

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Concretos de Alto Desempeño con Agregados Basálticos

TESIS

PRESENTADA POR

ADRIÁN ALVAREZ REYES

CON LA FINALIDAD DE OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

DIRECTOR DE TESIS

M. EN I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

MÉXICO D.F.

OCTUBRE 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE
MEDICINA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTTI/076/00

Señor
ADRIAN ALVAREZ REYES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO CON AGREGADOS BASALTICOS"

- INTRODUCCION
- I. MATERIALES COMPONENTES
- II. DISEÑO DE MEZCLAS
- III. PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO
- IV. PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO
- V. COMPARACION ENTRE CONCRETOS CON AGREGADOS BASALTICOS Y CALIZOS
- VI. MODIFICACIONES EN EL CRITERIO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO
- VII. CONCLUSIONES
- RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

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

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

A rentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 6 de Julio de 2000
EL DIRECTOR

M. C. GERARDO FERRANDO BRAVO

RFB/GMP/mste

*La vida no es un pasaje recto y fácil
por el que viajamos libres y sin obstáculos,
sino un laberinto de pasajes
en el que debemos hallar nuestro camino,
perdidos y confundidos, una y otra vez
atrapados en un callejón sin salida.*

*Pero si tenemos fe,
Dios nos abrirá una puerta
que aunque tal vez no sea
la que queríamos,
al final será
buena para nosotros*

A Dios:

Por todo lo que soy y lo que tengo.

A mis Padres:

*Ya que sin ustedes
no me hubiera sido posible alcanzar esta meta,
porque en cada una de las hojas de este trabajo se ven reflejados
años de arduo trabajo y constante esfuerzo de su parte
sólo con la finalidad de que yo hoy pueda gozar
de una profesión.*

*Porque quiero que sepan
que han sido un gran ejemplo,
que si Dios me hubiera dado a escoger unos Padres
los hubiera escogido a ustedes, y sobre todo,
gracias por su amor y comprensión.*

A Araceli:

*Porque desde niño me has dado tu cariño y apoyo
ademas de que has sido un ejemplo de constancia para mí,
y tu sabes lo mucho que te quiero.*

A Toño:

*Por todo el cariño que me has dado
aun y cuando yo no he sido el hermano que tu quisieras tener.
a pesar de esto te quiero y siempre te he respetado
y deseo de todo corazón dejes atrás todos
los momentos malos y que pienses en el futuro.*

A Angel:

*Porque sé que dentro de ti
debe haber algo de cariño por mí
y de verdad deseo que algún día
logres terminar tu carrera.*

Al Ing. Carlos Javier Mendoza Escobedo:

*Por compartir sus conocimientos, por su amistad
y sobre todo por su paciencia
para la realización
de éste trabajo.*

Al Ing. Gabriel Moreno Pecero:

Por los conocimientos compartidos durante la carrera y por su amistad.

*A la Universidad Nacional Autónoma de México por darme el privilegio
de pertenecer a ella y a todos los profesores que algún
día compartieron sus conocimientos conmigo.*

INDICE

CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO CON AGREGADOS
BASÁLTICOS

ÍNDICE

<u>INTRODUCCIÓN</u>	<u>2</u>
I MATERIALES COMPONENTES	7
<u>1.1 CEMENTANTES</u>	<u>7</u>
1.1.1 CEMENTO	7
1.1.2 MICROSÍLICE COMPACTADA	8
<u>1.2 AGREGADOS PÉTREOS</u>	<u>9</u>
1.2.1 GRAVAS	10
1.2.2 ARENAS	11
<u>1.3 ADITIVOS MÍNERALES Y QUÍMICOS</u>	<u>11</u>
FIGURAS	13
II DISEÑO DE MEZCLAS	16
2.1 CRITERIO DE DISEÑO	17
2.2 PROPORCIONAMIENTOS REQUERIDOS	25
III PROPIEDADES DEL CONCRETO	
<u>EN ESTADO FRESCO</u>	<u>27</u>
3.1 REVENIMIENTO	29
3.2 PESO VOLUMÉTRICO	31
3.3 AIRE ATRAPADO	32
FIGURAS	33

IV	<u>PROPIEDADES DEL CONCRETO</u>	
	<u>EN ESTADO ENDURECIDO</u>	35
4.1	<u>RESISTENCIA A COMPRESION</u>	41
4.2	<u>RESISTENCIA A TENSION</u>	42
4.2.1	<u>FLEXION</u>	42
4.2.2	<u>INDIRECTA</u>	43
4.3	<u>MÓDULO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN</u>	46
4.4	<u>CONTRACCION POR SECADO</u>	53
4.5	<u>DEFORMACIÓN DIFERIDA</u>	53
	<u>FIGURAS</u>	55
V	<u>COMPARACION ENTRE CONCRETOS</u>	
	<u>CON AGREGADOS BASALTICOS Y CALIZOS</u>	71
5.1	<u>RESISTENCIAS</u>	71
5.2	<u>DEFORMACIONES</u>	79
	<u>FIGURAS</u>	81
VI	<u>MODIFICACIONES EN EL CRITERIO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS</u>	
	<u>DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO</u>	91
6.1	<u>COMPRESIÓN AXIAL</u>	91
6.2	<u>FLEXIÓN</u>	93
6.3	<u>FLEXO-COMPRESIÓN</u>	94
6.4	<u>CORTANTE Y TORSIÓN</u>	98
6.5	<u>DEFORMACIONES A LARGO PLAZO</u>	98
VII	<u>CONCLUSIONES</u>	101
	<u>RECOMENDACIONES</u>	105
	<u>REFERENCIAS</u>	108

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Definición concreto de alto desempeño

El Instituto Americano del Concreto define al Concreto de Alto Desempeño como un concreto que cumple con requisitos especiales de desempeño y uniformidad, que no pueden ser obtenidos usando solamente materiales convencionales y procedimientos normales de mezclado, colocación y compactación, así como de curado.

En un informe del Comité del Instituto Americano del Concreto de 1984, revisado en 1992, se seleccionó como límite inferior de resistencia para este tipo de concretos los 400 kg/cm^2 , a partir del cual el procedimiento de control de calidad se vuelve más sensible y la atención cercana a cada fase de la producción del concreto se vuelve más importante.

Antecedentes

El primer uso ampliamente difundido del Concreto de Alto Desempeño, fue como concreto de muy alta resistencia (resistencia mayor de 400 kg/cm^2) para columnas de marcos en edificios de gran altura. Este tipo de concreto se generalizó en la década de los 80's a un gran número de aplicaciones, tales como puentes, pavimentos y estructuras marinas.

Existen muchas posibles aplicaciones de los Concretos de Alto Desempeño, pero en algunos lugares su utilización se excluye por la dificultad de disponer de materiales adecuados para su elaboración, algunos de los cuales deben ser importados y esto hace que el concreto sea más costoso. También es importante señalar que este tipo de concreto tiene, a largo plazo un mejor comportamiento que el concreto convencional, en lo referente a las propiedades físicas, mecánicas y a durabilidad.

El Concreto de alto desempeño es un concreto que proporciona beneficios a la construcción de estructuras de concreto. Entre las más significativas se pueden señalar:

- Facilidad de colocación y compactación sin afectar la resistencia
- Propiedades mecánicas favorables a largo plazo
- Alta resistencia temprana
- Mayor vida útil en ambientes agresivos
- Reducción en los costos de mantenimiento
- Mayor tiempo de vida útil
- Disminución de los volúmenes de material debido a que se requieren menores secciones transversales

La desventaja más importante es que los elementos construidos con Concretos de Alto Desempeño tienen un mayor costo inicial, debido a que requieren de materiales cementantes y aditivos químicos especiales que encarecen notablemente el costo inicial de la construcción.

Se utilizan criterios de resistencia mecánica y durabilidad en la evaluación del diseño de los Concretos de Alto Desempeño, siendo un factor predominante en la resistencia mecánica del concreto la baja relación agua/cementante (a/c) empleada. Los parámetros en la evaluación de la resistencia mecánica del concreto son:

- Esfuerzo a compresión
- Resistencia a tensión
- Módulo de elasticidad
- Contracción
- Deformación diferida

La durabilidad puede ser definida como la capacidad del concreto de resistir la acción de medio ambiente sin afectar sus propiedades físicas y mecánicas. En este sentido los parámetros de evaluación utilizados con mayor frecuencia son:

- Resistencia al congelamiento y deshielo
- Abrasión
- Impermeabilidad a los cloruros

El Concreto de Alto Desempeño ha sido utilizado frecuentemente en países desarrollados; una muestra de ello ha sido la gran demanda que se ha observado en los últimos años en múltiples proyectos estructurales. No cabe duda que el avance tecnológico de los Concretos de Alto Desempeño sigue progresando día a día, y se estima que en los próximos años se podrá gozar aun más de sus beneficios en la construcción de obras importantes en los países en desarrollo.

Objetivos

El objetivo principal que se ha propuesto para este estudio es identificar los materiales componentes del concreto, así como las dosificaciones que conducen a los mejores resultados en las mezclas de Concreto de Alto Desempeño, en cuanto a trabajabilidad y resistencia mecánica, así como determinar los parámetros que caracterizan a este material cuando se elabora con materiales comunes en el área metropolitana de la ciudad de México.

Alcances

Para alcanzar los objetivos propuestos y lograr fabricar este tipo de concretos con materiales comunes en el área metropolitana de la ciudad de México, se realizaron pruebas de laboratorio con el propósito de incrementar los conocimientos existentes en el país.

La primera etapa del proyecto incluyó seis mezclas preliminares, con el fin de evaluar el comportamiento de las variables involucradas como los son el consumo de cemento y microsilíce, relación a/c , revenimiento y consumo de aditivo superfluidificante, a partir de recomendaciones que se brindan en investigaciones realizadas en otros países (Estados Unidos, Canadá, Japón y Francia).

La segunda etapa incluyó 9 mezclas definitivas, se define como A la primer mezcla e I a la última siguiendo el orden alfabético respectivo para las demás. Siendo las mezclas G, H e I similares en el proporcionamiento que la mezcla E con excepción de la cantidad de agua suministrada.

En todas las muestras se le determinaron las propiedades principales del concreto en estado fresco (revenimiento, porcentaje de aire, peso volumétrico).

En estado endurecido, para las mezclas G e I sólo se realizan pruebas de compresión a 28 días, para las demás mezclas se realizan pruebas de resistencia a compresión (14, 28, 56 y 91 días), resistencia a tensión (por flexión e indirecta), módulo de elasticidad, relación de Poisson, contracción por secado y deformación diferida.

CAPITULO I

1. MATERIALES COMPONENTES

La elaboración de concreto de alto desempeño requiere de una cuidadosa selección de los materiales a utilizar, así como un estricto control en la producción, el cual debe ser mayor que el aplicado en la elaboración de concreto de calidad normal.

1.1 CEMENTANTES

1.1.1 CEMENTO

El cementante utilizado para la elaboración de las mezclas fue cemento Portland tipo I así como la combinación de éste con microsílíce compactada, combinación que es compatible con el aditivo químico utilizado para aumentar la fluidez de dichas mezclas.

Se seleccionó este tipo de cemento porque permite comparar los resultados con los obtenidos en otras investigaciones similares.

Este tipo de cemento cumple con las especificaciones que establece la norma ASTM C150, las cuales son las siguientes:

Propiedades químicas

- Oxido de magnesio (MgO), 6.0 % máximo.
- Trióxido de azufre (SO_3), % máximo.
 - a) Cuando (C_3A) es 8 % o menos, 3.0.
 - b) Cuando (C_3A) es más que 8 %, 3.5.
- Pérdida por ignición, 3.0 % máximo.
- Residuos insolubles, 0.75 % máximo.

Propiedades físicas

- Contenido de aire del mortero, volumen máximo 12 %.
- Finura, superficie específica, m^2/kg .
 - a) Prueba del turbidímetro, 160 mínimo.
 - b) Prueba de permeabilidad al aire, 280 mínimo.
- Expansión en autoclave, 0.80 % máximo.
- Resistencia a compresión, mínima.
 - a) 3 días, $126 kg/cm^2$.
 - b) 7 días, $196 kg/cm^2$.
 - c) 28 días, $281 kg/cm^2$.
- Tiempo de fraguado, minutos.
 - a) Prueba de Gillmore, minutos.
 - i. Fraguado inicial, mínimo 60.
 - ii. Fraguado final, máximo 600.
 - b) Prueba de Vicat, minutos.
 - i. Tiempo de fraguado, mínimo 45.
 - ii. Tiempo de fraguado, máximo 375.

1.1.2 MICROSÍLICE COMPACTADA

La microsíllice compactada y seca le introduce propiedades especiales al concreto.

Es una puzolana que reacciona químicamente con el cemento, de tal manera que incrementa la cantidad de gel de silicato de calcio, mejorando así la resistencia y reduciendo la permeabilidad del concreto.

Ayuda en la producción de concreto con las siguientes características:

- Mayor resistencia a la compresión a todas las edades.

- Menor permeabilidad.
- Mayor durabilidad del concreto.
- Mayor resistencia a los ataques químicos.
- Mayor resistencia a la abrasión y erosión.

La densidad de la microsilice es de 2.2 Ton / m³.

Este cementante es compatible con cementos Portland que cumplan con las especificaciones ASTM. Es compatible con la mayoría de los aditivos para concreto, incluyendo el aditivo que se usa en la investigación con el cual se obtiene una mayor trabajabilidad y mantiene una baja relación agua/cementante.

1.2 AGREGADOS PÉTREOS

Los agregados pétreos utilizados para la elaboración de las mezclas de concreto fueron grava basáltica y arena de río, los cuales están disponibles en el Distrito Federal. Esta combinación de agregados permite comparar los resultados obtenidos con otras combinaciones de agregados, realizadas en investigaciones previas.

Se realizaron pruebas físicas tanto en la grava como en la arena, con el fin determinar sus propiedades y utilizarlas en el diseño de las mezclas de concreto: entre sus propiedades se determinaron: granulometría, densidad, absorción, peso volumétrico seco y suelto, peso volumétrico seco y compacto, pruebas de contaminación con sub y sobre tamaños, y también, para el caso de la grava, factor de forma.

1.2.1 GRAVAS

Se selecciono la grava basáltica para complementar estudios previos con gravas de origen calizo y así tener conocimiento de los concretos de alto desempeño, que se pueden producir en el Distrito Federal.

La grava se sometió a un proceso de cribado para realizar una corrección granulométrica: se separan en dos tamaños principales, grava retenida en la malla 3/8" y grava que pasa la malla 3/8". Del primer tamaño se requería un 60 por ciento y del segundo un 40 por ciento, esto con el fin de mejorar la granulometría y obtener mejores resultados. Originalmente esta grava tenía una proporción de 80 y 20 por ciento, respectivamente.

Las características obtenidas de las pruebas físicas realizadas a la grava ya acondicionada permite asegurar que el material resulta adecuado para la elaboración de las mezclas de concreto deseadas, muestra de ello es que la curva granulométrica obtenida queda dentro de los límites recomendados por la norma ASTM C33, para el tamaño máximo de 19 mm (¾"), ver fig 1.1.

Los resultados promedio de las pruebas físicas realizadas son los siguientes:

- Peso específico: 2.58
- Absorción: 1.9 %
- Peso volumétrico seco y suelto: 1,340 kg/m³
- Peso volumétrico seco compacto: 1,420 kg/m³

1.2.2 ARENAS

Se utilizó arena de río disponible localmente se usó tal y como llegó del banco de material ya que la granulometría original cumplía con los límites que establece la ASTM C33, ver fig 1.2. La arena tuvo las siguientes propiedades:

- ❑ Módulo de finura: 2.59
- ❑ Peso específico: 2.46
- ❑ Absorción: 4.76 %
- ❑ Peso volumétrico seco y suelto: $1,510 \text{ kg/m}^3$
- ❑ Peso volumétrico seco y compacto: $1,640 \text{ kg/m}^3$

1.3 ADITIVOS QUIMICOS

Aditivo reductor de agua.

Es un aditivo reductor de agua de alto rango para producir concreto rheoplástico. El concreto rheoplástico fluye fácilmente, manteniendo una alta plasticidad por un buen periodo de tiempo. Aún así, conserva la baja relación agua/cemento de un concreto sin revenimiento y sin aditivo. Este aditivo líquido, cumple con las especificaciones de las normas ASTM C 494 para aditivos tipo A y F.

En el concreto en estado plástico:

Ayuda a alcanzar las siguientes características especiales:

- ❑ Alta plasticidad
- ❑ Plasticidad mantenida durante un tiempo mayor
- ❑ Tiempo de fraguado controlado
- ❑ Cohesivo y sin segregación
- ❑ Mínimo sangrado.

En el concreto endurecido

A través de una mayor eficiencia en la hidratación del cemento, menor dependencia de la energía de consolidación y ajustes en las proporciones de la mezcla, el concreto producido proporciona las siguientes características:

- ❑ Se alcanzan mayores resistencias iniciales.
- ❑ Mayor resistencia a la compresión
- ❑ Mayor módulo de elasticidad
- ❑ Baja permeabilidad y alta durabilidad
- ❑ Menores contracciones
- ❑ Confiabilidad en la integridad estructural del elemento terminado.

Este aditivo es compatible con cementos Portland que cumplan las especificaciones ASTM.

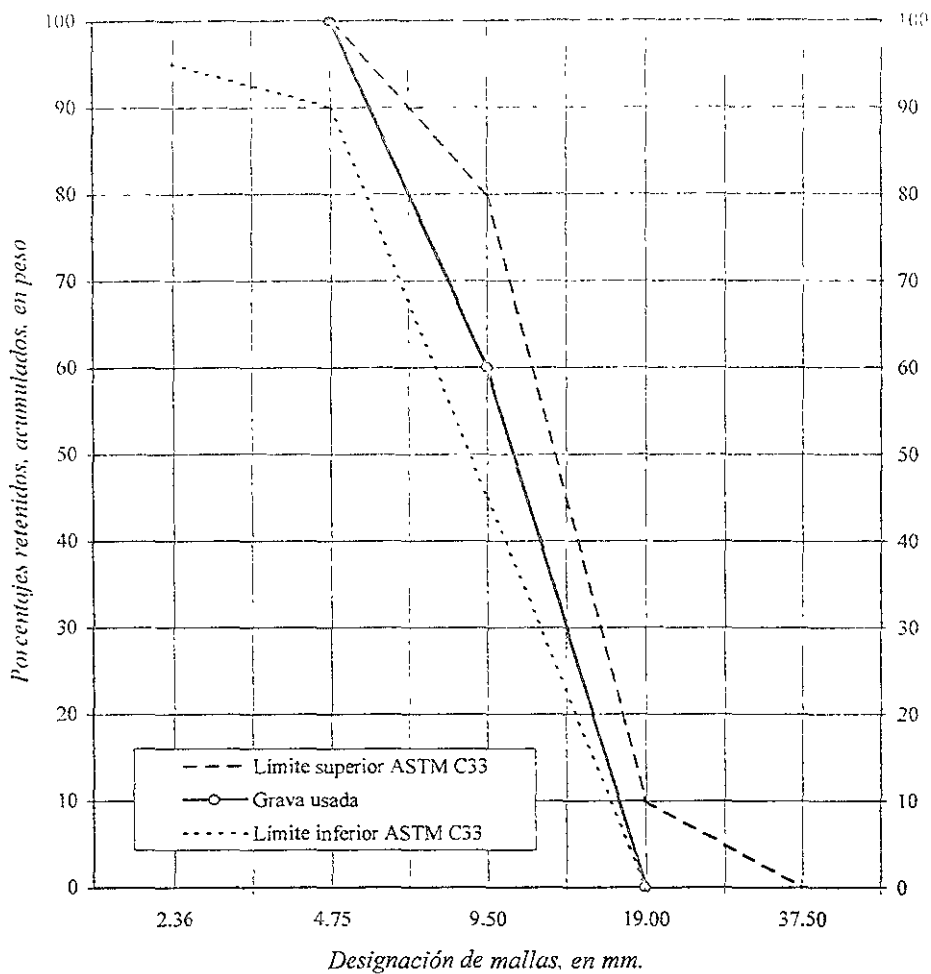


Fig 1.1 Curva granulometrica de la grava utilizada en la investigación.

