. Precast Concrete: Handling and Erection - American Concrete Institute 1974

- X.- Productos de concreto Raul Díaz Gómez. Heraclio Esqueda H. IMCYC 1976
- XI.- Concreto Polimerizado - Vicente Lemus Diaz - Guillermo Alcalde L. IMCYC 1977
- XII.- Prefabricación Raul Diaz Gomez IMCYC 1972
- XIII.- Prefabricación en estructuras de concreto - Francisco Robles F. IMCYC 1973
- XIV.- Conexiones para edificios de concreto presforzado PCI IMCYC
- XV.- Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto IMCYC
- XVI.- Concretos especiales Alejandro Graf López IMCYC-ENA
- XVII.- El hormigón precomprimido Ritter y Laroy Catálogo Anippac



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

ING. ALEJANDRO GRAF LOPEZ

1994.

Problemas característicos de calidad del concreto

Analizar la calidad del concreto en las estructuras requiere que sean tomados en cuenta no sólo el revenimiento y la resistencia del concreto a compresión, sino también aspectos relacionados con diseño, fabricación, transporte, distribución, colocación y compactación, curado, reparaciones, y pruebas tanto en laboratorio como en campo.

En México y en diferentes partes del mundo es frecuente que el concreto manifieste problemas o defectos: sin importancia estructural o estética en algunos casos; geométricos o de apariencia en muchos otros; ocasionalmente defectos importantes que pueden poner en peligro al elemento o estructura de concreto o causar incertidumbre de seguridad en la gente. Algunos ejemplos bien conocidos permiten percibir esta problemática.

Resistencia del concreto. Es sin duda la propiedad sobre la cual la mayoría de la gente juzga la calidad del concreto. Por lo general, se determina a los 28 días, en cilindros elaborados, curados, cabeceados y ensayados en forma estándar, de acuerdo con métodos de prueba reconocidos. En las obras, en las plantas premezcladoras, en los laboratorios de servicio, el tema de bajas resistencias en el concreto - léase en los cilindros - es una preocupación constante; también lo es para el propietario de la obra y su asesor estructural.

Revenimiento del concreto. La lucha cotidiana del premezclador, del contratista, y de los supervisores, es lograr que el concreto tenga el revenimiento deseado. Con frecuencia el problema radica en la falta de entendimiento entre las partes. Para el que va a transportar, distribuir y compactar el concreto, el revenimiento deseado es "aguado"; para el supervisor es lo indicado en la especificación, que normalmente es menor que el que quiere manejar el contratista; y el premezclador, que surte el revenimiento solicitado pero que en obra suelen modificarlo.

Agrietamientos no estructurales. Sobre las superficies de las losas, cuando el concreto apenas está fraguando, suelen aparecer fisuras. También hay fisuras que se manifiestan en muros de concreto, tanto en la superficie horizontal como en las verticales. En losas, postes, columnas, se presentan agrietamientos en el concreto después de varios meses de estar en servicio la estructura. Las fisuras del concreto tienden a extenderse y agrandarse conforme el tiempo transcurre.

Taponamiento de líneas de bombeo. Para la transportación del concreto hoy en día es muy utilizado el bombeo. Y con frecuencia ocurren taponamientos que se traducen en interrupciones prolongadas en colados y, en consecuencia, en la formación de juntas frías en la estructura.

Botaduras de cimbra, desalineamiento, escurrimientos de mortero. Ocurren con frecuencia; en general, son deficiencias de carácter estético, y a menudo dejan de corregirse... inclusive en concreto aparente.

Cacarizos en columnas y muros. Al descimbrar estos elementos, es frecuente observar que en las partes bajas y en las esquinas el concreto no está denso, sólido, sino que presenta oquedades comúnmente conocidas como cacarizos.

Reparaciones agrietadas o botadas. Observando las reparaciones hechas en elementos de concreto, p.ej., en los cacarizos, se notan fisuradas o no existentes; si uno las golpea con fuerza, con frecuencia se romperán.

Corrosión del acero de refuerzo. En estructuras de concreto que están cerca de la costa, en las losas de puentes en países con climas extremos, en estructuras en contacto con el agua de mar, y en estructuras de cimentación de plantas geotermoeléctricas, el problema que plantea la corrosión del acero de refuerzo en lo que se refiere a durabilidad del concreto, es permanente.

"Verificación de calidad" del concreto. Suele referirse así al trabajo que efectúan los laboratorios que dan servicio al propietario de una obra, y que consiste en determinar el revenimiento y elaborar especímenes cilíndricos para ensayarlos posteriormente la edad de prueba. El problema radica en la confianza que se puede dar a los resultados emitidos por estos laboratorios. Cuando se reportan resultados bajos de resistencia, es común decidir proceder a la extracción de núcleos de concreto; el método para muestrear el concreto de calidad dudosa, la extracción en sí de los núcleos, el ensaye de los especímenes y la interpretación de los resultados correspondientes plantean un problema serio que ocurre a menudo.

Eflorescencia del concreto. Sobre la superficie del concreto endurecido, ya en servicio, a menudo se observan manchas de color blanco en zonas donde hay escurrimiento o condensación de agua y también donde ocurren ciclos de humedecimiento y secado, en tanques de almacenamiento, losas de techo, puentes, etc.

Hay otro tipo de problemas, a los que se hace menos referencia, que pueden tener efectos importantes en la calidad de las estructuras de concreto. La siguiente selección ilustra diferentes áreas de responsabilidad de donde pueden originarse dificultades.

- Insuficientes o falta de estudios de mecánica de suelos o de mecánica de rocas, en donde se construirá el proyecto
- Falta de cumplimiento con reglamentos de diseño o con reglamentos de construcción reconocidos
- Especificaciones de construcción deficientes
- Mala calidad de los agregados pétreos para concreto. Bien pudieran ser potencialmente reactivos con los álcalis del cemento o con exceso de partículas finas que planteen problemas de contracción en el concreto, o con deficiencias granulométricas que demanden mayor cantidad de agua por metro cúbico, etc.

- Mezclas de concreto inadecuadas por presentar dificultades en su manejo, dificultad de acabado, segregación excesiva, acentuada pérdida de revenimiento, altos consumos de cemento, etc. Planta de concreto con básculas descalibradas, contaminación entre agregados, falta de protección contra lluvia.
- Preparación inadecuada de tramos de colado, supervisión deficiente y prácticas de construcción tendientes a lograr avance en la obra mas que calidad
- Intrínsecamente deficientes en cuanto a módulo de elasticidad, resistencia al impacto o a la abrasión, impermeabilidad.

Lograr concretos de buena calidad plantea problemas sencillos y complejos, que en conjunto se pueden apreciar en la figura¹ No. 1. Allí se destacan los aspectos de durabilidad, resistencia y economía del concreto, asociados a su calidad y uniformidad, a través del control sobre: los materiales, el diseño de mezclas, la fabricación, el transporte, colocación y curado del concreto.

Causas Principales de los Problemas y Areas de Responsabilidad

Son muchas las razones por las cuales se pueden obtener bajas resistencias en los cilindros de concreto. Mencionaremos algunas de las más frecuentes. Una es que al concreto se le haya añadido más agua que la correspondiente al diseño, en la planta premezcladora o previo a la descarga. Otra es que las muestras del concreto no sean representativas del concreto surtido o que los cilindros hayan sido mal elaborados o la falta de protección o descuido durante el almacenamiento de los especímenes en obra. Otras causas de baja resistencia pueden ser curado deficiente por falta de control en la temperatura y humedad, el utilizar mortero de azufre de calidad deficiente, o ensayar el concreto con una máquina descalibrada. Los responsables de los problemas planteados en este párrafo son: el productor de concreto, la supervisión, el contratista, el laboratorio de servicio, el laboratorio de la obra, el diseño.

Con el propósito de estar hablando un mismo idioma en cuanto a la resistencia del concreto, el ingeniero estructural debe especificar el valor considerado en el proyecto (f'_c), la edad de prueba a la cual debe alcanzarse la resistencia, y el porcentaje admisible de resultados de resistencia inferiores a la especificada, lo que en nuestro medio se conoce como "grado de calidad". Estos conceptos están claramente definidos en el Reglamento de Construcciones para el D.F. y en la Norma Oficial Mexicana C 155 (sobre concreto premezclado). Es recomendable promover reuniones previas al inicio de la construcción de estructuras, en las que participen la ingeniería de proyecto, el fabricante de concreto, la supervisión y el constructor, con el propósito de esclarecer dudas sobre la resistencia y grado de calidad de los concretos que se suministrarán a la obra, además de otros puntos de las especificaciones.

¹ "Concrete Manual", Eighth Ed., U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1979

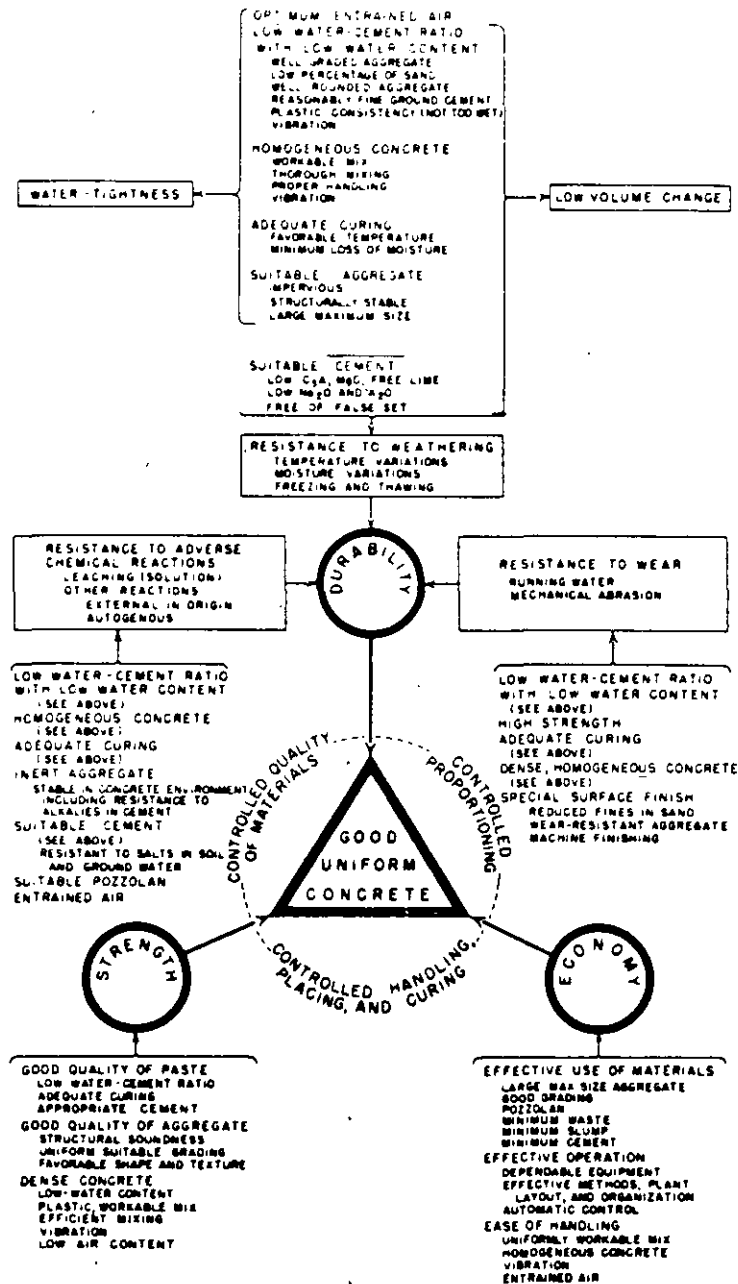


Figure 1.—Chart showing the principal properties of good concrete, their relationship, and the elements which control them. Many factors are involved in the production of good, uniform concrete. 288-D-795.

En nuestro medio es raro que el productor de concreto haga entregas en las que el revenimiento sea menor que el nominal especificado, aun cuando esté dentro de la tolerancia señalada por la Norma. Más frecuente es el caso de descargar concretos fluidos, que dan velocidad al desarrollo del trabajo, lo que es deseable para el constructor y para el dueño. La experiencia propia me indica que muchas entregas de concreto (aguado), cuyos revenimientos exceden la tolerancia máxima, son aceptadas. La supervisión/ingeniería de proyecto y el laboratorio de servicio son quienes deben determinar el revenimiento y comparar el resultado con la especificación con fines de aceptación o rechazo del concreto ensayado.

Muchas son las causas por las cuales el concreto se fisura, tanto a edades tempranas como a edades avanzadas². Grietas por contracción plástica y por asentamiento del concreto, debidas al exceso de agua en el concreto, la baja humedad relativa del ambiente, la poca cohesión de la mezcla de concreto, la presencia del acero de refuerzo como obstrucción al asentamiento y el procedimiento seguido para compactar el concreto, principalmente. Durante el colado también se pueden presentar agrietamientos en el concreto por desplazamiento de la cimbra, asentamiento del piso y por la circulación del personal cuando hay falta de pasillos, barandales, etc. Al descimbrar muros y columnas suele verse un fisuramiento en toda la superficie del concreto; asimismo, en losas donde para dar el acabado se sobretrabajó el uso de plana o cuchara metálica. Esto se debe al tipo de cimbra - impermeable - utilizada, al elevado contenido de cemento (y de pasta) en la mezcla y a un curado deficiente de la superficie de concreto. Hay un tipo de agrietamiento que se presenta en elementos estructurales cuya dimensión mínima es tal, que el calor de hidratación que se genera durante la reacción cemento-agua, hace que en el interior del concreto la temperatura se eleve; si la disipación del calor es lenta y el gradiente térmico entre la masa y la superficie es excesivo, lo cual puede ocurrir al enfriarse el ambiente que lo rodea, entonces se fisura el concreto. Otro tipo de agrietamiento común en estructuras de concreto es el de contracción por secado, debida al exceso de agua en la mezcla de concreto, a las condiciones ambientales de elevadas temperaturas, viento y baja humedad relativa y al procedimiento de curado del concreto. Los agrietamientos por corrosión del acero de refuerzo se producen, principalmente, por la falta de suficiente recubrimiento que lo proteja, por la baja calidad inicial o degradación del concreto con el transcurrir del tiempo, y por la presencia de cloruros. Hay agrietamientos que se presentan en los cambios de sección de los elementos estructurales. Las variaciones de temperatura ambiental, diaria y estacional, provocan cambios de volumen en el concreto, que tienden a fisurarlo. En los diferentes casos de agrietamiento mencionados en este párrafo están involucradas las siguientes partes:

Ingeniería de Proyecto

detallado del acero de refuerzo, para facilitar el acceso del concreto; rigidez estructural de la cimbra y material para fabricarla; localización de juntas de contracción o de expansión; especificación de recubrimientos mínimos; etc.

² "Non-structural Cracks in Concrete", Concrete Society Technical Report No 22, London 1982

Tecnología de Concreto	diseño de mezclas, para reducir consumos de agua y de cemento; para dar al concreto cohesión, facilidad de acabado; desarrollo de especificaciones para la colocación, compactación, curado del concreto, etc.
Constructor	planeación de procedimientos constructivos; estudio de las especificaciones del proyecto; acopio de materiales; capacitación; construcción del proyecto
Laboratorio de Servicio	verificación de calidad de concreto fresco y endurecido; determinación de condiciones ambientales de temperatura, humedad, viento, presencia de cloruros; determinación de temperatura por calor de hidratación; etc.
Supervisión	Verificación de cuantía y posicionamiento del acero de refuerzo; inspección de tramos por colar, aceptación o rechazo de concretos surtidos; desarrollo de colados; detección de agrietamientos; elaboración de informes; cumplimiento o no con especificaciones.
Propietario	Aportación de recursos para estudios, laboratorio, diseño, construcción, supervisión, administración. Aprobación de procedimientos generales de operación y de especificaciones del proyecto
Productor de Concreto	producción de concreto, conforme a los diseños, bacha tras bacha, día tras día; calibración de básculas; suministro oportuno

Actualmente, por la evolución tecnológica de los equipos para bombeo y de los aditivos superfluidizantes, se recurre con mucha frecuencia a la transportación del concreto por medio de bombas. La versatilidad de colocación que esto proporciona, además de la velocidad con que puede desarrollarse el colado, reduciendo el número de gente y la capacidad o fatiga del equipo que se utiliza, son ventajas económicas atractivas para el propietario y el constructor. Sin embargo, en nuestro país ocurre una situación que debe ser característica de países en desarrollo. El equipo de bombeo existente, incluyendo las líneas, no refleja el avance tecnológico mencionado; suele ser un equipo muy trabajado que tiende a provocar taponamientos, particularmente en colados de varias horas de duración. En cuanto a los aditivos, apenas está empezando a ser introducido en México un aditivo capaz de hacer mezclas muy fluidas, cohesivas, con gran poder de reducción de agua y con retardo de fraguado para poderlo dosificar en planta. Por ahora, es común encontrar que los concretos bombeables en nuestro medio, se obtengan utilizando en su elaboración un aditivo "medio superfluidizante", con exceso de pasta

de cemento, y revestimientos mínimos de 14 cm; esto tiene repercusiones importantes en la contracción por secado, los cambios volumétricos, el módulo de elasticidad, la resistencia a la abrasión etc. del concreto. La formación de juntas frías se puede deber a descomposturas del equipo de bombeo, mala planeación de los colados, falta de personal, descompostura de la planta, etc. El conocimiento de los aditivos comercialmente disponibles, el diseño de mezclas adecuadas para bombeo, la capacidad y condición del equipo de bombeo disponible y la planeación detallada del desarrollo de los colados influyen de manera decisiva en la calidad del concreto que se va a colocar en la estructura.

Corresponde a Supervisión, entre otras, hacer una revisión general del tramo de colado, antes de autorizar su inicio. Uno de los aspectos incluidos en esa revisión es el relacionado con cimbras. El posicionamiento, la rigidez y la estanqueidad, además de la superficie en cuanto a acabado y tratamiento para desmoldeo, debieran estar en la lista de revisión previa. Por negligencia o por falta de especificaciones detalladas en lo que a cimbras y requisitos para autorizar colados se refiere, no es raro toparse en las obras con estos defectos del concreto. En algunos casos, la responsabilidad en cuanto a cimbra está compartida entre un supervisor de concretos y un residente de frente; no es conveniente que esté indefinida la asignación, sino determinar un responsable.

Cuando los procedimientos de inspección previa a los colados no están bien definidos y cuando Supervisión está "presente" pero sin hacer un seguimiento real del desarrollo de colados, se producen fácilmente los cacarizos o panales de abeja. Fundamentalmente se deben a la altura del elemento que se cuela; la dificultad de acceso por dimensiones, geometría, y/o cantidad de refuerzo; colocar concreto en exceso de altura, sin coordinar la descarga y la compactación; por falta de vibradores adecuados en diámetro de cabezal, longitud de chicote y frecuencia de vibración; falta de ventanas para facilitar el colado y la supervisión. La experiencia del contratista y de los supervisores debe ser valiosa en la eliminación de este tipo de defectos. Aunado a estos problemas, viene el de las reparaciones hechas con mortero al ser descubiertos los cacarizos y otros defectos que han de cubrirse, normalmente, sobre un área de espesor delgado. Es común observar allí un trabajo más bien estético que estructural; suele repellarse la superficie defectuosa, en lugar de asegurarse de preparar una reparación que desarrolle adherencia y que tenga resistencia similar a la del concreto denso con el cual se va a integrar en la estructura. La ocurrencia de defectos debe estar prevista en la etapa de planeación del proyecto; asimismo, su detección, evaluación del problema, su corrección y verificación.

En la etapa de concepción y análisis del proyecto se manifiestan los problemas potenciales de la corrosión del acero de refuerzo. Los estudios de laboratorio relacionados con el medio ambiente en donde estará localizada la obra y los análisis de suelos y aguas con los que estarán en contacto las estructuras de concreto reforzado, confirmarán el riesgo de corrosión. Habrán casos evidentes de ataque de sales como el de columnas soporte de un muelle marino, el de taludes perimetrales o estructuras que formen el apoyo del vertedor de un tanque de evaporación solar

en una geotermoeléctrica. La ingeniería de proyecto debe reconocer las posibilidades de ocurrencia de la corrosión, apoyarse con la opinión del tecnólogo de concreto y concluir con especificaciones orientadas a evitar el problema corrosivo. Durante la vida de servicio de la estructura, personal de Operación y de Mantenimiento de obras debe revisar periódicamente las estructuras para determinar si hay o no señales de corrosión del acero de refuerzo en el concreto, e informar de los resultados; esto permite evaluar parte del comportamiento de la estructura de concreto y documentarlo para referencia.

Muchas de las determinaciones de la calidad del concreto son efectuadas por los laboratorios; en la etapa de estudios, es el laboratorio que contrata el diseño - algunas veces es parte propia - y durante la construcción del proyecto interviene el laboratorio de servicio, con verificaciones ocasionales por parte del laboratorio del cliente. Con fines de aceptación final de una estructura o partes de ella pueden requerirse estudios especiales con más pruebas de laboratorio. Y para determinar el comportamiento real de las estructuras en condiciones de servicio, también se requiere efectuar pruebas y mediciones confiables; la retroalimentación de los resultados y la revisión de los análisis previos contribuirán al mejor entendimiento del proyecto. El dominio de la tecnología de concreto, los recursos de instalaciones, equipo y personal, además de los procedimientos generales de operación y control del laboratorio, aportan, en la etapa de estudios, la información fundamental de confianza sobre la cual habrán de basarse las especificaciones del proyecto. Ya en construcción, la obtención de resultados confiables en las pruebas de verificación de calidad que cotidianamente se hagan al concreto, se vuelve necesaria para el avance gradual del proyecto. En las diferentes etapas en donde intervengan los laboratorios que efectúan ensayos y mediciones, se requiere confiabilidad en la información obtenida. En México, como en muchos otros países del mundo, desde hace varios años se cuenta con una metodología específica para determinar si un laboratorio de pruebas - y mediciones - cuenta o no con lo suficiente para obtener resultados confiables. Oficialmente a este mecanismo se le conoce con el nombre de Acreditamiento o Autorización* y en nuestro país el reconocimiento correspondiente lo otorga la Dirección General de Normas. Actualmente contamos con pocos laboratorios acreditados (unos 15) para efectuar pruebas al concreto y cada día que pasa es mayor la necesidad de contar con este tipo de laboratorios. El mismo Reglamento para las Construcciones de Concreto del Distrito Federal indica que las pruebas a los materiales y al concreto deben efectuarla laboratorios acreditados. La DGN, apoyada por ingenieros de la industria privada, de instituciones gubernamentales y educativas, etc., están haciendo un esfuerzo importante para incrementar el número de laboratorios acreditados y para promover la difusión del acreditamiento en México. En mi opinión, los criterios y la metodología involucrados en los sistemas de acreditamiento, proporcionan una herramienta muy económica y accesible, para el mejoramiento notable de la calidad de los laboratorios, del equipo, del personal, de los procedimientos de operación y control, etc.

*Aplicable a los laboratorios de metrología, que determinan el estado de calibración del equipo e instrumentos que utilizan los laboratorios.

Diseñar una mezcla de concreto no es tan sencillo como en general se juzga. No se trata sólo de obtener un revenimiento y alcanzar una resistencia a compresión. Debe entenderse cuál es el uso que se le va a dar al concreto, cómo va a ser transportado y compactado, etc. Hablando de concretos arquitectónicos, la apariencia será fundamental; en caso de manifestarse eflorcencia sobre la superficie, habrá fallado el proyecto. Las columnas y muros exteriores de un hotel en la costa pueden ser resistentes estructuralmente al concluir la construcción del proyecto, pero irse degradando gradualmente con el tiempo por no haber considerado aspectos de durabilidad del concreto. La comunicación entre la ingeniería de proyecto, el tecnólogo de concreto, el propietario del proyecto, el productor de concreto y el constructor, es básica para lograr estructuras de concreto resistentes, durables, adecuadas para el uso previsto.

Hemos visto que para obtener una cierta calidad en las estructuras de concreto, deben participar las diferentes partes que intervienen en el proyecto, desde su concepción hasta concluida su construcción y, aún más, durante su vida de servicio. La ingeniería de proyecto, los laboratorios de pruebas, el tecnólogo de concreto, los reglamentos para diseño y construcción, la supervisión, el constructor, el dueño, el usuario, el personal de operación y mantenimiento. Para materiales y equipos especiales que vayan a formar parte de la estructura, la participación del área de Abastecimientos es fundamental. En estructuras sencillas, el constructor realiza esta tarea; en proyectos complejos el dueño designa un Departamento de Abastecimientos.

Aspectos Fundamentales del Control de Calidad

Un punto obligado de partida para poder hablar de control de calidad, es definir el concepto de CALIDAD. Aplicado a las estructuras de concreto, calidad tiene significados diferentes dependiendo de quien emita la opinión. Gente relacionada con la ingeniería del proyecto pudiera expresar algo como: "las estructuras de concreto tendrán calidad satisfactoria cuando bajo las sollicitaciones previstas: cargas, viento, sismo, etc., las deformaciones de los elementos estructurales, individualmente o en conjunto, se encuentran dentro de las tolerancias estimadas en la fase de diseño". Por su parte, el dueño podría pensar que "La calidad del proyecto construido es excelente, pues se logró concluir la construcción en menos tiempo que el programado, a un costo real equivalente al 80% del estimado inicialmente". Y el productor quizás consideraría que suministró calidad al cliente por el buen servicio brindado, por haber tenido 13% de fallas (resultados inferiores a f'_c), por el reducido número de ollas regresadas y por haber atendido con éxito el 97% de las reclamaciones". Pueden mencionarse expresiones de calidad relativas a estructuras de concreto como:

- Que sea adecuada para el uso previsto
- Que haya sido construida conforme a Reglamentos Oficiales y prácticas de construcción reconocidas

- Que su comportamiento estructural sea satisfactorio y que el mantenimiento requerido para su conservación sea mínimo
- Que satisfaga los requisitos estructurales, arquitectónicos y de servicio, al menor costo posible

Al analizar las definiciones de calidad mencionadas arriba, observamos que con frecuencia resulta un tanto vaga la forma de describirla.

Dado que la calidad de la estructura de concreto depende de la ingeniería de proyecto, del propietario, del tecnólogo de concreto, de los laboratorios, etc., la definición de calidad debe involucrar, necesariamente, la descripción de la calidad, expresada por cada una de las partes. Sin embargo, son diferentes áreas de responsabilidad y cada una debe limitarse a su campo de acción. Así, al tecnólogo de concreto le corresponde describir la calidad del CONCRETO, pero no de la estructura; el comportamiento estructural de la obra ya terminada corresponde evaluarlo no al constructor ni al propietario, sino a la ingeniería de proyecto, y ésta es quien debe describir su calidad; etc. De lo anterior, resulta que la calidad de una estructura de concreto debe ser evaluada de acuerdo con la calidad alcanzada por cada una de las áreas de responsabilidad del proyecto.

Bueno, pero ¿cómo se describe la calidad? Respetando lo expresado en este párrafo, y siendo tecnólogo de concreto, me limitaré a describir la calidad del concreto, como parte de la estructura.

La calidad del concreto reforzado en estructuras "normales" se describe haciendo referencia a la calidad de:

- los materiales que se utilizan en su fabricación
- las proporciones en que se dosifican, para satisfacer los requisitos de resistencia, revenimiento, durabilidad, etc.
- las cimbras empleadas para lograr la forma, el acabado, etc.
- el acero de refuerzo: cuantía, posicionamiento, recubrimiento, etc.
- las juntas y los embebidos en la estructura
- la producción del concreto
- la colocación del concreto, incluyendo supervisión antes, durante y después del colado
- los acabados de las superficies de concreto
- el curado y la protección del concreto
- los ensayos; incluye calidad de los laboratorios
- las reparaciones efectuadas
- el personal responsable en cada aspecto arriba mencionado
- la confiabilidad de la información que respalda los trabajos ejecutados

En el caso de estructuras "especiales" se describe la calidad de las particularidades que lo distinguen de las "normales", p.ej.

- la calidad del concreto presforzado
- la calidad del concreto lanzado
- la calidad del concreto compactado con rodillos
- la calidad del concreto masivo
- etc.

Al documento que describe la calidad del concreto deseada en el proyecto, se le llama Especificación de los Concretos. Parte del contenido de este documento debe hacer referencia a métodos de prueba, prácticas de construcción, calibración de equipos e instrumentos de medición, etc.

Una vez definida la calidad del concreto, el siguiente paso es controlarla. Para saber qué es lo que hay que controlar, debe hacerse un análisis detallado de las Especificaciones de Concreto. Como resultado de este trabajo quedarán determinadas:

- las características de los materiales; la frecuencia con que deben ser muestreados y ensayados; los métodos de prueba; los criterios para aceptación o rechazo; las formas aceptables para almacenarlos y transportarlos; etc.
- las mezclas de concreto que requerirá el proyecto; resistencias, grados de calidad, revenimientos y tolerancias; consumos mínimos de cemento, etc.
- la frecuencia de calibración de básculas en la planta de concreto, y tolerancias; las pruebas de uniformidad de mezclado a las ollas mezcladoras; los requisitos de información que deben tener los "tickets" a la salida de la planta; etc.
- los requisitos que deben satisfacerse para autorizar colados de concreto
- el tratamiento de juntas en superficies de concreto que vayan a recibir segundos colados
- el periodo de curado de elementos ya colados; formas de curado
- las responsabilidades de los encargados de controlar la calidad del concreto
- el contenido que deben tener los informes parciales de calidad del concreto
- la forma de evaluación de reparaciones en concretos defectuosos
- los diferentes tipos de acabado de las superficies de concreto moldeadas y sin moldear
- etc.

Del análisis de las especificaciones se deducen las actividades del Departamento de Control de Calidad; y del análisis de cada actividad se determinarán los recursos necesarios para llevarlas a cabo, p.ej.

- un laboratorio equipado, que incluya cuarto de curado, prensa para ensaye de cilindros, juegos de mallas para granulometría, balanzas,

- mezcladora de concreto, moldes cilíndricos, conos de revenimiento con placa y varilla, etc.
- verificar calidad de aditivos, por lotes
- hacer ajustes de mezclas de concreto, por contaminación y humedad, una vez por turno de trabajo
- supervisar la calibración de básculas de agregados, cemento y agua una vez por mes; calibrar dosificadores de aditivo una vez cada tres meses; verificar que satisfagan las tolerancias especificadas
- se requerirán formas preimpresas para controlar las remisiones de los concretos que surta la planta; en el sitio deberá recibir el concreto un representante del laboratorio de servicio y la descarga sólo podrá ser autorizada por personal de Supervisión
- deberá llevarse una carta de control de resistencias, para cada tipo de concreto descrito en el capítulo de Mezclas de Concreto
- de cada colado deberá llevarse un historial detallado que incluya la revisión para autorización de colado, el registro de los revenimientos y horas en que llegó cada olla a descargar, la temperatura ambiente cada hora, una descripción del desarrollo del colado y del equipo utilizado para transportarlo, distribuirlo y compactarlo; asimismo, describir el acabado y el curado
- el tratamiento de juntas para segundos colados deberá efectuarse, en superficies horizontales, cuando esté ocurriendo el fraguado final del concreto; se utilizará chiflón de agua-aire, hasta dejar expuesto el agregado grueso 0.6 a 1.2 cm
- las superficies de concreto deberán mantenerse continuamente húmedas, desde la ocurrencia del fraguado final, hasta cumplir siete días de edad; sobre muros y columnas, deberá aplicarse membrana de curado, color blanco; después de descimbrar estos elementos deberán humedecerse, antes de aplicar el curado. Sobre superficies horizontales, el curado deberá efectuarse aplicando doble espesor de capa, dejando transcurrir de dos a cuatro horas entre capa y capa.
- el encargado de control de calidad de los concretos deberá elaborar informes catorcenales sobre volúmenes y calidad de los concretos colados en el periodo; en cuanto a resistencias, deben estimarse estadísticamente los valores que se obtendrán a los 28 días. Los informes deberán entregarse a la Superintendencia General del proyecto.

Y así se podrían seguir mencionando más actividades/obligaciones. La conclusión de este trabajo conduce a la Planeación para cumplir la Calidad. A su vez, la planeación de las actividades de control nos llevan a: un organigrama, y la definición de funciones y responsabilidades; desarrollar un programa de capacitación inicial y otro posterior; sistematizar la recopilación de la información relacionada con el proyecto, lo que también implica el diseño de formas que se utilizarán durante la construcción del proyecto, incluyendo la estandarización de informes de calidad; definir los canales de comunicación adecuados con el propietario, el constructor, la ingeniería de proyecto, ya sean informes, bitácoras, minutas, memoranda, cartas de control; etc. La siguiente actividad es ejercer el Control de Calidad.