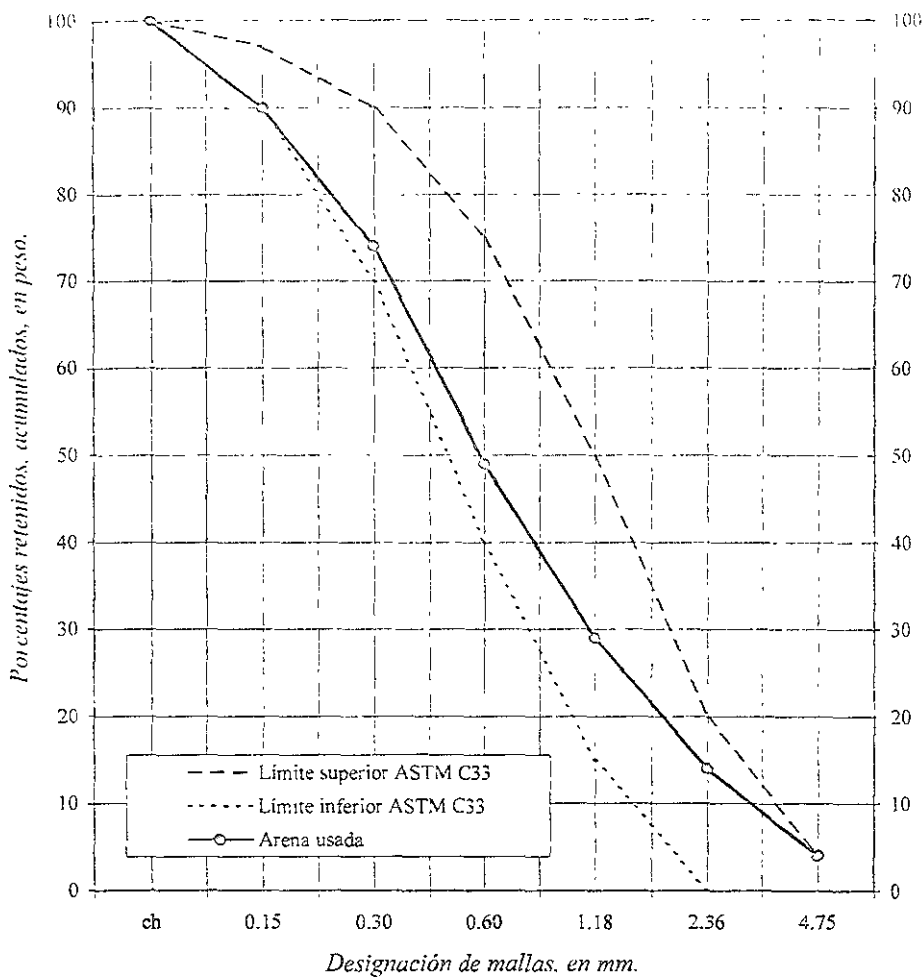


Fig 1.2 Curva granulometrica de la arena utilizada en la investigación.

CAPITULO III

5.7. DISEÑO DE MEZCLAS

El proporcionamiento de mezclas de concreto de alto desempeño varía ampliamente dependiendo de varios factores: el nivel de resistencia requerida, la edad de ensaye, las características del material, el medio ambiente y el tipo de aplicación tienen influencia en el proporcionamiento de la mezcla. También se ve afectado por aspectos económicos, requerimientos estructurales, práctica de fabricación, ambiente de curado e inclusive por la época del año.

El proceso de dosificación de las mezclas de los concretos de alto desempeño requiere ser más cuidadoso que el seguido para la dosificación de los concretos convencionales: por lo general se requiere la utilización de materiales cementantes adicionales al cemento portland, aditivos químicos, así como considerar en dicha dosificación bajas relaciones agua/cementante.

Los agregados son de la mayor importancia cuando se requiere de resistencias superiores a los 400 kg/cm^2 . En mezclas ricas, que es el caso de este estudio, es conveniente disminuir el tamaño máximo del agregado grueso y se recomienda la utilización de arena gruesa, esto último porque se ha demostrado que este tipo de mezclas tienen pasta suficiente para cubrir todas las partículas debido a su alto consumo de cemento.

El hecho de utilizar en la elaboración de las mezclas relaciones agua/cementante consideradas como bajas, hace que sea sumamente importante lograr una adecuada compactación ya sea mediante medios mecánicos o mediante vibrado, dependiendo de la consistencia de la mezcla.

Así mismo, es importante indicar que un incremento en la cohesión debería aumentar la resistencia del concreto, considerándose a esta, como la forma más directa para conseguir concretos de alta resistencia.

Conceptos Básicos

Trabajabilidad

Es una propiedad del concreto que determina su capacidad para ser colado y compactado apropiadamente y para alcanzar un acabado sin segregación nociva. Engloba conceptos tales como moldeabilidad, adhesión y compactabilidad. Lo afectan la granulometría, forma de las partículas y proporción de agregado, la cantidad de cemento, la presencia de aire incluido, los aditivos y la consistencia de la mezcla.

Consistencia.

Es la humedad de la mezcla de concreto. Se mide en términos de revenimiento, cuanto más agua contiene la mezcla, más elevado es el revenimiento, y afecta la facilidad con que el concreto fluye durante el colado. En concretos correctamente proporcionados, el contenido unitario de agua necesario para producir un revenimiento, dependerá de varios factores. El requerimiento de agua aumenta conforme los agregados son más angulosos y de textura más áspera. El requerimiento de agua para la mezcla disminuye conforme aumenta el tamaño máximo de agregados bien graduados y con la inclusión de aire.

2.1 CRITERIO DE DISEÑO

Aún cuando la disponibilidad de ayudas de diseño de mezclas, para concreto de resistencia normal son bastante conocidas, el procedimiento de diseño de mezclas de concreto de alta resistencia requiere de experiencia, intuición, un profundo conocimiento de los principios básicos, un buen conocimiento de los materiales disponibles y una apreciación de las limitaciones bajo condiciones de campo. Como en la mayoría de los procesos de diseño de mezclas de concreto, es obligatorio el uso de mezclas de prueba.

Criterio de pesos absolutos

La estimación de los pesos de las mezclas de concreto requeridos implica una secuencia de pasos lógicos y directos que, de hecho, ajustan las características de los materiales

disponibles o una mezcla adecuada para el trabajo. Las especificaciones de la obra pueden dictar todas o algunas de las siguientes recomendaciones:

- Relación máxima agua/cemento
- Contenido mínimo de cemento
- Contenido de aire
- Revenimiento
- Tamaño máximo de agregado
- Resistencia
- Sobrediseño de resistencia, aditivos, tipos especiales de cemento o agregado.

Independientemente de que las características del concreto estén prescritas en las especificaciones o que se deje la dosificación a criterio de la persona que lo va a hacer, la determinación de los pesos de las mezclas por metro cúbico de concreto se lleva a cabo más satisfactoriamente de acuerdo con la siguiente secuencia:

Primer paso. Elección del revenimiento.

Este valor varía de acuerdo al tipo de construcción por realizarse. Para esta investigación los valores de revenimiento buscados son de 1cm sin aditivo superfluidificante, y de 10 a 20 cm con el uso de este aditivo.

Segundo paso. Elección del tamaño máximo de agregado.

Los tamaños más grandes de agregados bien graduados tienen menos huecos que los tamaños más pequeños. Por esto, los concretos con agregados de tamaño mayores requieren menos mortero por volumen unitario de concreto. Por regla general, el tamaño máximo de agregado debe ser el mayor disponible económicamente y guardar relación con las dimensiones de la estructura. En ningún caso el tamaño máximo debe exceder de $1/5$ de la menor dimensión entre los costados de las cimbras, $1/3$ del espesor de las losas, ni $3/4$ del espacio libre mínimo entre varillas de refuerzo individuales, paquetes de varillas, o torones de presfuerzo.

Cuando se desea un concreto de alta resistencia, se pueden obtener mejores resultados con agregados de tamaño máximo reducido, ya que estos producen resistencias superiores con una relación agua/cemento determinada. Para el caso de nuestra investigación el tamaño máximo de agregado fue de 20 mm.

Tercer paso. Cálculo de agua de mezclado y el contenido de aire.

La cantidad de agua por volumen unitario de concreto requerida para producir determinado revenimiento, depende del tamaño máximo de la forma de la partícula y granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. En la siguiente tabla aparecen valores estimados del agua de mezclado requerida para concretos hechos con diversos tamaños máximos de agregado, con y sin aire incluido.

<i>Revenimiento, cm.</i>	<i>Agua, kg/m³ de concreto para los tamaños nominales de agregado (mm)</i>				
	<i>10</i>	<i>12.5</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>40</i>
	Concreto sin aire incluido				
<i>De 3 a 5</i>	205	200	185	180	160
<i>De 8 a 10</i>	225	215	200	195	175
<i>De 15 a 18</i>	240	230	210	205	185
<i>% aprox. de aire atrapado</i>	3	2.5	2	1.5	1
	Concreto con aire incluido				
<i>De 3 a 5</i>	180	175	165	160	145
<i>De 8 a 10</i>	200	190	180	175	160
<i>De 15 a 18</i>	215	205	190	185	170
<i>% de aire recomendado</i>					
<i>Exposición ligera</i>	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5
<i>Exposición moderada</i>	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5
<i>Exposición severa</i>	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5

En la tabla anterior aparecen los valores estimados del agua de mezclado requerida para concretos hechos con diversos tamaños máximos de agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar ligeramente por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son suficientemente precisos para el primer cálculo. Estas diferencias en el requerimiento de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que pueden estar implicados otros factores de compensación. Por ejemplo, de un agregado redondeado y otro angular, ambos gruesos bien graduados y de buena calidad, se espera que puedan producir concretos de aproximadamente la misma resistencia a la compresión con el mismo consumo de cemento, a pesar de la diferencia en la relación agua/cemento resultante de los requerimientos de agua de mezclado. La forma de la partícula no indica por sí misma que el agregado estará por encima o por debajo del promedio en cuanto a su capacidad para obtener resistencia.

En la parte superior de la tabla se indica la cantidad aproximada de aire atrapado que puede esperarse en concretos sin inclusión de aire, y en la parte inferior, el promedio de contenido de aire recomendado para concretos con inclusión de aire. Para el caso de que sea necesario o deseable incluir aire, se señalan tres niveles de contenido de aire para cada tamaño de agregado, los que dependen del propósito de la inclusión de aire y de la severidad de la exposición, si la durabilidad depende de la inclusión de aire.

Para el caso de esta investigación la cantidad de agua utilizada varió entre los 140 a los 170 kg/m³ de concreto, utilizando un tamaño máximo de agregado de 20 mm.

Cuarto paso. Selección de la relación agua/cemento.

La relación agua/cemento requerida se determina no sólo por los requisitos de resistencia, sino también por otros factores como la durabilidad y las propiedades del acabado. Puesto que diferentes agregados y cementos producen, generalmente, distintas resistencias empleando la misma relación agua/cemento, es muy deseable establecer una relación entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales que de hecho van a emplearse.

Para el caso de esta investigación la relación agua/cemento fue el resultado de la cantidad de agua calculada entre una cantidad prefijada de cementante, es decir, no se buscó una relación en especial, resultando los valores entre 0.49 y 0.28 para las distintas mezclas realizadas.

Cuando se emplean materiales puzolánicos en el concreto, debe considerarse una relación agua/cemento más puzolana, por peso, en vez de la tradicional relación agua/cemento por peso.

Quinto paso. Cálculo del contenido de cementante.

Como se dijo en el punto anterior, la cantidad de cementante fue prefijada y estos valores variaron desde los 350 hasta los 500 kg/m³, los cuales son valores altos pero que son necesarios para alcanzar las resistencias y durabilidad buscadas. De estas cantidades de cementante, el 95 por ciento correspondió a cemento portland y el 5 por ciento restante a la microsilíce compactada, como lo señalan las recomendaciones del fabricante.

Sexto paso. Estimación del agregado grueso

Los agregados con tamaño máximo y granulometría esencialmente iguales producen concretos de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplea un volumen dado de agregado grueso por volumen unitario de concreto, con base en varillado en seco. En la siguiente tabla aparecen valores apropiados para estos volúmenes de agregado. Puede observarse que, para igual trabajabilidad, el volumen de agregado grueso en un volumen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero requerido para la trabajabilidad con diferentes agregados, debidas a diferencias en la forma y en la granulometría de las partículas, quedan compensadas automáticamente por las diferencias en la cantidad de huecos en el varillado en seco.

Tamaño máximo de agregado, mm.	Volumen de agregado grueso varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10 (3/8")	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5 (1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
20 (3/4")	0.66	0.64	0.62	0.60
25 (1")	0.71	0.69	0.67	0.65
40 (1 1/2")	0.75	0.73	0.71	0.69
50 (2")	0.78	0.76	0.74	0.72

Se muestra en la tabla anterior el volumen de agregados, en m³, con base en varillado en seco, para un metro cúbico de concreto. Este volumen se convierte a peso seco del agregado grueso requerido en un metro cúbico de concreto, multiplicándolo por el peso unitario de varillado en seco por metro cúbico de agregado grueso.

Para obtener un concreto de buena trabajabilidad, lo que a veces es necesario para colar mediante bombeo o cuando el concreto se cuele alrededor de lugares congestionados de acero de refuerzo, es deseable reducir el contenido estimado de agregado grueso determinado, hasta en un 10 por ciento.

Séptimo paso. Estimación del agregado fino.

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

Si el peso del concreto por volumen unitario se supone o puede estimarse por experiencia, el peso requerido del agregado fino es, simplemente, la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los demás componentes. A menudo se conoce con bastante precisión el peso unitario del concreto, por experiencia previa con los materiales.

En ausencia de dicha información, puede emplearse la siguiente tabla para efectos de cálculo tentativo. Aun así el cálculo del peso del concreto por metro cúbico es aproximado. Las proporciones de la mezcla serán suficientemente precisas para permitir un ajuste fácil con base en mezclas de prueba.

<i>Tamaño máximo de agregado, mm.</i>	<i>Cálculo tentativo del peso del concreto, kg/m³.</i>	
	<i>Concreto sin aire incluido</i>	<i>Concreto con aire incluido</i>
<i>10 (3/8")</i>	2285	2190
<i>12.5 (1/2")</i>	2315	2235
<i>20 (3/4")</i>	2355	2280
<i>25 (1")</i>	2375	2315
<i>40 (1 1/2")</i>	2420	2355
<i>50 (2")</i>	2445	2375

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

Octavo paso. Ajustes por humedad del agregado.

Las cantidades de agregado que realmente deben pesarse para el concreto deben considerar la humedad del agregado. Los agregados están generalmente húmedos, y sus pesos secos deben incrementarse con el porcentaje de agua, tanto absorbida como superficial, que contienen. El agua de mezclado que se añade al lote debe reducirse en cantidad igual a la humedad libre contenida en el agregado, es decir, humedad total menos absorción.

Noveno paso. Ajuste en las mezclas de prueba.

Las proporciones calculadas de la mezcla deben verificarse mediante mezclas de prueba. Sólo debe usarse el agua suficiente para producir el revenimiento requerido, independientemente de la cantidad supuesta al dosificar los componentes de prueba. Deben verificarse el peso unitario y el revenimiento, así como el contenido de aire del concreto. También debe tenerse cuidado de lograr la trabajabilidad apropiada, ausencia de segregación, así como las propiedades de acabado. Deben efectuarse los ajustes necesarios en las proporciones de las mezclas subsecuentes, de acuerdo con los siguientes procedimientos.

La cantidad estimada de agua de mezclado para producir el mismo revenimiento que el de la mezcla de prueba, sería igual a la cantidad neta de agua de mezclado empleada, dividida por el rendimiento de la mezcla de prueba en m^3 . Si el revenimiento de la mezcla de prueba no es el correcto, incrementese o redúzcase nuevamente el contenido estimado de agua en $2 \text{ kg}/m^3$ de concreto por cada cm de incremento o reducción del revenimiento.

Si no se obtiene el contenido de aire deseado, debe estimarse de nuevo el contenido requerido de aditivo para lograr el contenido apropiado de aire, y reducirse o incrementarse el contenido de agua de mezclado que se indicó, en $3 \text{ kg}/m^3$ por cada 1 por ciento en que debe reducirse o incrementarse el contenido de aire respecto al de la mezcla de prueba previa.

El peso unitario de concreto fresco estimado nuevamente para el ajuste de las proporciones de la mezcla de prueba, es igual al peso unitario en kg/m^3 medido en la mezcla de prueba, reducido o incrementado por el porcentaje de incremento o reducción del contenido de aire de la mezcla ajustada respecto a la primera mezcla de prueba.

Deben calcularse nuevos pesos de mezcla, comenzando por el cuarto paso: si es necesario, se modificará el volumen de agregado grueso, para obtener una trabajabilidad adecuada.

2.2 PROPORCIONAMIENTOS REQUERIDOS

Se realizaron seis mezclas de prueba y nueve mezclas definitivas las cuales se conocerán como mezcla A hasta la mezcla I. de estas mezclas definitivas se presentan los proporcionamientos realizados, en kg/m^3 :

<i>Materiales</i>	<i>Mezcla</i>								
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>
<i>Cemento</i>	332.5	335.3	380	427.5	475	500	475	475	475
<i>Microsilice</i>	17.5	17.7	20	22.5	25	0	25	25	25
<i>Agua</i>	170	154.4	171	172	173	170	160	150	140
<i>Grava no. 3/4 - 3/8"</i>	400.2	403.8	388.7	377	366	367	369	371	372
<i>Grava no. 3/8 - 3/4"</i>	600.2	605.8	583.1	566	549	551	553	556	559
<i>Arena</i>	754.6	771.8	733.2	712	691	692	696	699	703
<i>Superfluidificante</i>	2.3	4.0	4.0	4.0	4.0	4.6	6.0	8.0	10.0
<i>Suma</i>	2277.3	2292.8	2280.0	2281.0	2283.0	2284.6	2284.0	2284.0	2284.0
<i>Agua/cementante</i>	0.49	0.44	0.43	0.38	0.35	0.34	0.32	0.30	0.28
<i>Arena/agregados totales</i>	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43

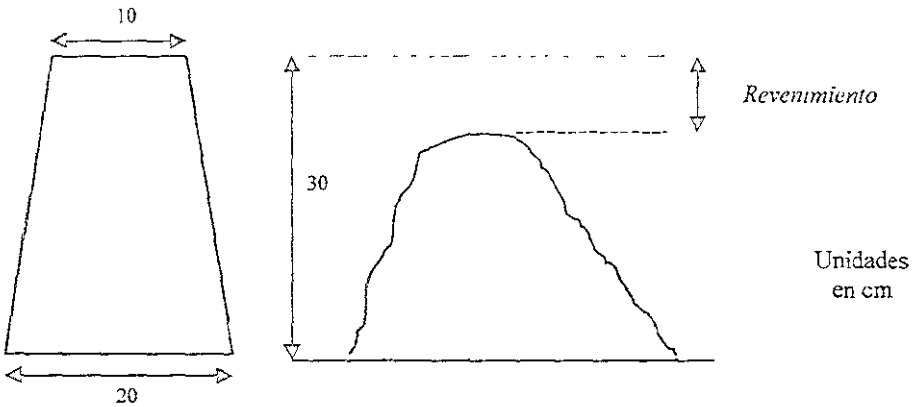
CAPITULO III

III. PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO

Las propiedades del concreto en estado fresco que se estudian son revenimiento, peso volumétrico y contenido de aire.

Revenimiento

La prueba de revenimiento sirve de base para juzgar la trabajabilidad de una mezcla. Consiste en llenar de mezcla un molde metálico con forma de cono truncado y retirar el molde en enseguida; según la consistencia de la mezcla será lo que disminuya la altura del cono. A esta disminución de altura es a lo que se llama *revenimiento*. Las dimensiones del cono se muestran en la siguiente figura:



Las especificaciones para revenimiento varían según las características de la obra de que se trata.

Peso volumétrico

Este valor se obtiene del cociente del peso en estado fresco de la mezcla y un volumen determinado de esta, y varía dependiendo de la cantidad de aire atrapado o incluido

intencionalmente y de los contenidos de agua y cemento, mismos que a su vez se ven influenciados por el tamaño máximo y granulometría del agregado y de la densidad de los materiales pétreos. El concreto convencional tiene un peso dentro del intervalo de 2200 a 2400 kg/m³.

Aire incluido

La inclusión de aire se recomienda en casi todos los concretos, especialmente para mejorar su resistencia contra la congelación, cuando el concreto queda expuesto al agua y a los productos químicos descongelantes, además de otros importantes beneficios.

El aire incluido mejora la trabajabilidad del concreto, resulta efectivo particularmente en las mezclas pobres (de bajo contenido de cemento) que de otra manera serían ásperas y difíciles de trabajar, también se mejora la trabajabilidad de las mezclas con agregados granulares y pobremente graduados. Gracias a esta mejora en la trabajabilidad, el contenido de agua y de arena se puede reducir de manera muy notoria. Un volumen de concreto con aire incluido necesita menos agua que el mismo volumen de concreto sin aire incluido de igual consistencia y tamaño máximo de agregado. El concreto fresco que contiene aire incluido es cohesivo, se ve y se siente trabajable.

Se dispone de cuatro métodos para determinar el contenido de aire:

- ❑ *Método de presión* (ASTM C 231), aplicable para el ensaye en el campo de todos los concretos exceptuando los hechos con agregados ligeros y sumamente porosos.
- ❑ *Método volumétrico* (ASTM C 173), aplicable para el ensaye en el campo de todos los concretos, y especialmente útil para los concretos hechos con agregados ligeros y porosos. Cuando se emplean agregados mayores de 5 cm, éstos se deberán remover manualmente y se deberá calcular el efecto de su remoción al determinar el contenido total de aire.
- ❑ *Método gravimétrico* (ASTM C 138), requiere del conocimiento exacto de la densidad relativa y de los volúmenes absolutos de los ingredientes del concreto, no es práctico para campo pero en el laboratorio se puede emplear satisfactoriamente.

Δ *Indicador de aire Clacc* (CASOTTO 1990), es una manera muy simple y económica para verificar el contenido aproximado de aire en un concreto fresco. Se efectúa por medio de un aparato de bolsillo que prueba una muestra de mortero del concreto. Sin embargo, esta prueba no sustituye a los métodos de mayor grado de exactitud como lo son los anteriores.

Una vez realizadas las mezclas requeridas se observaron los siguientes resultados de las pruebas antes mencionadas.

3.1 REVENIMIENTO

Los resultados de las pruebas de revenimiento para las mezclas realizadas fueron los que se muestran en la siguiente tabla:

REVENIMIENTO (cm)	MEZCLA								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<i>Sin fluidificante</i>	6.8	0.8	1.5	1.5	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0
<i>Con fluidificante</i>	21.0	6.7	10.3	19.6	8.7	17.6	9.3	23.8	6.5

De los resultados obtenidos de la prueba de revenimiento para mezclas en las que aun no se agregaba el aditivo se observa que la mezcla A debido a un exceso en la cantidad de agua suministrada tuvo un revenimiento muy alto en comparación al valor deseado que era de 1 cm. De las mezclas B a la F el valor resultante de revenimiento fue aceptable. Las mezclas G, H e I que no tuvieron revenimiento, son similares a la mezcla E pero en ellas se redujo el consumo de agua en 13, 23 y 33 kg/m³ de concreto y se aumentó el consumo de aditivo superfluidificante en 2, 4 y 6 kg/m³ respectivamente.

En la siguiente tabla se muestran las cantidades de aditivo superfluidificante de diseño para cada mezcla

	MEZCLA								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<i>ADITIVO*</i> <i>FLUIDIFICANTE</i>	2.3	4.0	4.0	4.0	4.0	4.6	6.0	8.0	10.0

*Unidades en kg/m^3 de concreto.

De los resultados de revenimiento siguientes, podemos ver que el uso de aditivo superfluidificante aumenta considerablemente el revenimiento. en los proporcionamientos se inició con una cantidad de aditivo superfluidificante baja para la mezcla A. se aumentó y se mantuvo constante hasta la mezcla F y a partir de esta se fue aumentando en cada una de las mezclas siguientes, y los valores resultantes de revenimiento mostrados en la tabla anterior no corresponden del todo con los valores deseados de revenimiento que estaban entre los 10 y 20 cm para estas mezclas.

Estas diferencias probablemente sean debidas a diferencias en la cantidad agregada de agua con la requerida, debido a errores en la estimación de la humedad de los agregados.

3.2 PESO VOLUMÉTRICO

Los valores obtenidos de las pruebas de peso volumétrico son los siguientes:

PROPIEDAD	MEZCLA								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Peso Volumétrico (kg/m^3)	2265	2295	2282	2285	2295	2303	2310	2330	2337

Se observa de la tabla anterior, que los valores están dentro del intervalo de los valores esperados, que van de 2200 a 2400 kg/m^3 .

Se observa que el peso volumétrico disminuye conforme los consumos de agua aumentan como se aprecia en la fig 3.2.1.

3.3 AIRE ATRAPADO

A las mezclas de concreto realizadas no se les incluyo aditivos inclusores de aire. El aire atrapado en las mezclas se indica en la siguiente tabla:

<i>PROPIEDAD</i>	<i>MEZCLA</i>								
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>
<i>Aire atrapado (%)</i>	1.8	2.4	2.4	2.1	2.1	2.2	N/D	2.0	N/D

Para las mezclas G e I se observa que no se cuenta con resultados disponibles, para las demás mezclas el valor resultante estuvo cerca del valor esperado de 2 por ciento.

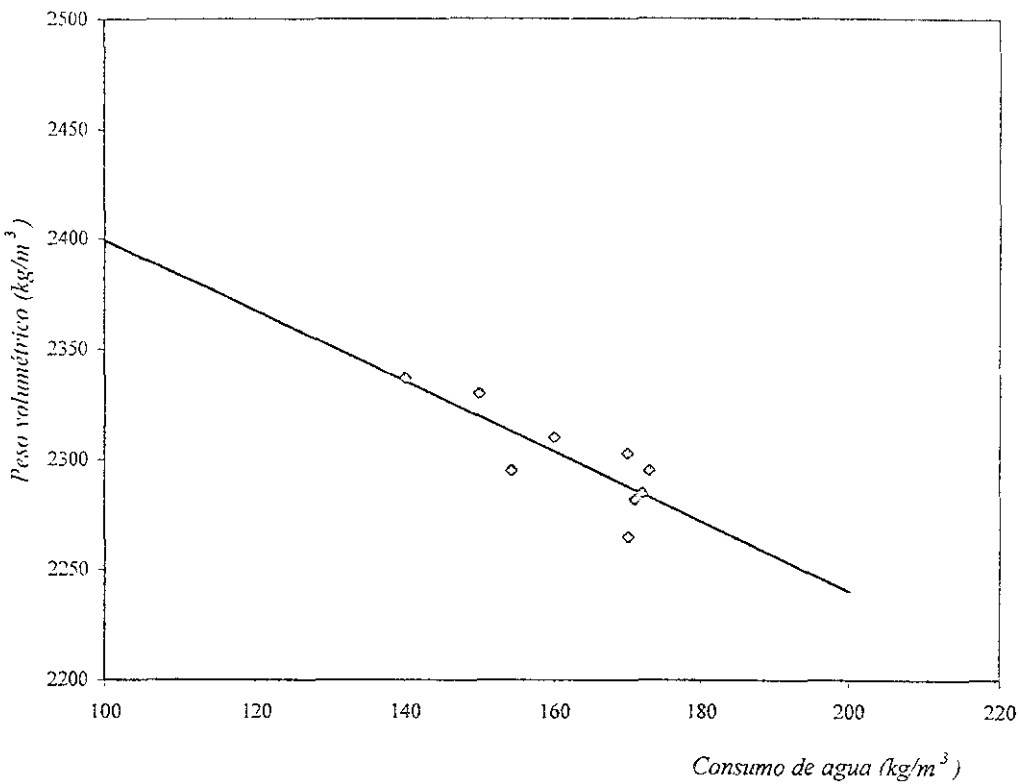


Fig 3.2.1 Variación del peso volumétrico con el consumo de agua.

CAPITULO IV

IV. PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

Curado húmedo

El aumento de resistencia continuará con la edad mientras exista algo de cemento sin hidratar, a condición de que el concreto permanezca húmedo o tenga una humedad relativa superior a aproximadamente el 80 por ciento y de que la temperatura del concreto sea favorable. Cuando la humedad relativa dentro del concreto cae aproximadamente al 80 por ciento o la temperatura del concreto desciende por debajo del punto de congelación, la hidratación y el aumento de resistencia virtualmente se detienen.

Si se vuelve a saturar el concreto luego de un periodo de secado, la hidratación se reanuda y la resistencia vuelve a aumentar. Sin embargo lo mejor es aplicar el curado húmedo al concreto de manera continua desde el momento en que se ha colocado hasta cuando haya alcanzado la calidad deseada debido a que el concreto es difícil de saturar de nuevo.

Velocidad de secado del concreto

El concreto ni endurece ni se cura con el secado. El concreto (o de manera precisa, el cemento en él contenido) requiere de humedad para hidratarse y endurecer. El secado del concreto únicamente está relacionado con la hidratación y el endurecimiento de manera indirecta. Al secarse el concreto, deja de ganar resistencia; el hecho que esté seco, no es indicación que haya experimentado la suficiente hidratación para lograr las propiedades físicas deseadas. El conocimiento de la velocidad de secado es útil para comprender las propiedades o la condición física del concreto. Por ejemplo, tal como se mencionó, el concreto debe seguir reteniendo suficiente humedad durante todo el periodo de curado para que el cemento pueda hidratarse. El concreto recién colado tiene agua abundante, pero a medida que el secado progresa desde la superficie hacia el interior, el aumento de resistencia continuará a cada profundidad únicamente mientras la humedad relativa en ese punto se mantenga por encima del 80 por ciento.

Un ejemplo de curado de lechete se tiene en la superficie de un piso de concreto con curado húmedo reducido. Debido a que se seca rápidamente, el concreto de la superficie es débil y se produce descascaramiento de partículas finas provocado por el tránsito. Así mismo, el concreto se contrae al secarse, del mismo modo que lo hacen la madera, el papel o la arcilla. La contracción por secado es una causa fundamental del agrietamiento, y el ancho de las grietas es función del grado de secado.

El tamaño y la forma de un miembro de concreto mantienen una relación importante con la velocidad del secado. Los elementos de concreto de gran área superficial con relación a su volumen (tales como losas de piso) se secan con mucho mayor rapidez que los grandes volúmenes de concreto con áreas superficiales relativamente pequeñas.

Muchas otras propiedades del concreto endurecido se ven también afectadas por su contenido de humedad; entre ellas se incluye la elasticidad, flujo plástico, valor de aislamiento, resistencia al fuego, resistencia al desgaste, conductividad eléctrica y durabilidad.

Resistencia

La resistencia a compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto (o de mortero) a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2), se determina a la edad de 28 días y se le designa con el símbolo f'_c . Para determinar la resistencia a compresión, se realizan pruebas sobre especímenes de mortero o de concreto: generalmente los ensayos a compresión de mortero se realizan sobre cubos de 5 cm de lado, en tanto que los ensayos a compresión del concreto se efectúan sobre cilindros que miden 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

La resistencia del concreto a la compresión es una propiedad física fundamental, y es frecuentemente empleada en los cálculos para diseño de puentes, edificios y otras estructuras. El concreto de uso más generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 200 y 350 kg/cm². Un concreto de alta resistencia tiene una resistencia a la compresión de cuando menos 400 kg/cm².

La resistencia a la flexión del concreto se utiliza generalmente para diseñar pavimentos y otras losas sobre el terreno. La resistencia a la compresión se puede utilizar como un índice de la resistencia a la flexión, una vez que entre ellas se ha establecido una relación empírica para los materiales y el tamaño del elemento en cuestión. La resistencia a la flexión es también llamada *módulo de ruptura* y para un concreto de peso normal a menudo varía de 2.0 a 2.7 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

El valor de la resistencia a la tensión del concreto determinada en forma indirecta es aproximadamente de 8 a 12 por ciento de su resistencia a compresión y también está en función de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, entre 1.3 y 2.0 veces el valor de ésta.

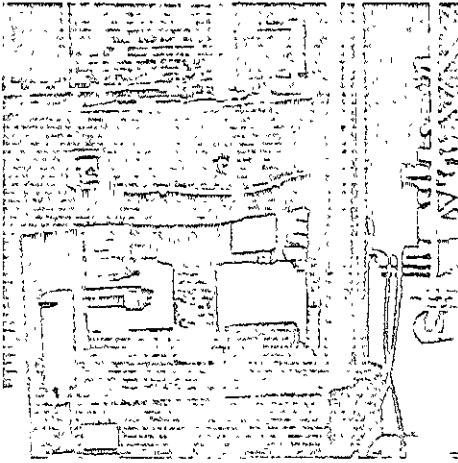
La resistencia a la torsión para el concreto está relacionada con el módulo de ruptura y con las dimensiones del elemento de concreto. La resistencia al cortante del concreto puede variar desde el 35 al 80 por ciento de la resistencia a compresión.

El módulo de elasticidad, denotado por el símbolo E, se puede definir como la relación del esfuerzo normal a la deformación correspondiente para esfuerzos de tensión o de compresión por debajo del límite de proporcionalidad de un material. Para concretos de peso normal, E fluctúa entre 140,000 y 422,000 kg/cm².

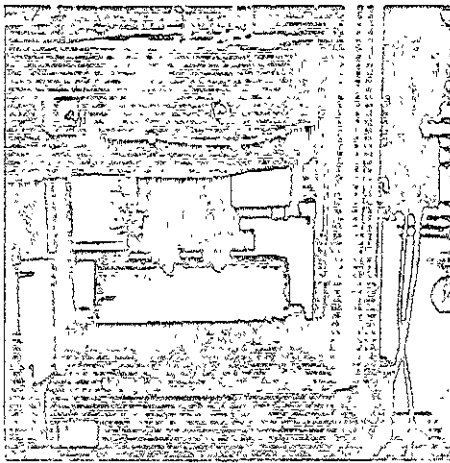
Los principales factores que afectan a la resistencia son la relación agua/cemento y la edad o el grado al que haya progresado la hidratación. Por lo tanto a menores relaciones agua/cemento, se tendrán mejores propiedades mecánicas.

Representación de las pruebas realizadas

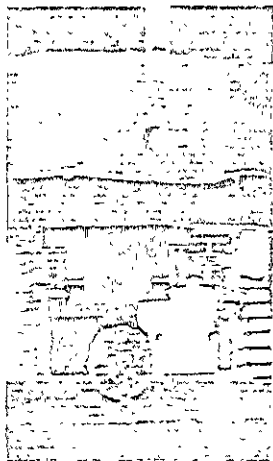
1. Prueba de resistencia a compresión simple



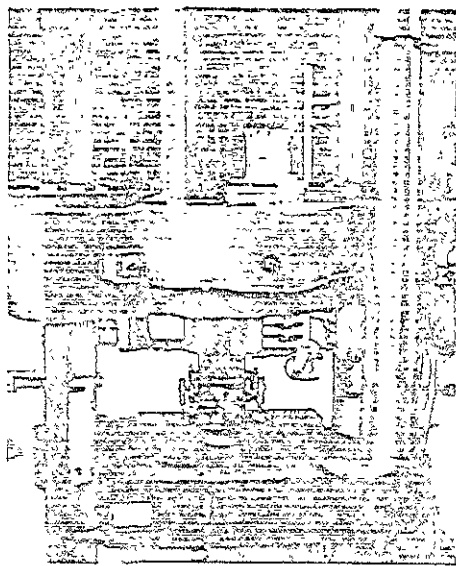
2. Prueba de tensión por flexión



3. Prueba de tensión indirecta



4. Prueba de módulo de elasticidad y relación de Poisson



Estabilidad volumétrica

El concreto endurecido, presenta ligeros cambios de volumen debidos a variaciones en la temperatura, en la humedad y en los esfuerzos aplicados. Estos cambios de volumen o de longitud pueden variar de aproximadamente 0.01 hasta un 0.08 por ciento. En el concreto endurecido los cambios de volumen por temperatura son casi los mismos que para el acero, entre 0.000007 y 0.000011 por grado centígrado.

El concreto que se mantiene continuamente húmedo se dilatará ligeramente. Cuando se permite que se seque, el concreto se contrae. El principal factor que influye en la magnitud de la contracción por secado es el contenido de agua del concreto recién mezclado. La contracción por secado aumenta directamente con los incrementos en el contenido de agua. La magnitud de la contracción también depende de otros factores, como las cantidades de agregado empleado, las propiedades del agregado, tamaño y forma de la masa de concreto, temperatura y humedad relativa del medio ambiente, método de curado, grado de hidratación y el tiempo. El contenido de cemento tiene un efecto mínimo a nulo sobre la contracción por secado para contenidos de cemento menores a 450 kg/m^3 .

Cuando el concreto se somete a esfuerzos, se deforma elásticamente. Los esfuerzos sostenidos resultan en una deformación adicional llamada fluencia. La velocidad de la fluencia (deformación por unidad de tiempo) disminuye con el tiempo.