Control de calidad del concreto. Debe iniciarse con suficiente anticipación al comienzo de la construcción, para efectuar los estudios previos, desarrollar especificaciones, capacitar personal, instalar laboratorio, establecer procedimientos, etc. A manera de ejemplo, para el Tecnólogo de Concreto el control de calidad en una obra puede lograrlo cuidando el cumplimiento de los aspectos que se mencionan a continuación:

Estudios. Primero, reunirse con el propietario y con ingeniería de proyecto para entender cuál es el uso que se le pretende dar a la estructura o a partes de la estructura; para discutir con los proyectistas los requisitos de resistencia, módulo de elasticidad y grado de calidad de los diferentes concretos, los revenimientos, los requisitos especiales previstos para algunos concretos, los conceptos estructurales relacionados con juntas de control, juntas de expansión, juntas frías, etc.; determinar volúmenes de concreto del proyecto, calendario de obra, etc. Después se procede a la determinación de los materiales que habrán de utilizarse en la construcción: cementos, agregados, agua, aditivos, membranas de curado, bandas de PVC, resinas, morteros especiales, etc. Y luego a efectuar pruebas de verificación de calidad de materiales y a diseñar las mezclas de concreto para el proyecto. Dependiendo del tipo de obra y de los antecedentes disponibles en cuanto a los agregados, el tiempo requerido para los estudios previos puede variar desde unos cuantos días hasta un año. Durante este periodo se puede desarrollar la mayor parte de las especificaciones de construcción relacionadas con el concreto. Asimismo, establecer los procedimientos de control que habrán de seguirse en la construcción. Determinar las necesidades del laboratorio en cuanto a instalaciones, equipo y mobiliario, personal, capacitación. Hacer los ajustes necesarios a los diseños de mezclas, para verificar su comportamiento bajo las condiciones específicas de la obra. Acordar la forma de sistematización de recopilación de la información, y archivo de la misma, para respaldar la calidad de los trabajos realizados.

Construcción. Los elementos fundamentales para el control de calidad en esta etapa son: el conocimiento detallado de las especificaciones de construcción, y su relación con los planos de cada parte de obra; la definición de las responsabilidades del personal del laboratorio de control, de los supervisores, de los residentes de frente, del constructor, de la ingeniería de proyecto, del departamento de abastecimientos, del productor de concreto, de los laboratorios que efectúan pruebas, del dueño, etc.; la forma de comunicación interna y entre áreas; la documentación de las actividades tanto en el laboratorio como en campo; la capacitación continua del personal; la anticipación oportuna a las necesidades de colados, de acuerdo con el programa de obra y a través de la comunicación frecuente con los contratistas, con el productor de concreto y con el propietario; la revisión cotidiana de los cambios al proyecto; la verificación continua de la confiabilidad de los resultados obtenidos por el laboratorio, tanto en sus instalaciones como en el campo; toma de muestras de los materiales que se utilizan, con fines de verificación de calidad, con la frecuencia señalada en las especificaciones; ejecución de ensayos; la inspección de la planta de concreto, en

particular el funcionamiento de básculas; la inspección de preparativos generales en los diferentes tramos próximos a colar; la inspección del equipo utilizado para mezclado y para transportación y distribución del concreto; la verificación de funcionamiento de los vibradores y equipo auxiliar para efectuar la compactación del concreto; la supervisión del descimbrado de los elementos colados; e. levantamiento de los defectos observados en el concreto después del descimbrado; la verificación de curado de losas, muros, columnas, etc., por el periodo especificado; la supervisión y evaluación de reparaciones en los concretos defectuosos; la verificación de calidad del concreto surtido por el productor; la supervisión del desarrollo de los colados; la inspección visual de los concretos ya colados, para detectar la aparición de agrietamientos; el asentar en bitácora las comunicaciones necesarias; tomar fotografías para mostrar el avance y la calidad visual; analizar los resultados de las diferentes actividades, y compararlos con las especificaciones. Elaborar cartas de control; asimismo, informes de control de calidad que incluyan comparación con las especificaciones y las conclusiones sobre cumplimiento o no con las mismas y las recomendaciones sobre actividades fuera de control que requieren corrección. Una forma ilustrada de lo que es el control de calidad se puede percibir cuando uno busca la respuesta adecuada a las siguientes preguntas: Si alguien deseara averiguar la calidad del concreto de cualquiera de los colados efectuados a la fecha en la obra, ¿QUE DEBERIAMOS HACER?; Si hubiera dudas sobre la calidad del concreto en la estructura, ¿COMO SE PODRIA DEMOSTRAR QUE ES SATISFACTORIA? La planeación del control de calidad, el control ejercido y la documentación correspondiente nos dan las respuestas.

El nivel deseado de control de calidad suele alcanzarse no al inicio de la construcción, sino un tiempo después, a través del éxito alcanzado en los proyectos de mejoría de la calidad; el diagrama de Pareto es una herramienta muy útil para la selección más conveniente de los proyectos de mejoría.

Dentro del paquete de especificaciones, podrá incluirse un capítulo que describa las características que debe satisfacer el concreto durante la etapa de servicio. En cuanto al concreto propiamente dicho, convendría incluir la recomendación de efectuar una revisión general cada cierto tiempo, digamos un año, y una revisión a los cuatro meses, de partes de la estructura de concreto que se consideran especiales. Elaborar informes de las revisiones efectuadas, con recomendaciones, y enviárselos al propietario.

Para referirse al control de calidad en estructuras de concreto, se requiere primero describir su calidad, o sea, contar con un documento que se llame algo así como Especificaciones para la Construcción y el Comportamiento de Estructuras de Concreto. Colaboran en el desarrollo de estas especificaciones, el propietario, la ingeniería de proyecto, el tecnólogo de concreto, el constructor; y se consideran, por supuesto, los reglamentos de construcción, normas o métodos de prueba, etc.

El Aseguramiento de Calidad

Como bien señala Lewis H. Tuthill³, y explicaremos adelante, el control de calidad y la garantía resultante no son diferentes en los trabajos de construcción de concreto. Más bien se requiere sólo adoptar una política de apoyo total hacia la calidad. Los ingenieros, los arquitectos y el propietario deben apoyar con firmeza sus propias especificaciones; no hacer concesiones. Cuando se desee asegurar la calidad en toda la obra, debe ser reconocida por las autoridades esta necesidad, ser confirmada y registrada con suficiente frecuencia durante la construcción, de manera que en todos los casos en que no esté como debe ser, se tome acción correctiva inmediata y efectiva, y se documente.

En lo que sigue presentaré los criterios para diseñar un Programa de Aseguramiento de Calidad, e iré comentando las particularidades que sean aplicables a un aseguramiento de calidad, en comparación con un control de calidad. Los criterios provienen de la Norma ANSI N.45.2 "Quality Assurance Program Requirement for Nuclear Power plants".

CIRTERIOS:

1. Organización

Debe integrarse un grupo multidisciplinario, encargado de administrar y dirigir el Programa de Garantía de Calidad (PGC). Se debe designar a la persona u organización responsable del PGC. Asimismo, deben manifestarse las responsabilidades y la autoridad de cada una de las personas u organizaciones involucradas.

2. Programa de Garantía de Calidad

Un PGC describe las políticas de la organización, las prácticas y procedimientos a seguir para cumplir lo estipulado en el contrato. Cada organización responsable dentro del PGC debe desarrollar su propio PGC, en donde detalle los métodos y procedimientos que utilizará para satisfacer los objetivos de calidad que señala el propietario en el Plan de Garantía de Calidad del Proyecto.

Para cumplir con este criterio es necesario desarrollar un Manual de Procedimientos, que es un documento que describe cómo están organizados los encargados de garantía de calidad del concreto, para cumplir con las especificaciones; cómo certifican que el personal con que cuentan: inspectores, laboratoristas, etc., son competentes; cómo verifican la calidad de los materiales, equipos y servicios que se requieren; cómo controlan los documentos que emiten o que reciben; cómo controlan los materiales y muestras que manejan; cómo garantizan la calidad de los procesos especiales señalados en las especificaciones; cómo se ejerce la supervisión de las actividades de control; cómo se ejecutan las pruebas; cómo se verifica el equipo e instrumentos que se utilizan en pruebas y mediciones; cómo se determina-

³ "Cómo lograr calidad en las construcciones de concreto", Lewis H. Tuthill, Revista IMCYC, Vol. 24, No. 187, diciembre 1986, México.

rá cuáles son los materiales o partes de la obra que no satisfacen las especificaciones y cómo se corregirán para cumplir con la calidad; cómo se documentarán todas las actividades relacionadas con la garantía de calidad del concreto y cómo serán archivadas para referencia o consulta; cómo se asegurará de que los procedimientos expresados para garantizar la calidad del concreto, realmente se seguirán durante la construcción del proyecto.

Desarrollar el Manual de Calidad es una tarea compleja, que consume mucho tiempo, pero de extraordinaria utilidad.

Cuando se trabaja bajo un control de calidad, normalmente no se tiene un manual de procedimientos; o se tiene, pero no con el contenido expresado en el párrafo anterior. El trabajo es el mismo, excepto que la planeación y documentación varían considerablemente.

3. Control de Diseño

La organización encargada del diseño debe establecer procedimientos y documentar los diseños con el detalle necesario para que esos diseños puedan desarrollarse correctamente y que permitan, a otra persona calificada, entender y verificar los documentos del diseño final.

La organización encargada del control de calidad del concreto debe ser notificada de cambios en el diseño, incluyendo cambios indicados directamente en la obra. Y deben determinar, Concreto y Diseño, qué hacer en casos de inconformidad - de concreto - con especificaciones: reparar, rehacer, aceptar como está o rechazar.

4. Control de Documentos de Compra

El programa de calidad debe asegurar que los documentos con los cuales se hagan las solicitudes de materiales, equipos y servicios, incluyan información suficiente y clara para: identificar su aplicación; los requisitos técnicos, incluyendo su relación con normas, códigos, planos, estándares; y la documentación necesaria para aprobación.

Este criterio obliga a ser cuidadoso en la descripción de las adquisiciones y a escribir el criterio para su aceptación o rechazo.

5. Instructivos, Procedimientos y Planos

Las actividades que afecten a la calidad, deberán ser documentadas con instrucciones, procedimientos, planos u otros escritos análogos; estos documentos deben incluir criterios de aceptación cuantitativos y/o cualitativos, para determinar si las mencionadas actividades se han realizado satisfactoriamente.

Es una sana costumbre que debiera adoptarse para todo trabajo de construcción.

6. Control de Documentos

Se deben establecer medidas para asegurar que la emisión de documentos que afecten a la calidad sean emitidos y verificados por personal autorizado. Se refiere a instructivos, procedimientos, normas, especificaciones, comunicaciones, bitácoras, planos.

Que el destino de los documentos sea la persona o sección a la cual van dirigidos. Que las modificaciones a dichos documentos sean realizadas bien por la misma organización que los emitió originalmente o por personal debidamente autorizado.

Cuando se ejerce control de calidad del concreto se generan menos documentos y se tiene limitado control sobre su emisión, distribución, modificación. Y con frecuencia no se cuenta con evidencia escrita para demostrar la calidad alcanzada en el concreto.

7. Control de Materiales, Equipos y Servicios Comprados

Se deben establecer medidas para asegurar que la calidad de los materiales, equipos y servicios adquiridos, ya sea directamente o a través de contratistas, cumple con los requerimientos especificados en los documentos de compra. Anticipadamente debe hacerse una evaluación de proveedores y de subcontratistas. Y deben hacerse las pruebas de verificación de calidad a los materiales y a los equipos.

Aun cuando los encargados de control de calidad de concreto sí exigen calidad en cuanto a materiales y equipo, no suelen hacer evaluación de proveedores y subcontratistas.

8. Identificación y Control de Materiales, Partes y Componentes

Deben establecerse procedimientos para asegurar la identificación de materiales, partes y componentes, incluyendo conjuntos parcialmente fabricados.

En mi opinión, es un poco más documentado en aseguramiento de calidad, comparado con el control de calidad.

9. Control de Procesos Especiales

Prescribe se tomen las medidas necesarias para asegurar que los procesos especiales, como soldadura, tratamientos térmicos, pruebas no destructivas, etc. se controlen y efectúen mediante procedimientos y personal calificado, de acuerdo con instituciones reconocidas, normas, procedimientos, códigos, especificaciones. Dichos procedimientos deben estar aprobados.

Cuando se trabaja bajo control de calidad es raro documentar las calificaciones que "reconocen" la capacidad del personal especializado. Asimismo, hay carencia o escasez de documentación de los procedimientos, normas, etc., seguidos en la aplicación de los procesos especiales.

10. Inspección

Debe establecerse un programa de inspección de actividades que afecten a la calidad, para verificar su conformidad con las instrucciones, procedimientos y planos para realizar esas actividades.

La inspección debe ser efectuada por personas ajenas a la ejecución de los trabajos inspeccionados. Deben realizarse mediciones y pruebas a los materiales, productos o equipo por cada concepto de obra donde sea necesario asegurar la calidad. Se indicarán puntos clave de inspección, que obliguen a una inspección por parte del dueño antes de autorizar continuar el trabajo.

El concepto de puntos clave de inspección es raro encontrarlo, en forma sistematizada, en trabajos donde se lleve control de calidad. La documentación de todas las actividades de inspección es abundante y detallada en aseguramiento de calidad.

11. Control de Pruebas

Deben establecerse las medidas necesarias para asegurar que se realicen todos los ensayos indicados en las especificaciones, detallando los procedimientos a seguir en cada ensayo, comprobando que los instrumentos y aparatos satisfacen los requisitos de la especificación técnica aplicable, y que las condiciones ambientales para la ejecución de las pruebas es la adecuada. Documentación de los resultados de pruebas y evaluación de los mismos, recurriendo a métodos estadísticos apropiados, para asegurar que los requisitos de ejecución de las pruebas son satisfactorios.

Los aspectos de comprobación de cumplimiento de instrumentos y aparatos conforme a lo indicado en las normas técnicas, estimo que se hace ocasionalmente en trabajos de control de calidad. Y no suele hacerse una evaluación de la confiabilidad del laboratorio que efectúa los ensayos. El acreditamiento de laboratorios de pruebas, que otorga la DGN a laboratorios que satisfacen los requisitos de los criterios para el acreditamiento, representan un apoyo para reconocer la confiabilidad de los resultados de los ensayos.

12. Control del Equipo para Mediciones y Ensayes

Deberán establecerse las medidas que aseguren que los equipos e instrumentos que se utilizan para determinar mediciones y efectuar ensayos que afecten a la calidad, estén debidamente calibrados, con la frecuencia indicada, y que satisfagan las tolerancias de exactitud prescritas en las especificaciones. Deberán mantenerse registros y demás evidencias de las actividades de calibraciones, ajustes, etc. de los equipos e instrumentos.

Es muy raro encontrar obras cuyo control de calidad satisfaga el requisito de calibrar debidamente sus instrumentos y equipos que utiliza para sus mediciones y ensayos. El problema puede ser de fondo,

de desconocimiento y también económico. Por una parte, existen limitaciones a nivel nacional para calibrar los equipos e instrumentos, por el limitado número de laboratorios de calibración autorizados. Por otra parte, muchos laboratorios de control de calidad de concreto desconocen el significado real de calibración y realizan una "calibración casera" de sus aparatos. Por último, hay laboratorios que prefieren pagar una calibración no oficial, pero rápida o económica, en vez de solicitar - y esperar - la visita de un laboratorio autorizado. Cuando los laboratorios efectúan calibración de sus equipos, normalmente sí documentan esta actividad. Deben contar con expedientes y su "historia clínica" los instrumentos y equipos que utiliza el laboratorio.

13. Manejo, Almacén y Embarque de Materiales y Equipo

Se deben indicar las medidas que se adoptarán para controlar el manejo, almacenamiento, transporte, limpieza y conservación de materiales y equipo, de acuerdo con las instrucciones de trabajo e inspección, para evitar daño o deterioro que trascienda en la calidad. Este criterio también prescribe controlar el medio ambiente, p.ej. humedad relativa y temperatura, para preservar la calidad de productos especiales.

Es posible que, en general, sí adopten estas medidas las organizaciones de control de calidad, pero no suelen tener documentación sistemática, completa, de esos procedimientos.

14. Estado de las Inspecciones, Ensayes y Operaciones

Por medio de marbetes, sellos, etiquetas o marcas especiales, debe indicarse el estado actual de las inspecciones, ensayos y operación de procesos que afecten a la calidad; se deben asegurar en todo momento los controles de identificación, inspección y pruebas por las que ha pasado la actividad.

Considero que los requisitos de este criterio no son practicados por las organizaciones normales que ejercen control de calidad. En cierta forma, se puede decir que es la identificación y documentación física del estado actual de las actividades de control.

15. Materiales, Partes y Componentes Discordantes

Deben establecerse medidas para identificar las partes, materiales y componentes que no satisfagan los requisitos prescritos en las especificaciones, para evitar su uso o instalación inadvertida. Se requerirá control de identificación, de documentación, de notificaciones a las organizaciones afectadas. Asimismo, será necesario especificar que los materiales, partes y componentes con incumplimiento deberán ser revisados, aceptados, reparados o rehechos, de acuerdo a procedimientos escritos y documentados.

Las organizaciones que trabajan sobre la base de control de calidad no llevan un control sistemático, documentado, de los incumplimientos

de materiales, partes y componentes. En ocasiones, sí se cuenta con información parcial de la falta de cumplimiento; dependiendo del caso de que se trate, se describe o no por escrito el tipo de revisión que se efectúe y el procedimiento de evaluación subsecuente.

16. Acciones Correctivas

Habrán de establecerse procedimientos para asegurar que las condiciones adversas a la calidad, tales como fallas, malfuncionamiento, materiales y equipo defectuoso, desviaciones, se identifiquen y corrijan con prontitud; que se determinen las causas que originaron la falta de calidad y se adopten las medidas adecuadas para evitar se repita. Dichas acciones correctivas deberán ser transmitidas por escrito al personal que las aplique. Y la información relacionada con el incumplimiento de calidad y la correspondiente acción correctiva efectuada, deberán documentarse.

En el control de calidad no siempre se determinan las causas que dieron origen a los incumplimientos. Y la documentación de estos casos suele ser parcial; por lo mismo, no hay seguridad de que no se repita la falla. Cuando las fallas son de cierta importancia, regularmente se documenta el caso, incluyendo la acción correctiva; en incumplimientos "menores", es común carecer de documentación de la falla y de cómo fue subsanada.

17. Registros de Garantía de Calidad

Se deberá establecer un sistema de archivo, de fácil acceso y protegido contra deterioro o pérdida, en el cual se mantengan los registros que proporcionen evidencia de las actividades que afecten la calidad. También, un sistema de control de archivo y la designación de las personas responsables del mismo.

Se requieren registros de ensayos, inspecciones, calibración de equipos, capacitación y certificación de personal, incumplimientos con especificaciones, bitácoras, etc.

La carencia de registros suficientes es una característica distintiva entre control de calidad y aseguramiento de calidad. En nuestro país cada día hay más difusión de conceptos tales como certificación de plantas de concreto, certificación de inspectores y de laboratoristas, acreditamiento de laboratorios de pruebas, autorización de laboratorios de calibración de equipos e instrumentos, etc. Este tipo de actividades conducen a una sistematización de procedimientos de trabajo que necesariamente conduce a la documentación de información, como base para evaluación de desempeño por parte de terceros. Con el tiempo, adoptada la política de documentación, se podrán comparar el control de calidad y el aseguramiento de calidad.

18. Auditorías Técnicas

Se deberá realizar un sistema de intervenciones planeadas y periódicas, para verificar el cumplimiento y el seguimiento de todos los

aspectos que cubre el Programa de Aseguramiento de Calidad. Se efectuarán las auditorías de acuerdo con procedimientos escritos, utilizando listas de verificación; el personal que las realice deberá estar capacitado y no tener responsabilidad directa en las áreas auditadas. Los resultados de las intervenciones deberán documentarse y ser revisados por la Dirección del área responsable. Toda desviación que sea encontrada durante una intervención dará origen a una acción correctiva; se deberá verificar el cumplimiento de las acciones correctivas, realizando cuantas intervenciones sean necesarias.

En mi experiencia, no me he encontrado con organizaciones que llevando un control de calidad en obra, realicen auditorías técnicas planeadas y periódicas, para verificar el seguimiento y cumplimiento de todos los aspectos de calidad expresados en su Manual de Procedimientos y documentos conexos.

De los 18 criterios de aseguramiento de calidad expresados, con los breves comentarios hechos en cada uno de ellos, y recordando los aspectos fundamentales de control de calidad, se puede confirmar lo expresado por Tuthill:

El control de calidad y la garantía resultante no son diferentes en los trabajos de construcción del concreto. Se requiere adoptar una política de apoyo total hacia la calidad y ser reconocida por las autoridades. Ser confirmada y registrada con suficiente frecuencia durante la construcción; en los casos en que no esté la calidad como debiera ser, tomar acción correctiva inmediata y efectiva, y documentar las actividades efectuadas.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION.

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

ING. JOSE OSCAR TREJO MARTINEZ

1994.

ASPECTOS FUNDAMENTALES

DEL DISEÑO DE

ESTRUCTURAS DE MADERA

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	> 120 000
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

EJEMPLOS DE LAS ESPECIES MAS
COMUNMENTE COMERCIALIZADAS

(NOMBRES COMUNES)

ANGIOSPERMAS, LATIFOLIADAS U
HOJOSAS.

GRUPO I

CHICOZAPOTE
CENCERRO
PUCTE'
RAMON
ENCINO BLANCO O
ENCINO ROBLE

GRUPO II

MACHICHE
AGUACATILLO
CANSHÁN
T'ZALAM
ENCINO ROJO

GRUPO III

BARÍ
LAUREL
PRIMAVERA
PASA'K
AMAPOLA
AILE

GIMNOSPERMAS O CONIFERAS

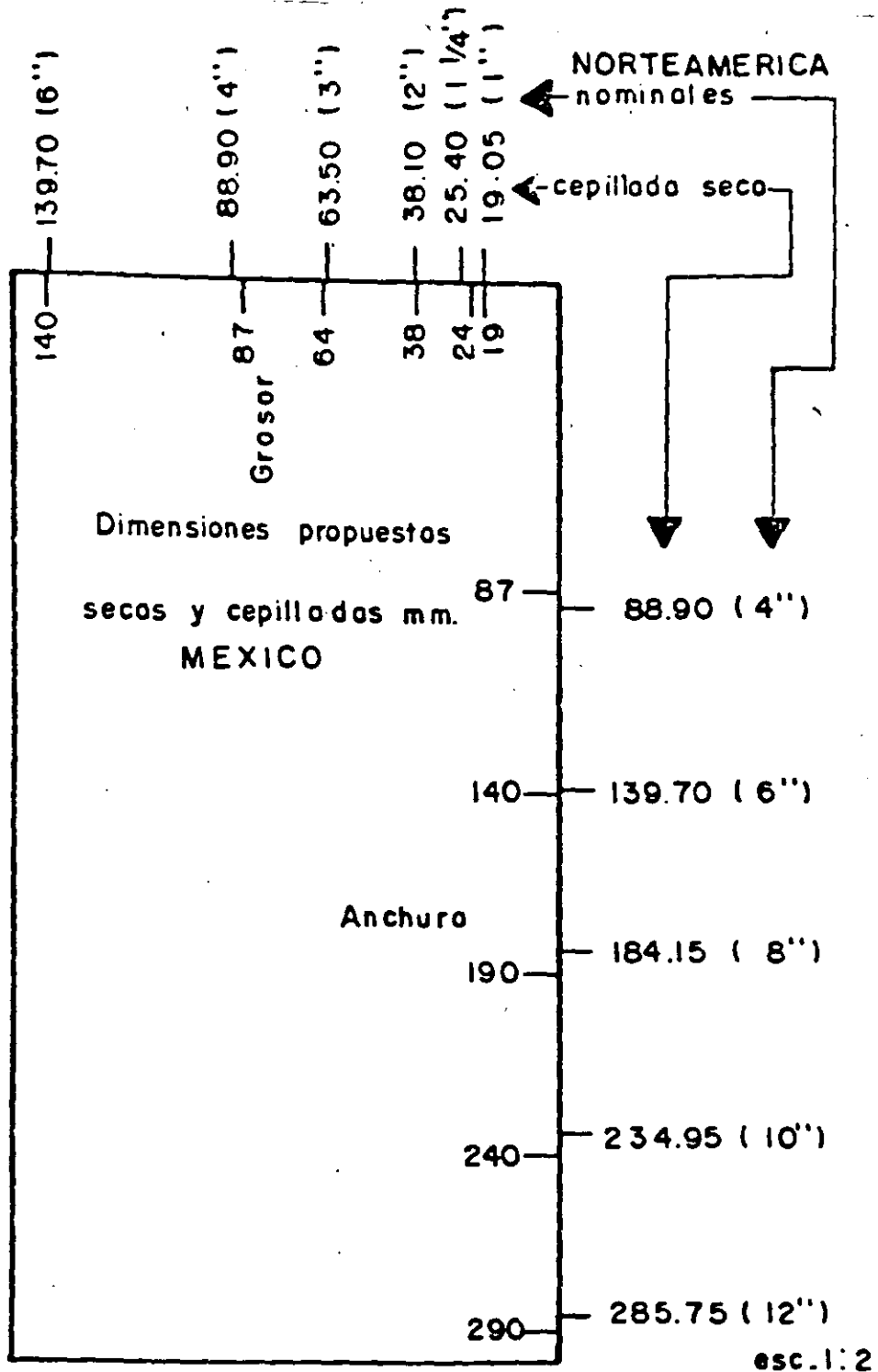
PINO
OYAMEL
CIPRES
ABETO
SABINO
CEDRO BLANCO

**DIMENSIONES ESTANDAR PARA MADERA
ASERRADA Y CEPILLADA (MM)**

(NOM-C-224-1983)

ANCHO GROSOR	87	148	198	248	298
19	X	X	X		
24	X	X	X	X	X
38	X	X	X	X	X
64	X	X	X	X	X
87	X	X	X	X	X
148	X	X	X	X	X

**LARGO: 2448, 3058, 3668, 4278, 4878, 5488
6188**



CORRESPONDENCIA ENTRE MEDIDAS NOMINALES
EN PULGADAS, MEDIDAS ESTANDAR SEGUN NOM-
C-224-1983.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{cu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{...}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{...}$	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'_{fu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{cu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	$E_{...}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{...}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{fu}	190
Tensión	f'_{tu}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{tu}	90
Compresión		
En el plano de las chapas	f'_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{cu}	25
Cortante		
A través del grosor	f'_{vu}	20
En el plano de las chapas	f'_{vu}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{...}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{...}$	5 000

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO CH \geq 18% \pm 2%), k_b

Concepto	k_b
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS, k_{cl}

Regla de clasificación (Según NOM-C:239-1985)	k_{cl}
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

- (1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la regla 2
- (2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 x 87 mm y 87 x 190 mm
- (3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) ⁽¹⁾, k_d

Condición de carga	k_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

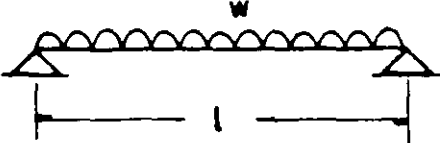
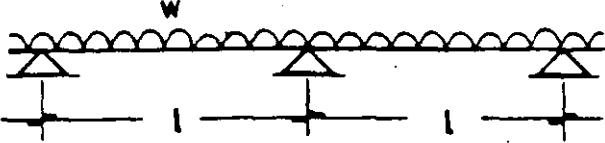
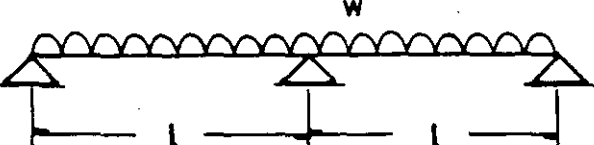
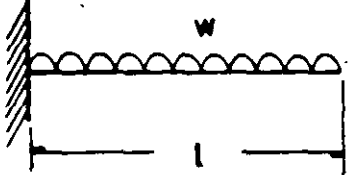
TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d, MENOR O IGUAL A 140 mm), k_p

Concepto	k_p
Flexión	1.25
Tensión y Compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0
	o menor						más
k_a	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA	VIGA CONTINUA DE TRES O MAS CLAROS
 $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{8} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = \frac{wl}{2} \quad (\text{kgf})$	 $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{145} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = 0.6 wl \quad (\text{kgf})$
VIGA CONTINUA DE DOS CLAROS IGUALES	VIGA EN VOLADIZO
 $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{8} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{185} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = \frac{5}{8} wl \quad (\text{kgf})$	 $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{2} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = wl \quad (\text{kgf})$

OBSERVACIONES:

LAS CARGAS UNIFORMES w DEBEN ESTAR EN kgf/cm (SI LA CARGA ESTA DADA EN ton/m, MULTIPLIQUE POR 10 PARA CONVERTIRLA A Kg/cm).

LAS LONGITUDES DEBEN ESTAR EN cm, LOS MOMENTOS DE INERCIA EN cm^4 Y EL MODULO DE ELASTICIDAD E EN kgf/cm^2 .

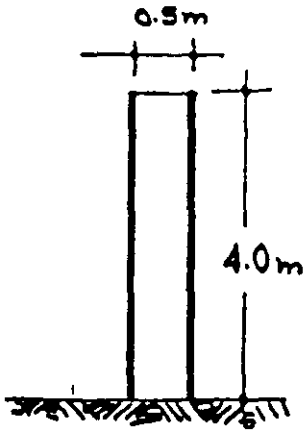
Fig. 1. FORMULAS DE VIGAS PARA DISEÑO DE CIMBRAS.

**TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION
DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA
Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R**

ACCION	PRODUCTO	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

EJEMPLO 2

DISEÑO DE CIMBRA PARA MURO



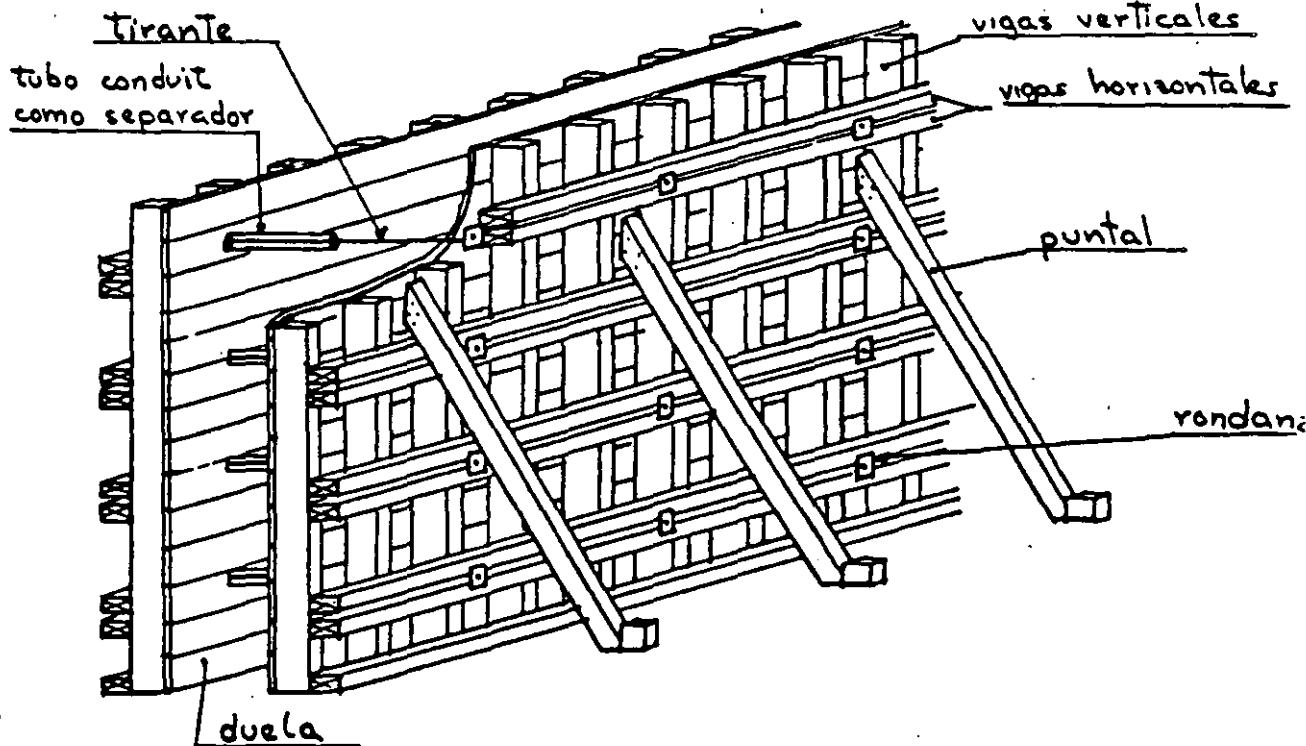
Madera calidad B

Velocidad de colado 0.5m/hr

Temperatura del concreto 20°C

CH > 18%

Se usará un sistema de cimbra como el que se muestra en la figura siguiente



Presión lateral del concreto frescoPara $R < 1\text{m/hr}$

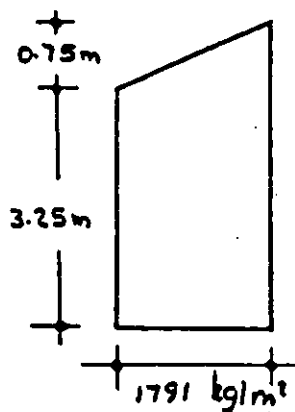
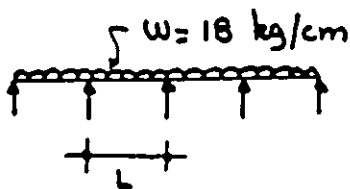
$$p = 730 + \frac{45000 R}{0.56T + 10} = 730 + \frac{45000 \cdot 0.5}{0.56 \cdot 20 + 10}$$

$$p = 1791 \text{ kg/m}^2 \left\{ \begin{array}{l} < 10000 \text{ kg/m}^2 \\ < 2400h = 9600 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

la profundidad a la que se presenta esta presión es:

$$h = \frac{1791}{2400} = 0.75 \text{ m}$$

por lo que la cimbra se diseñará para el siguiente diagrama de presión

DIMENSIONAMIENTO DEL FORRODimensionamiento por flexión (3.2.2 NTC - Madera)

$$w = 1791 \text{ kg/m}^2$$

en una franja de 1m de ancho

$$w = 1791 \text{ kg/m}$$

$$w = 17.91 \text{ kg/cm} \approx 18 \text{ kg/cm}$$

Se propone usar duela de 24 mm de espesor, se calculará el espaciamiento que permite este espesor.