Agrietamiento

Las dos causas básicas por las que se producen grietas en el concreto son esfuerzos debidos a cargas aplicadas y esfuerzos debidos a contracción por secado o a cambios de temperatura en condiciones de restricción.

La contracción por secado es una propiedad inherente e inevitable del concreto, por lo que se utiliza acero de refuerzo colocado en una posición adecuada, para reducir los anchos de grieta, o bien juntas que predeterminen y controlen la ubicación de las grietas. Los esfuerzos provocados por las fluctuaciones de temperatura pueden causar agrietamientos, especialmente a edades tempranas.

Las grietas por contracción del concreto ocurren debido a restricciones. Si no existe una causa que impida el movimiento del concreto y ocurren contracciones, el concreto no se agrieta. La contracción por secado siempre es mayor cerca de la superficie del concreto; las porciones húmedas interiores restringen al concreto en las cercanías de la superficie, con lo que se pueden producir agrietamientos.

4.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Los resultados de las pruebas de compresión simple se muestran en la tabla 4.1. Se muestran resistencias a edades de 14, 28, 56 y 91 días. De dicha tabla se observa como la resistencia mejora conforme la edad avanza y conforme se incrementa el consumo de cemento en cada mezcla.

Para las mezclas E, G, H e I en las cuales se tiene el mismo proporcionamiento excepto por las cantidades de agua y de aditivo superfluidificante, se observa que la mezcla I fue la que obtuvo mejores resultados en la prueba de resistencia a compresión debido a su baja relación agua/cementante.

Como se dijo, se hicieron pruebas de resistencia a compresión a 14, 28, 56 y 91 días, con los resultados alcanzados se determinaron los incrementos de resistencia respecto a la de 28 días (fig 4.1.1). La expresión encontrada para estimar la resistencia probable del concreto a cualquier edad respecto a la de 28 días resulta ser:

$$(f_c)_t = \frac{t}{4.5 + 0.84t} (f_c)_{28}$$

donde

$(f'_c)_t$ es la resistencia a compresión del concreto a t días después del colado, en kg/cm^2 .

t es la edad en días a la que se desea estimar la resistencia

$(f'_c)_{28}$ resistencia a compresión del concreto a 28 días después del colado, en kg/cm^2 .

4.2 RESISTENCIA A TENSIÓN

4.2.1 FLEXIÓN

Los valores obtenidos en las pruebas de resistencia a tensión por flexión se muestran en la tabla 4.2.1.

Es usual encontrar expresada la resistencia a tensión del concreto en función de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, con los resultados de las pruebas realizadas se encontró la siguiente relación:

$$f_f = 2.89 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2)$$

donde

f_f es la resistencia a tensión por flexión del concreto, en kg/cm^2 .

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

De los resultados se puede observar que dicha resistencia aumenta conforme los consumos de cemento crecen haciéndolo de una manera regular con excepción de la mezcla D, en la que los valores de resistencia caen un poco de la tendencia que llevaban los resultados (fig 4.2.1).

Se observa también que no existió gran diferencia entre los resultados obtenidos en la mezcla F y H, lo cual indica que el efecto de la microsílice fue prácticamente nulo para este caso, ya que la mezcla F no contó con microsílice en su proporcionamiento. En el caso de comparar los resultados de la mezcla E y H la diferencia estuvo en la relación agua/cemento, ya que contaba con un proporcionamiento similar con excepción de la cantidad de agua requerida.

4.2.2 INDIRECTA

En la tabla 4.2.2 se muestran los resultados de los ensayos para las pruebas de tensión indirecta.

Para esta prueba los resultados muestran un aumento en la resistencia conforme crecen los consumos de cemento con excepción de la mezcla F en la que los valores caen un poco, siendo la mezcla H la que obtuvo los mejores resultados (fig 4.2.2).

La expresión que permite relacionar la resistencia a tensión indirecta con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión es la siguiente:

$$f_t = 1.71 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde

f_t es la resistencia a tensión indirecta del concreto, en kg/cm^2 .

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

Tabla 4.1 Resistencia a compresión, en kg/cm².

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
14 días		384	451	487	524	575	572		664	
		401	475	474	539	597	563		649	
		416	458	446	536	584	511		-	
	Prom.	400	461	469	533	585	549		657	
28 días		445	512	501	586	621	640	713	753	807
		460	560	527	543	655	632	-	749	842
		456	539	535	554	612	641	715	731	833
	Prom.	454	537	521	561	629	638	714	744	827
56 días		464	581	549	637	643	631		772	
		552	555	595	622	618	630		773	
		548	595	528	553	688	652		776	
	Prom.	521	577	557	604	650	638		774	
91 días		593	608	628	598	751	681		748	
		546	621	644	640	714	729		775	
		-	-	615	578	741	689		785	
	Prom.	570	615	629	605	735	700		769	

* Para las mezclas G e I sólo se realizaron pruebas para la edad de 28 días.

Tabla 4.2.1 Resistencia a tensión por flexión, en kg/cm².

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
28 días		60	60	67	69	72	79		79	
		55	60	68	68	76	80		76	
		-	60	76	67	75	73		-	
	Prom.	58	60	70	68	74	77		78	

Tabla 4.2.2 Resistencia a tensión indirecta, en kg/cm².

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
28 días		37	37	45	42	46	39		49	
		32	34	43	44	46	41		48	
		34	38	42	38	46	38		46	
	Prom.	34	36	43	41	46	39		48	

4.3.1. MODELO DE ELASTICIDAD EN COMPRESIÓN

Otro parámetro utilizado en el diseño estructural es el módulo de elasticidad, con los valores obtenidos en las pruebas de dicho parámetro, se relaciona la resistencia a compresión del concreto con éste de la siguiente manera:

$$E_c = 8415 f'_c + 67124 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde

E_c es el módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm^2 .

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a la edad del ensaye, en kg/cm^2 .

Los resultados obtenidos de las diferentes pruebas realizadas para módulo de elasticidad en compresión se muestran en la tabla 4.3.1, también se muestran los resultados de deformación unitaria al esfuerzo máximo y relación de Poisson obtenidos en las mismas pruebas, cuyos valores se muestran en las tablas 4.3.2 y 4.3.3, respectivamente. Estos resultados se pueden observar también en las figuras correspondientes, fig 4.3.1, 4.3.5 y 4.3.6.

Se observa en los resultados una tendencia aceptable de los valores de módulo de elasticidad y dentro del rango esperado que era de los 200,000 a 300,000 kg/cm^2 (fig 4.3.1). Se tienen resultados a 28, 56 y 91 días mostrando una mejoría en los resultados conforme la edad avanza y la resistencia a compresión incrementa, siendo los resultados más altos los obtenidos de la mezcla H (figs 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4).

Los valores de deformación unitaria al esfuerzo máximo están un poco arriba de los considerados para el concreto normal que son del orden de 0.003, estando en promedio en 0.0033 (fig 4.3.5). Estos valores corresponden a la deformación unitaria longitudinal, que es la que se considera. El valor de la deformación unitaria, es la relación entre el acortamiento del espécimen en la longitud de medición y la longitud inicial de medición, que para el caso de estas pruebas fue de 15 cm. o sea sobre la mitad de la altura del espécimen.

También se toman los valores de deformación unitaria en la dirección transversal sólo que para este valor no se tiene un acortamiento sino un ensanchamiento del espécimen y la longitud de medición inicial es para éste caso el diámetro del cilindro de prueba.

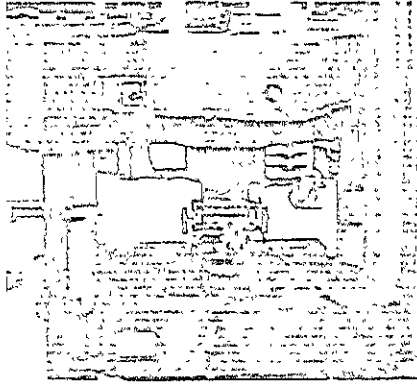
Los resultados obtenidos de la relación de Poisson están dentro de los valores que son considerados normales para este parámetro (fig 4.3.6), los resultados están en promedio en 0.21. Estos valores se calculan como el cociente entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal.

La expresión que estima el valor de la relación de Poisson (ν) en función de la resistencia a compresión (f'_c) resultó ser:

$$\nu = 0.0002 f'_c + 0.081$$

Ejemplo de cálculo de módulo de elasticidad y relación de Poisson

Para la prueba de módulo de elasticidad se ensaya el espécimen de concreto, como se muestra en la siguiente fotografía:



En esta prueba se somete el espécimen a cinco ciclos de carga hasta el 40 por ciento de su resistencia. en el último de estos el espécimen se lleva a la falla. El espécimen se tiene instrumentado con sensores de deformación los cuales están conectados a una computadora, la cual registra las deformaciones tanto verticales como horizontales así como la carga correspondiente.

Para las deformaciones verticales se cuenta con dos sensores los cuales registran las deformaciones en los canales 1 y 2 del programa de la computadora, las deformaciones horizontales se registran en el canal 3 y la carga aplicada en el canal 0.

Las deformaciones que se utilizan para el cálculo del módulo de elasticidad son las correspondientes al último ciclo de carga y hasta que el espécimen falla.

El módulo de elasticidad se calcula como sigue

1. Cálculo de la deformación unitaria vertical

Para obtenerla se encuentra el promedio de las deformaciones del canal 1 y del canal 2, y dicho promedio se divide entre la altura inicial que tiene un valor de 15 cm.

2. Cálculo de la deformación unitaria horizontal

Para este caso sólo se divide el canal 3 entre el diámetro del cilindro para obtener dicha deformación.

3. Cálculo de los esfuerzos

Se divide la carga correspondiente entre el área del cilindro.

Una vez que se calcularon los pasos anteriores se calcula la pendiente 1 (ver siguiente tabla), con la columna de los valores de deformación unitaria vertical y con la de esfuerzos, desde el punto en que la deformación unitaria vertical es de 0.00005 hasta la deformación unitaria vertical correspondiente a una carga equivalente a la del 40% de la carga última. Este valor corresponde al valor del módulo de elasticidad.

Para el cálculo de la pendiente 2 se realiza el mismo procedimiento pero ahora utilizando la columna de las deformaciones horizontales.

La relación de Poisson se obtiene del cociente de dividir la pendiente 1 entre la pendiente 2.

Carga (Ton)	costos (kg·m ²)	coef. unitario vertical	coef. unitario horizontal	Canal 1	Canal 2	Canal 3
0.922	-0.121	7.6667E-05	-3.8499E-06	-0.036	-0.032	0.00159
0.487	2.133	3.0000E-05	-3.8499E-06	-0.036	-0.033	0.00159
	10.166	5.0000E-05	-0.000085775			
4.76	26.232	9.0000E-05	-9.62476E-06	-0.01	-0.017	0.00146
4.927	27.152	9.3333E-05	-9.62476E-06	-0.011	-0.017	0.00146
5.447	30.018	1.0667E-04	-1.15497E-05	-0.013	-0.019	0.00176
6.54	36.041	1.2667E-04	-1.53996E-05	-0.017	-0.021	0.00234
7.612	41.949	1.5000E-04	-1.92495E-05	-0.021	-0.024	0.00293
8.597	47.377	1.7333E-04	-2.11745E-05	-0.025	-0.027	0.00322
9.572	52.750	1.9667E-04	-2.50244E-05	-0.029	-0.03	0.00350
10.565	58.223	2.1333E-04	-2.88743E-05	-0.032	-0.032	0.00439
11.612	63.993	2.4000E-04	-3.27242E-05	-0.037	-0.035	0.00497
12.605	69.465	2.6333E-04	-3.65741E-05	-0.041	-0.038	0.00556
13.597	74.932	2.8333E-04	-4.0424E-05	-0.044	-0.041	0.00614
14.587	80.388	3.0333E-04	-4.42739E-05	-0.047	-0.044	0.00673
15.58	85.860	3.2667E-04	-4.81989E-05	-0.051	-0.047	0.00702
16.56	91.261	3.4333E-04	-5.19737E-05	-0.054	-0.049	0.00750
17.547	96.700	3.6333E-04	-5.58236E-05	-0.057	-0.052	0.00849
18.54	102.172	3.9000E-04	-5.96735E-05	-0.061	-0.056	0.00907
19.532	107.639	4.0667E-04	-6.35234E-05	-0.064	-0.058	0.00966
20.51	113.029	4.2667E-04	-6.73733E-05	-0.067	-0.061	0.01024
21.5	118.484	4.5333E-04	-7.12232E-05	-0.071	-0.065	0.01053
22.492	123.951	4.7000E-04	-7.50731E-05	-0.073	-0.066	0.01141
23.485	129.424	4.9333E-04	-7.8923E-05	-0.077	-0.071	0.01200
24.475	134.879	5.1333E-04	-8.27729E-05	-0.08	-0.074	0.01258
25.482	140.264	5.3000E-04	-8.6578E-05	-0.082	-0.077	0.01346
26.442	145.719	5.5333E-04	-9.04727E-05	-0.086	-0.08	0.01375
27.432	151.175	5.7333E-04	-9.62476E-05	-0.089	-0.083	0.01463
28.425	156.647	5.9333E-04	-9.81726E-05	-0.092	-0.086	0.01492
29.4	162.021	6.1333E-04	-0.000103947	-0.095	-0.089	0.01580
30.392	167.487	6.3333E-04	-0.000107797	-0.098	-0.092	0.01639
31.382	172.943	6.5000E-04	-0.000111647	-0.1	-0.095	0.01697
32.372	178.399	6.7333E-04	-0.000115497	-0.104	-0.098	0.01756
33.362	183.855	6.9333E-04	-0.000119347	-0.107	-0.101	0.01814
34.34	189.244	7.1333E-04	-0.000125122	-0.11	-0.104	0.01902
35.33	194.700	7.3333E-04	-0.000127047	-0.113	-0.107	0.01931
36.32	200.156	7.5333E-04	-0.000132822	-0.116	-0.11	0.02019
37.307	205.595	7.7000E-04	-0.000134747	-0.119	-0.112	0.02048
38.285	210.985	7.9000E-04	-0.000138597	-0.122	-0.115	0.02107
39.27	216.413	8.0667E-04	-0.000142446	-0.124	-0.118	0.02165
39.4008	217.134	8.0974E-04	-0.000142954			
40.262	221.880	8.3000E-04	-0.000146296	-0.128	-0.121	0.02224
41.26	227.380	8.5333E-04	-0.000152071	-0.132	-0.124	0.02311
42.262	232.902	8.7333E-04	-0.000155921	-0.135	-0.127	0.02370
43.26	238.402	8.9333E-04	-0.000161696	-0.138	-0.13	0.02458
44.25	243.858	9.1667E-04	-0.000165546	-0.142	-0.133	0.02516
45.225	249.231	9.4000E-04	-0.000171321	-0.146	-0.136	0.02604
46.237	254.808	9.6667E-04	-0.000177096	-0.15	-0.14	0.02692
47.2	260.115	9.8667E-04	-0.00018287	-0.153	-0.143	0.02780
48.177	265.499	1.0133E-03	-0.00018672	-0.158	-0.146	0.02838
49.185	271.054	1.0400E-03	-0.000192495	-0.162	-0.15	0.02926

Tabla 4.3.1 Módulos de elasticidad en compresión, en kg/cm²

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
28 días		236993	263860	270044	254463	-	279629		290611	
		234059	269308	264741	258474	262639	277294		297537	
		249898	267727	258851	253358	269658	276704		288208	
	Prom.	240317	266965	264545	255432	266149	277876		292119	
91 días			281589	269430	270914	295436	295608		309885	
			272373	276464	282265	283048	291744		318390	
			277929	290176	-	283940	300936		312186	
	Prom.		277297	278690	276590	287475	296096		313487	

Tabla 4.3.2 Deformación unitaria al esfuerzo máximo, $\varepsilon_{max} \times 10^{-6}$

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
28 días		3427	3250	3293	3440	-	3327		3647	
		3140	3430	3317	3530	3860	3063		3497	
		3250	2737	3230	3843	3720	3517		3540	
	Prom.	3272	3139	3280	3604	3790	3302		3561	
91 días			3427	2997	3593	2947	3533		3833	
			3440	3200	2313	3230	3313		3413	
			3230	3270	-	-	3107		3373	
	Prom.		3366	3156	2953	3089	3318		3540	

Tabla 4.3.3 Relación de Poisson

Edad	Mezcla									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
28 días		0.16	0.22	0.13	0.20	-	0.20		0.23	
		0.14	0.21	0.19	0.20	0.21	0.21		0.24	
		0.18	0.17	0.19	0.18	0.18	0.22		0.25	
	Prom.	0.16	0.20	0.17	0.19	0.20	0.21		0.24	
91 días			0.20	0.1*	0.23	0.21	0.21		0.23	
			0.1*	0.18	0.23	0.21	0.24		0.24	
			0.19	0.20	-	0.23	0.22		0.22	
	Prom.		0.20	0.19	0.23	0.22	0.22		0.23	

4.4 CONTRACCIÓN POR SECADO

En la estimación de los valores de la contracción por secado última (ϵ_u) esperada para las mezclas de estudio se tomaron registros de 365 días. En las gráficas presentadas de algunas de estas pruebas se muestran los valores alcanzados así como las expresiones que permiten relacionar el valor de contracción con el tiempo de exposición transcurrido (figs 4.4.1, 4.4.2 y 4.4.3).

Los valores obtenidos se muestran en la tabla siguiente, se observa que la contracción mantiene un valor similar aun cuando los consumos de cemento crecen (fig 4.4.4).

	<i>Mezcla</i>								
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>
$\epsilon_u \cdot 10^{-6}$	646	588	584	632	627	693	616	607	586

4.5 DEFORMACIÓN DIFERIDA

La deformación diferida se determina en este estudio en función de su coeficiente el cual se expresa como la relación entre la deformación diferida y la instantánea, siendo la deformación diferida igual a la deformación total en el tiempo menos la deformación instantánea.

En lo que respecta a la deformación diferida sólo se utilizaron especímenes de dos mezclas con diferentes consumos de cementante, la mezcla D y la mezcla H.

Los valores de los coeficientes de deformación diferida (C_U) obtenidos de las pruebas realizadas son los siguientes.

	<i>Mezcla</i>	
	<i>D</i>	<i>H</i>
C_U	1.75	1.38

En las gráficas correspondientes se muestra la tendencia observada para estos concretos y las expresiones que permiten relacionar la deformación diferida con el tiempo transcurrido de exposición (figs 4.5.1 y 4.5.2).

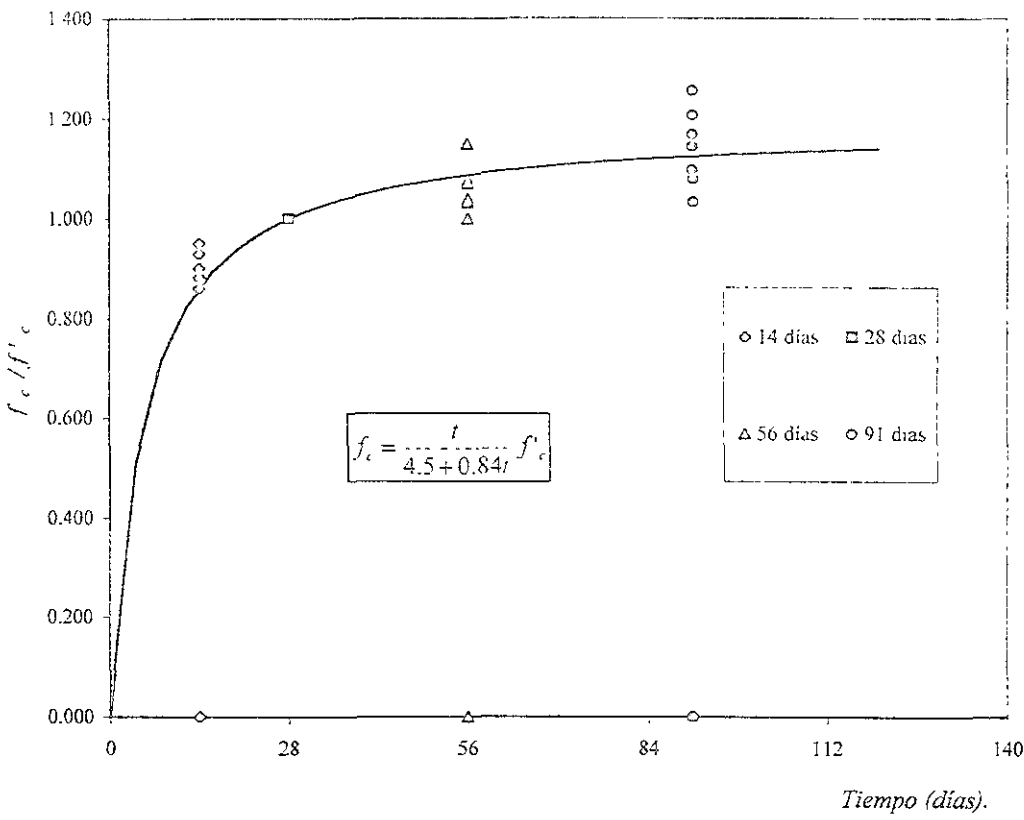


Fig 4.1.1 Variación de la relación resistencia a compresión a t días a la de 28 días con la edad.

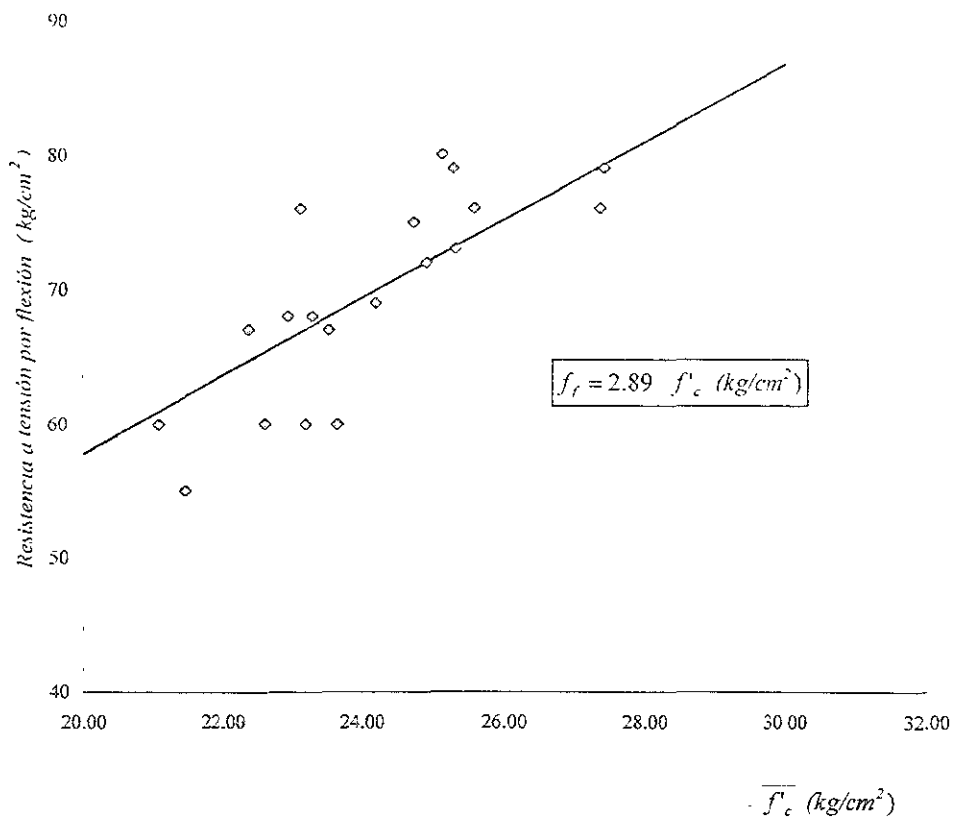


Fig 4.2.1 Variación de la resistencia a tensión por flexión con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

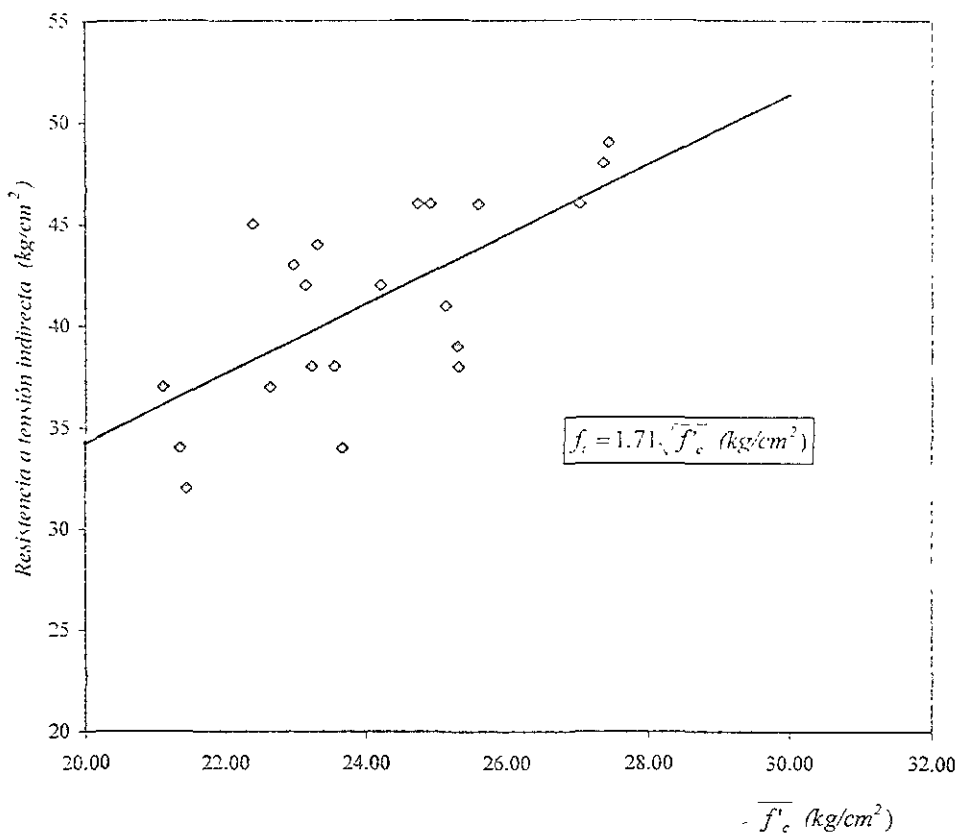


Fig 4.2.2 Variación de la resistencia a tensión indirecta con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

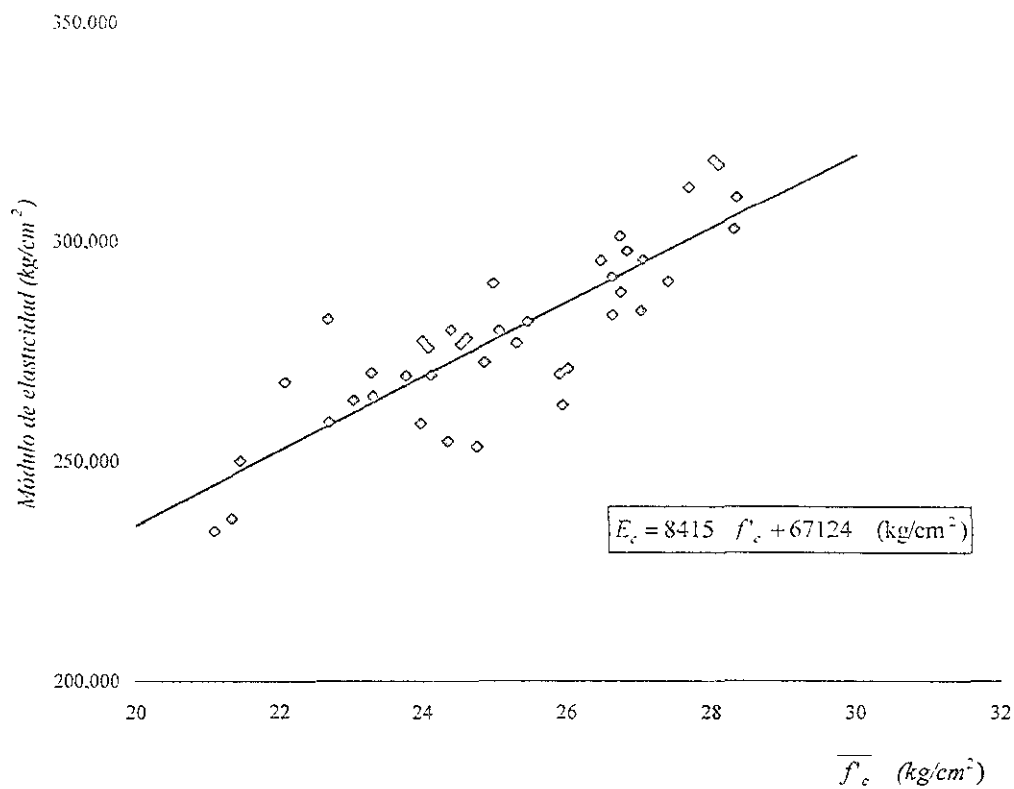


Fig 4.3.1 Variación del módulo de elasticidad con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

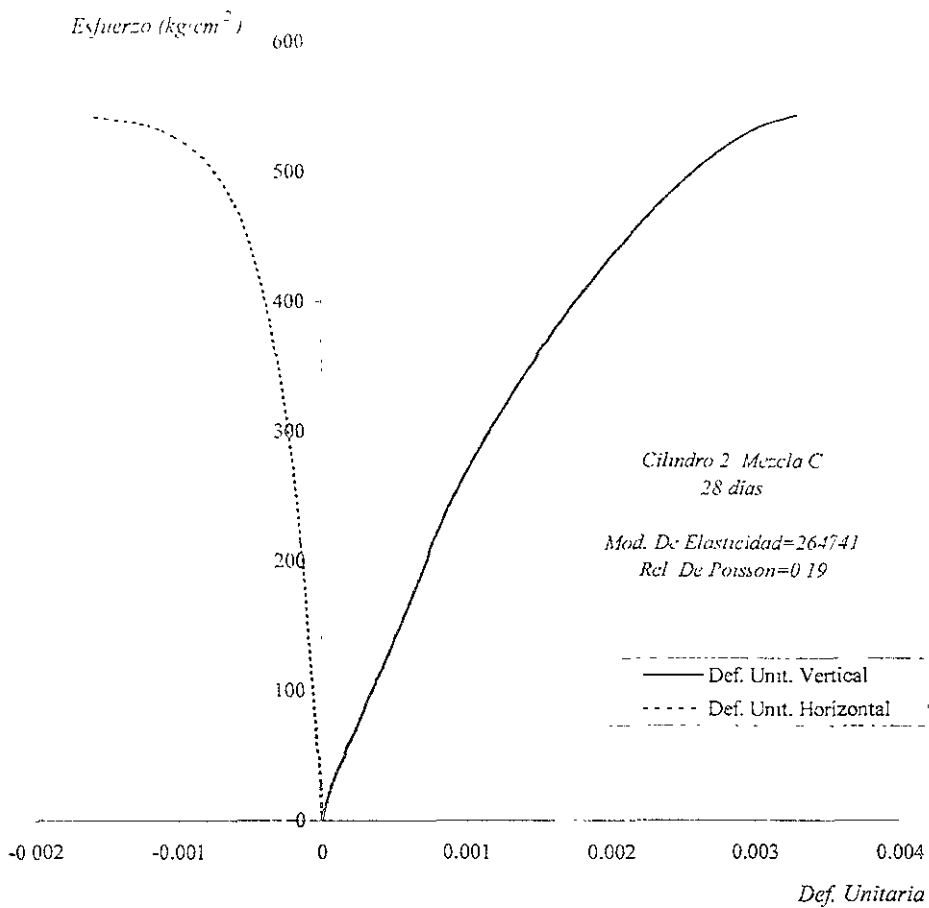


Fig 4.3.2 Variación del esfuerzo con la deformación unitaria
 (Prueba de módulo de elasticidad)

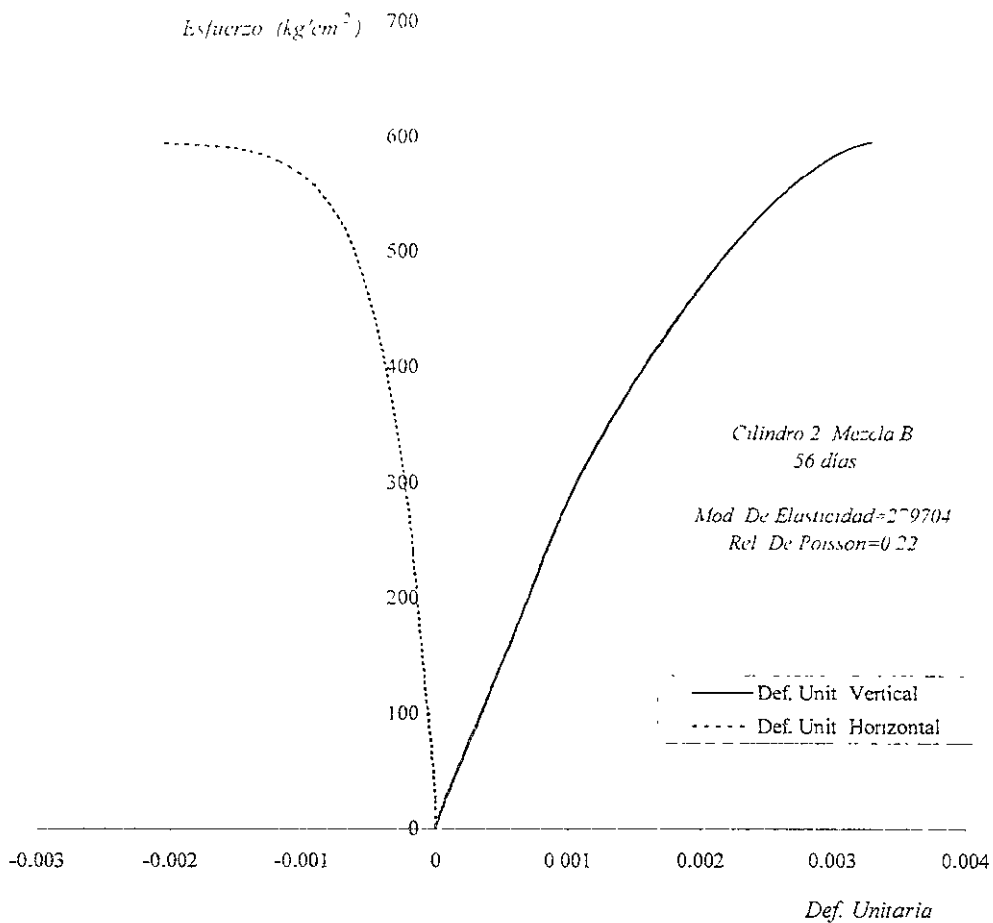


Fig 4.3.3 Variación del esfuerzo con la deformación unitaria
(Prueba de módulo de elasticidad)

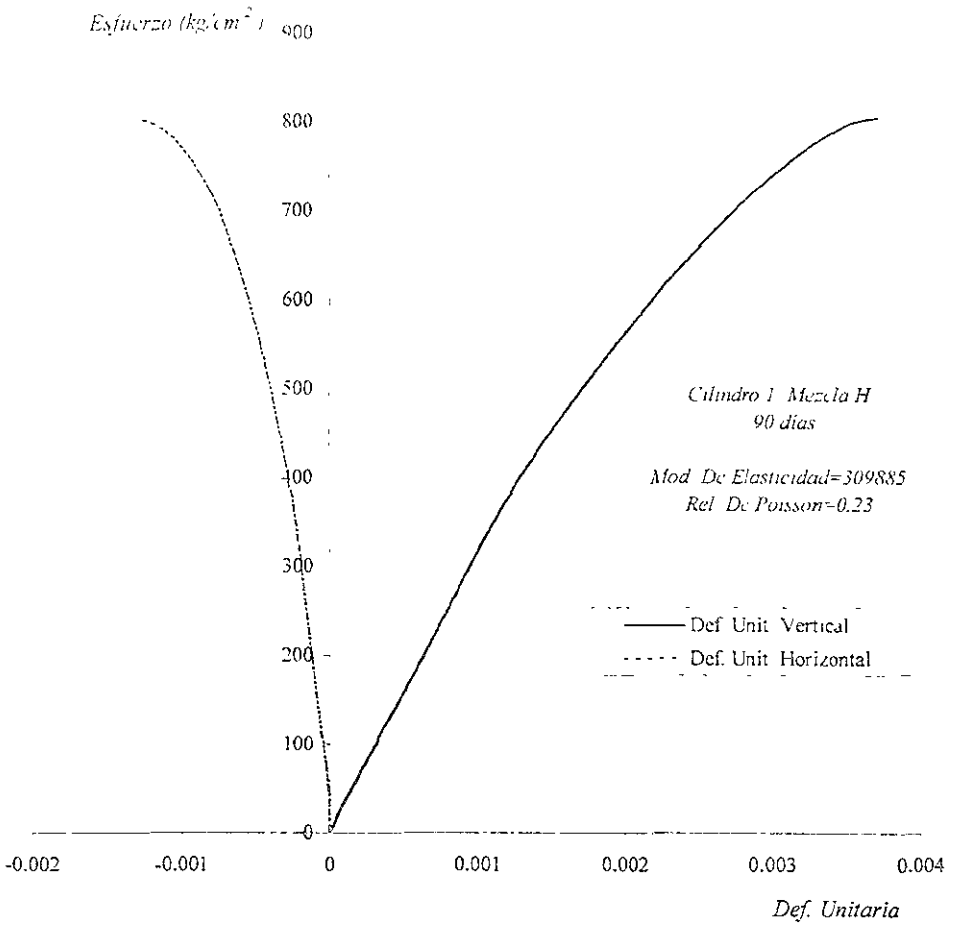


Fig 4.3.4 Variación del esfuerzo con la deformación unitaria
 (Prueba de módulo de elasticidad)

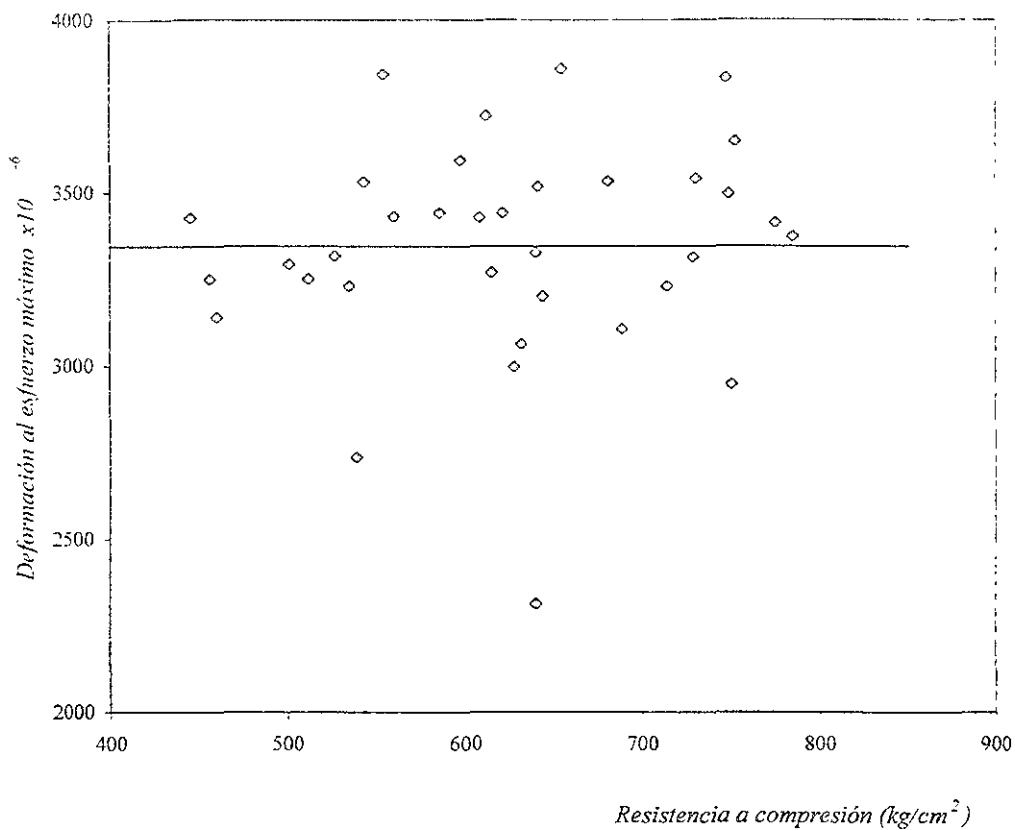


Fig 4.3.5 Variación de la deformación al esfuerzo máximo con la resistencia a compresión.