Esfuerzo de diseño

$$\left. \begin{array}{l} f_{fv}' = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ k_h = 1.0 \\ K_d = 1.25 \\ K_p = 1.25 \\ K_{cl} = 0.80 \end{array} \right\} f_{fv} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_R = F_R f_{fv} S \phi$$

$\phi = 1.0$ (No existe posibilidad de pandeo lateral)

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{100 \times 2.4^2}{6} = 96.0 \text{ cm}^3 \quad (\text{se considera una franja de 1m de ancho})$$

$$M_U = 1.4 \times \frac{1}{10} w l^2$$

$$\text{si, } M_R = M_U$$

$$F_R f_{fv} S \phi = 1.4 \times 0.1 w l^2$$

$$L^2 = \frac{F_R f_{fv} S \phi}{1.4 \times 0.1 w}$$

$$L^2 = \frac{0.8 \times 125 \times 96}{1.4 \times 0.1 \times 18}; \quad L = 61.7 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación por deflexión

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{240} \quad (\text{inciso a, 5 NTC-madera), no se afectan elementos no estructurales.}$$

$$f = \frac{w L^4}{145 EI} \quad (\text{manual de ayudas de análisis})$$

$$\left. \begin{array}{l} E_{0.5} = 80000 \text{ kg/cm}^2 \\ K_p = 1.10 \\ K_{cl} = 0.90 \end{array} \right\} E_{0.5} = 79200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{max} = \delta$$

$$\frac{\chi}{240} = \frac{wL^4}{145EI}$$

$$L = \left(\frac{145E_0.5I}{240w} \right)^{1/3}$$

$$L = \left(\frac{145 \times 79200 \times 115}{240 \times 18} \right)^{1/3} = 67.4 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{100 \times 2.4^3}{12} = 115 \text{ cm}^4$$

Se usará separación a cada 60 cm.

Revisión de la sección por cortante

Esfuerzo de diseño.

$$\left. \begin{array}{l} f_{vu} = 15 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 0.80 \\ K_d = 1.25 \\ K_v = 2.0 \end{array} \right\} f_{vu} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1.4 \times 0.6 w L = 1.4 \times 0.6 \times 18 \times 60 = 907 \text{ kg}$$

$$V_R = \frac{F_e f_{vu} b d}{1.5}$$

$F_e = 0.7$ (Tabla 2.4 IRC-madera)

$$V_R = \frac{0.7 \times 30 \times 100 \times 2.4}{1.5} = 3360 \text{ kg} > V_u$$

se acepta la sección

Revisión por aplastamiento

$$R_s N_u = 1.4 \times 1.2 \times 18 \times 60 = 1814.4 \text{ kg.}$$

Esfuerzo de diseño.

$$\left. \begin{array}{l} f'_{nu} = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 0.45 \\ K_d = 1.25 \end{array} \right\} f_{nu} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_R = F_R f_{nu} A_a$$

$$F_R = 0.9$$

$$N_R = 0.9 \times 22.5 \times 100 \times \underbrace{3.8}_{L_{\text{supuesto}}} = 7695 \text{ kg} > N_u$$

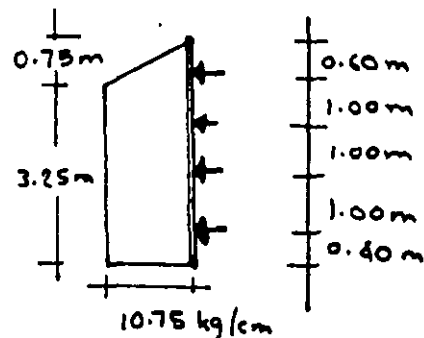
se acepta la sección

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS VERTICALES

$$W = 1791 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{W}_{ml} = 1791 \times 0.60 = 1075 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 10.75 \text{ kg/cm}$$



Dimensionamiento por flexión

Esfuerzo de diseño

$$\left. \begin{array}{l} f'_{fv} = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 1.0 \\ K_d = 1.25 \\ K_c = 1.15 \\ K_d = 0.80 \\ K_p = 1.25 \end{array} \right\} f_{fv} = 143.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{1}{10} w L^2 = \frac{1.4 \times 10.75 \times 100^2}{10} = 15050 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_R = F_R f_{fv} S_x$$

$\phi = 1.0$ (no hay posibilidad de pandeo lateral)

$$F_e = 0.8$$

$$M_R = M_U$$

$$F_e f_{v} S \phi = 15050$$

$$S = \frac{15050}{0.8 \times 143.75 \times 1.0} = 130.9 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{bd^2}{6}; \text{ se propone usar vigas con } b = 6.4 \text{ cm}$$

$$d^2 = \frac{6S}{b} = \frac{6 \times 130.9}{6.4}; \quad d = 11.1 \text{ cm.}$$

Se ensayará con sección $6.4 \times 14 \text{ cm}$.

Revisión por deflexión de la sección de $6.4 \times 14 \text{ cm}$

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{240} = \frac{100}{240} = 0.42 \text{ cm}$$

$$f = \frac{wL^4}{145EI}$$

$$E_{o.s} = 80000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_p = 1.10$$

$$K_{cl} = 0.90$$

$$E_{o.s} = 79200 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{6.4 \times 14^3}{12} = 1463 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{10.75 \times 100^4}{145 \times 79200 \times 1463} = 0.063 < \Delta_{\max}$$

Se acepta la sección

Revisión por cortante de la sección de $6.4 \times 14 \text{ cm}$

$$V_u = 1.4 \times 0.6 \times wL = 1.4 \times 0.6 \times 10.75 \times 100 = 903 \text{ kg}$$

Esfuerzo de diseño

$$\left. \begin{array}{l} f'_{vu} = 15 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 0.85 \\ K_d = 1.25 \\ K_c = 1.15 \\ K_v = 2.0 \end{array} \right\} f_{vu} = 36.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_R = \frac{F_e f_{vu} b d}{1.5} \quad (3.7)$$

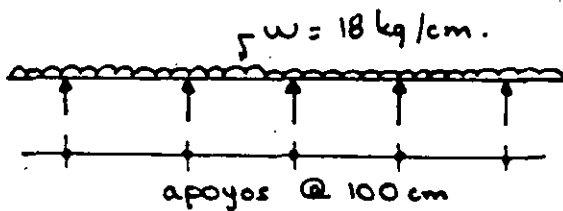
$$F_e = 0.7$$

$$V_R = \frac{0.7 \times 36.7 \times 6.4 \times 14}{1.5} = 1534 \text{ kg} > V_u$$

se acepta la sección

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS HORIZONTALES

Se usarán 2 piezas.



$$w = 1791 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{ml} = 1791 \text{ kg/m} \approx 18 \text{ kg/cm}$$

Dimensionamiento por flexión.

Esfuerzo de diseño.

$$\left. \begin{array}{l} f'_{fv} = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ K_d = 1.25 \\ K_{cl} = 0.80 \\ K_p = 1.25 \end{array} \right\} f_{fv} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1.4 \times 18 \times 100^2}{10} = 25200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_e = F_e f_{fv} S \phi$$

$F_e = 0.8$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$\phi = 1.0$ (supuesto, se revisará cuando se conozca la sección)

$$M_R = M_U$$

$$F_R f_{vu} S = 25200$$

$$S = \frac{25200}{0.8(125)} = 252 \text{ cm}^3$$

Se proponen 2 sección con $b = 6.4 \text{ cm}$.

$$S = \frac{bd^2}{6}; d^2 = \frac{6S}{b} = \frac{6 \times 252}{2 \times 6.4}; d = 10.9 \text{ cm}.$$

Ensayar 2 vigas, sección $6.4 \times 14 \text{ cm}$.

Verificación del valor del factor de estabilidad.

El factor de esbeltez es $C_s = \sqrt{\frac{L_v d}{b^2}} = \sqrt{\frac{100(14)}{(6.4)^2}} = 5.8 < 6.0$

de acuerdo con la sección 3.2.3.2.3 de las NTC-madera si

$$C_s < 6.0 \Rightarrow \phi = 1.0$$

Revisión por cortante

Esfuerzo de diseño.

$$\left. \begin{array}{l} f'_{vu} = 15 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 0.85 \\ K_d = 1.25 \\ K_w = 2.0 \end{array} \right\} f_{vu} = 31.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_U = 1.4 \times 0.6 \times wL = 1.4 \times 0.6 \times 18 \times 100 = 1512 \text{ kg}$$

$$V_R = \frac{F_e f_{vu} b d}{1.5}$$

$F_R = 0.7$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$$V_R = \frac{0.7 \times 31.9 \times 6.4 \times 14 \times 2}{1.5} = 2668 \text{ kg} > V_U$$

se aceptan las secciones

Revisión de las secciones por deflexión

$$\delta = \frac{wL^4}{145EI}$$

$$\left. \begin{array}{l} E'_{.5} = 80000 \text{ kg/cm}^2 \\ K_{cl} = 0.90 \end{array} \right\} E_{.5} = 72000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{6.4 \times 14^3}{12} = 1463.5 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{18 \times 100^4}{145 \times 72000 \times 2 \times 1463.5} = 0.06 \text{ cm.}$$

acceptable.

DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES

$$T_f = 1.2 wL \times 1.4 = 1.2 \times 18 \times 100 \times 1.4 = 3024 \text{ kg}$$

$$A_{req} = \frac{T}{f_t}$$

$$f_t = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{req} = \frac{3024}{2520} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Usar Tirantes de $1/2" \phi$

DIMENSIONAMIENTO DE PLACA DE APOYO

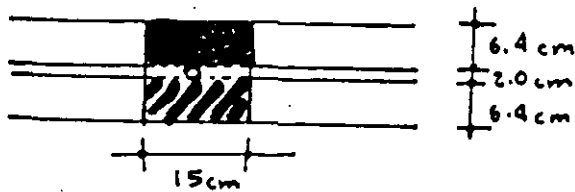
Esfuerzo de diseño

$$\left. \begin{array}{l} f_{nu} = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ K_n = 0.45 \\ K_d = 1.25 \end{array} \right\} f_{nu} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 3024 \text{ kg}$$

$$A_{req. \text{ de apoyo}} = \frac{P_u}{f_{nu}} = \frac{3024}{22.5} = 134.4 \text{ cm}^2$$

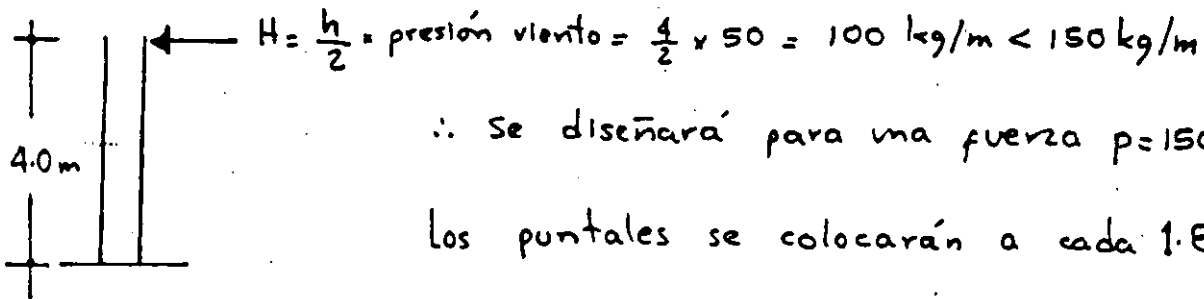
Se usarán placas de 15x15cm.



Area disponible = $2 \times 6.4 \times 15$
 $= 192 \text{ cm}^2 > A_{req}$.

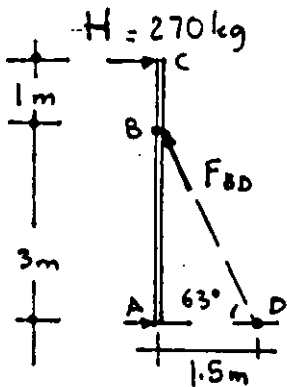
DIMENSIONAMIENTO DE PUNTALES

Fuerza horizontal debida al viento



∴ Se diseñará para una fuerza $p = 150 \text{ kg/m}$.

Los puntales se colocarán a cada 1.80m



$\sum M_A = 0$
 $270 \times 4 - 3 F_{BD} \cos 63^\circ = 0$

$F_{BD} = 793 \text{ kg}$
 $P_u = 1.4 \times 793 = 1110 \text{ kg}$

Se propone sección 8.7x 14 cm

Revisión por flexocompresión

Esfuerzos de diseño.

$f'_{fu} = 100 \text{ kg/cm}^2$

$K_h = 1.0$

$K_d = 1.25$

$K_{eL} = 0.80$

$f_{fu} = 100 \text{ kg/cm}^2$

$f'_{cu} = 95 \text{ kg/cm}^2$

$K_h = 0.80$

$K_d = 1.25$

$K_{eL} = 0.80$

$f_{cu} = 76 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{0.05} = 50000 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la esbeltez. (3.3.3 NTC-madera)

$$\frac{KL}{r} = \frac{335}{4.04} = 83.8 > 40$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{14}{\sqrt{12}} = 4.04 \text{ cm}$$

Se deben considerar los efectos de esbeltez

Determinación del momento amplificado 3.3.5 NTC-madera

$$M_c = \delta M_o$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^0 = 1.0$$

$$P_{cr} = F_c \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(KL)^2} K_d K_h$$

$$F_c = 0.7 \text{ (Tabla 2.4 NTC-madera)}$$

$$K_d = 1.25$$

$$K_h = 0.80$$

$$I = 1989.4 \text{ cm}^4$$

$$P_{cr} = \frac{0.7 \times \pi^2 \times 50000 \times 1989.4 \times 1.25 \times 0.80}{(1.0 \times 335)^2}$$

$$P_{cr} = 6123.5 \text{ kg}$$

sustituyendo valores $\delta = \frac{1.0}{1 - \frac{1110}{6123.5}} = 1.22$ (factor de amplificación)

Determinación de M_0

Dedido a la excentricidad accidental y a excentricidad por encorvadura.

$$e = 0.05(14) = 0.7 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{L_u}{300} = \frac{335}{300} = 1.12 \text{ cm}$$

$$e_T = 0.7 + 1.12 = 1.82 \text{ cm.}$$

$$M_0 = e_T P_u = 1.82 \times 1110 = 2020 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Momento amplificado.

$$M_c = 1.22 \times 2020 = 2464 \text{ kg}\cdot\text{cm.}$$

Determinación de la resistencia del elementoResistencia a flexión

$$M_{R2} = F_e f_{pu} S \phi \quad (3.2)$$

$$F_e = 0.8 \text{ (Tabla 2.4 NTC-madera)}$$

$$S = 284 \text{ cm}^3$$

Cálculo del factor de estabilidad lateral (3.2.3.2 NTC-madera)

$$C_s = \sqrt{L_u d / b^2} = \sqrt{167.5(14) / (8.7)^2} \quad *1$$

$$C_s = 5.6 < 6$$

de acuerdo con 3.2.3.2.3 de las NTC-madera si

$$C_s < 6 \Rightarrow \phi = 1.0$$

Sustituyendo valores en la expresión (3.2)

$$M_{R2} = 0.8 \times 100 \times 284 = 22720 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

*1 Se consideró arriostramiento del elemento a la mitad de su longitud.

Resistencia a compresión

$$P_R = F_e f_{cu} A$$

$$A = 121.8 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 0.7 \text{ (Tabla 2.4 NTC-madera)}$$

$$P_R = 0.7 \times 76 \times 121.8 = 6480 \text{ kg.}$$

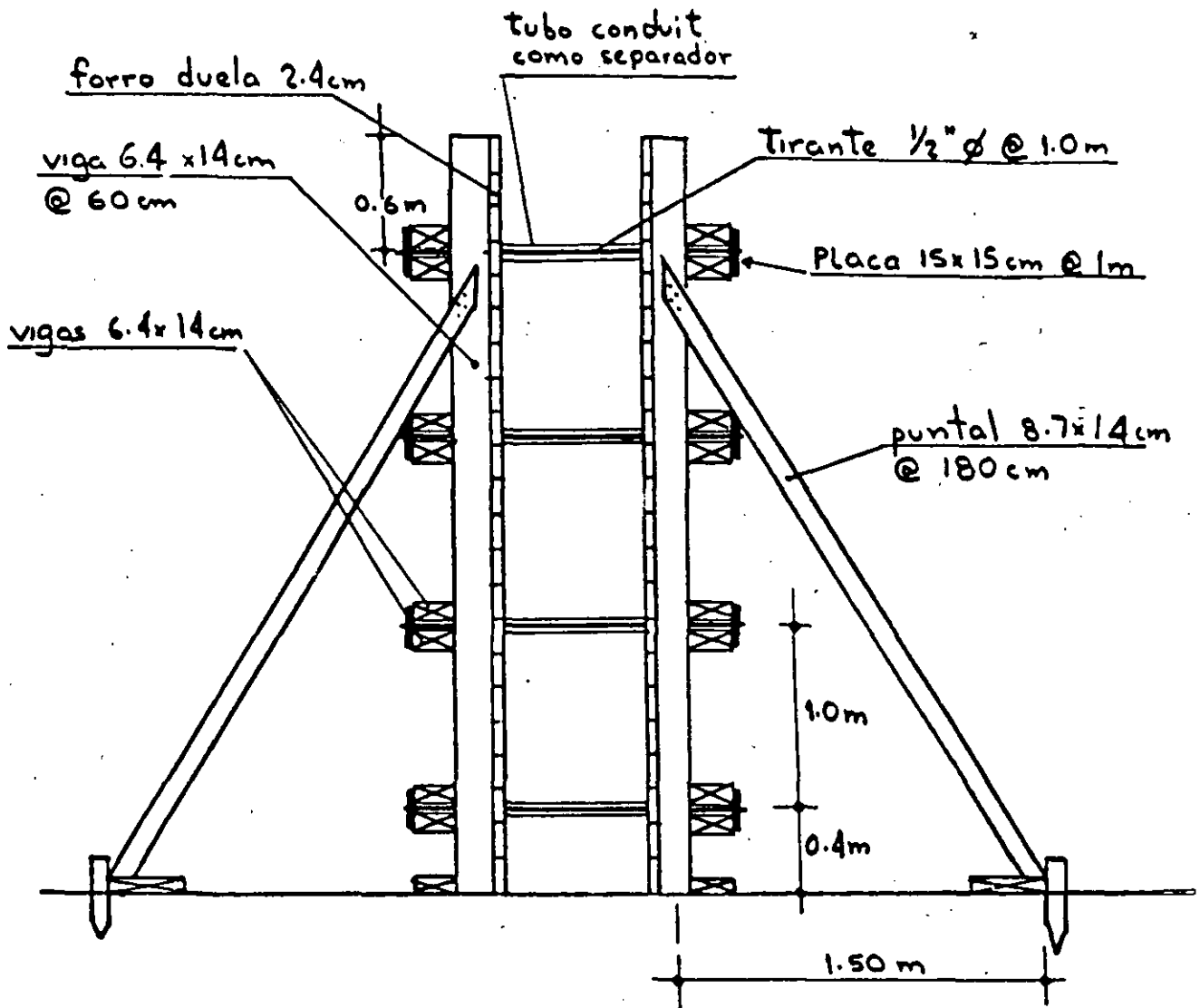
Sustituyendo valores en la expresión

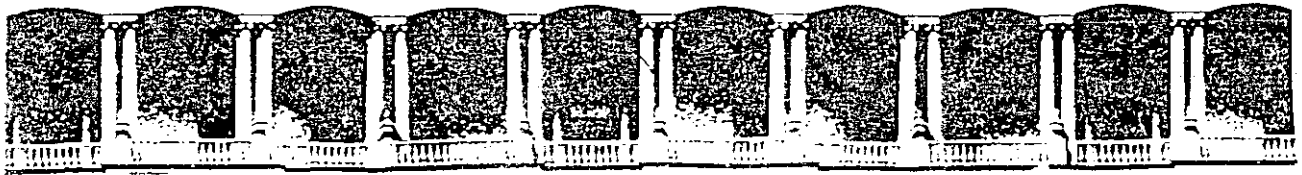
$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1$$

$$\frac{1110}{6480} + \frac{2464}{22720} = 0.3 < 1.0$$

Se acepta la sección, aunque un tanto sobrada de capacidad.

RESUMEN DE RESULTADOS





FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

C I M B R A S

ING. EFRAIN GUTIERREZ

1994 .

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Masa del agua en la madera expresada como un porcentaje de la masa de la madera anhidra.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y descansan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial, o por corte plano o rebano de una troza.

Densidad

Masa por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron la masa y el volumen.

Densidad relativa

Masa anhidra de una muestra de material dividida entre su volumen saturado (PA/VV). No tiene unidades, ya que es la relación de la densidad del material y la densidad del agua, que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de reducción de resistencia

Factor, F_R , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que, para el estado límite bajo consideración, toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones y pro-

iedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna condición de servicio como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja caeduca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 para el caso de las coníferas y con el Apéndice I para las latifoliadas. El Apéndice I incluye las definiciones necesarias para aplicar la regla de clasificación para latifoliadas.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que $18 \pm 2\%$.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que $18 \pm 2\%$.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudi-

nal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 61 cm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten la carga en forma solidaria.

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Valor especificado de resistencia

Resistencia asignada para su uso en el cálculo de resistencia.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de reducción de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos esencialmente a cargas perpendiculares a su eje longitudinal y que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga. Usualmente la carga se aplica sobre los cantos.

Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a cargas transversales y que están colocados a distancias cortas (menores que 120 cm) entre sí, unidos por una cubierta de duelas o madera contrachapada, destinados a ser cargados de canto.

NOTACION

A	área total de la sección, cm ²
A _a	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, cm ²
A ₁	superficie de apoyo de la pija igual a D ₁ , mm ²
A _m	área bruta del elemento principal, cm ²
A _n	área neta del elemento igual a A _m menos el área proyectada del material eliminado para conectores, cm ²
A _s	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, cm ²
A ₁	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, cm ²
b	ancho de la sección transversal, cm
C	factor para obtener valores efectivos de propiedades de madera contrachapada (tabla 5.1)
C _k	factor de esbeltez crítico (inciso 3.2.3.2.3)
C _m	factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (inciso 3.3.5)
C _s	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2.2)
D	diámetro del conector, mm
D _o	diámetro o lado de la rondana, mm (tabla 6.2)
d	peralte de la sección, cm
d _e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2)
d _r	profundidad del recorte (inciso 3.2.4.3)
E _{0.05}	módulo de elasticidad correspondiente al 5o. percentil, kg/cm ²
E _{0.50}	módulo de elasticidad promedio, kg/cm ²
e	excentricidad por encorvadura, cm
e _r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, cm (inciso 3.2.4.3)
F _R	factor de reducción de resistencia

f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, kg/cm^2	J_n	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2	J_m	factor de modificación por momento en los apoyos de armaduras
f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm^2	J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, kg/cm^2	J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
f_{vcu}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm^2	K_n	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso
f_y	esfuerzo de fluencia en el acero del elemento considerado, kg/cm^2	K_{cl}	factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas
f'_{cu}	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_{cl}	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
f'_{fu}	valor especificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2	K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
f'_{cu}	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm^2	K_p	factor de modificación por peralte
f'_{tu}	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, kg/cm^2	K_r	factor de modificación por recorte
f'_{vcu}	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm^2	k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2)
f'_{vu}	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2	L	longitud del claro
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, kg/cm^2	L_e	longitud efectiva de pandeo, cm
I	momento de inercia de la sección, cm^4	L_n	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, cm
J_a	factor de modificación para clavos lanceros	l	longitud del clavo, mm
J_{cl}	factor de modificación por duración de carga para uniones	l_p	longitud efectiva de penetración de la parte rosca de la pija en el miembro que recibe la punta, mm
J_{cl}	factor de modificación para clavos para diafragmas	M_c	momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_o , kg cm
J_{clp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos	M_o	máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, kg cm
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas	M_p	resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, kg cm
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos	M_Q	resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, kg cm
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas		

M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, kg cm	Q_{rn}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, kg cm	Q'_{pu}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_{xR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje x, kg cm	r	radio de giro mínimo de la sección, cm
M_{yR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje y, kg cm	S	módulo de sección, cm
M_{xun}	momento amplificado respecto al eje x, kg cm	S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, cm
M_{yun}	momento amplificado respecto al eje y, kg cm	T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, kg
M_1, M_2	momentos actuantes en los extremos de columnas, kg cm	T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, kg
N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, kg	t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm
N_{RO}	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, kg	t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, cm
N_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión, kg	t_o	grosor de la rondana, mm
N_u	resistencia lateral modificada por elemento de unión, kg	t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, cm
N'_u	resistencia lateral especificada por elemento de unión, kg	V_R	resistencia a cortante de diseño, kg
n	número de elementos de unión	V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, kg
n_p	número de planos de cortante	V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, kg
P_{cr}	carga crítica de pandeo, kg (inciso 3.3.5)	Y_c	resistencia en extracción modificada para pijas, kg/mm ²
P_{pu}	resistencia lateral modificada por elemento unión para cargas paralelas a la fibra, kg	Y_u	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, kg	Y'_c	resistencia en extracción especificada para pijas, kg/mm ²
P_{rc}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra, kg (inciso 6.3.5.1.2)	Y'_u	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, kg	γ	densidad relativa igual a peso anhidro/volumen verde
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, kg	δ	factor de amplificación de momentos en elementos a flexo-compresión
P'_{pu}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, kg	θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
Q	factor de comportamiento sísmico	ϕ	factor de estabilidad lateral (inciso 3.2.3)
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg		

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	$> 120\,000$
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.2 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con pre-

ferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4 Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera *seca* a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y *húmeda*, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.5 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en el Título Sexto de este Reglamento, los valores de la Tabla 1.1, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

TABLA 1.1 ANCHOS, b , PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS

Condición	b
Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	$2 \times$ ancho de una duela + 15.0 cm, pero no más de 45.0 cm
Madera contrachapada (3)	61.0 cm

(1) grosor mínimo 19 mm (2) grosor mínimo 12.7 mm

(3) grosor mínimo 9 mm

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará

a cabo según los criterios de estados límite establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'_{tu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'_{tu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{tu}	190
Tensión	f'_{tu}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{tu}	90
Compresión En el plano de las chapas	f'_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{nu}	25
Cortante A través del grosor	f'_{vu}	20
En el plano de las chapas	f'_{ru}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	50

2.3 Factores de reducción de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R

ACCION	PRODUCTO	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

- K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).
 K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).
 K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

- K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm.
 K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).
 K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2).
 K_r factor por recorte (inciso 3.2.4.3).
 K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO $CH \geq 18\% \pm 2\%$), k_h

Concepto	k_h
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) ⁽¹⁾, k_d

Condición de carga	k_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente $< 5\%$)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq 5\%$)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION
POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES
QUE TENGAN UN PERALTE, d , MENOR
O IGUAL A 140 mm), k_p

Concepto	k_p
Flexión	1.25
Tensión y Compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION
POR CLASIFICACION PARA MADERA
MACIZA DE CONIFERAS, k_{cl}

Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985)	k_{cl}
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15
(1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref 2	
(2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 × 87 mm y 87 × 190 mm	
(3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente	

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION
POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0
	o menor						o más
k_a	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

2.4.2 Factores de modificación para uniones

J_h	factor por contenido de humedad (tabla 2.10)
J_g	factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11)
J_d	factor por duración de carga (tabla 2.12)
J_{gp}	factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13)
J_{xc}	factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14)
J_n	factor para clavos lanceros (tabla 2.15)
J_p	factor para clavos hincados paralelamente a la fibra = 0.6
J_n	factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16)
J_{dp}	factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17)
J_{di}	factor para clavos para diafragmas = 1.3

TABLA 2.10 FACTOR DE MODIFICACION
POR CONTENIDO DE HUMEDAD, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	Seca		Húmeda	
	$CH < 18\% \pm 2\%$	$CH > 18\% \pm 2\%$	Seca	Húmeda
Condición de servicio	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Pernos y pijas				
Compresión paralela				
a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión				
perpendicular	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

TABLA 2.11 FACTOR DE MODIFICACION POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, J_c

Para piezas laterales de madera								
Relación de áreas	La menor de A_m o A_s (cm ²)	Número de conectores en una hilera						
		2	3	4	5	6	7	8
0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80 - 180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180 - 420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	80 - 180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180 - 420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
Para piezas laterales metálicas								
	A_m	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	160 - 260	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	260 - 420	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	420 - 760	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	760 - 1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87
	> 1300	1.00						

A_m Area bruta del miembro principal (cm²).

A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm²).

Relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m la que resulte menor.

Interpolar para valores intermedios.

TABLA 2.12 FACTOR DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 2.13 FACTOR DE MODIFICACION POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA Y METALICAS PARA PERNOS Y PIJAS, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas *	$\geq 3.5 D$	1.00
	2.0 D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

D diámetro de la pija.

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 2.14 FACTOR DE MODIFICACION
POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES
DE MADERA PARA CLAVOS, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral *	J_{gc}
1/3	1.00
1/6	0.50

1 longitud del clavo.

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 2.15 FACTOR DE MODIFICACION
PARA CLAVOS LANCEROS, J_n

Condición de carga	J_n
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

TABLA 2.16 FACTOR DE MODIFICACION
POR CARGA LATERAL PERPENDICULAR
A LAS FIBRAS PARA PIJAS, J_n

Diámetro de la pija (mm)	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

TABLA 2.17 FACTOR DE MODIFICACION
POR DOBLADO DE LA PUNTA DE CLAVOS, J_{dp}

Cortante simple	1.6
Cortante doble *	2.0

* Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

De acuerdo con el Capítulo 5 "Factor de Comportamiento Sísmico" de Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

$Q = 3.0$ para diafragmas contruidos con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas.

$Q = 2.0$ para diafragmas contruidos con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza.

$Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el Capítulo 7 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas contruidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas contruidos con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza, deberá utilizarse el análisis estático (Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo).

2.6 Encharcamiento en techos planos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

Cada porción del techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

La resistencia de diseño, T_R , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$T_R = F_R f_{tu} A_n \quad (3.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

(tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d K_e K_p K_{cl} \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

A_n área neta

El área neta se define como la que resulta de deducir de la sección bruta el área proyectada del material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se tomará como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en el inciso 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte.

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_m S \phi \quad (3.2)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.8.

(tabla 2.4)

ϕ factor de estabilidad lateral según el inciso 3.2.3

$$f_m = f'_{m} K_h K_d K_e K_p K_{cl} \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

S módulo de sección

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0, deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con el inciso 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de los incisos siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

3.2.3.2.1 Longitud sin soporte lateral, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se tomará como la distancia entre apoyos; en voladizos, se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se tomará como el espaciado máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u , podrá tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral deberá estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

TABLA 3.1 RELACIONES d/b MAXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICION DE SOPORTE LATERAL	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas o tirantes	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamientos ≤ 61 cm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones de c) y además exista bloqueo o arriostramiento lateral a distancias no superiores a 8d	7.5
e) Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

3.2.3.2.2 Factor de esbeltez

El factor de esbeltez, C_s , se determinará con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \tag{3.3}$$

3.2.3.2.3 Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

- a) Cuando $C_s \leq 6$ el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.

- b) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \tag{3.4}$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \tag{3.5}$$

- c) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ , se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2 \tag{3.6}$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 30.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \tag{3.7}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vu} = f'_{vu} K_u K_d K_r K_v \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos
- b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{cu} = f'_{cu} K_u K_d K_c K_p K_{ct} \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

En todos los demás casos $K_r = 1$.

A área de la sección

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

El factor de recorte, K_r , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d} \right)^2 \quad (3.8)$$

- b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $c_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.9)$$

- c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $c_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r \cdot \theta_r}{d(d - d_r)} \quad (3.10)$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_R , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de los incisos 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (3.11)$$

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en el inciso 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = K L_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $K = 1$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

- (a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k L_u / r \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

- (b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k L_u / r \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

(c) No se admiten valores de KL_u/r superiores a 120.

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

donde: M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado

3.3.5 Determinación del momento amplificado

El valor de M_c se determinará por medio del siguiente procedimiento

$$M_c = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_1 \quad (3.13)$$

donde: M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / P_{cr}} \quad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = F_{Rr} \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(KL_u)^2} K_d K_c K_h \quad (3.15)$$

donde: F_{Rr} factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

Para miembros restringidos contra el desplazamiento y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.16)$$

Para otros casos tómese $C_m = 1.0$

M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en 3.3.3.3

3.3.6 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para excentricidades en cada extremo iguales o mayores que

- Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo

plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso 3.3.6.

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por δ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \tag{3.18}$$

- donde: M_{xua} momento amplificado respecto al eje X
- M_{yua} momento amplificado respecto al eje Y
- M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X
- M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \tag{3.19}$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \tag{3.20}$$

- donde: M_{xua} momento respecto al eje X
- M_{yua} momento respecto al eje Y
- M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X
- M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_n \tag{3.21}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d K_e K_a \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A_n área de la superficie de apoyo

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 2.9 (inciso 2.4.1).

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad (3.22)$$

donde F_R tiene el mismo valor que en el inciso 3.5.1.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236-1978 (ref 3) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por el Departamento del Distrito Federal. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la ref 3 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia.

En el Apéndice II se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_b K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como:

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.2)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{cu} = f'_{cu} K_b K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45° . Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_p , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_{tu} S_1 \quad (4.3)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice II)

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_Q , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice II)

d peralte del elemento

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I b}{Q} f_{vu} \quad (4.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

$\frac{I b}{Q}$ Constante para cortante por flexión (Apéndice II)

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f'_{vu} A \quad (4.6)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A Área total de la sección transversal de la placa

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1)}$$

A_a Área de la superficie de apoyo

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

- Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 210 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.
- Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 0.5 cm o el claro entre 480 + 0.3 cm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en el artículo 184 del Título VI.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se tomarán en cuenta multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en

forma continua por 1.5, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18\% \pm 2\%$), y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18\% \pm 2\%$).

5.1 Madera maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

5.2 Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del inciso 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice II.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla AII.1 del Apéndice II para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNION

6.1 Consideraciones generales

6.1.1 Alcance

La sección 6 proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con el inciso 3.2.1, se calculará con base en la dimensión d_c en lugar de d . La dimensión d_c se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2 Clavos

6.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la Norma Oficial Mexicana NOM-H-64-1960 "Clavos cilíndricos" (ref 4).

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

6.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_l , deberá ser igual a, por lo menos, la sexta parte de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

6.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 6.2.3.2.

6.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{ru} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \tag{6.1}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$$N_u = N'_u J_b J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{dl} \text{ (inciso 2.4.2)}$$

n número de clavos

N'_u valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1)

6.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_R , se calculará con la expresión

$$T_R = 0.10 N_{ru} \tag{6.2}$$

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 6.2.4.

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO DELGADO (COMUNES), N'_u

Longitud mm	pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas		
				Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.0	24	32	28	17
44.5	1¾	2.3	31	38	34	22
51.0	2	2.7	39	57	51	29
63.5	2½	3.1	50	75	68	40
76.0	3	3.4	60	91	82	52
89.0	3½	3.8	73	114	102	68
102.0	4	4.5	97	159	138	89
114.0	4½	4.5	97	160	138	89
127.0	5	4.9	112	189	160	102
140.0	5½	4.9	112	191	160	102
152.0	6	5.3	128	215	177	117

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO GRUESO (AMERICANO), N'_u

Longitud mm	pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas		
				Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.2	27	38	34	19
44.5	1¾	2.7	39	57	51	27
51.0	2	3.1	50	74	67	35
63.5	2½	3.4	60	90	81	47
76.0	3	3.8	71	113	101	59
89.0	3½	4.1	83	138	122	73
102.0	4	4.9	112	186	160	100
114.0	4½	5.3	128	210	177	117
127.0	5	5.7	148	252	208	135
140.0	5½	6.2	171	298	241	156
152.0	6	6.7	191	316	277	117
178.0	7	7.2	222	392	314	203
203.0	8	7.8	256	451	361	233

6.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 6.2.3.1 utilizando el valor de N'_u especificado en la tabla 6.2.

TABLA 6.2 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA UNIONES CON PIEZAS LATERALES DE MADERA CONTRACHAPADA, N'_u

Grosor del contrachapado (mm)	Longitud del clavo		N'_u (kg)
	(mm)	(pulg)	
Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	40
12, 16	63.5	2.5	50
19, 21	76	3	60
Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	45
12, 16	63.5	2.5	55
19, 21	76	3	65

6.3 Pernos y pijas

6.3.1 Requisitos comunes

6.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 ± 2 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracción han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- a) uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga, o,
- b) una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza y la tuerca del elemento de unión, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según el inciso 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a $1/10$ del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a $1/10$ de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2 Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-47-1979 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref 5).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2 Grosos efectivos de las piezas

6.3.2.2.1 Piezas laterales de madera

- a) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza menor o el grosor de la pieza mayor.
- b) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.
- c) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

TABLA 6.3 DIMENSIONES MINIMAS DE RONDANAS
PARA UNIONES CON PERNOS O PIJAS

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D (mm)	Diámetro o lado de la rondana D _o (mm)	Grosor t _o (mm)
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas de tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzcan esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	75	6
		22.2	85	8
Rondanas de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

6.3.2.2.2 Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 6 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

6.3.2.3.1 Espaciamiento entre pernos en una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

- a) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.
- b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

6.3.2.3.2 Espaciamiento entre hileras de pernos

- a) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.

- b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.
- c) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 12.5 cm.

6.3.2.3.3 Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

- a) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas del grupo III y coníferas en tensión.
- b) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.
- c) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o cinco cm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

6.3.2.3.4 Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3 Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser mayor o igual a la carga

actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

n_p número de planos de cortante

$$P_{pu} = P'_{pu} J_h J_g J_d \quad (\text{inciso 2.4.2})$$

$$Q_{pu} = Q'_{pu} J_h J_g J_d \quad (\text{inciso 2.4.2})$$

P'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4)

Q'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5)

n número de pernos en un grupo.

6.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

TABLA 6.4 VALORES DE P'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE
PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA CON PIEZAS
LATERALES DE MADERA (kg) EN UNIONES CON PERNOS

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	CONIFERAS	Grupo I	LATIFOLIADAS	Grupo III
		P'_{pu}	P'_{pu}	Grupo II P'_{pu}	P'_{pu}
6.4	38	146	206	175	100
	64	185	236	211	119
	87	185	236	211	137
	> 140	185	236	211	137
9.5	38	278	392	342	153
	64	337	486	409	227
	87	392	520	465	252
	> 140	407	520	465	303
12.7	38	371	605	484	205
	64	547	755	649	345
	87	604	877	778	408
	140	728	929	831	492
	> 190	728	929	831	541
15.9	38	465	758	606	257
	64	823	1 100	960	432
	87	877	1 225	1 047	588
	140	1 080	1 456	1 303	694
	190	1 141	1 456	1 303	807
> 240	1 141	1 456	1 303	848	
19.1	38	558	910	728	308
	64	940	1 530	1 226	520
	87	1 211	1 646	1 425	706
	140	1 415	2 064	1 730	939
	190	1 646	2 102	1 880	1 056
	240	1 646	2 102	1 880	1 201
	> 290	1 646	2 102	1 880	1 224
22.2	38	649	1 058	846	359
	64	1 093	1 781	1 425	604
	87	1 486	2 131	1 862	821
	140	1 793	2 558	2 165	1 223
	190	2 072	2 839	2 539	1 337
	240	2 224	2 839	2 539	1 488
> 290	2 224	2 839	2 539	1 653	
25.4	38	742	1 210	968	410
	64	1 250	2 038	1 630	691
	87	1 700	2 715	2 216	939
	140	2 243	3 136	2 678	1 511
	190	2 527	3 697	3 094	1 671
	240	2 877	3 717	3 324	1 824
> 290	2 911	3 717	3 324	2 007	

TABLA 6.5 VALORES DE Q'_{pm} POR PLANO DE CORTANTE
 PARA CARGAS PERPENDICULARES A LA FIBRA (kg) (PIEZAS
 LATERALES DE MADERA O METAL EN UNIONES CON PERNOS)

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	LATIFOLIADAS			
		CONIFERAS Q'_{pm}	Grupo I Q'_{pm}	Grupo II Q'_{pm}	Grupo III Q'_{pm}
6.4	38	82	126	115	49
	61	131	167	149	72
	87	131	167	149	97
	> 140	131	167	149	97
9.5	38	131	208	171	72
	61	198	308	251	120
	87	255	368	327	148
	> 110	288	368	329	214
12.7	38	175	285	228	97
	61	289	437	360	163
	87	359	558	455	216
	110	515	657	588	308
	> 190	515	657	588	383
15.9	38	219	357	286	121
	61	369	585	481	204
	87	478	729	599	277
	140	690	1 030	883	404
	190	807	1 030	921	516
	> 240	807	1 030	921	516
19.1	38	263	429	393	145
	61	443	722	578	245
	87	602	918	762	333
	110	855	1 338	1 089	511
	190	1 106	1 486	1 329	640
	240	1 164	1 486	1 329	778
	> 290	1 164	1 486	1 329	865
22.2	38	306	498	399	169
	61	515	839	671	285
	87	700	1 122	913	387
	140	1 030	1 592	1 301	622
	190	1 312	2 008	1 680	770
	240	1 573	2 008	1 796	925
> 290	1 573	2 008	1 796	1 087	
25.4	38	350	570	456	193
	64	589	960	768	326
	87	801	1 305	1 044	443
	140	1 225	1 870	1 537	712
	190	1 537	2 409	1 958	916
	240	1 870	2 628	2 351	1 087
> 290	2 059	2 628	2 351	1 268	

6.3.4 Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-23-1976 "Tornillos de acero para madera" (ref 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

6.3.4.2.1 Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
- b) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas del grupo III y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

6.3.4.2.2 Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

6.3.4.2.3 Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el inciso 6.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5 Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1 Resistencia a la extracción

6.3.5.1.1 Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

6.3.5.1.2 Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la expresión 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_r = F_R Y_r l_p n \quad (6.6)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_r = Y'_r J_h J_d J_{zp}$ (inciso 2.4.2)

n número de pijas en el grupo

Y'_r resistencia especificada de extracción en kg/mm de penetración (tabla 6.6)

l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta (mm)

6.3.5.1.3 Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

TABLA 6.6

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA EXTRACCION DE PIJAS, Y'_{ru} (kg/mm)

Diámetro		L A T I F O L I A D A S			
pulg.	(mm)	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
1/4	6.4	3.5	10.3	7.1	2.4
3/16	7.9	4.9	12.9	9.0	3.6
3/8	9.5	6.2	15.5	11.0	4.8
7/16	11.1	7.6	17.9	13.0	5.9
1/2	12.7	8.9	20.3	14.8	7.0
5/8	15.8	11.2	24.7	18.3	9.1
3/4	19.0	13.6	29.1	21.6	11.1
7/8	22.2	15.8	33.2	24.9	13.0
1	25.4	18.0	37.2	28.0	14.9

6.3.5.2 Resistencia lateral

6.3.5.2.1 Longitud de penetración, l_p , para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

TABLA 6.7

VALORES MAXIMOS DE LA LONGITUD DE PENETRACION, l_p , PARA CALCULO DE RESISTENCIA LATERAL

Longitud de penetración	L A T I F O L I A D A S			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
10 D	10 D	8 D	9 D	10 D

6.3.5.2.2 Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R A_1 n \quad (6.7)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} Y_u J_n \quad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \text{sen}^2 \theta + Q_{ru} \text{cos}^2 \theta} \quad (6.9)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_u = Y'_u J_{u1} J_{u2} J_{u3} J_{u4}$ (tabla 6.8 e inciso 2.4.2)

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.15)

A_1 superficie de apoyo de la pija (mm^2) = $\bar{D}l_p$

n número de pijas en un grupo

TABLA 6.8

VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA LATERAL PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA EN PIJAS, Y'_{ru} (kg/mm²)

Y'_{ru}	L A T I F O L I A D A S			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
	0.31	0.50	0.42	0.25

6.3.5.2.3 Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{2p} .

6.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

6.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las

que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-B-9-1979, "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref 7).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de los siguientes incisos deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Que la placa no se deforme durante su instalación.
- b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera.
- c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado".
- d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca el Departamento del Distrito Federal.
- b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las pla-

cas obtenidas por medio de las pruebas que especifique el Departamento del Distrito Federal.

7. EJECUCION DE OBRAS

7.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas Técnicas Complementarias.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas de clases A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales" (ref 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse el sistema de clasificación descrito en el Apéndice I.

7.3 Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza de latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

TABLA 7.1

CONTENIDO DE HUMEDAD EN EQUILIBRIO DE LA MADERA MACIZA DE CONIFERAS* DE ACUERDO CON LA HUMEDAD RELATIVA Y LA TEMPERATURA DE BULBO SECO

Humedad relativa (%)	Rango de temperatura del bulbo seco (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
20	10 - 40	4
25	10 - 40	5
30	0 - 40	6
35	0 - 35	7
40	0 - 30	8
50	10 - 40	9
55	0 - 40	10
60	0 - 30	11
65	0 - 30	12
70	0 - 35	13
72	0 - 30	14
75	0 - 25	15
80	0 - 30	16
81	0 - 25	17
82	0 - 20	18
86	0 - 30	19
88	0 - 30	20

* Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2% más bajos que los dados en la tabla.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas normas para la madera seca ($18\% \pm 2\%$), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4 Protección a la madera

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construc-

ción deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-178-1983 "Preservadores solubles en agua y en aceite" (ref 8).

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 Norma Oficial Mexicana NOM-C-332-1981 "Madera Preservada a Presión-Clasificación y Requisitos" (ref 9).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-222-1983 "Prevención de Ataque por Termitas" (ref 10).

7.5 Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformar con los requerimientos prescritos en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción" (ref 2). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.6 Transporte y montaje

El ensamblaje 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 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.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1 Medidas de protección contra fuego

8.1.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con este inciso, deberán tomar como base las indicaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-145-1982 "Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera" (ref 11).

8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12).

8.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-294-1980 "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" (ref 13).

8.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. Dirección General de Normas. *Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales*. NOM-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. Dirección General de Normas. *Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción*. NOM-C-224-1983. México, D.F., 1983.
3. Dirección General de Normas. *Madera contrachapada de pino*. NOM-C-326-1978. México, D.F., 1978.
4. Dirección General de Normas. *Clavos cilíndricos*. NOM-H-64-1960. México, D.F., 1960.
5. Dirección General de Normas. *Tornillos con cabeza hexagonal*. NOM-H-47-1972. México, D.F., 1972.
6. Dirección General de Normas. *Tornillos de acero para madera*. NOM-H-23-1951. México, D.F., 1951.
7. Dirección General de Normas. *Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general*. NOM-B-9-1979. México, D.F., 1979.
8. Dirección General de Normas. *Preservadores solubles en agua y aceite*. NOM-C-178-1983. México, D.F., 1983.
9. Dirección General de Normas. *Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos*. NOM-C-322-1981. México, D.F., 1981.
10. Dirección General de Normas. *Prevención de ataque por termitas*. NOM-C-222-1983. México, D.F., 1983.
11. Dirección General de Normas. *Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera*. NOM-C-145-1982. México, D.F., 1982.
12. Dirección General de Normas. *Resistencia al fuego. Determinación*. NOM-C-307-1982. México, D.F., 1982.
13. Dirección General de Normas. *Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción*. NOM-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE I. CLASIFICACIÓN VISUAL DE MADERAS LATIFOLIADAS PARA USOS ESTRUCTURALES

En este apéndice se presenta la Regla de Clasificación Visual para maderas latifoliadas de uso estructural. Las piezas de madera estructural son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente y que requieren para su dimensio-

namiento de un proceso de análisis y diseño estructural. Tal es el caso de vigas y viguetas para pisos, entrepisos y techos, columnas, armaduras, pies derechos, etc.

Esta regla de clasificación visual y los valores de resistencia y rigidez especificados asociados a la misma, son el resultado de investigaciones realizadas en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán en colaboración con el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera de INIREB y el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana Atzacotalco. Como parte de estas investigaciones se han llevado a cabo numerosos ensayos de flexión en piezas de tamaño comercial que han permitido evaluar la influencia de los defectos en la rigidez y resistencia de las piezas.

La clasificación visual implica una verificación de la magnitud de los defectos en cada pieza, según se especifica en la regla de clasificación.

Se considerará una pieza aceptable si la magnitud de los defectos en cada pieza no excede las dimensiones establecidas en la regla.

Esta regla de clasificación visual es aplicable a maderas latifoliadas cepilladas, en condición seca.

Definiciones

Acebolladura

Es la desunión de dos anillos de crecimiento contiguos.

Alabeo

Curvatura de una pieza de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinal o transversal o de ambos.

Acanalamiento (abarquillado)

Alabeo en la dirección transversal.

Arqueamiento

Alabeo en la dirección longitudinal.

Encorvadura

Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

Torcedura (espiralada)

Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

Arista faltante (gema)

Falta de una arista en una pieza de madera.

Calificación

Consiste en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.

Clasificación

Selección de las piezas de madera en grupos, por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.

Defectos

Cualquier alteración de la madera que afecta las propiedades físicas, mecánicas y/o químicas determinando generalmente una limitación en su uso.

Duramen quebradizo

Zona del duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madera del árbol al ser éste aserrado.

Fallas de compresión

Deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesivas de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.

Fibra

Disposición longitudinal con respecto al eje axial de los elementos constitutivos de la madera, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Inclinación de la fibra

Desviación angular de la disposición de los elementos constitutivos con respecto al eje longitudinal del árbol o con respecto al canto de una pieza.

Mancha

Cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.

Médula incluida

Está conformada por los anillos de crecimiento iniciales del tronco. Se considera un defecto por representar una zona débil y fácilmente degradable, susceptible a ataque de hongos e insectos.

Nudos

Porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas que quedaron incluidas en el tronco.

Nudo hueco

Espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como nudo hueco.

Nudo sano

Porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.

Nudos arracimados

Dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo el racimo se le considera como una unidad de nudo.

Perforación

Presencia de galerías en la madera producidas por diferentes animales.

Pudrición

Descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera.

*Regla de Clasificación Estructural para Maderas
Latifoliadas*

Acanalamiento

Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.

Acebolladura

Se permite sobre una sola cara, hasta en un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor a 3 mm.

Arqueamiento

Se permiten menos de 20 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm de grueso.

Arista faltante o gema

Se permite en una sola arista, no más de $\frac{1}{4}$ del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.

Duramen quebradizo

No se permite.

Encorvadura o alabeo de canto

Se permiten menos de 10 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 88 mm de ancho. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm de ancho.

Fallas de compresión

No se permiten.

Grietas

Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder $\frac{1}{4}$ del grosor de la pieza.

Inclinación de la fibra

Se permite una inclinación hasta de 1:8 en cualquier parte de la pieza.

Manchas

Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.

Médula incluida

No se permite.

Nudos arracimados

No se permiten.

Nudo hueco

Se permiten con un diámetro máximo de 4 cm en las caras o un sexto de ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permite en los cantos.

Nudo sano

Se permiten con un diámetro máximo de 6 cm en las caras o un cuarto del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.

Perforaciones grandes (agujeros de larvas)

Se permiten hasta dos agujeros en un cuadro de 6×6 cm. No debe haber infestación activa.

Perforaciones pequeñas (ataque de insectos)

Se permiten hasta diez perforaciones en un cuadro de 6×6 cm. No debe haber infestación activa.

Pudrición

No se admite en ningún grado de avance.

Rajaduras

Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten en las aristas.

Torcedura

Se admiten menos de 1.5 mm por cada 25 mm de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admite en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

- a) Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura
- b) Inclinación general de la fibra, nudos
- c) Rajaduras, grietas, acebolladuras
- d) Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una misma arista.

APENDICE II. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

II.1 Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla AII.2 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos del inciso 4.1 de las mismas.

II.2 Propiedades de la Sección

Las propiedades de la sección incluidas en la Tabla AII.2 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la Tabla AII.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

- La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

TABLA AIII.1 VALORES DE C PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

- Grosor mínimo de chapa 2.54 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
- Grosor máximo de chapas exteriores 3.18 mm (excepto como se indica en 7)
- Grosor máximo de chapas interiores 6.35 mm
- Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor 2.12 mm
- Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm 1.59 mm
- Chapas centrales en placas de 5 chapas 1.59 mm
- Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor 3.97 mm

TABLA AII.2 GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO															
CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO															
CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO															
GROSOR NOMINAL	NUMERO DE CHAPAS	GROSOR DE LAS CHAPAS			GROSOR NETO	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA COR-TANTE POR FLEXION	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA COR-TANTE POR FLEXION
		CHAPAS EXTERIORES	CHAPAS TRANS-VERSALS	CENTROS											
mm		mm	mm	mm	mm	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²
9	3	3.18	2.54	---	8.10	0.43	42.86	8.57	3.20	56.11	0.17	17.46	1.52	0.07	---
9	3	3.18	3.18	---	8.74	0.56	55.66	12.14	5.31	63.96	0.24	23.86	2.85	0.17	---
9	5	1.59	1.59	2.54	8.10	0.49	49.26	7.44	3.02	61.17	0.24	23.86	4.19	1.03	46.32
9	5	2.12	2.12	1.59	9.27	0.50	50.36	10.85	5.03	73.77	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
12	3	3.18	6.35	---	11.90	0.56	55.66	20.08	11.97	94.16	0.56	55.55	15.43	2.14	---
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	0.59	58.76	15.55	8.52	87.30	0.43	42.86	6.77	1.99	49.72
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	0.68	68.26	15.96	8.83	85.19	0.34	34.46	5.52	1.98	53.94
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	0.72	71.56	18.81	10.72	87.11	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	0.83	82.56	23.75	17.36	113.18	0.56	55.66	16.88	8.05	85.63
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	0.68	68.26	23.53	17.37	121.23	0.71	71.46	18.43	8.92	81.71
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	0.72	71.56	28.47	21.49	123.15	0.71	71.46	15.17	6.63	71.85
16	5	3.18	3.18	3.18	15.08	0.87	87.46	28.81	21.76	118.18	0.56	55.66	14.56	6.37	76.75

(cont...)

TABLA AII.2 (...CONT) GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

		PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO													
		CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO									CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
GROSOR NOMINAL	NUMERO DE CHAPAS	GROSOR DE LAS CHAPAS			GROSOR NETO	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA COR-TANTE POR FLEXION	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA COR-TANTE POR FLEXION
		CHAPAS EXTERIORES	TRANS-CENTROS	CHAPAS VERSALES											
		t	t_p	A_1	S_1	I_1	$\frac{I_b}{Q}$	t_p	A_1	S_1	I_1	$\frac{I_b}{Q}$			
cm		cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²	
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	1.11	111.16	46.29	44.11	148.86	0.71	71.46	23.59	13.11	97.29
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	1.06	106.46	36.96	33.76	148.86	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	0.94	93.66	36.71	34.70	137.56	0.87	87.46	30.55	21.12	126.97
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	1.19	119.26	46.25	45.20	139.41	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	0.98	98.46	37.74	39.56	164.61	1.63	103.26	48.31	38.37	138.62
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	1.19	119.16	47.50	50.91	164.24	0.67	87.26	42.06	31.71	136.66
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	1.35	153.06	53.62	56.64	147.31	0.68	68.26	23.53	20.85	145.47
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	0.94	93.66	42.34	45.05	156.57	1.11	111.16	44.08	35.70	145.58
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	1.19	119.16	55.92	68.83	194.30	1.19	119.06	63.85	58.28	159.16
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	1.06	106.46	57.23	66.34	179.13	1.35	134.86	66.00	65.50	178.91
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	1.19	119.26	59.32	70.70	173.86	1.11	111.16	49.19	42.98	160.31
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	1.51	150.86	67.86	83.55	169.51	0.87	87.46	44.65	40.79	178.80



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

PAPEL DEL INGENIERO

ING. EFRAIN GUTIERREZ

1994.

PAPEL DEL INGENIERO

En todos los eventos y acciones de nuestra vida diaria se puede ver el papel del ingeniero en sus diversas disciplinas; al despertar en las mañanas, si analizamos donde estamos viviendo, nos daremos cuenta que es una casa o departamento calculado y construido seguramente por un ingeniero, al meternos a bañar debemos pensar como llega el agua a la regadera y sacaremos en conclusión que ésta viene por una tubería que forma parte de una red de conducción de agua potable, diseñada y construida por ingenieros; a su vez, esa red se alimenta de una planta potabilizadora diseñada, calculada y construida por ingenieros y que a su vez está alimentada por una obra de captación de un río o presa diseñada y construida por ingenieros. En la misma forma debemos pensar a dónde se va esa agua que empleamos en bañarnos y nos daremos cuenta que va a una red de drenaje que estará conectada a un interceptor y éste a un emisor para desalojar posteriormente a una presa o río, todo esto diseñado y construido por Ingenieros.

De la misma forma, el encender la luz o el radio debemos preguntarnos de donde proviene la energía eléctrica que estamos consumiendo y en primer lugar diremos que de un cable conectado al poste de la esquina, pero si profundizamos, veremos que es una red de distribución de energía eléctrica con transformadores, etc., que viene de una subestación eléctrica la cual está alimentada con corriente de alto voltaje procedente a su vez mediante una línea de transmisión de una planta termoeléctrica o hidroeléctrica de una presa, todo lo cual fue diseñado y construido por Ingenieros.

Al salir a la calle nos encontramos que vivimos en una ciudad trazada y construida por Ingenieros, en la cual existen calles con banquetas y zonas de pavimento para circulación de los - vehículos, también diseñados y contruidos por Ingenieros; si nos transportamos empleando el METRO, debemos pensar que esa obra de transporte colectivo fue también diseñada y construida por Ingenieros.

Del mismo modo podremos seguir analizando todas las actividades de nuestra vida cotidiana y nos daremos cuenta que en todas ellas interviene la Ingeniería.

De lo anterior podríamos concluir en primer lugar, que la participación del Ingeniero es fundamental en el desarrollo y - funcionamiento de la humanidad, pues gracias a su participación funciona el mundo.

P A P E L D E L I N G E N I E R O

E N

E S T R U C T U R A S D E C O N C R E T O

- PROYECTO
- DIRECCION
- SUPERVISION
- CONTRATISTA

PROYECTO

- ANALISIS ESTRUCTURAL OPTIMO:

SEGURIDAD OPTIMA

COSTO OPTIMO

- BASADO EN REGLAMENTOS.

- ESPECIFICACIONES DETALLADAS Y CLARAS.

- PLANOS CONGRUENTES Y DE FACIL INTERPRETACION.

DIRECCION O GERENCIA DE PROYECTO

- A) PLANEACION DEL PROYECTO.
- B) PROGRAMACION Y PRESUPUESTACION.
- C) CONTROL DEL PROYECTO.
- D) ORGANIZACION.
- E) CALIDAD.
- F) ADMINISTRACION DE CONTRATOS.
- G) SUPERVISION.

PLANEACION DEL PROYECTO

- DEFINICION DEL PROYECTO.
- ESTUDIOS DE MERCADO.
- ESTUDIOS DE INVERSION.

PROGRAMACION Y PRESUPUESTACION

- FASES DE EJECUCION DEL PROYECTO.
- CONTRATACION DE OBRA.
- SISTEMAS DE PRESUPUESTO.
- SISTEMAS DE PROGRAMACION.

CONTROL DEL PROYECTO

- FUNCION DEL CONTROL.
- MEDICION DEL TRABAJO.
- CONTROL DE AVANCES Y PROGRAMAS.
- CONTROL DE SUBCONTRATOS.

ORGANIZACION

- DIVISION DE RESPONSABILIDADES.
- FUNCIONES.

CALIDAD

CONTROL DE CALIDAD EN LAS DIFERENTES ETAPAS:

- COCEPTUALIZACION DEL PROYECTO.
- DISEÑO (ARQUITECTONICO Y ESTRUCTURAL).
- MATERIALES.
- INSTALACIONES.
- ACABADOS.

ADMINISTRACION DE CONTRATOS

- ELABORACION Y SEGUIMIENTO DE LOS CONTRATOS.

P A B E L

D E L

S U P E R V I S O R

OBJETO DE LA SUPERVISION

LA SUPERVISION TIENE COMO FINALIDAD QUE SE LOGREN FIELMENTE LOS PROPOSITOS DE LOS PLANOS Y LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

ALCANCE

- LAS OBSERVACIONES VISUALES Y MEDICIONES DE CAMPO.
- ENSAYES DE LABORATORIO.
- RECOLECCION Y EVALUACION DE RESULTADOS.

SUPERVISOR

PERSONA ENCARGADA DE VERIFICAR LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS, PARA LOGRAR QUE LA OBRA SE REALICE DE ACUERDO A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES Y PLANOS - DEL PROYECTO.

ESPECIFICACIONES

SON LA SERIE DE REQUISITOS QUE FIJA EL PROYECTISTA O DIRECTOR DE UNA OBRA, PARA QUE EL CONTRATISTA SE APEGUE A LO QUE EL PROYECTISTA TENIA EN MENTE AL PROYECTARLA.

LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO CONSTITUYEN EL PRINCIPAL CRITERIO QUE "GOBIERNA" LAS DECISIONES Y ACTUACION DE UN SUPERVISOR.

EL SUPERVISOR DEBE TRABAJAR ESTRICTAMENTE BAJO LOS REQUERIMIENTOS DE LAS ESPECIFICACIONES DE PROYECTO Y QUE FORMAN PARTE DEL CONTRATO DEL MISMO.

ORGANIZACION

LAS EMPRESAS SUPERVISORAS DEBEN TENER UNA ORGANIZACION TAL QUE LES PERMITA CUMPLIR CON SUS OBJETIVOS; GENERALMENTE SU ORGANIZACION DEPENDE DEL TAMAÑO DEL PROYECTO Y DE SU TIPO DE PARTICIPACION, POR EJEMPLO:

- 1.- REPRESENTAR AL PROPIETARIO.
- 2.- REPRESENTAR AL CONTRATISTA.
- 3.- PARTE DE UN EQUIPO DE FABRICACION O MANUFACTURA DE UN PRODUCTO QUE SE SUMINISTRA A LA CONSTRUCCION.
- 4.- REPRESENTAR A ORGANISMOS GUBERNAMENTALES.