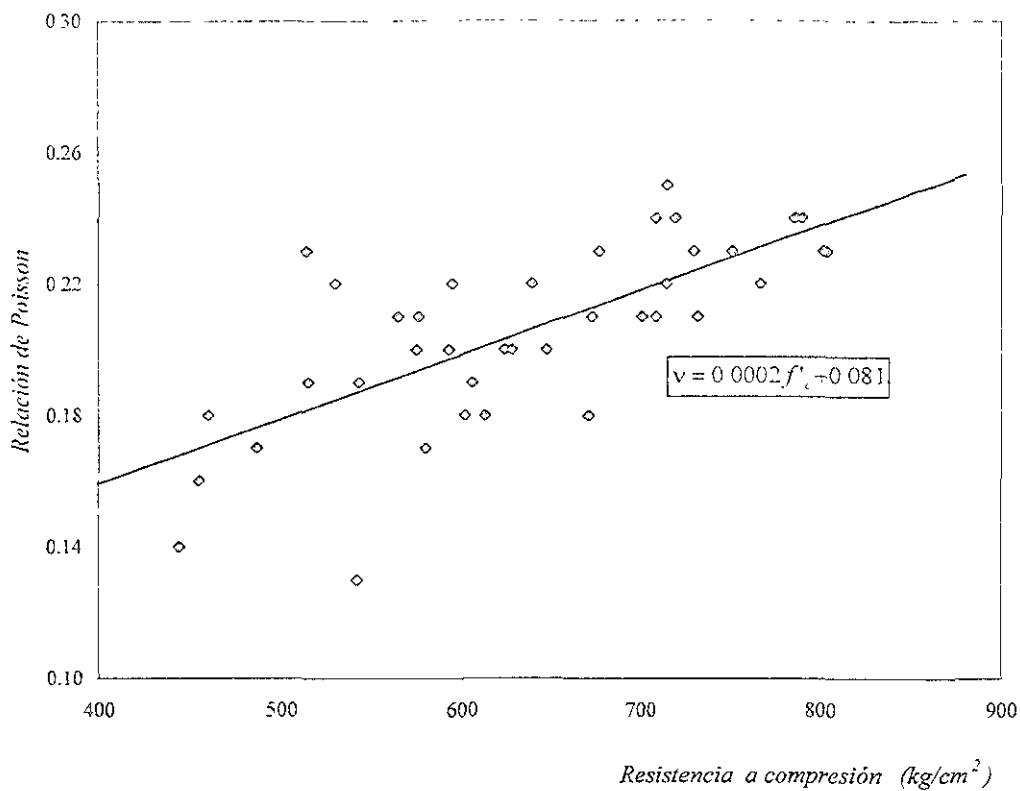


Fig 4.3.6 Variación de la relación de Poisson con la resistencia a compresión.

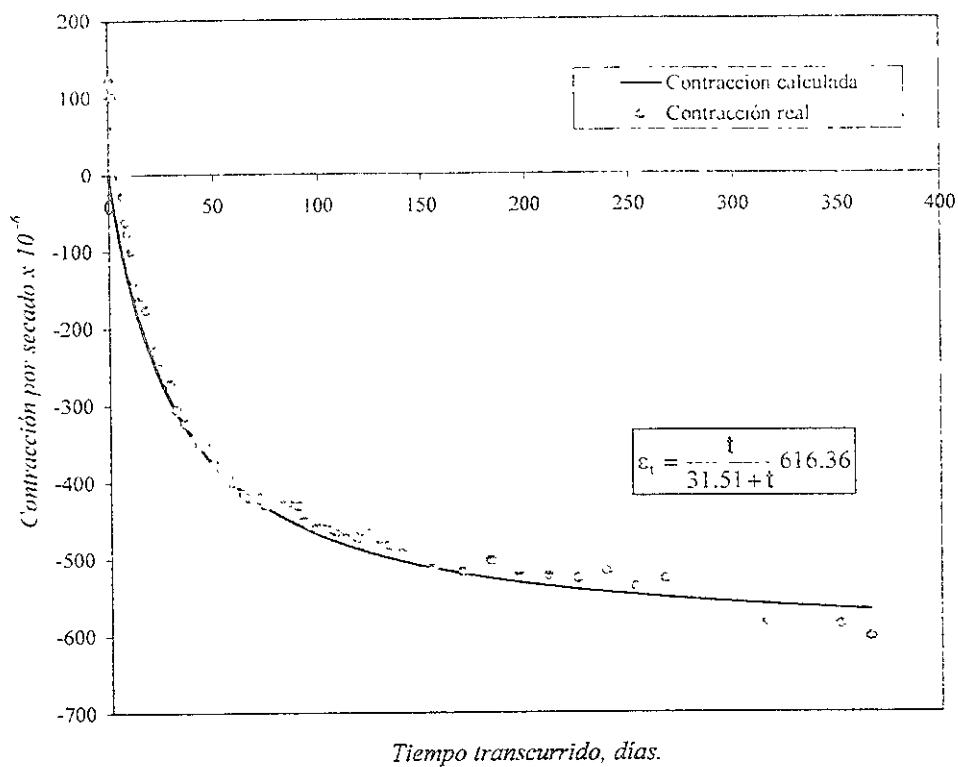


Fig 4.4.1 Variación de la contracción por secado con la edad.
(Mezcla G)

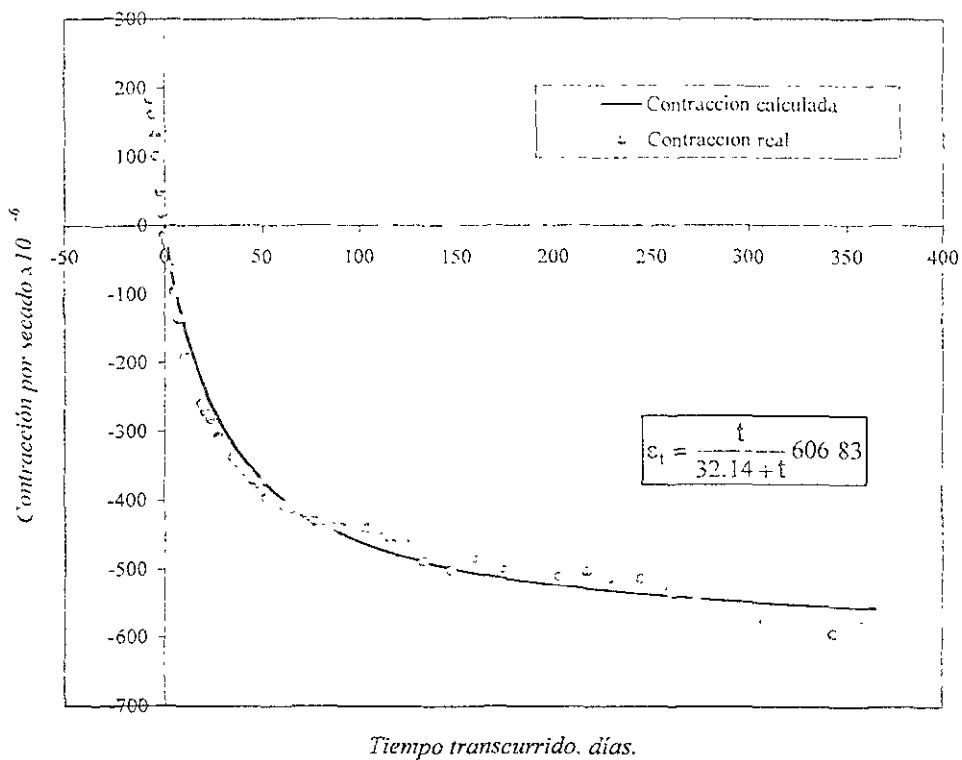


Fig 4.4.2 Variación de la contracción por secado con el tiempo.
(Mezcla H)

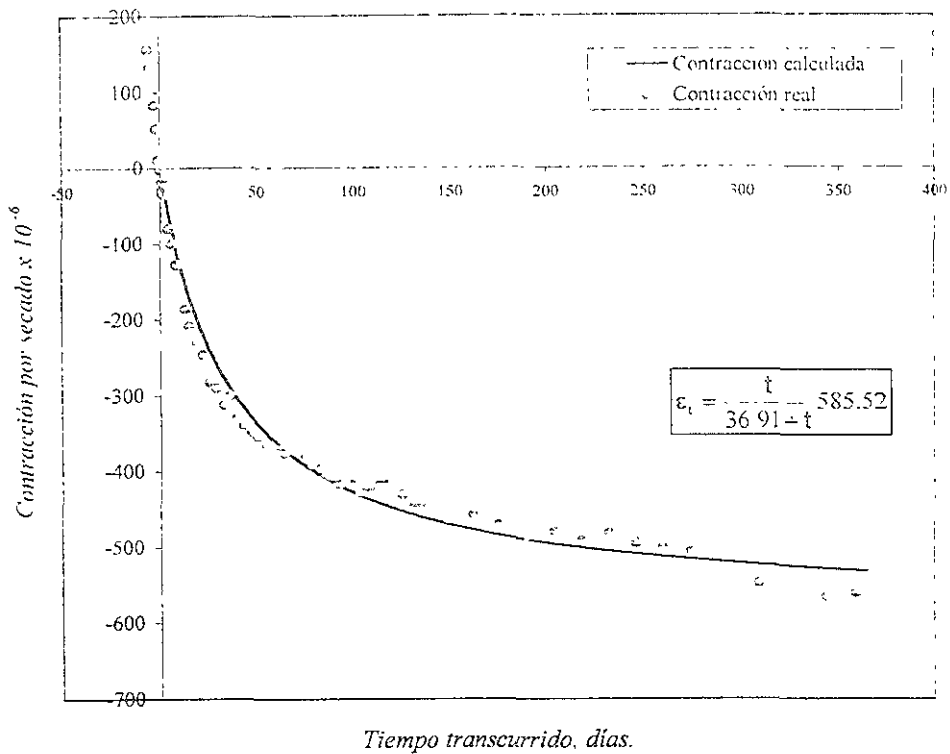


Fig 4.4.3 Variación de la contracción por secado con el tiempo
(Mezcla)

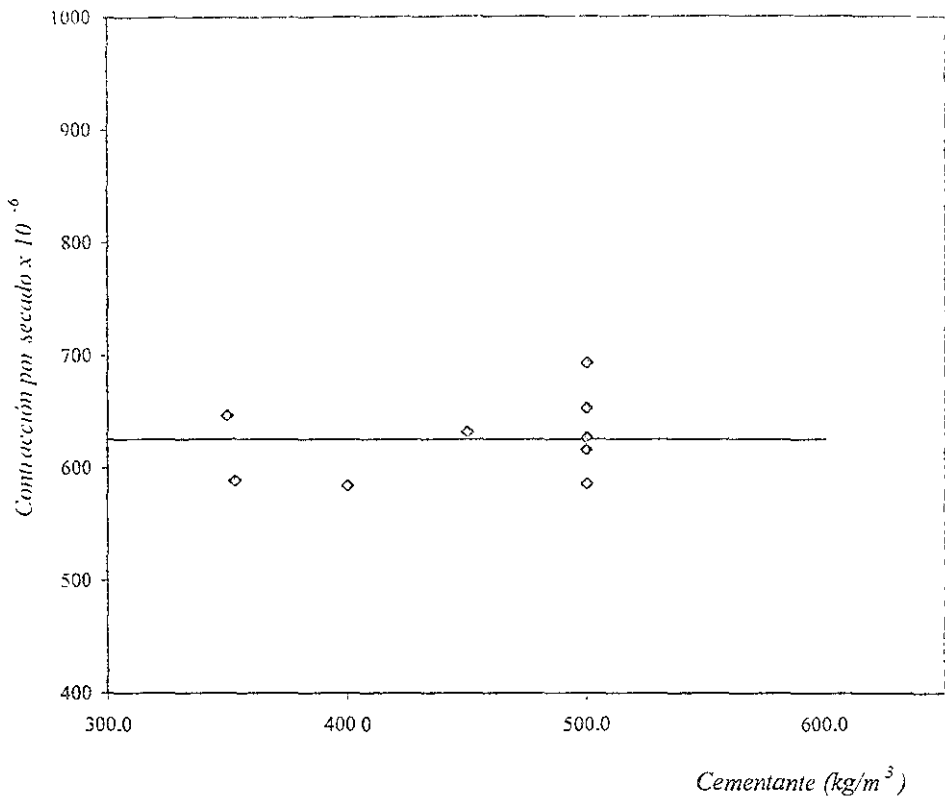


Fig 4.4.4 Variación de la contracción por secado con el cementante.

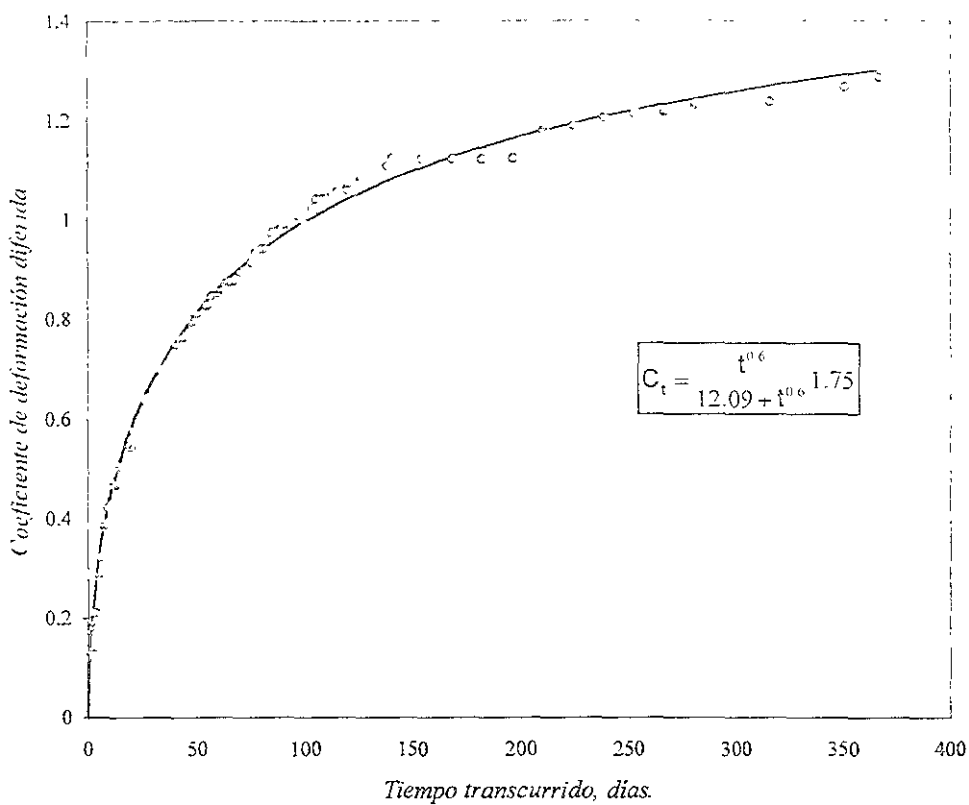


Fig 4.5.1 Variación del coeficiente de deformación diferida con el tiempo (Mezcla D)

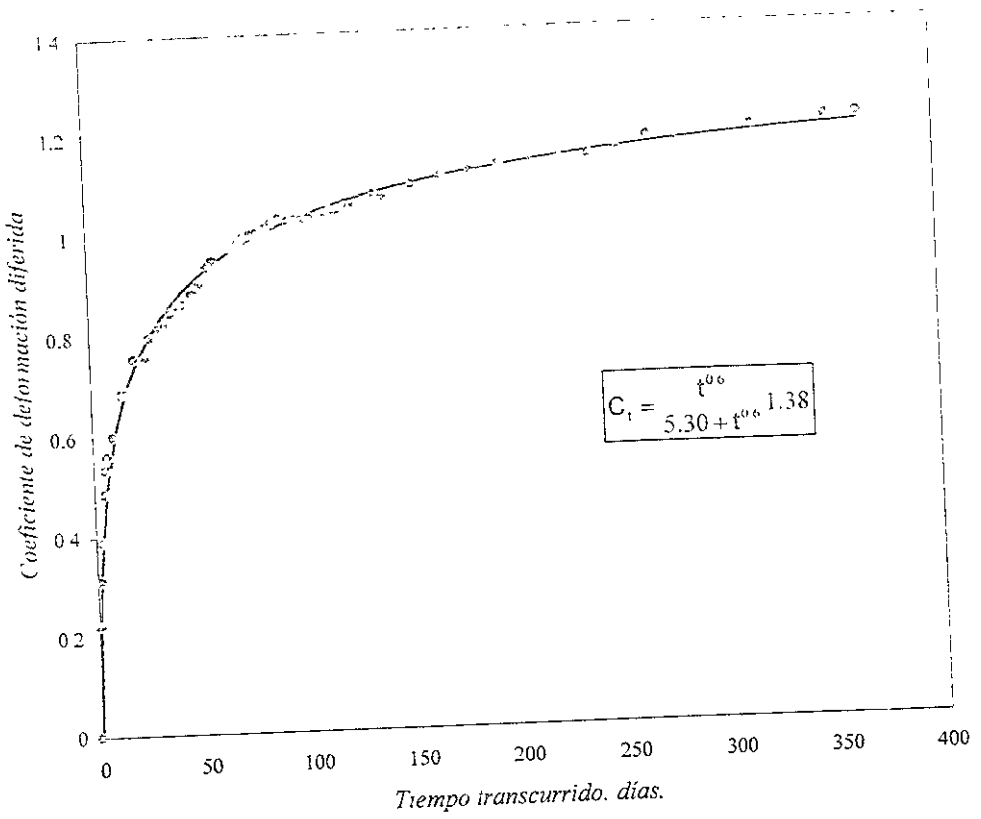


Fig 4.5.2 Variación del coeficiente de deformación diferida con el tiempo (Mezcla H)

CAPITULO V

V. COMPARACION ENTRE CONCRETOS CON AGREGADOS BASÁLTICOS Y CALIZOS

En este capítulo se presenta la comparación entre los resultados obtenidos de este estudio, concretos hechos con agregados basálticos, y los alcanzados en los concretos hechos con agregados calizos, estudio que se realizó complementario a este.