R E S P O N S A B I L I D A D E S

1.- REPRESENTANDO AL PROPIETARIO

LA SUPERVISION ES RESPONSABLE DE LLEVAR A CABO UN PROGRAMA DE VERIFICACION CON FINES DE ACEPTACION, PARA ASEGURAR A LOS PROPIETARIOS EL CUMPLIMIENTO DE LOS REQUISITOS DE LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

EL SUPERVISOR NO TIENE AUTORIDAD PARA MANEJAR AL PERSONAL DE LA CONTRATISTA.

EL SUPERVISOR SOLO ES RESPONSABLE DE VERIFICAR LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y QUE LOS PROCEDIMIENTOS Y PRODUCTOS FINALES CUMPLEN CON LOS REQUISITOS DE LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

2.- SUPERVISOR POR EL CONTRATISTA

EN ESTE CASO LA SUPERVISION ACTUA COMO PARTE DEL SISTEMA DE CONTROL DE CALIDAD DEL CONSTRUCTOR EVALUANDO DURANTE EL PROCESO LA CALIDAD DE LAS OPERACIONES. SE PRETENDE ASEGURAR QUE LA CONSTRUCCION ACABADA CUMPLIRA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS Y POR LO TANTO SERA ACEPTADA POR EL PROPIETARIO O SU REPRESENTANTE.

3.- SUPERVISION POR EL FABRICANTE O PRODUCTOR.

SE PUEDE CONSIDERAR IGUAL QUE LA ANTERIOR.

4.- SUPERVISION POR ORGANISMOS DEL GOBIERNO

ES UNA SUPERVISION QUE REPRESENTA AL PROPIETARIO Y LA REALIZAN LOS ORGANISMOS CON PERSONAL DE PLANTA PARA ESTOS FINES.

6

DEBERES DE LA SUPERVISION

EN FORMA GENERAL SE PUEDE DECIR QUE LOS PRINCIPALES DEBERES DE LA SUPERVISION SON LOS SIGUIENTES:

- 1.- IDENTIFICACION, EXAMEN Y ACEPTACION DE LOS MATERIALES, INCLUYE VERIFICACION DE LA CALIDAD.
- 2.- CONTROL DE LA DOSIFICACION, MEDICION Y AJUSTE DE LA MEZCLA Y DE LOS ENSAYES AL CONCRETO FRESCO.
- 3.- REVISION DE CIMENTACIONES, CIMBRAS, ACERO DE REFUERZO, ETC., DE LA LIMPIEZA Y DEMAS TRABAJOS PREVIOS AL COLADO.
- 4.- SUPERVISION DEL MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACION, COMPACTACION, ACABADO, CURADO Y PROTECCION DEL CONCRETO.
- 5.- ELABORACION DE ESPECIMENES PARA ENSAYE, CURADO Y PROTECCION DE LOS MISMOS.
- 6.- REVISION GENERAL DEL PERSONAL Y EQUIPO DE TRABAJO DEL CONTRATISTA, ASI COMO DE OTROS FACTORES (CLIMA) QUE PUEDAN AFECTAR LA CALIDAD DEL CONCRETO O A OTRAS PARTES DE LA ESTRUCTURA RELACIONADOS.
- 7.- EVALUACION DE LOS RESULTADOS DE ENSAYE.
- 8.- VERIFICACION QUE SE CORRIJAN LOS PUNTOS INACEPTABLES.
- 9.- PREPARACION DE REGISTROS E INFORMES.

7

A U T O R I D A D

ES NECESARIO AL INICIO DE CADA TRABAJO ESTABLECER CLARAMENTE LA AUTORIDAD QUE TIENE EL SUPERVISOR, LO MISMO QUE LA ACCION QUE DEBE TOMAR EN CADA SITUACION:

UN SUPERVISOR DEBE DETENER EL TRABAJO UNICAMENTE COMO ULTIMO RECURSO CUANDO ES EVIDENTE QUE DE CONTINUARSE LAS OPERACIONES RESULTARA UN CONCRETO NO SATISFACTORIO Y SOLO DESPUES DE LA APROBACION DE SU JEFE.

RELACIONES DEL SUPERVISOR

POR LO GENERAL EL SUPERVISOR DEBE PRESENTAR UNA ACTITUD IMPERSONAL Y DE AYUDA HACIA EL CONTRATISTA Y SUS EMPLEADOS,

- EVITAR FAMILIARIDAD.
- NO ACEPTAR FAVORES PERSONALES.
- NO DEBE DAR INSTRUCCIONES AL CONTRATISTA DE COMO HACER UN DETERMINADO TRABAJO.
- EL SUPERVISOR SOLO DEBE EXIGIR SE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS, NO MAS.

UNA BUENA RELACION ENTRE SUPERVISOR Y CONTRATISTA, PUEDE RESULTAR BUENA COOPERACION ENTRE AMBOS, LO QUE TRAERA REDUCCION DE COSTOS Y SEGURAMENTE CUMPLIMIENTO DE ESPECIFICACIONES.

C O N T R A T I S T A

REALIZAR LA OBRA CONFORME LOS PLANOS Y ESPECIFICACIONES DE LA MISMA, EN EL TIEMPO Y COSTO ESTABLECIDO.

- CONOCER PLANOS.
- CONOCER ESPECIFICACIONES.
- CONOCER LOS PROGRAMAS.
- CONTROLAR COSTOS.
- CONTROLAR RECURSOS (PERSONAL Y EQUIPO).
- CONTROL DE PROVEEDORES Y SUBCONTRATISTAS.
- CONTROLAR LA CALIDAD.

N O R M A S

R E G L A M E N T O S

E S P E C I F I C A C I O N E S

N O R M A S

UNA ESPECIFICACION TECNICA U OTRO DOCUMENTO DISPONIBLE AL PUBLICO REALIZADO CON LA COOPERACION Y CONSENSO GENERAL O GENERALMENTE APROBADO POR TODOS LOS INTERESADOS AFECTADOS Y POR ESTO BASADA EN LOS RESULTADOS YA CONSOLIDADOS DE LA CIENCIA, LA TECNOLOGIA Y LA EXPERIENCIA, DIRIGIDOS A PROMOVER LOS BENEFICIOS DE LA SOCIEDAD Y - APROBADOS POR ORGANIZACIONES RECONOCIDAS A NIVEL NACIONAL, REGIONAL O INTERNACIONAL.

NORMA OBLIGATORIA

UNA NORMA CUYA APLICACION SE HA HECHO OBLIGATORIA MEDIANTE UN REGLAMENTO.

NORMA NACIONAL

NORMA QUE HA SIDO ADOPTADA POR UN ORGANISMO NORMALIZADOR A NIVEL NACIONAL.

NORMA ARMONIZADA

NORMAS APROBADAS POR DIFERENTES ORGANIZACIONES DE NORMALIZACION, LAS CUALES SON TECNICAMENTE IDENTICAS O RECONOCIDAS EN LA PRACTICA COMO TECNICAMENTE EQUIVALENTE.

NORMA DE FUNCIONAMIENTO

NORMA DEL PRODUCTO QUE ESPECIFICA LOS REQUISITOS DE UNA O MAS DE SUS CARACTERISTICAS DE FUNCIONAMIENTO.

NORMA DE PRODUCTO

NORMA QUE ESPECIFICA ALGUNO O TODOS LOS REQUERIMIENTOS QUE DEBE CUMPLIR UN PRODUCTO O UN GRUPO DE PRODUCTOS PARA ASEGURAR EL CUMPLIMIENTO DE LOS PROPOSITOS.

NORMA DE PRUEBA

NORMA RELACIONADA EXCLUSIVAMENTE CON METODOS DE PRUEBA, ALGUNAS VECES COMPLEMENTADOS CON OTROS RELACIONADOS A LAS PRUEBAS, TALES COMO MUESTREO, USO DE METODOS, ESTADISTICAS Y SECUENCIAS DE PRUEBAS.

D. G. N.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS

N O M

- B-6-1987 VARILLAS CORRUGADAS Y LISAS DE ACERO, PROCEDENTES DE LINGOTE O PALANQUILLA, PARA REFUERZO DE CONCRETO.
- B-72-1986 ALAMBRE CORRUGADO DE ACERO LAMINADO EN FRIO PARA REFUERZO DE CONCRETO.
- B-99-1986 ACERO ESTRUCTURAL CON LIMITE DE FLUENCIA MINIMO DE 290 MPA (29 KG F/MM²) Y CON ESPESOR MAXIMO DE 12.7 MM.
- B-231-1990 CRIBAS PARA LA CLASIFICACION DE MATERIALES GRANULARES.
- B-253-1988 ALAMBRE DE ACERO, LISO O CORRUGADO, PARA REFUERZO DE CONCRETO.
- B-254-1987 ACERO ESTRUCTURAL (ASTM A-36).
- B-286-1990 PERFILES I Y H DE TRES PLANCHAS SOLDADAS DE ACERO.
- B-290-1988 MALLA SOLDADA DE ALAMBRE LISO O CORRUGADO, DE ACERO, PARA REFUERZO DE CONCRETO.
- B-292-1988 TORON DE SIETE ALAMBRES SIN RECUBRIMIENTO, RELEVADO DE ESFUERZOS, PARA CONCRETO PRESFORZADO.

- B-293-1987 ALAMBRE SIN RECUBRIMIENTO, RELEVADO DE ESFUERZOS,
PARA CONCRETO PRESFORZADO.
- B-294-1986 VARILLAS CORRUGADAS DE ACERO TORCIDAS EN FRIO,
PROCEDENTES DE LINGOTE O PALANQUILLA, PARA REFUERZO DE CONCRETO.
- B-310-1990 METODO DE PRUEBA A LA TENSION PARA PRODUCTOS DE
ACERO.

NOM	C-1	CEMENTO PORTLAND.
	C-2	CEMENTO PORTLAND PUZOLANA.
	C-6	LADRILLOS Y BLOQUES CERAMICOS DE BARRO, ARCILLA Y/O SIMILARES.
	C-8	MOSAICOS.
	C-9	TUBOS DE CONCRETO SIN REFUERZO.
	C-10	BLOQUES, LADRILLO O TABIQUES Y TABICONES DE CONCRETO.
	C-20	CONCRETO REFORZADO - TUBOS - ESPECIFICACIONES.
	C-83	CONCRETO - DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CILINDROS DE CONCRETO.
	C-111	AGREGADOS - ESPECIFICACIONES.
	C-122	AGUA PARA CONCRETO.
	C-155	CONCRETO HIDRAULICO - ESPECIFICACIONES.
	C-156	DETERMINACION DEL REVENIMIENTO.
	C-160	ELABORACION Y CURADO EN OBRA DE ESPECIMENES DE CONCRETO.
	C-161	MUESTREO DE CONCRETO FRESCO.

C-192 CONCRETO ENDURECIDO - DETERMINACION DEL INDICE DE REBOTE.

C-314 PAVIMENTOS - ADOQUINES DE CONCRETO.

- C - 30 MUESTREO DE AGREGADOS.
- C - 45 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - ADITIVOS PARA CONCRETO - MUESTREO.
- C - 71 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS - DETERMINACION DE TERRONES DE ARCILLA Y PARTICULAS DELEZNABLES.
- C - 77 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS PARA CONCRETO - ANALISIS GRANULOMETRICO - METODO DE PRUEBA.
- C - 81 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - ADITIVOS PARA CONCRETO - CURADO - COMPUESTOS LIQUIDOS QUE FORMAN MEMBRANA.
- C - 88 DETERMINACION DE IMPUREZAS ORGANICAS EN EL AGREGADO FINO.
- C - 109 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - CONCRETO - CABECEO DE ESPECIMENES CILINDRICOS.
- C - 117 ADITIVOS ESTABILIZADORES DE VOLUMEN DE CONCRETO.
- C - 128 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - CONCRETO SOMETIDO A COMPRESION - DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD ESTATICO Y RELACION DE POISSON.

- C - 130 MUESTREO DE CEMENTANTES HIDRAULICOS.
- C - 140 ADITIVOS EXPANSORES DEL CONCRETO.
- C - 146 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - ADITIVOS PARA CONCRETO - PUZOLANA NATURAL CRUDA O CALCINADA Y CENIZA VOLANTE PARA USARSE COMO ADITIVO. MINERAL EN CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND.
- C - 148 GABINETE Y CUARTOS HUMEDOS Y TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA LAS PRUEBAS DE CEMENTANTES Y CONCRETOS HIDRAULICOS.
- C - 157 DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AIRE DEL CONCRETO FRESCO POR EL METODO DE PRESION.
- C - 162 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION. - CONCRETO - DETERMINACION DEL PESO UNITARIO, CALCULO DEL RENDIMIENTO Y CONTENIDO DE AIRE DEL CONCRETO FRESCO POR EL METODO GRANULOMETRICO.
- C - 166 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION. - AGREGADOS - CONTENIDO TOTAL DE HUMEDAD POR SECADO - METODO DE PRUEBA.
- C - 169 OBTENCION Y PRUEBA DE CORAZONES Y VIGAS EXTRAIDOS DE CONCRETO ENDURECIDO.

ORGANISMOS DE NORMALIZACION INTERNACIONALES

A F N O R (FRANCIA)

ASSOCIATION FRANCAISE DE NORMALIZATION

D I N (ALEMANIA)

DEUTSHES INSTITUT FUR NORMUNG

J I S C (JAPON)

JAPANESE INDUSTRIAL STANDARD COMMITTEE

I R A N O R (ESPAÑA)

INSTITUTO ESPAÑOL DE NORMALIZACION

B S I (REINO UNIDO)

BRITISH STANDARD INSTITUTION

A N S I (USA)

AMERICAN NATIONAL STANDARD INSTITUTE

REGLAMENTOS

DOCUMENTO QUE CONTIENE REGLAS LEGISLATIVAS, ADMINISTRATIVAS O DE CONTROL, ADOPTADO O PUBLICADO POR UNA AUTORIDAD LEGAL.

REGLAMENTO TECNICO

UN REGLAMENTO QUE CONTIENE O SE REFIERE A UNA NORMA O ESPECIFICACION TECNICA.

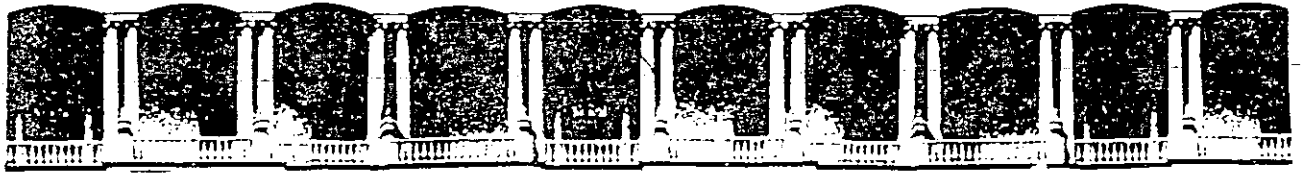
REGLAMENTO DE CONSTRUCCION

ES UNA SERIE DE INDICACIONES DE CARACTER GENERAL, QUE DAN LOS REQUISITOS "MINIMOS" QUE DEBE TENER UN PROYECTO.

TIENE POR OBJETO DEFENDER AL USUARIO DE POSIBLES ERRORES DE QUIENES PROYECTAN, CALCULAN O CONSTRUYEN.

ESTOS REGLAMENTOS POR LO GENERAL SON DE CARACTER LOCAL Y OBLIGATORIO.

LAS RESTRICCIONES O LIMITACIONES SON POR LO GENERAL IGUALES O MAYORES QUE LAS ESTABLECIDAS EN LAS NORMAS.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

EL CONTROL DE CALIDAD HACIA EL SIGLO XXI

ING. JOSE ANTONIO RANGEL.

1994.

EL CONTROL

DE CALIDAD

HACIA EL

SIGLO XXI

C R I S I S

S I T U A C I O N E S D I F I C I L E S

N E C E S I D A D D E C A M B I O

¿H A C I A D O N D E?

"M E J O R A M I E N T O D E C A L I D A D"

S I N I N C R E M E N T A R C O S T O S

¿Q U E E S C A L I D A D?

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

N O H A Y C A L I D A D C U A N D O S E

C O R R I G E .

N O H A Y R E S P E T O A L A C A L I D A D

¡ A H I S E V A I

**CUANTOS PROCESOS Y REPROCESOS
HAY ANTES DE QUE QUEDE BIEN
UN PRODUCTO?**

PRODUCTO

EFICIENTE → COMPETITIVO → EXITOSO

FALTA DE RECURSOS

CALIDAD → TRABAJO DE EQUIPO

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

C O M P E T E N C I A S A N A

E S C U C H A R O P I N I O N S U B A L T E R N O S

E L J E F E S I E M P R E T I E N E L A R A Z O N

L A C A L I D A D N O L A L O G R A E L J E F E

C R E E R E N N O S O T R O S M I S M O S

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

E S T A N D A R

T E N E M O S E X I T O C E R O → D E F E C T O S
M E N T A L I D A D O R I E N T A D A H A C I A C E R O S
D E F E C T O S.

M E D I C I O N

E F E C T I V D A D D E L S I S T E M A

¿ C O M O S A B E M O S Q U E L O H A C E M O S B I E N .

C O S T O P O R N O H A C E R B I E N L A S
C O S A S A L A P R I M E R A V E Z

C O S T O D E C A L I D A D

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

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

C A L I D A D V S. P R E C I O

O B J E T I V O

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

P R E V E N C I O N P L A N E A C I O N A D E C U A D A

AUMENTO DE CALIDAD

DISMINUCION DE REPROCESO

MAYOR PRODUCTIVIDAD

MENOS COSTO

PRECIOS FLEXIBLE

PENETRACION EN EL MERCADO

CRECIMIENTO DE LA EMPRESA

G E R E N T E

QUIERE Y NO PUEDE → DELEGA

PUEDE Y QUIERE → CAPACITACION

NO PUEDE Y NO QUIERE → REUBICACION

PUEDE Y NO QUIERE → MOTIVACION

COMUNICACION

CON EL CLIENTE

TOTAL SATISFACCION

RESPONSABILIDAD

ACEPTACION O RECHAZO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

CONCEPTOS TALES COMO:

FUNCIONAMIENTO

RESISTENCIA

DURABILIDAD

APARIENCIA

GARANTIA

FINALIDAD

INSPECCION DEL PROCESO Y CORREGIR LOS DEFECTOS CON LO QUE SE CONTROLA Y MEJORA EL PRODUCTO DURANTE SU PROCESO DE FABRICACION.

(PREVENCION DE DEFECTOS)

OBJETIVO

- SUMINISTRAR UNA BASE PARA ACTUAR SOBRE EL PRODUCTO ELABORADO Y DECIDIR SOBRE:

LANZARLO AL MERCADO

HACER MAS PRUEBAS

REFORMARLO

REPARARLO

- DECIDIR SI ES NECESARIO HACER CAMBIOS EN EL PROCESO DE FABRICACION.

V E N T A J A S

- CONFIANZA
- MENOS DESPERDICIOS
- ANALISIS ALTI-BAJOS EN LA CALIDAD
- REDUCCION DE COSTOS.
- MODIFICACIONES PERIODICAS A ESPECIFICACIONES.
- REDUCIR VARIABILIDAD
- HISTORIA DE ELEMENTOS PRODUCIDOS
- BASE SOLIDA PARA ACEPTACION

TRATADO DE LIBRE COMERCIO

* CANADA

* ESTADOS UNIDOS

* MEXICO

CONCERTACION

PARA UNIR ESFUERZOS

**LA CREACION DEL MERCADO
MAS GRANDE
MAS RICO
Y
MAS PRODUCTIVO
DEL MUNDO**

**LIBRE TRANSITO DE
PROFESIONISTAS**

**TRANSFERENCIA DE TECNOLOGIA
BUSQUEDA DE LA COMPETENCIA
LEAL**

- PERMANECERAN NUESTRAS INDUSTRIAS, NUESTRA FORMA DE HACER LAS COSAS?
- CUAL YA A SER EL FUTURO DE NUESTRA PROFESION?
- CALIDAD. SEGUIMIENTO ESTRICTO DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES?
- EL T.L.C. CON ESTADOS UNIDOS Y CANADA PRESENTA A NO DUDAR, EN LA RAMA DE LA CONSTRUCCION, OPORTUNIDADES, RETOS Y PELIGROS.
- E.U.A. Y CANADA MODIFICARAN NUESTRO MERCADO Y NOSOTROS CAMBIAREMOS EL MERCADO NORTEAMERICANO.
- EN MEXICO CON EL T.L.C. NO SE PERMITIRAN INDUSTRIAS CONTAMINANTES.
- EL T.L.C. DARA REGLAS CLARAS PARA EL FUNCIONAMIENTO DE LAS PEQUEÑAS Y MEDIANAS EMPRESAS.

**EVITAR PRACTICAS
ANTICOMPETITIVAS
ORIGINADAS EN EL EXTRANJERO**

CAMBIOS EN LEYES

Y

REGLAMENTOS

INVERSION EXTRANJERA

- EMPRESAS MAQUILADORAS
 - ENSAMBLADORAS
 - PRODUCTORAS DE EQUIPOS
- ETC.

**LEY FEDERAL SOBRE
METROLOGIA Y
NORMALIZACION**

**LEY FEDERAL DE
COMPETENCIA ECONOMICA**

**CREAR ENTORNO MAS FAVORABLE
PARA LA COMPETITIVIDAD DE
LAS EMPRESAS FRENTE AL TLC**

TRABAJAR EN EQUIPO

- DEFINIENDO OBJETIVOS**
- BUSCANDO ESTRATEGIAS**
- ASUMIENDO COMPROMISOS**

- EL T.L.C. NORTEAMERICANO, REPRESENTA:
- UN RETO PARA LOS EMPRESARIOS MEXICANOS
PERO TAMBIEN,
- UNA OPORTUNIDAD PARA SER MAS COMPETITIVOS.

- TRES VERTICES DE ACCION DEL TRIANGULO DE LA COMPETITIVIDAD.

- LOS PRODUCTOS CALIFICARAN PARA RECIBIR EL TRATO PREFERENCIAL.

- TODOS LOS PAISES Y EMPRESAS SON VULNERABLES ANTE LA GLOBALIZACION QUE SIGNIFICA:

- "NUEVAS NACIONES EN BUSCA DE CLIENTES CON MEJORES COSTOS Y PRODUCTOS EN EL MERCADO"

No es una meta la calidad, sino una condición para competir: CSG

Por OSCAR SERRANO

La calidad no es un objetivo sino una precondición para estar a la vanguardia en el mercado internacional, afirmó esta mañana el presidente Carlos Salinas de Gortari tras asegurar que los mexicanos seguiremos ampliando y diversificando mercados para crear condiciones y el entorno adecuado para la auténtica reforma micro-económica.

Durante la entrega del premio Nacional de Calidad que fue otorgado a tres empresas el Primer Mandatario señaló que la calidad de los productos nacionales es muestra de que los mexicanos sumando esfuerzo y talento y

con una organización podemos alcanzar presencia destacada en el mundo de la competencia.

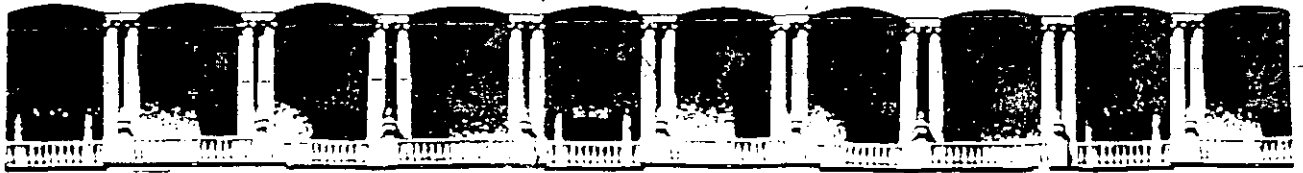
Acompañado de los gobernadores de Querétaro, Enrique Burgos, y el de Tamaulipas, Manuel Cavazos Lerna y el secretario de Educación Pública, Ernesto Zedillo, afirmó que hay interés y compromiso de los mexicanos con la calidad y con ello podemos competir en mercados diferentes, economías diversas, generar productos de calidad para mercados distintos en todo el mundo.

Mayor calidad significa mejores procesos y productos para nuestros consumidores elevando la ca-

lidad de vida de nuestra comunidad", dijo.

Hace unos años, agregó la preocupación central era abatir la inflación y elevar el abasto hoy, es la calidad y la productividad que es la esencia de nuestra estrategia en las relaciones comerciales internacionales.

Puntualizó que diversificar mercados lo lograremos con productos de calidad, pero es importante lograr cambio de mentalidades para adoptar la nueva forma de competir de considerar que la calidad no es objetivo, sino una precondición para estar en la vanguardia de las grandes transformaciones económicas.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PALACIO DE MINERIA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

MODULO II

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

APLICACIONES DE LA PROBABILIDAD Y ESTADISTICA
AL CONTROL DE CALIDAD

ING. JOSE ANTONIO RANGEL

1994.

**APLICACIONES DE LA
PROBABILIDAD Y ESTADISTICA
AL CONTROL DE CALIDAD**

PROBABILIDAD

CONSIDERAMOS COMO PROBABILIDAD
LA CERTIDUMBRE O NO DE QUE
OCURRA UN EVENTO DETERMINADO.

MEDIDA DE LA PROBABILIDAD

ESCALA DE "CERO" A "UNO"

LA UNIDAD REPRESENTA:

ABSOLUTA CERTIDUMBRE (P=1)

CERO:

ABSOLUTA IMPOSIBILIDAD (P=0)

PROBABILIDADES A PRIORI

SON AQUELLAS QUE PODEMOS DEDUCIR AL CONSIDERAR LA NATURALEZA MISMA DEL EVENTO.

MONEDA AL AIRE:

AGUILA: $P = 0.5$

SOL : $P = 0.5$

PROBABILIDADES EMPIRICAS:

SON AQUELLAS QUE NO SON OBVIAS Y SE DEDUCEN DE LA OBSERVACION DE LA OCURRENCIA DE UN CIERTO FENOMENO A LO LARGO DE MULTIPLES OBSERVACIONES.

UN CIRUJANO EFECTUA 200 OPERACIONES

SALVA 184 PERSONAS

MUEREN 16 PERSONAS

PROBABILIDAD DE EXITO:

$P = 184/200 = 0.92$

LEY DE LA ADICION

LA PROBABILIDAD DE QUE UN EVENTO OCURRE EN DIVERSAS POSIBLES FORMAS ES IGUAL A LA SUMA DE LAS PROBABILIDADES DE OCURRENCIAS DE LAS DIVERSAS FORMAS POSIBLES.

EJEMPLO:

EXISTEN 20 CANDIDATOS PARA OBTENER UN PUESTO EN UNA EMPRESA:

- 2 DE CAMPECHE
- 3 DE YUCATAN
- 4 DE TABASCO
- 3 DE NUEVO LEON
- 6 DE SONORA
- 2 DEL D. F.

20

PROBABILIDAD DE QUE SEA NORTEÑO

$$P = 3/20 + 6/20 = 9/20 = 0.45$$

PROBABILIDAD DE QUE SEA DE LA PENINSULA DE YUCATAN.

$$P = 2/20 + 3/20 = 5/20 = 0.25$$

LEY DE LA MULTIPLICACION

LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA SIMULTANEA DE VARIOS EVENTOS, ES IGUAL AL PRODUCTO DE LAS PROBABILIDADES DE OCURRENCIA DE CADA EVENTO AISLADAMENTE.

EJEMPLO:

SI ALGUIEN DESEA CASARSE CON UNA MUJER DE PELO RUBIO NATURAL, ESTATURA MAYOR DE 1.70 m Y GRADO PROFESIONAL UNIVERSITARIO

SUPONIENDO QUE:

- UNA DE CADA 100 MUJERES ES RUBIA NATURAL

$$P = 1/100 = 0.01$$

- UNA DE CADA 1000 MIDE MAS DE 1.70 m

$$P = 1/1000 = 0.001$$

- 2 DE CADA 100 TIENEN GRADO UNIVERSITARIO

$$P = 2/100 = 0.02$$

PROBABILIDAD DE ENCONTRARLA:

$$P = 0.01 \times 0.001 \times 0.02 = 0.0000002$$

ESTADISTICA

LA ESTADISTICA ES UN SISTEMA ARITMETICO DE COMPUTACION, MEDIANTE EL CUAL PUEDE ANALIZARSE UNA POBLACION UTILIZANDO CIERTAS PROPIEDADES DE LA DISTRIBUCION DE SUS CARACTERISTICAS.

CON LA UTILIZACION DE METODOS ESTADISTICOS ES FACTIBLE CONDENSAR LA INFORMACION CONTENIDA EN UN GRUPO DE OBSERVACIONES Y PRESENTARLA EN FORMA CONCISA Y MAS FACILMENTE INTERPRETARLA.

CON LA COLECCION, CONDENSACION, ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS CUANTITATIVOS ES POSIBLE ALCANZAR NUEVOS CONOCIMIENTOS RELATIVOS AL COMPORTAMIENTO DE UN MATERIAL Y PODER ELABORAR NORMAS DE CALIDAD Y PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE SATISFACTORIOS Y ECONOMICOS.

ES UN PASATIEMPO COMUN DE MUCHAS ORGANIZACIONES Y AUN LABORATORIOS, COLECCIONAR EN FORMA RUTINARIA CANTIDADES ENORMES DE DATOS EXPERIMENTALES CON LA VAGA INTENCION DE ANALIZARLOS "ALGUN DIA" CUANDO "NO HAYA TANTO TRABAJO".

ESE DIA CASI NUNCA LLEGA Y LOS DATOS SE ALMACENAN EN LOS EXPEDIENTES Y SE VUELVEN MAS COMPLEJOS Y "FUERA DE EPOCA".

SI LA INFORMACION NO ES DIGNA DE SER ANALIZADA EN FECHA INMEDIATA A LA QUE FUE COLECCIONADA, ENTONCES TAMPOCO ES DIGNA DEL TRABAJO DE RECOLECCION.

LA ESTADISTICA DEBE SER UNA HERRAMIENTA QUE NOS SERVIRA DE BASE PARA HACER LAS CORRECCIONES NECESARIAS, PARA LA FUTURA PRODUCCION, Y NO COMO UN CONOCIMIENTO DE LO QUE SUCEDIO EN EL PASADO.

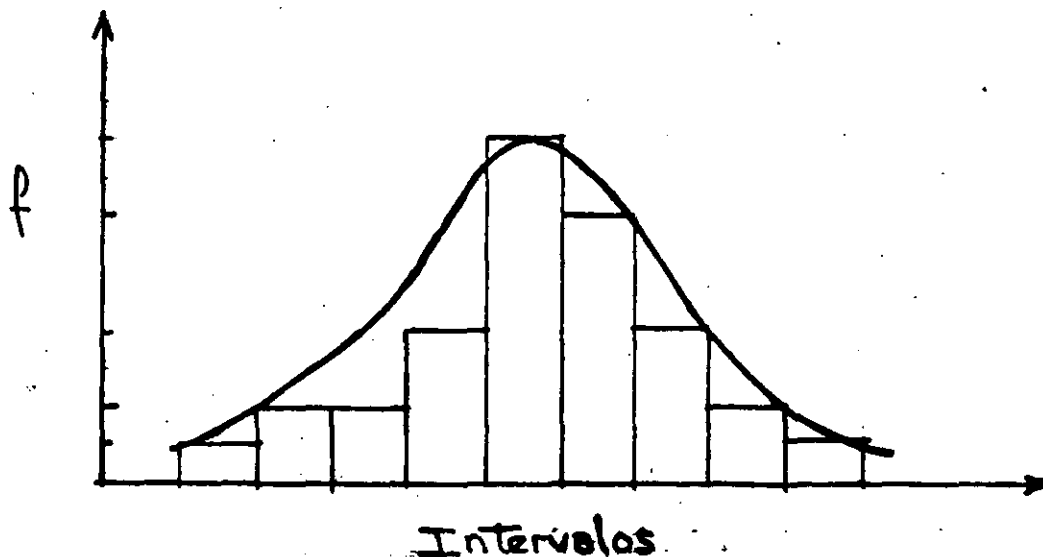
OBJETO DE COLECCIONAR Y PROCESAR
RESULTADOS DE ENSAYES

- CONTROLAR LA CALIDAD A LOS NIVELES DESEADOS.
- PREDECIR VARIACIONES DE CALIDAD DURANTE LA PRODUCCION.
- COMPARAR MERITOS RELATIVOS DE DOS O MAS MATERIALES PARA UN USO PARTICULAR.
- COMPARAR MERITOS RELATIVOS DE DOS O MAS METODOS DE ENSAYE.
- DESCUBRIR RELACIONES ENTRE DOS O MAS PROPIEDADES DE UN MATERIAL O PRODUCTO.

DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS

EL NUMERO DE OBSERVACIONES EN UNA MUESTRA O CONJUNTO DE DATOS QUE SE ENCUENTRAN DENTRO DE CIERTOS LIMITES ESPECIFICADOS, SE LLAMAN FRECUENCIA. LA TABLA DE FRECUENCIAS PARA UNA SERIE DE INTERVALOS QUE CUBRE EL INTERVALO TOTAL DE LOS DATOS SE LLAMA DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS.

LA DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS SE PUEDE REPRESENTAR GRAFICAMENTE POR UN HISTOGRAMA O POR UNA GRAFICA DE BARRAS.



DISTRIBUCION NORMAL

LA CURVA DE FRECUENCIAS PUEDE TOMAR MUCHAS FORMAS, LA MAS SIMPLE PARA LOS PROPOSITOS ESTADISTICOS ES LA CONOCIDA COMO CURVA NORMAL DE FRECUENCIAS O CURVA DE PROBABILIDAD NORMAL. ESTA CURVA TIENE UNA FORMA SUAVE DE CAMPANA SIMETRICA, CUYA ORDENADA MAYOR CORRESPONDE A LA POBLACION MEDIA. ESTA ES UNA DISTRIBUCION TEORICA IMPORTANTE DEBIDO A:

- 1) LA MAYOR DE LAS DISTRIBUCIONES OBTENIDAS EN LA PRACTICA SE APROXIMA A LA FORMA NORMAL.

- 2) LA DISTRIBUCION DE PROMEDIOS DE MUESTRAS ES MUY PROXIMA A LA NORMAL AUN PARA DISTRIBUCIONES QUE NO SEAN NORMALES.

LAS MEDIDAS MAS UTILES PARA EL CONTROL DE CALIDAD QUE DESCRIBEN LAS CARACTERISTICAS DE UNA DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS SON:

PROMEDIO: ES LA MEDIA DE LA TENDENCIA CENTRAL.

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

DESVIACION ESTANDAR: MIDE LA DISPERSION DE LAS OBSERVACIONES RESPECTO AL VALOR CENTRAL, ES LA MEDIDA MAS UTIL DE LA DISPERSION.

$$\sigma = \sqrt{\frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + \dots + (X_n - \bar{X})^2}{n-1}}$$

PUEDE CONSIDERARSE COMO EL RADIO DE GIRO ALREDEDOR DE LA LINEA DE SIMETRIA DEL AREA BAJO LA CURVA DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS.

COEFICIENTE DE VARIACION:

ES LA DESVIACION ESTANDAR EXPRESADA COMO UN PORCENTAJE DEL PROMEDIO.

$$V = \frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100$$

INTERVALO:

ES LA DIFERENCIA ENTRE LOS VALORES MAXIMO Y MINIMO DEL GRUPO. ES LA MEDIDA MAS SIMPLE DE LA DISPERSION DE UN GRUPO DE OBSERVACIONES.

$$R = X \text{ MAX.} - X \text{ MIN.}$$

SINALP



QUE ES Y COMO SE LOGRA EL ACREDITAMIENTO

ESTE SISTEMA ESTA INTEGRADO POR:

DIRECCION GENERAL DE NORMAS
(COMO UNIDAD RECTORA)

COMITES DE ACREDITAMIENTO
(CON PADRON DE EVALUADORES COMO UNIDAD)

- **EVALUADORES**
- **LABORATORIOS ACREDITADOS**

EL SINALP ES UN MEDIO IDEAL PARA QUE LOS FABRICANTES, CONSTRUCTORES, SUPERVISORES ETC., PUEDAN IDENTIFICAR CON FACILIDAD A LOS LABORATORIOS CAPACES Y CONFIABLES A LOS CUALES PUEDAN ACUDIR PARA CUBRIR SUS NECESIDADES DE PRUEBAS.

EL SISTEMA NACIONAL DE ACREDITAMIENTO DE LABORATORIOS DE PRUEBA (SINALP), FUE ESTABLECIDO POR DECRETO PRESIDENCIAL EL 21 DE ABRIL DE 1980.

ES UNA ORGANIZACION QUE INTEGRA LA PARTICIPACION DE LOS SECTORES PUBLICOS Y PRIVADOS, QUE BUSCA LA IMPLANTACION DE CRITERIOS DE OPERACION UNIVERSALES QUE GARANTICEN LA CONFIABILIDAD DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EFECTUADAS EN LOS LABORATORIOS DE NUESTRO PAIS.

DE ESTE MODO, AQUELLOS LABORATORIOS CAPACES DE CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE OPERACION ESTABLECIDOS POR EL SINALP SERAN ACREDITADOS, LO QUE SIGNIFICA QUE SERAN RECONOCIDOS OFICIALMENTE.

REQUISITOS QUE DEBE CUMPLIR EL LABORATORIO

EL ACREDITAMIENTO QUE OTORGA EL SINALP, SIGNIFICA EL RECONOCIMIENTO OFICIAL DE QUE UN LABORATORIO TIENE LA CAPACIDAD PARA EJECUTAR CORRECTAMENTE LAS PRUEBAS PARA LAS CUALES FUE ACREDITADO, CUMPLIENDO CON LAS NORMAS QUE HAN SIDO ESTABLECIDAS. ESTE ACREDITAMIENTO NO SE OBTIENE, NI SE RETIENE SIN UN COMPROMISO PERMANENTE, DE PARTE DEL LABORATORIO DE PRUEBAS, DE TRABAJAR SIEMPRE DE ACUERDO CON LAS NORMAS INDICADAS.

LOS REQUISITOS BASICOS SON LOS SIGUIENTES:

- 1.- ORGANIZACION**
- 2.- PERSONAL**
 - CAPACITACION**
- 3.- INSTALACIONES**
- 4.- EQUIPO**
 - MANTENIMIENTO**
 - CALIBRACIONES**
- 5.- METODOS DE PRUEBA**
 - NORMAS**
 - MANUALES**
- 6.- SISTEMAS DE REGISTRO**
- 7.- INFORME DE RESULTADOS**
- 8.- ARCHIVO DE RESULTADOS**
- 9.- SEGURIDAD**
- 10.- SUPERVISION**

CONTROL DE CALIDAD

- CALIDAD

ES LA PROPIEDAD O CONJUNTO DE PROPIEDADES QUE PERMITEN APRECIAR UN OBJETO COMPARANDOLO CON OTROS DE SU ESPECIE.

- CONTROL

ES LA ACCION DE REGULAR, AJUSTAR O PONER EN ORDEN UNA COSA, EN LA CUAL QUEDA EXPLICITA LA ACCION DE AJUSTAR QUE CONSISTE EN HACER O PONER ALGUNA COSA DE MODO QUE SE ADAPTE EXACTAMENTE A OTRA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

PALACIO DE MINERIA

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO II
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

PROPIEDADES DE MATERIAS PRIMAS Y SU INFLUENCIA EN EL CONCRETO

M.C.I. JOSE ANTONIO TENA C.

1994.

Control y Verificación de la Calidad del
del Concreto Hidráulico

Propiedades de Materias Primas y su influencia en el Concreto

- ADITIVOS

Objetivo:

El profesional de la construcción sabrá los fundamentos del empleo de aditivos y conocerá las propiedades de los aditivos mas empleados en la elaboración del concreto hidráulico, su manejo, colocación y control

Expositor:

MCI. José Antonio Tena Colunga

1) RESEÑA HISTORICA DE LOS ADITIVOS.

Sin duda alguna la investigación y desarrollo de los aditivos comenzó paralelamente al de los cementantes hidráulicos, pues estamos ciertos que desde entonces ya existía la inquietud de aumentar o modificar en número y cantidad las características de éstos agregando algo diferente a sus componentes tradicionales.

Con ese propósito en la antigüedad se utilizaba sangre de toro con el fin de aumentar la plasticidad y resistencia de los morteros hechos con cales o cementos naturales, con la misma intención usaron claras de huevo, baba de nopal, sal, alumbre y algunas otras cosas en distintas regiones del mundo, de hecho estos fueron los precursores de los aditivos. El descubrimiento del cemento Portland es relativamente reciente y su origen se sitúa alrededor de 1850, poco tiempo después y con el fin de resolver las irregularidades de sus tiempos de fraguado, los albañiles franceses añadían al cemento crudo a pie de obra, un poco de yeso en el momento de amasarlo; esta práctica que dió buenos resultados, fue adoptada por los fabricantes de cemento entre los años de 1875 a 1890, quienes optaron por adicionar el yeso en fábrica. En 1855 fue patentada la adición de cloruro cálcico a los concretos, Candlot, en 1888 hizo investigaciones acerca de este producto y demostró que según la dosis, podía ser utilizado como retardador del fraguado; también investigó el empleo de agua de mar para el mezclado del concreto.

Las primeras inquietudes de los usuarios del concreto fueron las de poder modificar el tiempo de fraguado y sobre todo poder acelerarlo, así como la de hacer concreto menos permeable ya que el cemento de aquella época era poco fino, aún no se habían desarrollado métodos para el cálculo de la composición y consolidación en obra eran bastante rudimentarios dado que el vibrado aún no se practicaba, sin embargo, la práctica de adicionar ciertas sustancias, logró reducir la permeabilidad de los concretos razón por la que los acelerantes y los hidrófobos másicos se desarrollaron al mismo tiempo. Hacia 1895, Candlot en Francia y Dyckerhof en Alemania iniciaron la adición de cal grasa con el fin de mejorar la plasticidad; algo más tarde, en 1906, en los E.E.U.U. hicieron lo mismo para la

construcción de un depósito impermeable. Feret a principio de este siglo ensayó un gran número de productos finamente molidos e inertes, que al contacto con el agua se hinchaban y estudió la adición de aceites de linaza y minerales y en una publicación del año 1926, citaba la acción de productos, tales como: el alumbre, el jabón potásico, la caseína, la colofaina, las materias albuminosas y otras.

Igualmente, a principios de este siglo, se ensayó la incorporación de silicato de sodio y de diversos jabones para mejorar la impermeabilidad y se empezaba a añadir polvos finos para colorear el concreto (azul ultramar, ocre,...). Los fluosilicatos se emplearon en 1905 como endurecedores de superficie y se investigó la acción retardadora del azúcar, de la cual en un artículo publicado en Marzo de 1909 en la "Revue des Materiaux de Construction", se habló de la influencia del azúcar sobre el fraguado. Sin duda, un estudio más profundo de la literatura de la época, nos revelaría que desde entonces, la mayor parte de las adiciones posibles fueron intentadas cuando menos en el laboratorio.

La comercialización de algunos productos para mejorar algunas de las cualidades del concreto data de 1910, se trataba de hidrofóbos, de acelerantes del fraguado o de hidrófugos-aceleradores del fraguado, que se añadían a los concretos destinados a la fabricación de depósitos de agua, tuberías, piscinas, etc.; así como a la confección de morteros destinados a la reparación de obras subterráneas de mampostería cuyas juntas se hubiesen deteriorado, entre las cuales se puede citar los trabajos de cinco túneles de la línea de San Gotardo. El Kieselguhr o tierra de infusorios se empleó por primera vez en 1925 en el concreto. En los E.E.U.U. los plastificantes fueron comercializados hacia 1935 en Chicago, los agentes inclusores de aire se descubrieron en los E.E.U.U. en 1939 y su utilización en Europa no empezó hasta después de la segunda guerra en 1947. En cuanto a los retardantes, aunque los efectos de ciertos productos ya eran conocidos, su comercialización tardó algún tiempo.

Rengade demostró en 1929, que mezclando un cemento sobre una lámina de zinc podían introducirse iones de Zn, que actuaban como un retardante de fraguado poderoso (1 por ciento de Zn respecto al peso del cemento, provoca un retardo importante), atribuyó a esta circunstancia, las diferencias de los tiempos de fraguado hallados en diferentes laboratorios, en los que el mezclado en unos y en otros no se hacía en mesas forradas en placas de zinc. Durante la última guerra mundial, los estudios hechos en Alemania condujeron a la utilización de un 1% de ácido fosfórico para retardar los concretos, ya que era necesario poder interrumpir los colados de las obras monolíticas de concreto durante los ataques aéreos, en esa misma época se presentó el caso de concreto que se inutilizó por la adición de azúcar en polvo que produjo un retardo indefinido.

Finalmente, de doce años a la fecha, como consecuencia de la expansión de la industria de la construcción, el número de aditivos y productos de los mismos se ha multiplicado, sus formulaciones cada vez son más adecuadas para la satisfacción de las necesidades de la construcción moderna y recientemente a esta tecnología se ha

ADITIVOS

incorporado la petroquímica con la inclusión de los polímeros, de tal suerte, que en la actualidad no hay país en el mundo que no los emplee.

CLASIFICACION Y NORMALIZACION DE LOS ADITIVOS

Hace veinte años, el Instituto Americano del Concreto (A.C.I.) publicó el primer reporte del Comité 212, sobre los estudios e investigaciones de miles de muestras de productos que se encontraban en el mercado de E.E.U.U. y en él se hizo un primer intento de agruparlos según sus propiedades; diez años después, en 1954 dicho Instituto publicó un nuevo informe del citado comité, donde se hacía referencia sobre la composición de los diferentes tipos de aditivos, lo cual redujo considerablemente la variedad de productos que se ofrecían en venta en el mercado de la construcción. En noviembre de 1963, el mismo organismo, publicó un tercer reporte mucho más completo, donde los aditivos se clasificaban con base en el tipo de sustancias que los constituyen o los efectos que producen en el concreto.

Durante mucho tiempo las opiniones de los técnicos estuvieron muy divididas respecto a la conveniencia del empleo de aditivos; hubo quienes se opusieron y encabezaron campañas en contra de ellos con cierta virulencia, sin embargo, en 1962 tanto la "American Society For Testing And Materials" (ASTM), como el "Bureau of Reclamation", establecieron las bases para la aprobación y uso de aditivos en el concreto.

Según la A.S.T.M. y el A.C.I., un aditivo es "un producto o sustancia distinto a los agregados, cemento o agua, que se usa como ingrediente del concreto y que se añade a la revoltura inmediatamente antes o durante su mezclado".

CLASIFICACION DE LOS ADITIVOS.

Dadas sus características, composición, aspecto y efecto en el concreto, los aditivos pueden clasificarse en muchas formas, razón por la cual hasta la fecha no existe en el mundo un criterio unificado. A continuación y a fin de ejemplificar este problema, se describen las clasificaciones más conocidas.

M. Joissel propone esta clasificación en la que los grupos se establecen tomando en cuenta su comportamiento respecto al agua de mezclado:

Aditivos insolubles.

Aditivos solubles.

Aditivos tensoactivos (que no son ni completamente solubles ni totalmente insolubles).

Para otras clasificaciones, se toma en cuenta el efecto o propiedades que los aditivos confieren al concreto fresco o endurecido, tal es el caso de la clasificación Alemana. En efecto, las directrices alemanas para el ensayo de aditivos para concreto de Enero de 1965 los divide en 6 grupos:

ADITIVOS

Plastificantes (abreviatura ALEMANA: BV).
Inclusores de aire (abreviatura ALEMANA: LP).
Hidrófobos (abreviatura ALEMANA: DM).
Retardantes (abreviatura ALEMANA: VZ).
Acelerantes (abreviatura ALEMANA: BE).
Aditivos para lechadas de inyección (abreviatura ALEMANA; EH).

En Francia existen actualmente dos clasificaciones: 1a. de la "Comisión Permanente Des Liants Hidráuliques Et Des Adjuvants Du Béton" (COPLA), y la del proyecto de norma francesa, no obstante, "El Syndicat National Des Adjuvants Et Mortiers" (SYNAD), ha clasificado a los aditivos de una manera un poco diferente a los organismos antes mencionados y establece los siguientes grupos:

AGENTES QUE MODIFICAN EL CONTENIDO DE AIRE:

- Plastificantes-reductores de agua.
- Inclusores de aire.
- Excluidores de aire.
- Generadores de gas.
- Agentes de retención de agua.
- Fluidificantes-retardantes.

AGENTES QUE MODIFICAN EL GRAGUADO O EL ENDURECIMIENTO:

- Acelerantes del endurecimiento.
- Acelerantes del fraguado.
- Fluidificantes retardantes.
- Fluidificantes acelerantes.

PRODUCTOS PARA INYECCIONES DE DUCTOS DE POSTENSADO:

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES FISICAS:

- Anticongelantes.
- Antiheladizos.
- Anticongelantes Bivalentes (Anticongelantes-Antiheladizos).
- Hidrófugos de masa.

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES MECANICAS:

Como se puede ver en estas clasificaciones de carácter híbrico se encuentran los mismo aditivos, razón por la cual sería útil poder establecer una clasificación común para todos los países, con este propósito un grupo de trabajo de la "Reunión Internationale Des Laboratoires D'Essais Et De Recherches Sur Les Materiaux Et Les Construtions", (RILEM), en 1967 propuso la clasificación siguiente:

AGENTES QUE MODIFICAN LA RELOGIA DE LOS MORTEROS Y CONCRETOS FRESCOS:

- Reductores de agua.
- Inclusores de aire.
- Reductores de aire y de arrastre de aire.
- Polvos minerales finamente molidos para plastificar.
- Agentes floculantes o espesantes.
- Agentes de retención de agua.

ADITIVOS

AGENTES QUE MODIFICAN EL CONTENIDO DEL AIRE EN MORTERO Y CONCRETOS:

- Incluidores de aire.
- Desaireadores o antiespumantes.
- Generadores de gases.
- Generadores de espuma.

AGENTES QUE MODIFICAN EL FRAGUADO Y

- Retardantes de fraguado.
- Acelerantes de fraguado.
- Acelerantes de endurecimiento.

AGENTES GENERADORES DE EXPANSION EN MORTEROS Y CONCRETOS:

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES FISICAS:

- Mejorando la resistencia a las heladas.
- Mejorando la resistencia a la congelación (anticongelantes).
- Reduciendo la penetrabilidad del agua.
- Hidrófobos.

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES MECANICAS:

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES QUIMICAS:

AGENTES QUE MEJORAN LA RESISTENCIA A LAS ACCIONES BIOLÓGICAS:

En los Estados Unidos de Norteamérica el "American Concrete Institute" (ACI), en el Informe de su Comité No. 212 de 1963, da una lista de 20 razones importantes para las que se usan los aditivos, que es en efecto, una clasificación funcional de ellos. Dicha lista se consigna a continuación:

1. Aumentar la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua o para reducir el contenido de agua, logrando la misma trabajabilidad.
2. Acelerar la velocidad de resistencia a edades tempranas.
3. Aumentar la resistencia.
4. Retardar o acelerar el fraguado inicial.
5. Retardar o reducir el desarrollo de calor.
6. Modificar la velocidad o aptitud de sangrado o ambos.
7. Aumentar la durabilidad o la resistencia a condiciones severas de exposición incluyendo la aplicación de sales para quitar el hielo.
8. Controlar la expansión causada por la reacción de los álcalis con ciertos constituyentes de los agregados.

ADITIVOS

9. Reducir el flujo capilar del agua.
10. Reducir la permeabilidad a los líquidos.
11. Para producir concreto celular.
12. Mejorar la penetración y el bombeo.
13. Reducir el asentamiento, especialmente en mezclado para rellenos.
14. Reducir o evitar el asentamiento o para originar una leve expansión en el concreto o mortero, usados para rellenar huecos y otras aberturas en estructuras de concreto y en rellenos para cimentación de maquinaria, columnas, tabes, o para rellenar ductos de cables de concreto postensado o los vacíos en agregado precolado.
15. Aumentar la adherencia del concreto y el acero.
16. Aumentar la adherencia entre el concreto viejo y nuevo.
17. Producir concreto o mortero de color.
18. Obtener concretos o morteros con propiedades fungicidas, germicidas o insecticidas.
19. Inhibir la corrosión de metales sujetos a corrosión embebidos en el concreto.
20. Reducir el costo unitario del concreto.

Por otra parte, el comité C-9 de la "American Society for Testing and Materials" en Junio de 1963 produjo lo que actualmente es la especificación ASTM C 494 "Aditivos Químicos para Concreto"; en ella, se clasifican ciertos aditivos químicos en términos de su función y establecen los requisitos que deben satisfacer. Dicha clasificación es la siguiente:

- TIPO A: Reductor de agua.
- TIPO B: Retardante.
- TIPO C: Acelerante.
- TIPO D: Reductor de agua y retardante.
- TIPO E: Reductor de agua y acelerante.

Posteriormente, en 1982 esta norma fue modificada para incluir a los aditivos superfluidizantes o reductores de agua de alto rango, correspondiéndoles los siguientes tipos:

- TIPO F: Reductor de agua de alto rango.
- TIPO G: Reductor de agua de alto rango y retardante.

Aparte de las especificación antes mencionada, existen otras que son usadas ampliamente y cubren casi en su totalidad la mayoría de los productos comerciales que actualmente hay en el mercado. Dichas especificaciones son:

ADITIVOS	
----------	--

ASTM C 98	Cloruro de calcio.
ASTM C 260	Aditivos inclusores de aire.
AASHO M 154	Aditivos inclusores de aire.
CRD C 13	Aditivos inclusores de aire.
ASTM C 618	"Fly-Ash" y puzolanas naturales o calcinadas
CRD-C 262	Puzolanas.
ASTM C 87	Aditivos químicos.
USBR	Aditivos reductores de agua y para controlar el fraguado.

En la Republica Mexicana hasta la fecha la clasificación aceptada es la que establece el "American Concrete Institute" ACI. sin embargo la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial, para normar dichos productos, ha publicado las siguientes Normas Oficiales Mexicanas:

NOM C - 54-71	Norma oficial de muestreo de aditivos para concreto.
NOM C - 90-81	Método de prueba para aditivos expansores y estabilizadores de volumen.
NOM C - 117-78	Aditivos estabilizadores de volumen de concreto.
NOM C - 140-78	Aditivos expansores de concreto.
NOM C - 199-71	Nomenclatura de aditivos químicos para concreto
NOM C - 200-78	Calidad para aditivos inclusores de aire para

ADITIVOS MAS COMUNMENTE EMPLEADOS

Aditivos Reductores de Agua :

Permiten una reducción en la cantidad de agua de mezclado, manteniendo la misma trabajabilidad resultando en una mayor resistencia del concreto.

Aditivos Superfluidizantes o Reductores de Agua de Alto Rango :

Son compuestos orgánicos que transforman una mezcla seca en una masa de libre flujo. Se emplean ya sea para facilitar la colocación del concreto bajo condiciones difíciles o para reducir el contenido de agua en la mezcla de concreto para incrementar su resistencia o bien en concretos autonivelantes o de muy alta resistencia.

Aditivos Acelerantes :

Provocan un curado mas rápido del concreto.

Aditivos Retardantes :

Retardan el fraguado, permitiendo un mayor lapso para trabajar conel concreto en estado plástico.

Aditivos Inclusores de Aire :

Incrementan la trabajabilidad del concreto fresco, reducen el daño de la congelación y deshielo y empleado en altas concentraciones, la fabricación de concretos celulares.

Cenizas Volantes (Fly-Ash) :

Un polvo fino deshecho de plantas que consumen carbón, incrementa la resistencia del concreto, reduce su permeabilidad, aumenta la resistencia al ataque de sulfatos, reduce la temperatura de hidratación, el contenido de agua de mezclado y mejora la bombeabilidad y trabajabilidad del concreto.

Humo de Sílice (Silica Fume) :

También conocida como Microsílica, es un polvo que es aproximadamente 100 veces mas fino que el cemento Portland, compuesto principalmente por dióxido de silicio. Al añadirse a la mezcla, se puede emplear para fabricar concreto de muy alta resistencia con una muy baja permeabilidad.

Escoria de Alto Horno :

Es un subproducto de la manufactura del acero que puede mejorar la trabajabilidad del concreto, aumentar la resistencia, reducir la permeabilidad, disminuir el calor de hidratación y mejorar la resistencia a los sulfatos.

Puzolanas :

Son varios materiales naturales o artificiales que pueden reaccionar con el Hidróxido de Calcio en el concreto fresco para formar compuestos cementantes; son empleados para propósitos tales como reducir el calor de hidratación, disminuir la reactividad del concreto con agregados que contienen sulfatos o para mejorar la trabajabilidad del concreto.

Inhibidores de la Corrosión :

Son empleados para reducir la corrosión del acero de refuerzo en estructuras expuestas a sales descongelantes u otros químicos que provocan la corrosión.

Aditivos Fibrosos :

Son fibras cortas, usualmente de vidrio, acero y polipropileno, que se añaden a la mezcla para actuar como microrefuerzo. Su empleo mas común es para la reducción de la contracción plástica que ocurre durante el curado de losas. Las fibras de vidrio se añaden también para producir concreto reforzado con fibra de vidrio, en la fabricación de paneles de concreto.

Agentes Colorantes :

Son agentes y pigmentos empleados para alterar y controlar el color de concretos donde la apariencia es importante.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

INFORME DEL COMITE 212 DEL ACI. ADITIVOS PARA CONCRETO
GUIA PARA EL EMPLEO DE ADITIVOS EN EL CONCRETO. IMCYC

TIPOS:

- 1) **Densificadores**
- 2) **Inclusores de Aire**
- 3) **Fluidificantes**
- 4) **Superfluidizantes**

COMPUESTOS:

- 1) **Ácidos Carboxílicos Hidroxilados**
- 2) **Jabones de resina o de albetato alcalino (Na, K) lignosulfonato (Na, K) Sulfonatos de silicio**
- 3) **Sales de ácidos lignosulfónicos, modificaciones o derivados de ellas.**
- 4) **Condensados de formaldehído (n aften o melamina) sulfonados y lignosulfonatos modificados**

INCREMENTA O BENEFICIA

En el estado plástico:

- trabajabilidad¹
- disminución de la fricción interna en el agregado²
- reducción de la ΔT ³
- desarrollo de resistencias⁴
- reducción o eliminación del sangrado⁵
- tiempo de fraguado⁶

En el estado endurecido:

- resistencia a la compresión⁷
- resistencia a la flexocompresión⁸
- resistencia a la congelación/deshielo⁹
- resistencia a la abrasión¹⁰
- módulo de elasticidad¹¹
- permeabilidad / durabilidad¹²

DECREMENTA O AFECTA

En el estado plástico:

- segregación¹
- separación de agua²
- tiempo de nivelamiento³
- ligera disminución en el valor de hidratación⁴

En el estado endurecido:

- resistencia menor a la 24 hrs⁵
- mayor contracción⁶
- mayor flujo plástico (creep)⁷

USOS:

- a) Aumentar trabajabilidad sin aumentar consumo de cemento, agua o relación A/C
- b) Reducir consumo de agua con incremento de resistencias^{1,2,4} c) Economizar cemento
- d) Mejorar durabilidad^{10,11} e) Fabricar concretos superfluidizados o de alta resistencia y gran trabajabilidad¹
- f) Acelerar el desarrollo de resistencias a edades tempranas⁴

Retardantes

COMPUESTOS:

Gluconatos, ácidos lignosulfónicos y sus sales, ácidos carboxílicos hidroxilados, ciertos almidones, ácidos mucicos y adipicos.

INCREMENTA O BENEFICIA

En estado líquido:

- tiempo de fraguado y endurecimiento
- proceso de cristalización

En estado solidificado:

- resistencia a altas edades
- cambios volumétricos
- resistencia a la congelación/deshielo a edades posteriores
- resistencia y durabilidad
- susceptibilidad a expansiones por reacciones Alcali-Agregado
- aumento notable en rigidez

DECREMENTA O AFECTA

En estado líquido:

- distiñe sangrado

En estado solidificado:

- resistencia a altas edades
- pequeña resistencia a congelación/deshielo a altas edades

USOS:

- compensar efectos de temperatura en climas cálidos,
- Hacer concretos continuos sin juntas frías,
- Transportar concreto a distancias considerables sin pérdida de consistencia,
- Reducir peligro de agrietamiento en volados de concreto en grandes masas,
- Permitir el revibrado de concreto,
- Facilitar el bombeo con impulsor neumático,
- Acabados aparentes,
- Obtención de concretos más estables volumétricamente en estructuras

ALTERNATIVAS POSIBLES:

- Empleo de cementos de bajo calor de hidratación (tipos II, IV, Pulzolánicos, Escorias de Alto Horno)
- Abatir temperatura del concreto dentro de ciertos límites,
- Empleo de Aditivos,
- Combinaciones

GUIA GENERAL EN EL EMPLEO DE ADITIVOS

1. Adicion en estado liquido

- No mezclarlos antes de su introduccion
- No variar relacion a/c
- → No adicionar al cemento seco los aditivos quimicos
- Ajustar la velocidad de inclusion
- Incluirla en el momento indicado

2. Adicion de minerales pulverizados

- No cargarlos en tolvas humedas
- Seguir el orden: Agregados-agua- aditivos-cemento
- Si esta concentrado, utilizar algun vehiculo (puzolana, inertes o cemento)

3. Adicion de minerales pulverizados y mezclados con materiales inertes

- Su dosificacion se hace junto con el cemento para que sea un mezclado homoganeo y nunca se debera hacer despues de hecha la mezcla.



TOLERANCIA: 3% DEL VOLUMEN O PESO

TRANSPORTE

METODOS UTILIZADOS

- * CONCRETO MEZCLADO EN CAMION.
- * CONCRETO MEZCLADO PARCIALMENTE EN PLANTA FIJA Y TERMINADO EN TRANSITO.
- * CONCRETO DOSIFICADO EN SECO.
- * TRANSPORTE DE CONCRETO MEZCLADO EN PLANTA.
- * CAMION DE CAJA FIJA, CON O SIN AGITADOR.
- * RECIPIENTES PARA CONCRETO MONTADOS EN -- CAMIONES O CARROS DE FERROCARRIL.
- * OTROS METODOS.

COLOCACION

- * TOLVAS DE SECCION CIRCULAR.
- * CARROS MANUALES O MOTORIZADOS "BUGGIES".
- * CANALONES Y TUBOS DE CAIDA.
- * BANDAS TRANSPORTADORAS.
- * EQUIPOS DE PAVIMENTACION.
- * CIMBRAS DESLIZANTES.
- * CONSOLIDACION.
- * PREVISIONES PARA MANEJAR CONCRETO DE CON
SISTENCIA APROPIADA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

V CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*MODULO II
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.*

*CONCRETO EN CLIMA CALUROSO:
ASPECTOS SOBRE LA DURABILIDAD.*

ING. MANUEL MENA FERRER.

1 9 9 4.

**Concreto en Clima Caluroso:
Aspectos Sobre la Durabilidad**

Por Manuel Mena Ferrer

Sinopsis: Se describen las características que definen el clima caluroso, en relación con el uso del concreto en la construcción de estructuras. Se delimitan tres diferentes zonas de clima caluroso en la República Mexicana, de acuerdo con la humedad relativa ambiental, con diferente riesgo potencial de deterioro prematuro para las estructuras de concreto que ahí se construyen. Se examinan y discuten los efectos perjudiciales de las altas temperaturas y las bajas humedades relativas sobre el concreto en sus estados fresco, en curso de endurecimiento y ya endurecido; con particular atención a los efectos en la hidratación del cemento, la evaporación del agua libre y los cambios volumétricos del concreto. Se menciona la trascendencia de estos efectos perjudiciales en la durabilidad de las estructuras de concreto. Se resumen las principales medidas preventivas y de protección que son aplicables para evitarle daños prematuros al concreto que se cuele en clima caluroso.

Palabras Clave: Clima caluroso, temperatura, humedad relativa, durabilidad, hidratación, evaporación, cambios volumétricos, curado, agrietamiento, mantenimiento.

Manuel Mena Ferrer ejerce actualmente como ingeniero consultor en tecnología del concreto, en la ciudad de México, D.F. Con anterioridad fue jefe de la Oficina de Materiales del Departamento de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad, e investigador en la Sección de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

ASPECTO GENERAL

Los primeros usos del concreto reforzado se remontan a las décadas finales del siglo 19, y algunas de esas primeras aplicaciones todavía permanecen en servicio.(1) Esto significa que dicho concreto, comparable con el convencional actual ha demostrado que puede durar en servicio útil más de 100 años. Sin embargo, numerosas estructuras de concreto construidas entonces y después, se deterioraron en el curso de pocos años y tuvieron que ser reconstruidas o remplazadas; lo cual puso de manifiesto que la durabilidad del concreto no es una característica inmanente e invariable, sino que debe ser motivo de procuración en cada caso.

El tiempo que una estructura de concreto puede prestar satisfactoriamente el servicio para el que se construye, depende de numerosos factores entre los cuales destacan la adecuada selección y uso del concreto, y la correcta realización del diseño, la construcción y el mantenimiento de la estructura. Al considerar la selección y uso del concreto, se entiende que debe adecuarse a las condiciones específicas de cada obra, en lo que se refiere al medio ambiente, el medio de contacto y el tipo de servicio al que debe someterse el concreto en la estructura.

En lo relativo a las condiciones ambientales, es necesario tomar en cuenta no sólo las que prevalecen durante la etapa de construcción, sino también las que debe soportar la estructura en funciones. En el primer caso, el medio ambiente ejerce influencia sobre el concreto en sus estados fresco, recién fraguado y en curso de endurecimiento, en tanto que en el segundo caso actúa sobre el concreto ya endurecido.

En regiones donde ocurren variaciones extremas del clima entre las temporadas estival e invernal, deben tomarse medidas para proteger el concreto contra ambas condiciones extremas, según el caso. Por ejemplo, si la estructura se construye durante el invierno, deben adoptarse las precauciones recomendables para colados en tiempo frío, y además deben prevenirse las

medidas necesarias para proteger a la estructura en servicio de los efectos de la congelación en futuros inviernos. Si por el contrario se construye en verano, las precauciones de colado que deben aplicarse son las de tiempo caluroso, pero de todos modos debe preverse la protección del concreto endurecido contra el daño por congelación durante los periodos invernales de su vida de servicio.

En regiones donde las variaciones estacionales son amortiguadas por la posición geográfica, no suelen ocurrir grandes diferencias entre las condiciones climatológicas de verano e invierno, y por consiguiente tienden a prevalecer condiciones ambientales parecidas en las etapas de construcción y de servicio de las estructuras. De este modo en las zonas de clima tropical, casi en cualquier época del año en que se construye una estructura de concreto, son aplicables las recomendaciones para colados en tiempo caluroso, y en ningún caso se justifica tomar medidas para prevenir los efectos de la congelación en el concreto en servicio.

CLIMA CALUROSO

El clima lo determina el conjunto de fenómenos meteorológicos (insolación, precipitaciones pluviales, vientos, presión atmosférica) cuyas manifestaciones en un lugar determinado dependen principalmente de su altitud y latitud; y secundariamente de aspectos locales como su proximidad al mar, por ejemplo. De la participación proporcional de estos fenómenos resultan las condiciones ambientales, cuyas características más representativas son la temperatura y el grado de humedad.

Al examinar los límites en que varía normalmente la temperatura ambiental que se produce a lo largo del año en las regiones pobladas del planeta, se observan valores medios mensuales mínimos del orden de -15°C y máximos cercanos a 40°C , lo que implica valores mínimos y máximos absolutos aun más extremos. En relación con el uso del concreto, esta amplitud de variación de la temperatura puede considerarse subdividida en tres intervalos que definen otras tantas condiciones térmicas ambientales de trabajo: a) intervalo de baja temperatura, en que deben aplicarse medidas para proteger el concreto fresco y endurecido contra el frío excesivo, b) intervalo de temperatura moderada, en las que no se requieren medidas especiales en este aspecto, para el uso del concreto en la construcción de estructuras ordinarias, y c) intervalo de altas temperaturas, durante cuya manifestación se recomiendan precauciones con objeto de prevenir los efectos perjudiciales del calor excesivo sobre el concreto fresco y recién colocado principalmente.

Las bajas temperaturas, a partir de las cuales debe prote-

gerse el concreto contra los efectos detrimentales del frío, se hallan delimitadas con relativa precisión (2) pues básicamente se definen en términos de prevenir el riesgo de congelación del concreto recién colocado y en curso de endurecimiento. No existe sin embargo la misma precisión para definir el nivel en que comienzan a producirse las condiciones de alta temperatura, debido a la injerencia de otros factores. Así, en el informe ACI 305 (3) se define el clima caluroso, para fines del uso del concreto, como una "combinación de las siguientes condiciones, que tiende a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido: a) alta temperatura del ambiente, b) alta temperatura del concreto, c) baja humedad relativa, d) velocidad del viento, e) radiación solar". Es pertinente observar que, en cuanto a la temperatura, no sólo es necesario considerar la del ambiente sino también la del concreto.

A causa del calor que se genera durante la hidratación del cemento, hay tendencia a que se incremente la temperatura del concreto después de colocarlo en las formas; incremento que depende de aspectos tales como el tipo y consumo de cemento, los espesores de los miembros estructurales, y las facilidades para la disipación del calor interno. Debido a la gran variabilidad de estos aspectos, no es factible establecer un tope de carácter general para la temperatura de colocación del concreto, de modo que al incrementarse no rebase un cierto límite máximo considerado como perjudicial. Por tal motivo, cuando así se requiere, lo recomendable es que el nivel máximo permisible de temperatura del concreto al ser colocado se defina individualmente, de acuerdo con las condiciones específicas del caso. Sin embargo, a manera de orientación para la construcción de estructuras ordinarias (no voluminosas) en el USBR (4) suele especificarse una temperatura máxima de colocación del concreto igual a 27°C para trabajos en clima árido y caluroso, y 32°C cuando el clima es caluroso pero no seco.

Comúnmente los agregados poseen una temperatura más alta que la del ambiente, si permanecen expuestos al sol; el cemento puede suponerse a una temperatura entre la del ambiente y un valor más alto que depende de su antigüedad de fabricación; el agua, por su alto calor específico, tiende a mantenerse en un nivel de temperatura algo menor y más uniforme que el del medio ambiente, salvo que reciba directamente calor solar. De esta manera, si no se ejercen acciones en contrario, al hacer el balance de estas condiciones puede esperarse que la temperatura del concreto al ser mezclado tienda a ser, en promedio, algo mayor que la del medio ambiente. Es decir, para poder colocar el concreto a una temperatura máxima de 27 o de 32°C, sin adoptar medidas preventivas, es necesario que la temperatura ambiente sea menor de 27°C en clima seco y menor de 32°C en clima húmedo.

La razón básica para establecer distinción entre las temperaturas máximas permisibles en ambos tipos de clima, se debe a la disminución de la velocidad con que se evapora el agua a medida que es mayor la humedad relativa del ambiente; de este modo, para que se produzca una cierta velocidad de evaporación, es posible admitir una temperatura más alta conforme aumenta la humedad relativa. Se sabe (3, 5) que si el agua superficial del concreto recién colocado en las formas se evapora a una velocidad del orden de $1 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$, existe el riesgo de que ese concreto se agriete por efecto de la contracción plástica, y que para producir esa velocidad crítica de evaporación en un ambiente con viento suave (16 km/hr) se requiere una humedad relativa de 40 por ciento si la temperatura es de 27°C , y de 60 por ciento cuando la temperatura es de 32°C . (3)

CONDICIONES LOCALES

La República Mexicana se localiza entre los 15 y 33 grados de latitud norte, de manera que el Trópico de Cáncer ($23^\circ 27'$) la divide en dos porciones aproximadamente iguales; de este modo, astronómicamente, a la porción sur le corresponde clima tropical y a la porción norte clima templado. Sin embargo, de acuerdo con las condiciones locales de altitud y distancia al mar, hay cierta tendencia a la definición de tres zonas que presentan diferente clima regional: zona A, que corresponde a la región centro-norte, en donde el medio ambiente suele ser seco, caluroso en verano y frío en invierno; zona B, que rodea la anterior pero con un clima menos extremo, pues exhibe mayor grado de humedad y más moderación en las variaciones estacionales de temperatura; y zona C, que comprende principalmente la región sur-sureste y la llanura costera del litoral del Golfo de México, en donde el clima es sensiblemente tropical, cálido y húmedo, con relativamente menos variaciones entre el verano y el invierno.

En la Fig 1, formada con datos de la Ref (6), se hace una delimitación tentativa de estas tres zonas climáticas, cuyas principales características de temperatura y humedad son aproximadamente como sigue:

<u>Conceptos</u> (Límites probables)	<u>Zonas climáticas</u>		
	(A)	(B)	(C)
Temperatura mínima absoluta en invierno, $^\circ\text{C}$	-22/-8	-12/0	0/12
Temperatura máxima absoluta en verano, $^\circ\text{C}$	36/50	36/48	40/46
Humedad relativa media anual, %	30/40	40/60	60/80

De acuerdo con estos datos, es evidente que durante el verano se manifiestan de manera general elevadas temperaturas ambientales en la mayoría del territorio nacional, si bien bajo tres diferentes condiciones de humedad relativa. De esta manera, en relación con el uso del concreto durante la construcción de estructuras, las condiciones más desfavorables se presentan en la zona A, en donde se conjugan las altas temperaturas estivales con las bajas humedades relativas, lo cual origina situaciones propicias para que se incremente la velocidad de evaporación del agua, y por consiguiente para que se produzca una rápida desecación del concreto recién colocado. En la zona B las condiciones se presentan menos desfavorables, pues las temperaturas máximas probables tienden a disminuir, en tanto que las humedades relativas ambientales tienden a aumentar; pero aun así, continúan representando condiciones riesgosas para el concreto durante su utilización. Por último en la zona C la humedad relativa suele ser bastante alta, pero como la temperatura ambiental también lo es, subsiste el riesgo de que se conjunten condiciones propicias para la desecación prematura del concreto en un momento dado: por ejemplo, si la humedad relativa es de 70 por ciento, el riesgo de que se produzca la velocidad de evaporación crítica ($1 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$) ocurre cuando la temperatura del concreto es de 35°C (3), lo que no es difícil que suceda en esta zona si no se adoptan medidas para evitarlo.

EFFECTOS PERJUDICIALES EN EL CONCRETO

El clima caluroso tal como se ha definido, ejerce acción perjudicial sobre el concreto principalmente en la etapa comprendida desde su elaboración hasta que adquiere su resistencia de proyecto; a diferencia del clima frío que puede causarle daño tanto al actuar en esta primera etapa como después durante su vida de servicio. En tal concepto, las medidas para proteger al concreto de los efectos adversos del clima caluroso, normalmente se circunscriben al periodo constructivo de las estructuras y el inmediato posterior.

Las altas temperaturas suelen afectar al concreto recién elaborado y en curso de fraguar y endurecer, debido principalmente a los efectos que dichas temperaturas producen sobre: 1) la hidratación del cemento, 2) la evaporación del agua, y 3) los cambios de volumen del concreto; cuyos efectos se interrelacionan y acumulan para converger en la merma de propiedades el concreto y el acortamiento de su duración potencial en servicio.

Hidratación del Cemento

El proceso de hidratación del cemento, como sucede en

cualquier reacción química, se hace más rápido conforme aumenta la temperatura; lo cual se manifiesta por una mayor resistencia mecánica del concreto en sus primeras edades. Sin embargo, esta manifestación inicial no persiste, pues a edades posteriores la adquisición de la resistencia se vuelve más lenta, de modo que ya a la edad de proyecto el concreto hidratado en alta temperatura registra menos resistencia a compresión que el mismo concreto hidratado en baja temperatura, según se indica en la Fig 2. (7)

La justificación de que así ocurra, se muestra en la Fig 3 (8) que representa esquemáticamente la forma como se hidrata una partícula de cemento a temperatura baja (13°C) y a temperatura alta (49°C). Como ahí se hace notar, la hidratación a temperatura elevada conduce a la formación de una especie de costra alrededor de la partícula, que inhibe el acceso del agua hacia el núcleo de la misma para su ulterior hidratación, con lo cual esta última no se alcanza a completar aunque exista suficiente humedad en el concreto. De esta manera, se origina un residuo de cemento que permanece sin hidratar y que no aporta resistencia al concreto, lo que no solamente representa una deficiencia técnica sino también un inconveniente económico.

Este desarrollo anómalo del proceso de hidratación del cemento es atribuible básicamente al efecto de las altas temperaturas, ya que inclusive se manifiesta en presencia de agua; de modo que su manifestación adversa a la resistencia mecánica del concreto, que es irreversible, puede ocurrir dondequiera que el concreto se produzca y endurezca a temperatura elevada, independientemente del grado de humedad que prevalezca en el medio de exposición. Es decir, se trata de una consecuencia perjudicial del clima caluroso que puede manifestarse en cualquiera de las tres zonas del territorio nacional, cuando existen altas temperaturas ambientales.

Para dar una idea hasta dónde puede tolerarse la elevación de la temperatura de hidratación sin afectar demasiado la resistencia del concreto, en la Fig 4 formada con datos de la Ref (7), se presenta la forma como usualmente varía la resistencia a compresión del concreto a diversas edades, conforme aumenta la temperatura de curado. Según ahí se hace notar, para una temperatura de 32°C (en condiciones de curado húmedo) la resistencia del concreto a 28 días sólo se reduce alrededor de 5 por ciento con respecto a la que se obtiene en curado estándar a 23°C ; lo cual se juzga tolerable y parece apoyar el criterio de considerar 32°C como temperatura máxima admisible para el endurecimiento del concreto en ambiente húmedo.

Es pertinente señalar que la aceleración del proceso de hidratación del cemento con el aumento de la temperatura, también se refleja en una sensible disminución del tiempo de

fraguado, que puede ocasionar dificultades para la adecuada colocación y compactación del concreto en las formas. Sin embargo, a diferencia de la afectación de resistencia que no es corregible, la evolución del fraguado sí es susceptible de modificación y ajuste mediante aditivos. Es por ello que para colados en tiempo caluroso suele recomendarse el uso de aditivos retardadores del fraguado, en forma tal que pueda conciliarse la duración del fraguado inicial del concreto a la temperatura de la obra con el tiempo requerido para su transporte, colocación y compactación en la estructura.

Evaporación del Agua

La excesiva pérdida anticipada del agua del concreto, puede ocasionarle perjuicios desde que se elabora hasta que se encuentra en servicio, por cuyo motivo las condiciones de exposición que estimulan la pérdida de agua por evaporación, resultan indeseables. Tal como se ha dicho, el ambiente caluroso en que se conjugan temperaturas altas, humedades relativas bajas y presencia de viento, representa las peores condiciones en este aspecto. Los efectos perjudiciales que la intensa evaporación del agua produce en las sucesivas etapas de la vida del concreto, se describen a continuación.

Durante la elaboración del concreto y en el curso de su manipulación para transportarlo, colocarlo y compactarlo, se presentan las primeras manifestaciones inconvenientes del clima caluroso, bajo el aspecto de la evaporación del agua. En primer término, al aumentar la temperatura ambiental se incrementa la demanda de agua de mezclado del concreto, con sus correspondientes consecuencias adversas sobre la resistencia mecánica, la permeabilidad y los cambios volumétricos; esto es, si el concreto requiere más agua y con ello se incrementa la relación agua/cemento, puede esperarse que manifieste menos resistencia, más permeabilidad y mayor contracción por secado, todo lo cual repercute adversamente en su durabilidad. En segundo término, en dichas condiciones ambientales las mezclas de concreto recién elaboradas pierden revenimiento con mayor rapidez, lo que puede conducir a defectos de construcción por la dificultad de colocarlas correctamente en la estructura; se sabe que los defectos de construcción suelen dar pie a la degradación anticipada del concreto en servicio.

Al término de su compactación y acabado, si el concreto durante la etapa de fraguado pierde agua por evaporación con demasiada rapidez (del orden de $1 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$), experimenta contracciones causantes de esfuerzos de tensión que es incapaz de resistir en esta etapa, con lo cual sufre agrietamientos por "contracción plástica". Este fenómeno detrimental es particularmente probable en los pavimentos de concreto recién colados, por su gran superficie expuesta a la evaporación, y es

fuente potencial del deterioro prematuro de las estructuras en que ocurre, cuando dichos agrietamientos no se corrigen oportunamente.

La continua presencia de humedad suficiente en el concreto durante sus primeras edades de endurecimiento es una condición esencial, e insustituible, para que el proceso de hidratación del cemento se desarrolle con normalidad, y por consiguiente para que el concreto pueda adquirir todas sus propiedades potenciales. La falta de agua suficiente para que el cemento se hidrate en forma sostenida, es por sí misma una condición detrimental que no requiere necesariamente acompañarse de una elevada temperatura para ocasionarle perjuicio al concreto. La magnitud de este perjuicio se pone de manifiesto en la Fig. 5 (9) en donde se representa la adquisición de resistencia a compresión del concreto con la edad, en diferentes condiciones de humedad pero sin la influencia de la temperatura. Como en dicha figura se observa, a medida que el concreto padece más deficiencia de humedad se manifiesta mayor detrimento en su resistencia; si bien es pertinente mencionar que este efecto detrimental no es completamente irreversible (como el que produce la excesiva temperatura), pues una aportación tardía de agua externa que reponga la humedad necesaria en el concreto, puede permitirle una cierta recuperación de la resistencia potencial no adquirida por deficiencia de agua.

De acuerdo con la manera de producirse el efecto anterior, puede considerarse que la deficiencia de agua de hidratación es una situación igualmente perjudicial para el concreto que se emplea durante clima caliente o clima frío; sin embargo, también debe considerarse que el riesgo de que se produzca esa deficiencia de agua se incrementa en la medida que la temperatura es más alta y la humedad relativa es más baja, porque en estas condiciones la evaporación del agua es más rápida. Es decir, el requerimiento de conservar el concreto húmedo en sus primeras edades, es igualmente necesario durante los trabajos en verano y en invierno, pero las medidas para lograrlo requieren ser más oportunas y eficaces en un medio ambiente estival caluroso y seco, como suele ocurrir en las zonas climáticas A y B del territorio nacional, previamente señaladas.

La conservación del concreto en condición húmeda durante un cierto lapso posterior al colado, constituye el tratamiento de curado húmedo que deben recibir todas las estructuras recién construidas, y para cuya realización existen diversos procedimientos, materiales y productos que se hallan ampliamente descritos en el informe del Comité ACI 308. (10) Aunque la ejecución de este tratamiento es un requisito que se contempla normalmente en las especificaciones de construcción, en la práctica es una actividad que con frecuencia sólo se cumple a medias, e incluso no se cumple, para lo cual existen variadas explica-

ciones posibles: negligencia de quien construye y/o de quien supervisa, inaccesibilidad de la estructura, procedimientos ineficientes, materiales y/o productos de mala calidad, etc.

No obstante que la realización de un buen curado húmedo es una necesidad reconocida desde los primeros usos del concreto, ha sido en épocas recientes cuando se ha demostrado la influencia que ejerce no solamente en la resistencia mecánica, sino también en prácticamente todas las propiedades del concreto endurecido que de alguna manera tienen injerencia en su durabilidad. Debido a la mencionada frecuencia con que se producen omisiones y deficiencias en la realización del curado húmedo, y por el hecho de que estas deficiencias se agudizan en condiciones de clima caluroso, es pertinente destacar los efectos detrimentales que produce en el concreto la falta de humedad en sus primeras edades, a fin de darle al curado húmedo la importancia que merece.

Se sabe que para la completa hidratación de la pasta de cemento, se requiere una proporción de agua del orden del 25 por ciento del peso del cemento que contiene, en tanto que para mezclar el concreto se utilizan cantidades de agua que normalmente representan entre el 35 y 75 por ciento del cemento, en peso; es decir, en el momento de elaborar el concreto siempre existe agua en exceso de la que el cemento estrictamente necesita para hidratarse. Sin embargo, a partir de su elaboración el concreto comienza a perder agua por diversas causas (Fig 6) de las cuales prácticamente todas, excepto la evaporación, cesan de actuar una vez que el concreto adquiere su fraguado final. De esta manera, si la pérdida por evaporación subsiste en el concreto recién fraguado, al cabo de algún tiempo la proporción de agua remanente se reduce a menos de la que el cemento requiere para continuar su hidratación y ésta se frena, e incluso se suspende por falta de agua.

La pérdida de agua por evaporación se produce principalmente por las superficies de la estructura expuestas al medio ambiente, de modo que el perjuicio por este concepto es máximo en dichas superficies, con tendencia a disminuir hacia el interior del concreto. Se dice (11) que normalmente la pérdida de agua por evaporación solamente afecta una capa superficial de concreto de 5 a 10 cm de espesor, y que más adentro el concreto conserva suficiente humedad (más de 80 por ciento) para su hidratación. Es por ello que este efecto detrimental no se detecta cuando se comprueba la calidad del concreto colocado en la estructura mediante la determinación de la resistencia en núcleos extraídos a mayor profundidad. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que la capa de concreto superficial es la que de ordinario resulta expuesta a las acciones perjudiciales que ponen en riesgo la durabilidad de las estructuras.

Además de la resistencia mecánica en sus diversos aspectos, la permeabilidad del concreto es la propiedad que más influencia tiene en la durabilidad de las estructuras. La resistencia mecánica no sólo es índice de la capacidad del concreto para soportar esfuerzos, sino también para resistir otras acciones físicas como la de abrasión mecánica e hidráulica, por ejemplo. Por su parte, la permeabilidad representa el grado de resistencia que el concreto opone a la penetración de fluidos agresivos (líquidos y gaseosos) que actúan como agentes promotores del deterioro prematuro del concreto y del acero de refuerzo. Debido a que ambas propiedades tienen como parámetro común la porosidad del concreto, resultan igualmente afectadas cuando la hidratación del cemento no se realiza cabalmente por deficiencia de humedad.

Para conservar el concreto con suficiente humedad durante sus primeras edades en que la hidratación evoluciona con mayor intensidad, existen dos procedimientos básicos aplicables en las superficies de la estructura expuestas al ambiente: 1) aportación de agua externa, para mantener continuamente húmedas las superficies expuestas a la evaporación, y 2) interposición de un elemento impermeable entre el concreto y el medio ambiente, para prevenir la fuga del agua interna por evaporación hacia el exterior. En teoría el primer procedimiento es más eficaz cuando se asegura su continuidad, y por ello se recomienda darle preferencia para el curado húmedo de concretos hechos con bajas relaciones agua/cemento (menos de 0.45); sin embargo, el impedimento de asegurar su continua aplicación en superficies verticales o de difícil acceso, o sobre superficies de concreto recién colocado, ha favorecido el uso del segundo procedimiento, ya sea mediante la utilización de telas plásticas o de compuestos líquidos que forman membrana.

En el caso de pisos y pavimentos de concreto hidráulico, y otros revestimientos similares, su durabilidad depende en gran medida de que la capa superficial de concreto posea una adecuada resistencia a la abrasión; pero debido a su gran superficie expuesta por unidad de volumen, son estructuras proclives a perder mayor cantidad de agua por evaporación, particularmente cuando se cuelan en un ambiente cálido, seco y con viento. Por tal motivo, la ejecución de un buen curado resulta de vital importancia en estos casos, para mantener húmedo el concreto recién colocado y así evitar que sufra agrietamientos por contracción plástica y la capa superficial se vea reducida en su resistencia mecánica, especialmente a la abrasión. La elección del procedimiento apropiado para curar estas estructuras requiere tomar en cuenta su oportunidad y eficacia, es decir, que pueda aplicarse a la mayor brevedad posible después del acabado superficial del concreto y que resulte efectivo para restringir la pérdida de agua por evaporación.

En una investigación de campo para definir el procedimiento de curado que debería aplicarse al revestimiento de concreto de los canales vertedores de una presa en el Estado de Chiapas (12) se ensayaron seis sistemas de curado cuyos efectos sobre la resistencia a compresión del concreto superficial se indican en la Fig 7 (12). Con base en estos resultados, el sistema elegido consistió en la aplicación inmediata de una membrana de curado sobre el concreto recién acabado (para cumplir con el aspecto de oportunidad) seguido por la colocación de una tela de polietileno al cabo del fraguado final (para complementar el requisito de eficacia). Procede hacer notar que en estas pruebas se juzgó la eficacia del curado mediante la resistencia a compresión del concreto superficial, al considerar ésta como índice de sus propiedades mecánicas en general; cuya inferencia también resulta válida para la resistencia a la abrasión, según se observa en la Fig 8 (13) que representa la mejoría que se obtiene en este aspecto cuando el concreto se cura convenientemente.

En cuanto a la permeabilidad, también existen numerosas evidencias del beneficio que se obtiene en este aspecto en el concreto superficial de las estructuras como consecuencia de un buen curado húmedo. A manera de ejemplo, en la Fig 9 (14) se compara la permeabilidad superficial del concreto cuando se expone al ambiente sin protección o humedecimiento y cuando se conserva continuamente húmedo; cuyo efecto positivo reafirma la importancia que tiene el curado para la durabilidad de las estructuras de concreto de todo tipo que deben prestar servicio en contacto con fluidos potencialmente agresivos al concreto y al acero de refuerzo, como es el caso de las que tienen contacto con aguas freáticas o suelos con alto contenido de sulfatos y/o cloruros, y de las que permanecen expuestas al agua de mar y sus salpicaduras, o simplemente al aire marino, ya que el efecto dañino de estos fluidos depende en buena medida de su grado de penetración en el concreto superficial.

Cambios Volumétricos

El concreto experimenta normalmente cambios volumétricos de diversa índole, desde que se encuentra recién colocado en la estructura hasta el final de su vida de servicio. Dichos cambios, que pueden ser predecibles, no suelen afectar la durabilidad de las estructuras cuando son moderados y se toman adecuadamente en cuenta en el diseño estructural; sin embargo, cuando se trata de contracciones que resultan mayores de lo previsto, y/o no se previenen las medidas estructurales necesarias, pueden ocurrir agrietamientos que con cierta frecuencia se convierten en puntos débiles por donde se inicia el deterioro de las estructuras de concreto.

Las causas de los principales cambios volumétricos del

concreto son sus variaciones de humedad y temperatura, de modo que al referirse en particular a las contracciones, éstas se relacionan con la disminución de la humedad y el descenso de la temperatura. En tal concepto, las condiciones ambientales más desfavorables son las que propician la evaporación del agua, como sucede en los sitios de clima caluroso y seco, y las que manifiestan grandes intervalos de variación entre las temperaturas máximas y mínimas.

La primera contracción importante del concreto es la que ocurre en el curso de la etapa de fraguado, que como se ha dicho se denomina contracción plástica y se acrecienta cuando el concreto recién colocado en las formas pierde agua por evaporación con demasiada rapidez. Se ha dicho también que la velocidad de evaporación se torna crítica cuando se aproxima a $1 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$ porque la contracción plástica alcanza magnitudes que fácilmente agrietan el concreto, ya que éste carece en esta etapa de capacidad para resistir los esfuerzos de tensión que se generan. Tales agrietamientos pueden evitarse normalmente con el uso de las medidas precautorias que más adelante se mencionan; pero cuando se producen y son detectados antes del fraguado final, pueden ser corregidos mediante la recompactación por apisonamiento enérgico del concreto en la superficie agrietada, cuidando de restablecer su integridad.

En la etapa de endurecimiento, que propiamente se inicia a partir del fraguado, el concreto sigue contrayéndose en la medida que continúa disminuyendo su contenido de humedad. Esta contracción que se conoce como contracción por secado, tiene una evolución relativamente rápida durante las primeras semanas, y después se hace más lenta pero continúa manifestándose en el curso del tiempo, incluso al cabo de 30 años, mientras el concreto permanece seco. Dicha contracción por secado, que es causa frecuente del agrietamiento de numerosas estructuras, depende significativamente de las características de los agregados y del contenido de pasta de cemento en el concreto, pero también puede ser incrementada por aspectos inherentes al clima caluroso, tales como el contenido de agua de mezclado del concreto y la humedad relativa del medio ambiente en que presta servicio la estructura.

En el primer aspecto, hay que tomar en cuenta que la demanda de agua de mezclado del concreto tiende a incrementarse en clima caluroso, por lo cual resulta útil toda medida que permita contrarrestar esa sobredemanda de agua en el mezclado de concreto, como puede ser por ejemplo el uso de aditivos reductores de agua, y en particular los llamados reductores de alta eficiencia (superfluidificantes) que permiten lograr reducciones hasta de 30 por ciento en el requerimiento de agua de mezcla. En cuanto al segundo aspecto, es un hecho evidente que al disminuir la humedad relativa del ambiente se

intensifica la pérdida de agua por evaporación del concreto, y esto repercute en la magnitud de su contracción por secado según se indica en la Fig 10 (15). Para moderar los efectos que en este aspecto producen las condiciones ambientales cálidas y secas, también ejerce influencia positiva la ejecución de un buen procedimiento de curado húmedo, conforme se hace notar en la Fig 11 (16). Aquí es oportuno señalar que una medida importante para reducir los agrietamientos debidos a la contracción por secado (y por los cambios volumétricos en general) consiste en definir juntas de servicio adecuadas (contracción y/o expansión) en las estructuras, para lo cual dicha contracción debe evaluarse conforme a los métodos de predicción de uso aceptado, como por ejemplo el ACI 209 (17).

La contracción debida al primer descenso de temperatura del concreto se produce en el curso del tiempo que el concreto de la estructura tarda en igualar su temperatura con la del medio ambiente; y su magnitud depende básicamente del coeficiente de expansión térmica del concreto y de la diferencia que existe entre la temperatura máxima del concreto y la del ambiente. El coeficiente de expansión térmica del concreto lo determina principalmente la naturaleza de los agregados que lo constituyen, de modo que en un caso dado no es un factor susceptible de maniobra; por consiguiente, para moderar la contracción de origen térmico el recurso básico consiste en restringir la sobreelevación de temperatura del concreto en la estructura.

La temperatura máxima del concreto después de ser colocado en estructuras ordinarias (no voluminosas) se produce en el término de pocos días (Fig 12) y su magnitud es consecuencia de diversos factores entre los que destacan: la temperatura inicial del concreto, el tipo y consumo unitario de cemento, y las condiciones de acumulación y disipación de calor que son propias de cada estructura. De estos factores el que propiamente guarda relación con el medio ambiente se refiere a la temperatura inicial del concreto, de manera que la disminución de ésta es un medio adecuado para reducir el intervalo en que debe descender la temperatura, según se muestra en la Fig 12, y por consiguiente para reducir también la magnitud de la contracción térmica y su correspondiente riesgo de agrietamiento. Para disminuir la temperatura inicial de colocación del concreto en clima caluroso existen diversas medidas aplicables que se hallan descritas con detalle en el informe del Comité ACI 305 (3) y de las cuales se hace un resumen más adelante.

De igual manera que en el caso de la contracción por secado, una medida necesaria para prevenir los agrietamientos por contracción térmica consiste en la adecuada definición de juntas en la estructura que permitan absorber los cambios volumétricos de origen térmico: tanto la primera contracción debida al enfriamiento inicial del concreto a edad temprana,

como las expansiones y contracciones subsecuentes que se producen en el curso de la vida de servicio de la estructuras por efecto de las variaciones de temperatura ambiental, particularmente las que se localizan en regiones como la zona A del territorio nacional en que los cambios estacionales son extremosos, para cuyo objeto debe hacerse la correspondiente evaluación anticipada de dichos cambios volumétricos de origen térmico (17). Es asimismo pertinente señalar que las juntas de servicio no solamente deben ser motivo de una adecuada localización y diseño, sino también de una apropiada construcción y mantenimiento, pues de no ser así pueden convertirse en sitios localizados de debilidad en la estructura, especialmente susceptibles al deterioro prematuro.

MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS

Las medidas para prevenir y corregir los efectos perjudiciales del clima caluroso sobre el concreto, y sus correspondientes repercusiones adversas a la durabilidad de las estructuras, deben adoptarse en las etapas de diseño y construcción y complementarse en la etapa de servicio con un adecuado mantenimiento. La aplicación de estas medidas, cuya eficacia guarda cierta relación con su grado de dificultad y costo, se define normalmente en función de las características e importancia de la estructuras y de las condiciones climáticas en que éstas deben construirse y prestar servicio. Muchas de estas medidas van encaminadas principalmente a evitar o por lo menos restringir los agrietamientos del concreto, ya que éstos suelen dar motivo al deterioro anticipado de la estructuras (18).

Previsiones de Diseño Estructural

En las estructuras que se justifique, debe preverse la instalación de juntas de servicio para absorber en la mayor medida posible las contracciones y/o expansiones del concreto, debidas a las variaciones de humedad y temperatura; sin menoscabo del acero de refuerzo necesario para tomar los esfuerzos inducidos por estos cambios volumétricos. (Conviene prever el refuerzo adecuado para distribuir las grietas, a modo de no exceder en éstas una abertura máxima especificada). Para tal fin deben estimarse adecuadamente dichos cambios de volumen, de acuerdo con las características de la estructura (dimensiones, forma, espesores), del concreto (naturaleza de los agregados, tipo de cemento, proporciones) y del clima y ambiente de servicio (temperatura, humedad relativa), conforme a los procedimientos y criterios usuales (17).

Diseño de la Mezcla de Concreto

El diseño de la mezcla de concreto no sólo debe ser

adecuado para lograr las propiedades especificadas en el concreto endurecido, sino también para obtener un adecuado comportamiento del concreto en estado fresco y en curso de endurecimiento, mediante una acertada selección de sus componentes. Dado que la fuente de suministro de los agregados frecuentemente no es opcional, las posibilidades selectivas se refieren principalmente al cemento y los aditivos.

Es deseable emplear preferentemente un cemento portland tipo II, porque su moderado calor de hidratación resulta útil para restringir la sobre elevación de temperatura del concreto en sus primeras edades y su correspondiente cambio volumétrico. Una alternativa viable para el mismo fin consiste en utilizar un cemento portland-puzolana; pero como hay cementos de esta clase que incrementan la demanda de agua de mezclado y/o aceleran la pérdida de revenimiento del concreto recién mezclado, es recomendable efectuar pruebas al concreto en condiciones de obra con el cemento propuesto. Otra condición que debe evitarse es el uso de un cemento con falso fraguado.

Los aditivos para concreto de uso más frecuente en clima caluroso son los que tienen la doble función de ser reductores del agua de mezcla y retardadores del fraguado. El primer efecto tiene utilidad para compensar el incremento en la demanda de agua que ocurre al mezclar el concreto en tiempo caluroso, en tanto que el segundo suele ser necesario para contrarrestar la aceleración del fraguado que se produce al aumentar la temperatura. Existen dos categorías de aditivos de esta índole: los reductores de agua normales y los de alta eficiencia; actualmente hay la tendencia a preferir los segundos, no obstante que su costo unitario es más alto. En cualquier caso es recomendable verificar en obra el comportamiento de la mezcla de concreto con el cemento y el aditivo propuestos, pues hay cementos y aditivos que no son compatibles porque generan reacciones inmediatas que rigidizan rápidamente el concreto recién mezclado.

La mezcla de concreto debe diseñarse con el mínimo consumo de cemento que sea posible, con el fin de reducir los cambios volumétricos por sobre elevación de temperatura y por secado. Si la estructura se construye en donde ocurren muy bajas temperaturas invernales (como hay sitios en la zona climática A del territorio nacional) debe prevenirse el uso de un aditivo inclusor de aire, no obstante que la construcción se efectúe en condiciones de clima caluroso.

Elaboración del Concreto

Conforme se ha dicho, la temperatura inicial del concreto es uno de los factores que determina la temperatura máxima que alcanza el concreto en la estructura. Por tal motivo, para

moderar esta sobreelevación de temperatura, un medio eficaz consiste en disminuir al mínimo posible la temperatura inicial del concreto, lo cual en clima caluroso requiere la adopción de una serie de medidas con diverso grado de eficacia, cuya aplicación depende de la diferencia entre la temperatura natural del concreto sin el uso de estas medidas y el nivel de temperatura que se pretende darle. También se ha mencionado que no hay un tope único para la temperatura inicial de colocación del concreto porque deben tomarse en cuenta las condiciones de generación, acumulación y disipación de calor de cada estructura en particular. Así, en términos generales, para estructuras voluminosas los requerimientos son muy estrictos, por lo que se especifican temperaturas máximas de colocación del concreto (en cualquier clima) que suelen variar entre 12 y 24°C, aproximadamente, de acuerdo con su espesor y otros aspectos. Para estructuras no voluminosas, pero de grandes dimensiones y/o con importantes requisitos de servicio, es frecuente cuando se construyen en clima caluroso especificar para la temperatura de colocación del concreto un valor máximo comprendido entre 24 y 32°C, aproximadamente, según el caso. Finalmente en estructuras menores y/o de poca importancia no es común que se especifique una temperatura máxima permisible de colocación del concreto, aun cuando es deseable no sobrepasar los 38°C durante tiempo caluroso.

Para conseguir que la temperatura del concreto recién mezclado no rebase el límite máximo que se especifique, cuando la temperatura ambiente es del mismo orden o mayor que éste, existen diversas medidas aplicables que se mencionan a continuación, cuya complementación debe intentarse gradualmente a fin de obtener la temperatura requerida al menor costo posible:

En los componentes--Regar continuamente con agua por aspersión el agregado grueso, para mantenerlo superficialmente húmedo. Proteger con aislamiento térmico el depósito y las tuberías de circulación del agua para el mezclado del concreto. No utilizar cemento caliente (no más de 60°C, aproximadamente). Proteger del sol los depósitos de agregados para uso inmediato, adjuntos a la planta de concreto.

Al elaborar el concreto--Efectuar los colados en las horas de menor temperatura ambiental (de ser posible por la noche). Pintar de blanco exteriormente la revolvedora central y proteger del sol el sitio de mezclado. Evitar el exceso de tiempo de mezclado. Utilizar hielo en escamas o molido en substitución de una fracción del agua neta de mezclado, o bien utilizar en su totalidad agua preenfriada como agua de mezcla, o bien inyectar nitrógeno líquido en la revolvedora en movimiento para enfriar la mezcla de concreto en curso de elaboración.

12. Comisión Federal de Electricidad. "Control del Concreto Durante la Construcción de Grandes Obras". Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F. MEX. 1976.
13. Kettle, R. and Sadegzadeh, M. "The Influence of Construction Procedures on Abrasion Resistance". ACI SP-100, Paper 71. American Concrete Institute. Detroit, Mich. USA. 1987.
14. Montgomery, R.E., Basheer, P.A.M. and Long, A.E. "Influence of Curing Conditions on the Durability Related Properties of Near Surface Concrete and Cement Mortars". ACI SP-131, Paper 5. American Concrete Institute. Detroit, Mich. USA. 1992.
15. Troxell, G.E., Raphael, J.J. and Davis, R.E. "Long-Time Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete". ASTM Proceedings, Vol. 58. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, Pa. USA. 1958
16. Senbetta, E. and Malchow, G. "Studies on Control Durability of Concrete Through Proper Curing". ACI SP-100, Paper 7. American Concrete Institute. Detroit, Mich. USA. 1987.
17. ACI Committee 209. "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures". American Concrete Institute. Detroit, Mich. USA. 1986.
18. The Concrete Society. "Non-Structural Cracks in Concrete". Concrete Society Technical Report No. 22. London, UK. 1982.
19. Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Mantenimiento para Concreto". Subdirección de Producción. Gerencia de Generación. Subgerencia de Ingeniería Civil. México, D.F. MEX. 1991.

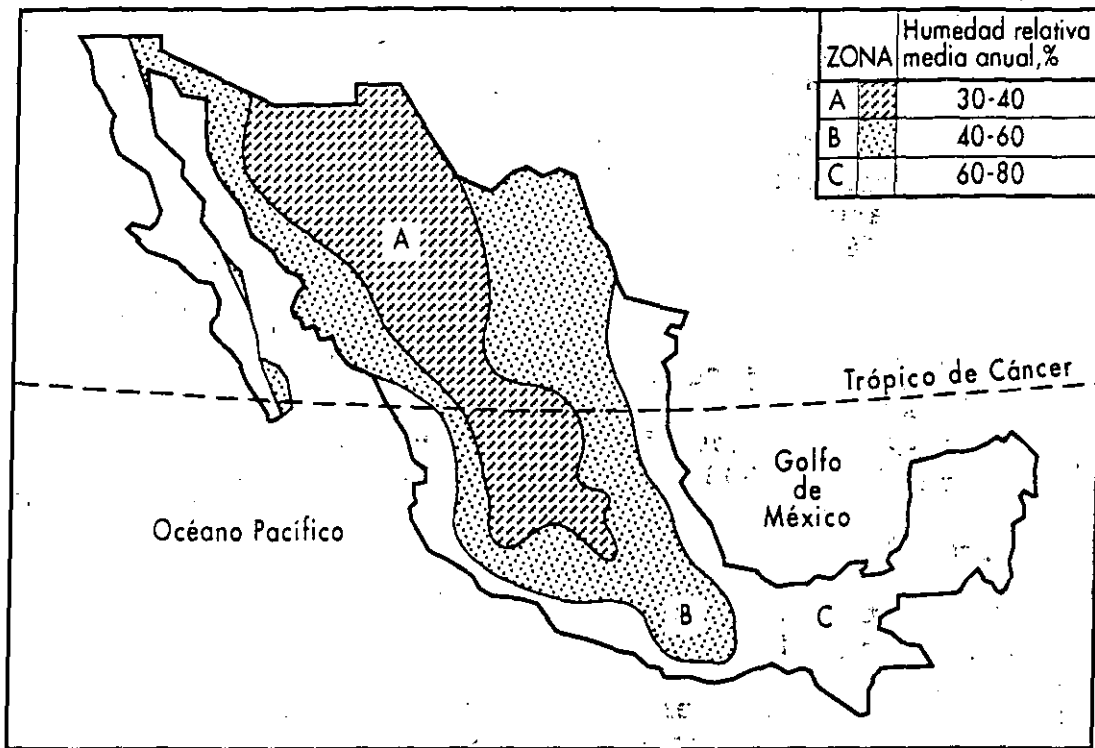


Fig. 1--Zonas locales definidas por humedad relativa (6)

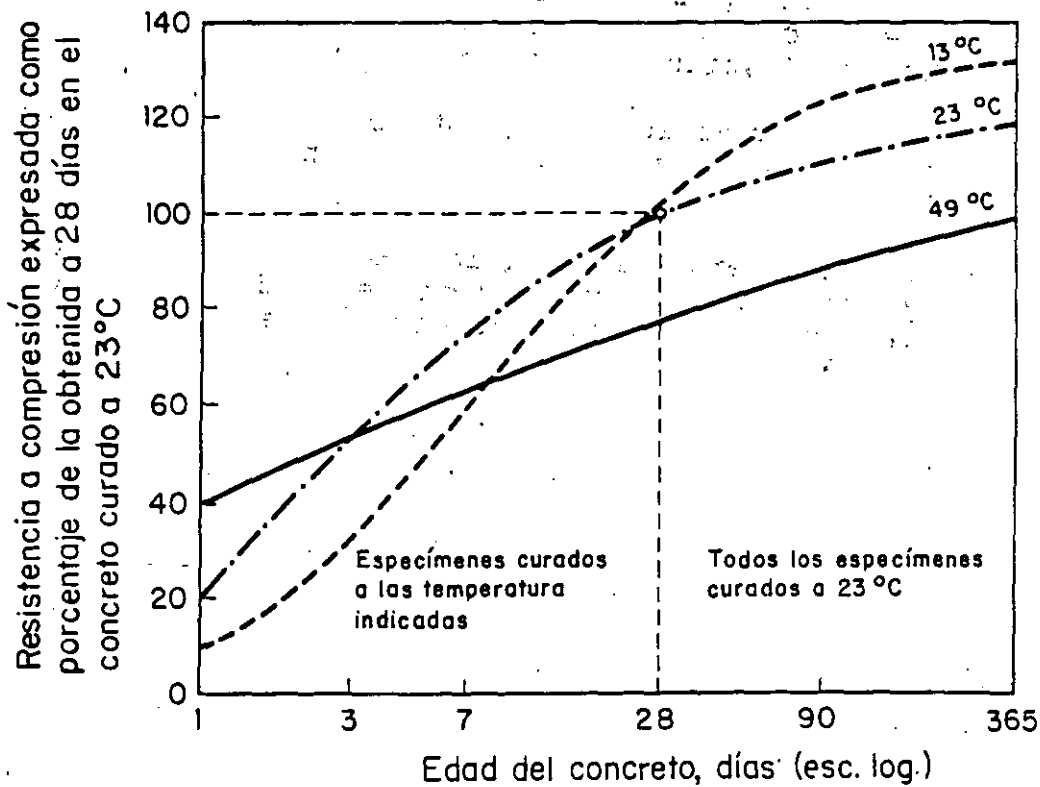


Fig. 2--Evolución de resistencia según la temperatura (7)

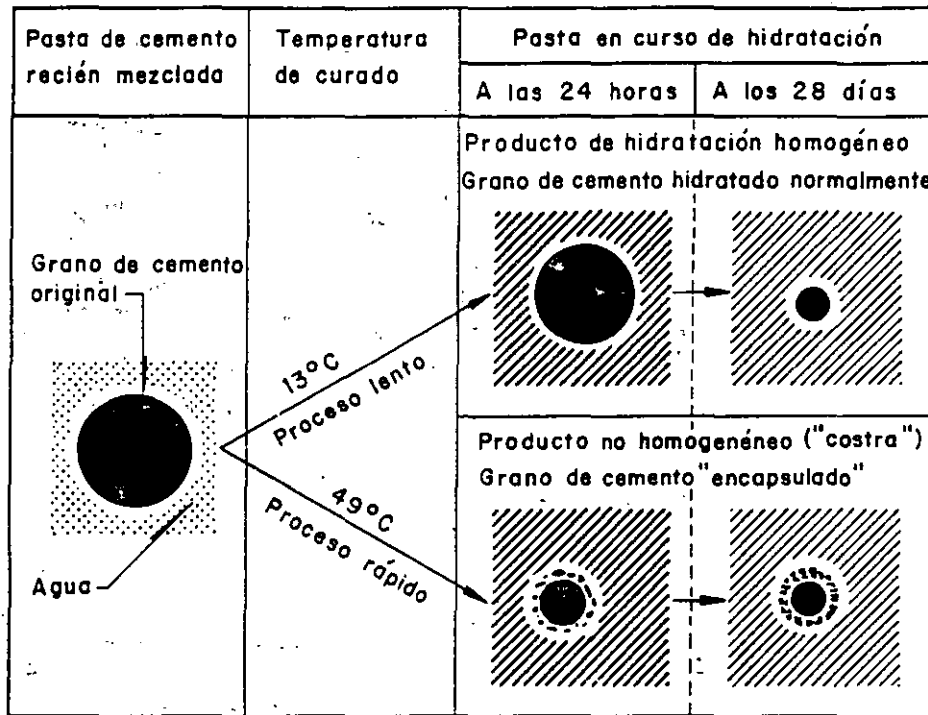


Fig. 3-- Hidratación del cemento en alta y baja temperatura (8)

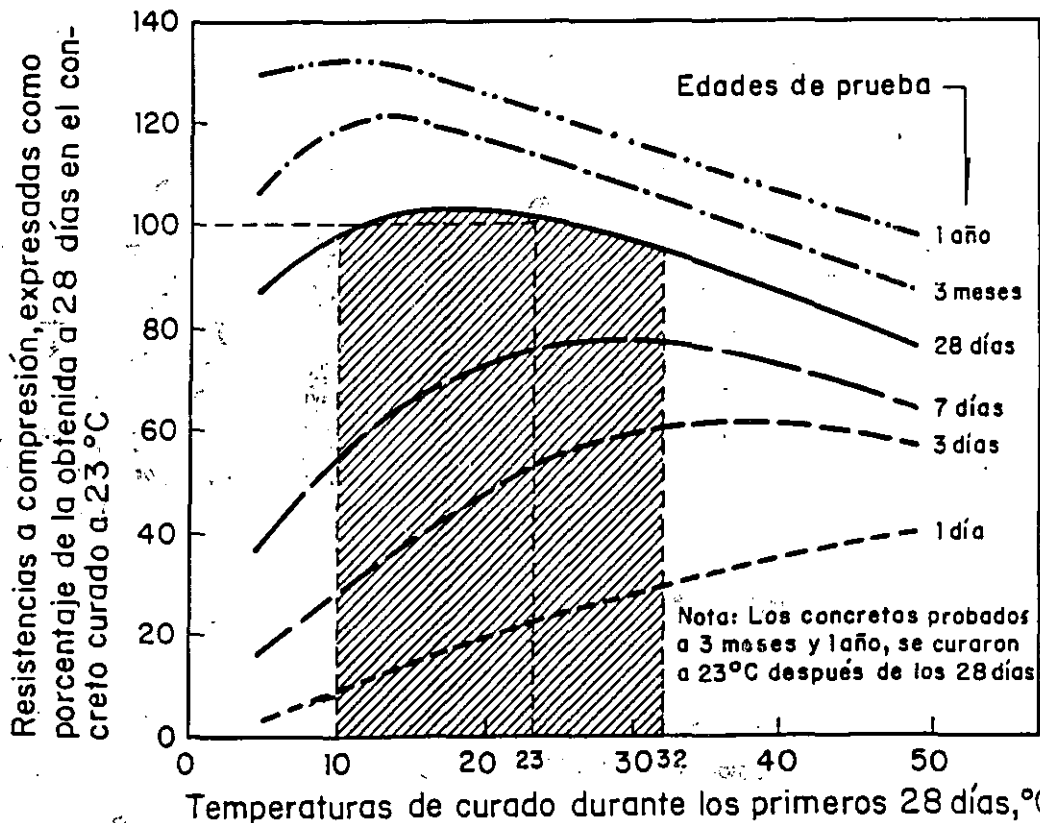


Fig. 4--Resistencias a diversas temperaturas y edades (7)

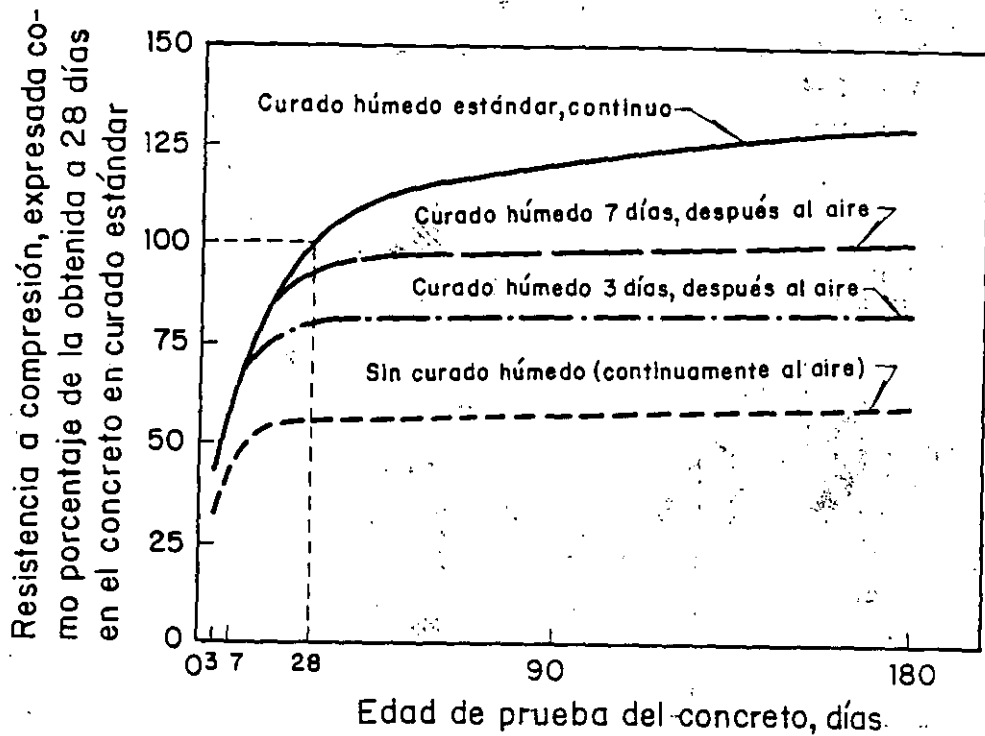


Fig. 5--Détrimento en la resistencia a compresión del concreto por falta de curado húmedo (9)

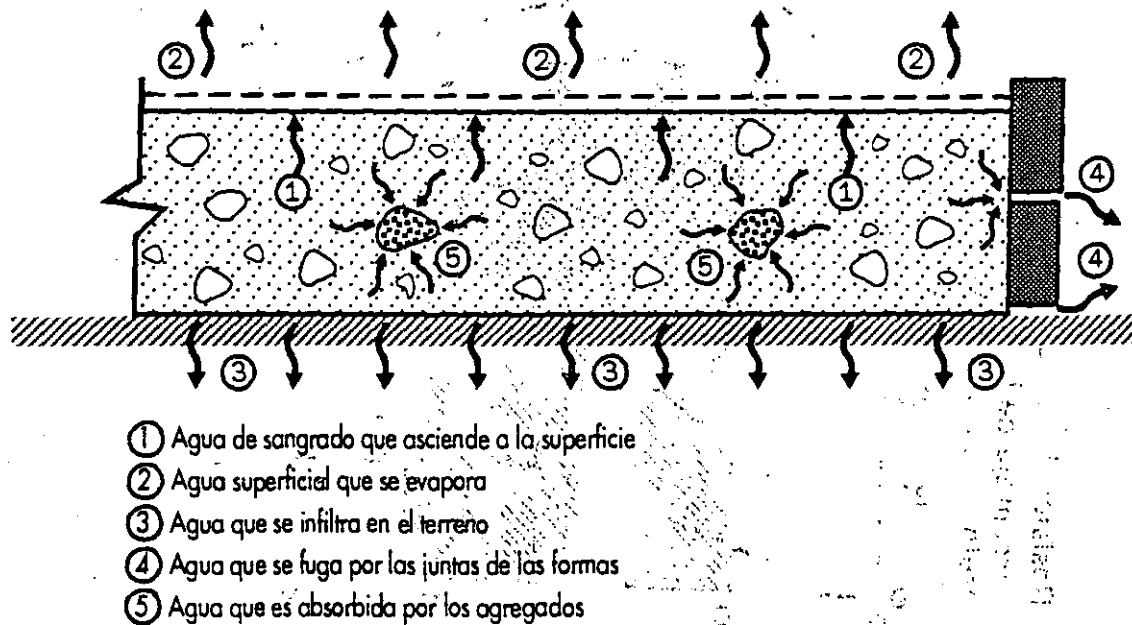
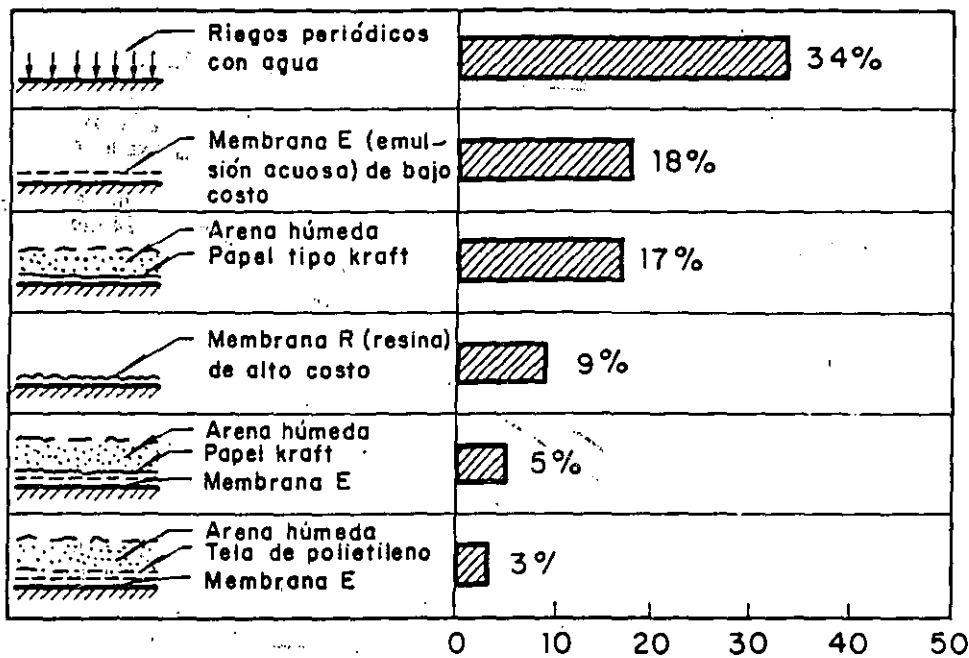


Fig. 6--Algunas causas frecuentes de la pérdida de agua en el concreto recién colocado



Representación de los sistemas de curado experimentados

Disminución de la resistencia a compresión del concreto en la superficie, por efecto del curado, porcentaje a 28 días

Fig. 7--Eficiencia de diversos sistemas de curado (12)

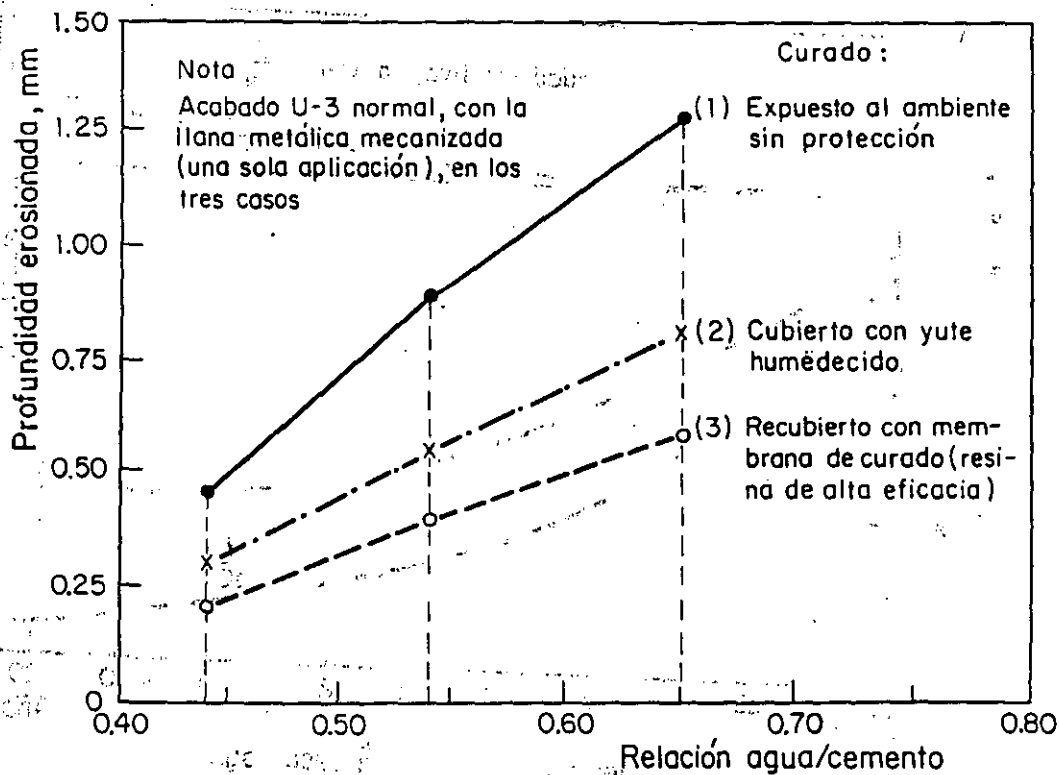


Fig. 8--Resistencia a la abrasión con diverso curado (13)

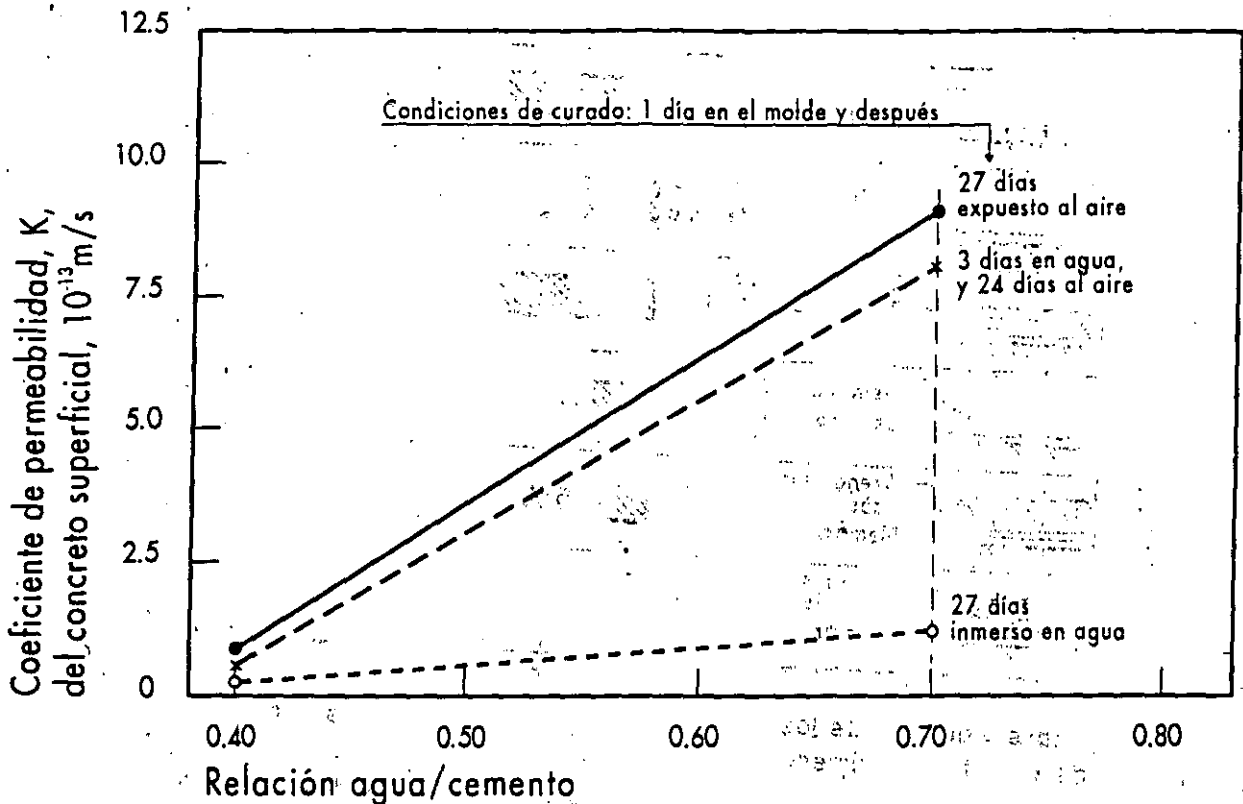


Fig. 9--Permeabilidad superficial según el curado (14)

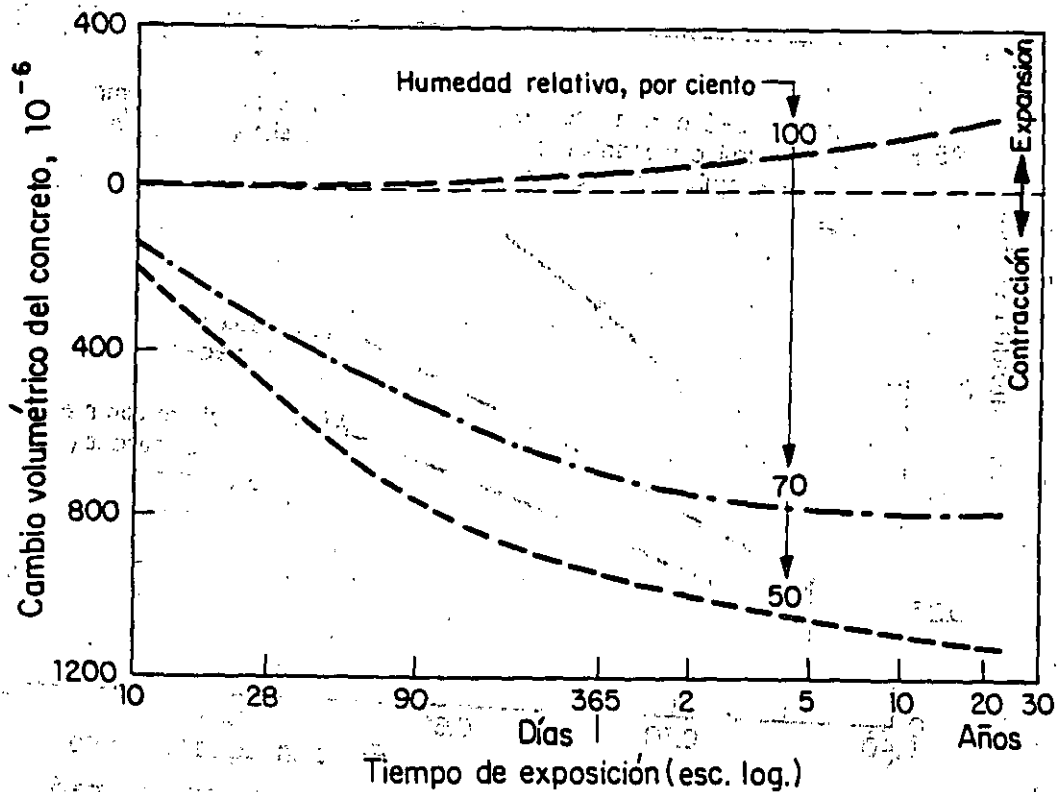


Fig. 10--Contracción por secado en distinta humedad (15)