Se compararon valores de resistencia a compresión, tensión por flexión, tensión indirecta, resistencia relativa a la de 28 días, módulo de elasticidad, relación de Poisson, contracción por secado y deformación diferida.

5.1 RESISTENCIAS

Resistencia a compresión a 28 días

En esta parte del estudio se comparó las resistencias a compresión a 28 días para cada una de las mezclas utilizando como parámetro la cantidad de cementante agregada a cada mezcla, obteniendo:

RESISTENCIA A COMPRESIÓN - CONSUMO DE CEMENTANTE

<i>a) Agregados calizos</i>				
<i>Mezcla</i>	<i>Cementante (kg/m³)</i>	<i>Resistencia (kg/cm²)</i>		
		<i>28 días</i>	<i>91 días</i>	<i>119 días</i>
<i>A</i>	350	417	474	475
<i>B</i>	400	459	535	555
<i>C</i>	400	483	562	589
<i>D</i>	450	535	592	626
<i>E</i>	488.64	602	726	751
<i>F</i>	492.56	622	689	678

b) Agregados basálticos

Mezcla	Cementante (kg/m^3)	Resistencia (kg/cm^2)
A	350.0	454
B	353.0	537
C	400.0	521
D	450.0	561
E	500.0	629
F	500.0	638
G	500.0	714
H	500.0	744
I	500.0	827

Los valores de resistencia para los concretos basálticos a edades diferentes a 28 días se muestran en la tabla 4.1 del capítulo anterior.

La gráfica correspondiente a la comparación se muestra en la fig 5.1.1.a.

En esa figura se observa que los valores de resistencia a compresión para concretos realizados con agregados basálticos son ligeramente mayores que los alcanzados en los concretos con agregados calizos. Las mezclas G,H, e I de los concretos con agregados basálticos alcanzan resistencias a compresión mucho más elevadas, pero estas mezclas, aun teniendo el mismo consumo de cementante tienen consumos de agua mucho menores. Las diferencias van de 90 a 200 kg/cm^2 aproximadamente.

En general, los valores obtenidos de resistencia a compresión a 28 días de los concretos realizados con agregados basálticos están por encima de los valores obtenidos con los concretos en comparación. También se puede ver claramente en la fig 5.1.1.b, en la que se compara la resistencia a compresión en función de la relación agua/cementante, los valores de resistencia a compresión alcanzados con los concretos basálticos son ligeramente mayores que los alcanzados con los concretos calizos para relaciones agua/cementante similares.

Tensión por flexión

Se compararon también valores obtenidos en la prueba de tensión por flexión a la edad de 28 días y son los que se muestran en las siguientes tablas:

RESISTENCIA COMPRESIÓN- TENSIÓN POR FLEXIÓN

<i>a) Agregados calizos</i>		
<i>Mezcla</i>	<i>Raíz cuadrada f'_c</i> <i>(kg/cm²)</i>	<i>f_f</i> <i>(kg/cm²)</i>
<i>A</i>	20.4	63.7
<i>B</i>	21.4	59.0
<i>C</i>	22.0	61.8
<i>D</i>	23.1	69.3
<i>E</i>	24.9	79.8
<i>F</i>	24.5	82.3

b) Agregados basálticos

Mezcla	Raíz cuadrada f'_c (kg/cm ²)	f_f (kg/cm ²)
A	21.3	57.5
B	23.2	60.0
C	22.8	70.3
D	23.7	68.0
E	25.1	74.3
F	25.3	77.3
G	-	-
H	27.4	77.5
I	-	-

Se observa que los valores obtenidos en la prueba de tensión por flexión presentan tendencias muy similares.

Sin embargo, los concretos fabricados con agregados calizos dan resistencias ligeramente superiores a las alcanzadas con los concretos hechos con agregados basálticos para la misma resistencia a compresión. Lo anterior se ve reflejado en la fig 5.1.2, correspondiente a esta comparación.

Tensión indirecta

De igual manera se compararon los valores obtenidos para esta prueba para los dos tipos de concretos, los resultados se presentan en las siguientes tablas.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN - TENSIÓN INDIRECTA

<i>a) Agregados calizos</i>		
<i>Mezcla</i>	<i>Raíz cuadrada f_c</i> <i>(kg/cm²)</i>	<i>f_t</i> <i>(kg/cm²)</i>
<i>A</i>	20.4	37.1
<i>B</i>	21.4	39.2
<i>C</i>	22.0	37.4
<i>D</i>	23.1	39.1
<i>E</i>	24.9	47.1
<i>F</i>	24.5	49.1

<i>b) Agregados basálticos</i>		
<i>Mezcla</i>	<i>Raíz cuadrada f_c</i> <i>(kg/cm²)</i>	<i>f_t</i> <i>(kg/cm²)</i>
<i>A</i>	21.3	34.3
<i>B</i>	23.2	36.3
<i>C</i>	22.8	43.3
<i>D</i>	23.7	41.3
<i>E</i>	25.1	46.0
<i>F</i>	25.3	39.3
<i>G</i>	-	-
<i>H</i>	27.4	47.7
<i>I</i>	-	-

Las tendencias observadas, que se presentan en la fig 5.1.3, y al igual que en el caso de la resistencia a tensión por flexión también se alcanzan mayores resistencias con los concretos fabricados con los agregados calizos, para resistencias a compresión comparables.

Incremento de la resistencia del concreto con la edad

Se relacionó las resistencias a compresión alcanzadas a las edades de 7, 14, 28, 56 y 91 días con la obtenida a los 28 y con los resultados se encontraron las tendencias mostradas en la fig 5.1.4.

Se observa que hasta la edad de 28 días las tendencias son muy similares y que a partir de los 56 días existe un leve incremento en las resistencias alcanzadas en los concretos con agregados calizos.

Modulo de elasticidad

Para cada tipo de concreto se encontraron expresiones que relacionan este parámetro con la resistencia a compresión, mismas que se presentan en la fig. 5.1.5.

Se observa que los valores resultantes de modulo de elasticidad de los concretos fabricados con agregados calizos son sustancialmente más altos que los obtenidos con los concretos de agregados basálticos.

Los valores obtenidos de módulo de elasticidad correspondientes a los concretos con agregados basálticos se presentan en la tabla 4.3.1 correspondiente al capítulo anterior, en la siguiente tabla se presentan los valores correspondientes a los concretos con agregados calizos:

MODULO DE ELASTICIDAD

Edad (días)	Mezcla*						
		A	B	C	D	E	F
28		315351	341926	319772	323796	351107	341414
		308624	348417	322181	315839	335877	352888
		294792	333031	319403	328342	346793	357845
	Promedio	306256	341125	320452	322659	344592	350716
91		333503	337714	346694	368648	376174	363020
119		335215	355916	352558	383026	352778	363793

*Los valores de módulo de elasticidad se dan en kg/cm².

Relación de Poisson

Con los resultados de los ensayos se encontraron expresiones que permiten estimar el valor de la relación de Poisson en función de la resistencia a compresión de los concretos basálticos y calizos. En la fig 5.1.6 se presentan las tendencias encontradas.

En este caso también, los valores de la relación de Poisson fueron más altos para los concretos con agregados calizos que los correspondientes a los concretos con agregados basálticos.

Los resultados obtenidos de la relación de Poisson correspondientes a los concretos con agregados basálticos se presentan en la tabla 4.3.3 del capítulo anterior, y los resultados correspondientes a los concretos con agregados calizos se presentan a continuación:

RELACION DE POISSON

Edad (días)	Mezcla						
		A	B	C	D	E	F
28		0.22	0.25	0.22	0.22	0.23	0.25
		0.25	0.23	0.12	0.23	0.24	0.26
		0.24	0.23	0.22	0.25	0.24	0.26
	Promedio	0.23	0.24	0.19	0.23	0.23	0.26
91		0.20	0.22	0.23	0.26	0.26	0.27
119		0.20	0.25	0.21	0.24	0.26	0.26

5.2 DEFORMACIONES

Los valores de contracción por secado (ϵ_u) y los coeficientes de deformación diferida (C_u) son los que se presentan en las siguientes tablas:

CONTRACCIÓN POR SECADO Y DEFORMACIÓN DIFERIDA

<i>a) Agregados calizos</i>						
	<i>Mezcla</i>					
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
<i>Cementante</i> (kg/m^3)	350	400	400	450	493	489
<i>Agua</i> (kg/m^3)	169	165	170	170	166	162
$\epsilon_u \times 10^{-6}$	549	445	458	470	499	588
C_u	2.21	-	1.45	-	2.04	-

<i>b) Agregados basálticos</i>									
	<i>Mezcla</i>								
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>
<i>Cementante</i> (kg/m^3)	350	353	400	450	500	500	500	500	500
<i>Agua</i> (kg/m^3)	170.0	154.4	171.0	172.0	173.0	170.0	160.0	150.0	140.0
$\epsilon_u \times 10^{-6}$	646	588	584	632	627	693	616	607	586
C_u	-	-	-	1.75	-	-	-	1.38	-

Se observa que las contracciones por secado para los concretos hechos con agregados calizos fueron menores que las correspondientes a los concretos hechos con agregados basálticos.

En ambos casos las deformaciones tienen una tendencia clara a aumentar conforme aumenta el consumo de cemento, aunque la dispersión de los valores es grande.

En la fig 5.2.1 se pueden apreciar la variación de la contracción por secado con el consumo de cementante para ambos concretos.

En la fig 5.2.2 se observa que los valores de contracción por secado en el caso de los concretos con agregados basálticos son mayores que los alcanzados por los concretos con agregados calizos, y en ambos casos la dispersión de los resultados es grande.

Para el caso del coeficiente de deformación diferida se cuenta con muy pocos resultados, pero en promedio, los coeficientes correspondientes a los concretos con agregados basálticos fueron menores que los obtenidos para los concretos con agregados calizos. Lo anterior muy probablemente, debido a que las deformaciones iniciales en los concretos basálticos fueron mayores.

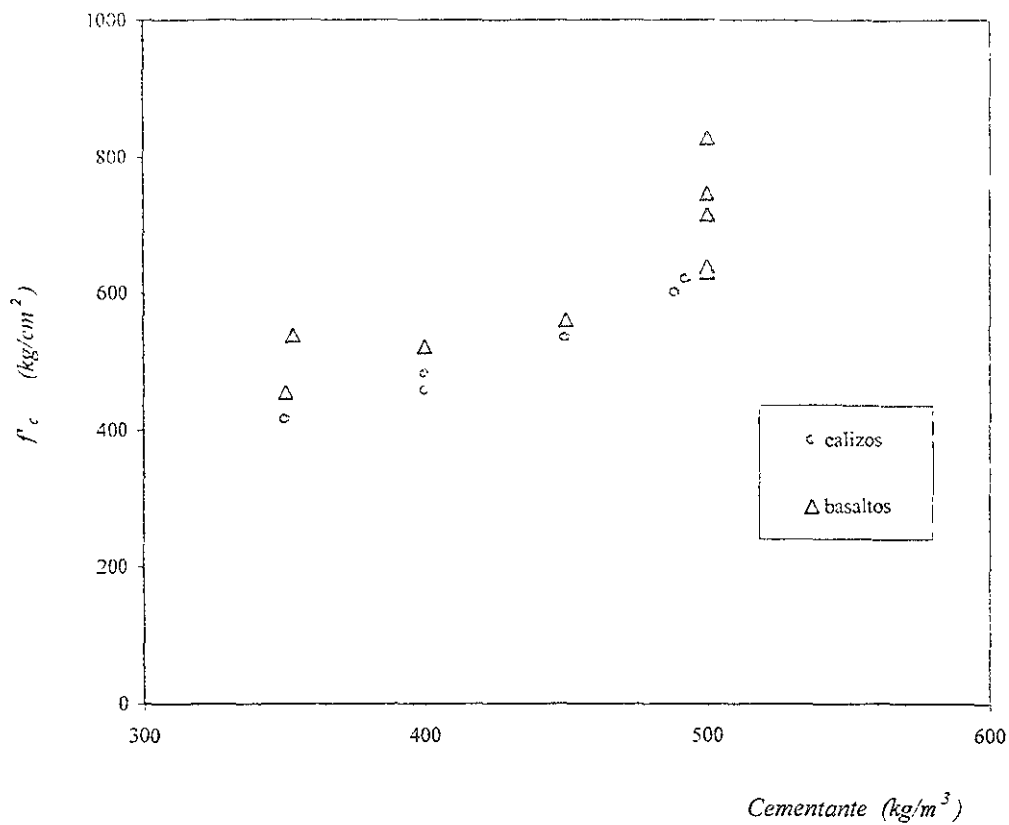


Fig 5.1.1.a Variación de la resistencia a compresión con el consumo de cementante

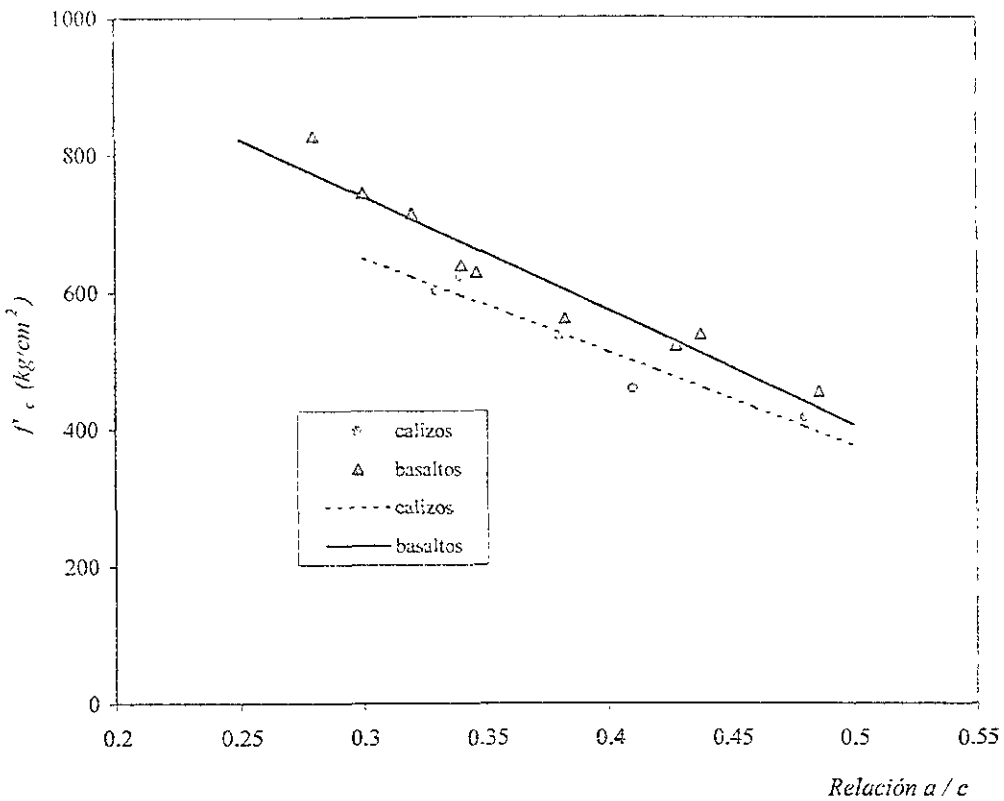


Fig 5 1.1.b Variación de la resistencia a compresión con la relación agua/cementante

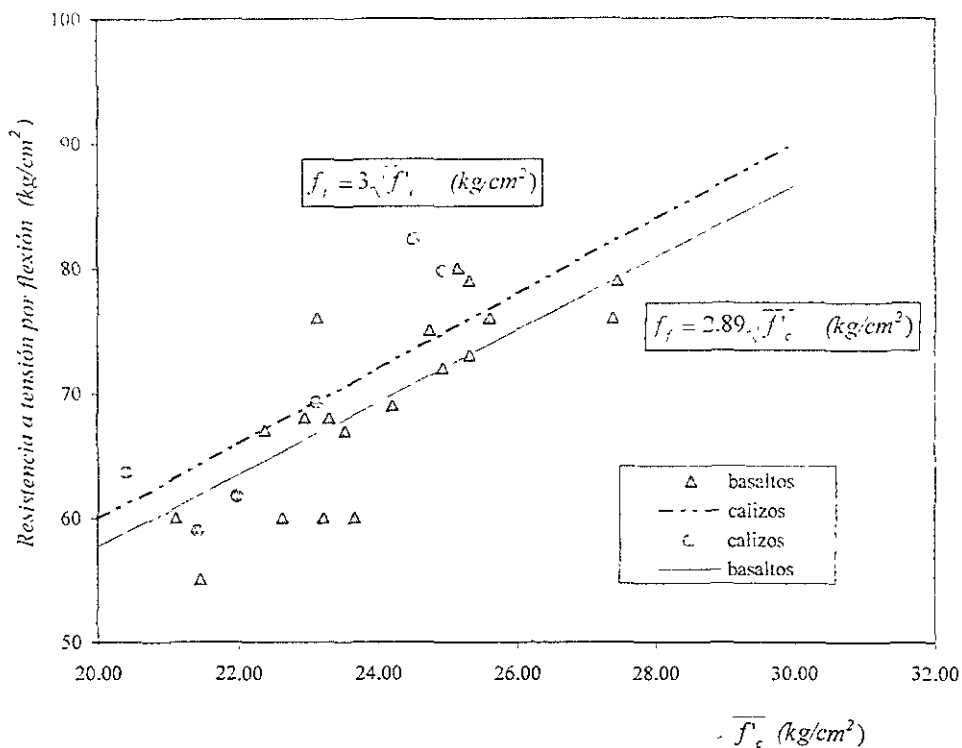


Fig 5.1.2 Variación de la resistencia a tensión por flexión con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión

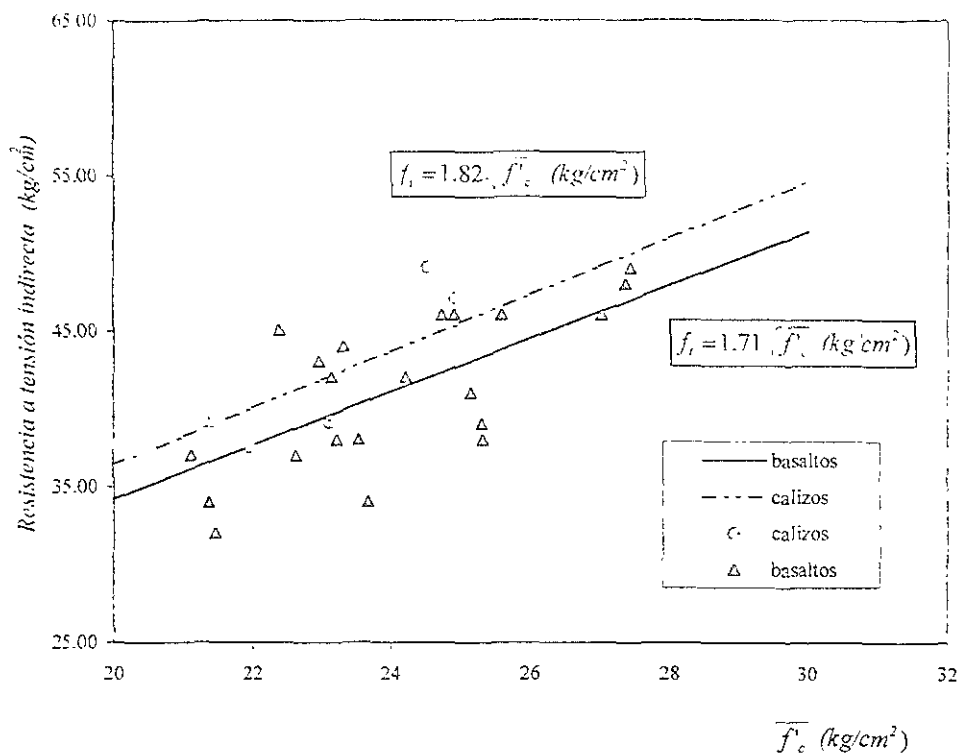


Fig 5.1.3 Variación de la resistencia a tensión (indirecta) con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión

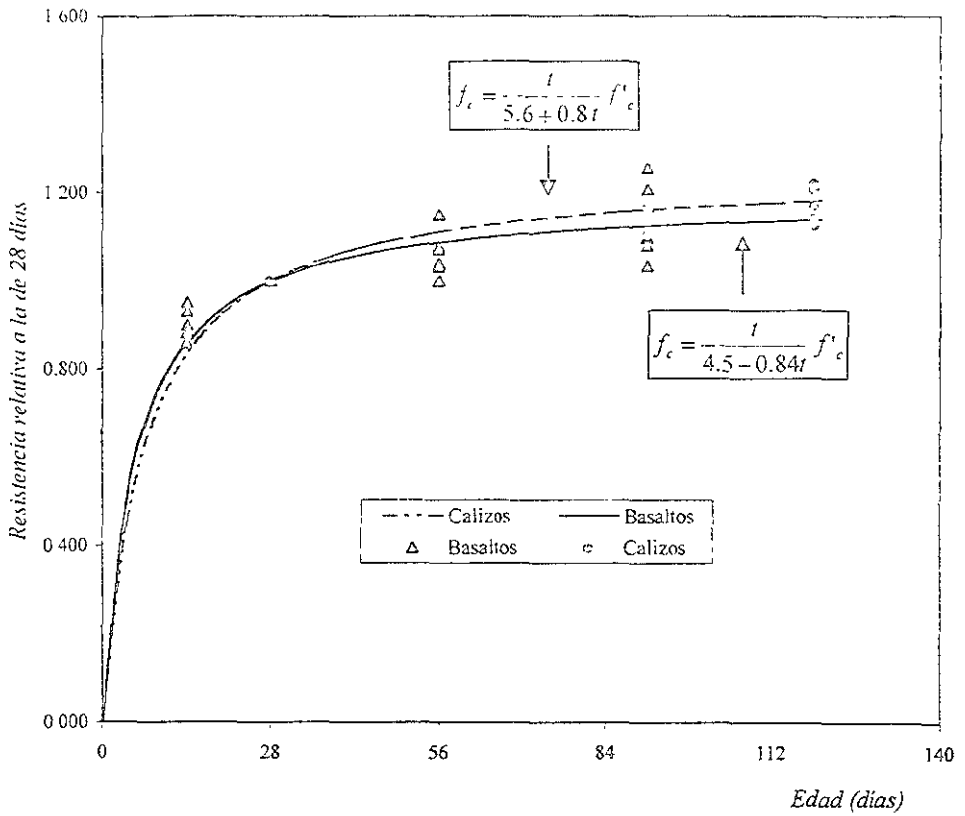


Fig 5.1.4 Incremento de la resistencia a compresión de los concretos calizos y basálticos con la edad

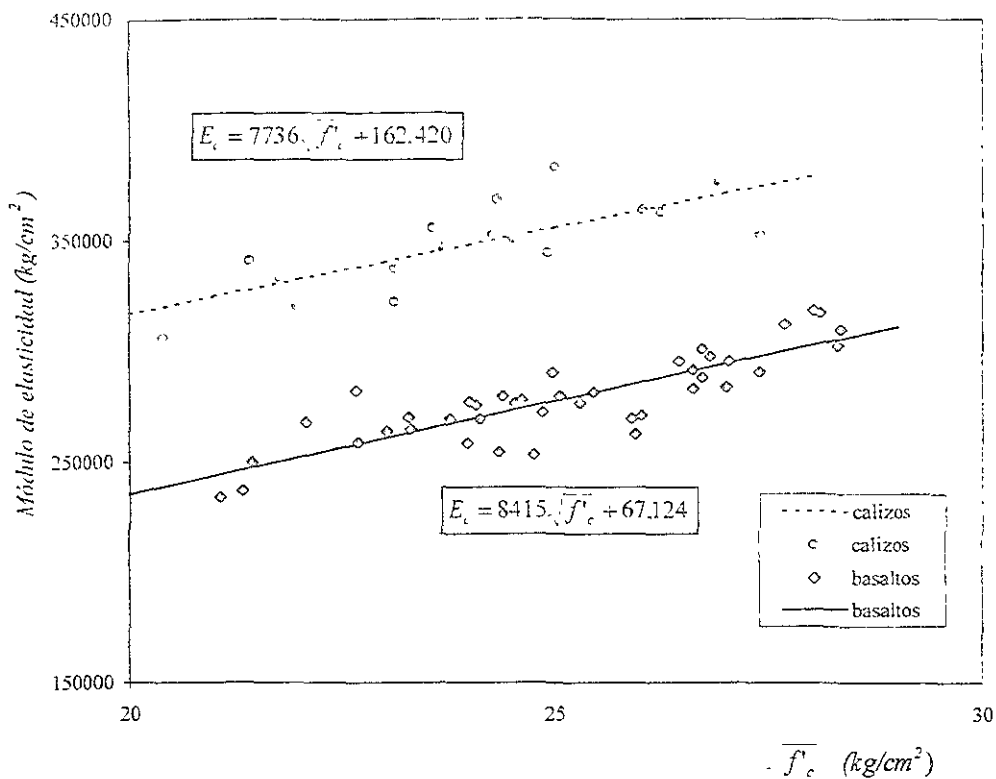


Fig 5.1.5 Variación del módulo de elasticidad con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión de los concretos basálticos y calizos

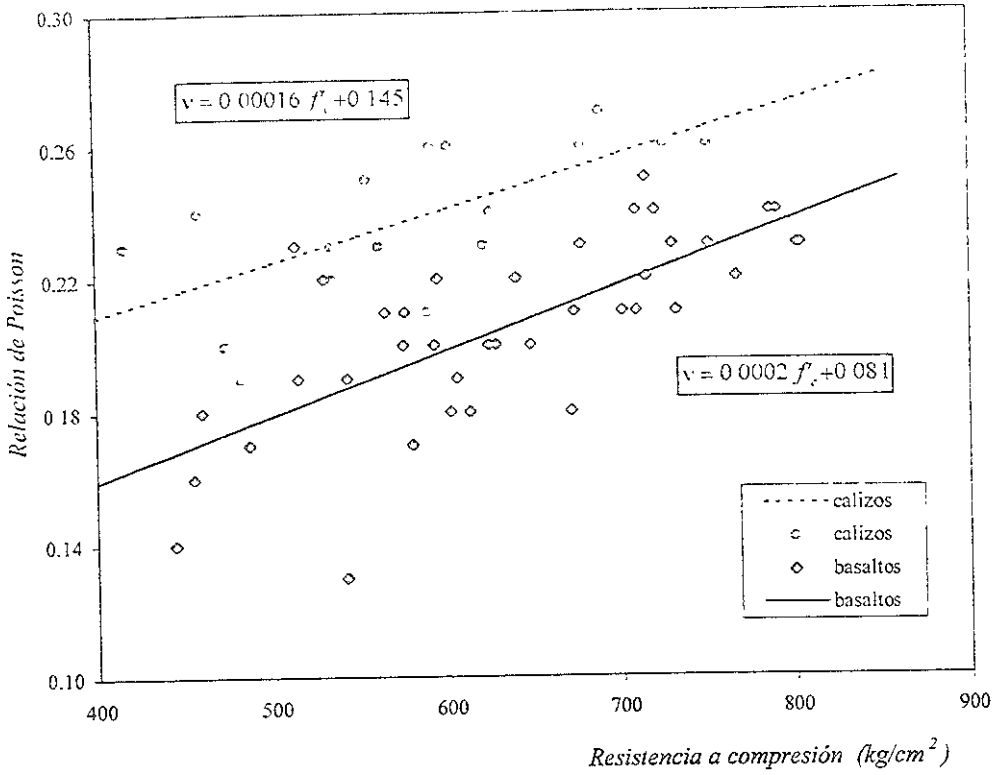


Fig 5.1.6 Variación de la relación de Poisson con la resistencia a compresión de los concretos basálticos y calizos

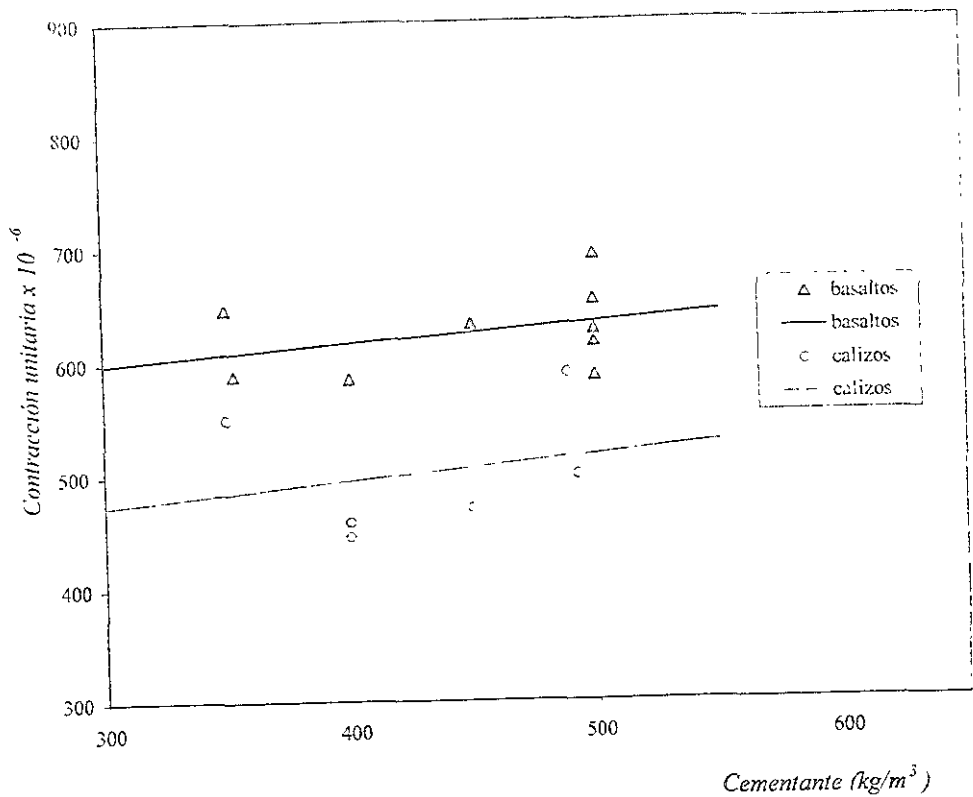


Fig 5.2.1 Variación de la contracción por secado con el consumo de cementante para los concretos basálticos y calizos

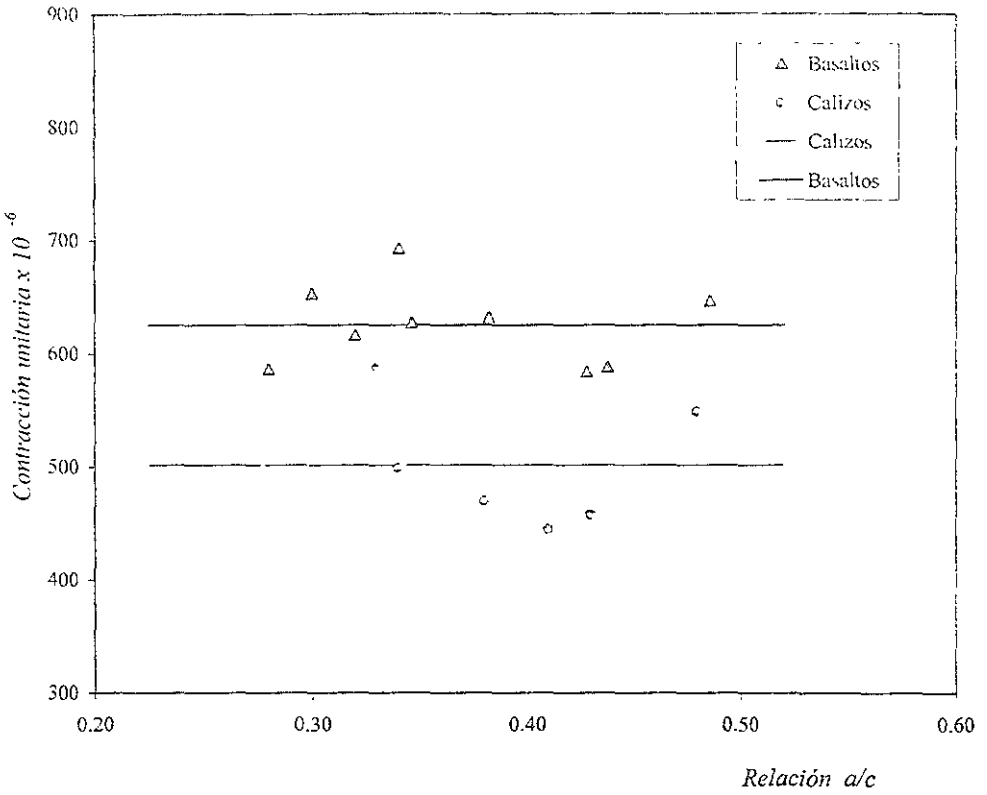


Fig 5.2.2 Variación de la contracción por secado con la relación agua / cementante para los concretos basálticos y calizos

CAPITULO VI

VI. MODIFICACIONES EN EL CRITERIO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

En este capítulo se mencionan algunas recomendaciones relacionadas específicamente con los concretos de alta resistencia basadas en los resultados obtenidos en este estudio, se complementa con recomendaciones hechas en la última edición de los Requisitos para el Concreto Estructural del Reglamento de Construcción ACI 318, en éstas se refleja predominantemente conocimiento insuficiente en relación con la resistencia a cortante (tensión diagonal) del concreto y sobre la adherencia.

6.1 COMPRESION AXIAL

Módulos de elasticidad

De acuerdo con el ACI 318-95, el módulo de elasticidad, E_c , del concreto puede estimarse como:

$$E_c = 4270 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde :

w_c es el peso unitario del concreto y está entre 1.5 y 2.5 Ton/m³.

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm².

Esta expresión no hace ninguna distinción entre los concretos de alta y baja resistencia.

Debido a que los resultados de ensaye de la Universidad de Cornell indican que los módulos de elasticidad de los concretos con niveles muy altos de resistencia pueden ser

menores que los valores dados por la expresión del ACI 318, la siguiente fórmula propuesta por los investigadores de Cornell fue adoptada por el Comité ACI 363.

$$E_c = 10583 \left[f'_c + 70000 \right] \quad (\text{kg/cm}^2)$$

para $210 < f'_c < 840 \text{ kg/cm}^2$.

donde:

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

Debe notarse que el ACI 318-95 no ha adoptado la expresión del ACI 363.

La expresión anterior se puede comparar con la obtenida en esta investigación que es:

$$E_c = 8415 \left[f'_c + 67124 \right] \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde:

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

La expresión anterior da resultados aproximados para resistencias de entre $400 < f'_c < 800 \text{ kg/cm}^2$.

6.2 FLEXIÓN

Módulo de ruptura

De acuerdo con el ACI 318-95, el módulo de ruptura del concreto de peso normal es:

$$f_f = 2 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde

f_f es la resistencia a tensión por flexión del concreto, en kg/cm^2 .

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

De igual manera, esta fórmula no hace ninguna distinción entre concretos de alta resistencia y resistencia normal, aunque hay indicaciones de los investigadores de Cornell que la constante que relaciona f_f y f'_c puede ser más alta para los concretos con niveles de resistencia muy altos.

La expresión obtenida en esta investigación es:

$$f_f = 2.89 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

donde

f_f es la resistencia a tensión por flexión del concreto, en kg/cm^2 .

f'_c es la resistencia a compresión del concreto a 28 días, en kg/cm^2 .

La constante que relaciona f_f y f'_c es mayor que la propuesta por la ecuación del ACI 318-95, lo que está de acuerdo con lo indicado por la Universidad de Cornell, ya que en la presente investigación se utilizaron sólo valores de resistencia alta.

Diseño por resistencia de miembros a flexión y carga axial

El diseño por resistencia de miembros sujetos a flexión y a carga axial usualmente se basa en la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto definida en el ACI 318. De acuerdo con este Reglamento, un esfuerzo en el concreto de $0.85f_c$ se supondrá distribuido uniformemente sobre una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro localizada a una distancia $a=\beta_1c$ a partir de la fibra de máxima deformación por compresión (fig 6.1). El factor β_1 se tomará como 0.85 para resistencia de concreto f_c hasta de 280 kg/cm^2 . Para resistencias arriba de 280 kg/cm^2 β_1 se reducirá continuamente a una variación de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de resistencia en exceso de 280 kg/cm^2 , pero β_1 no deberá tomarse menor que 0.65.

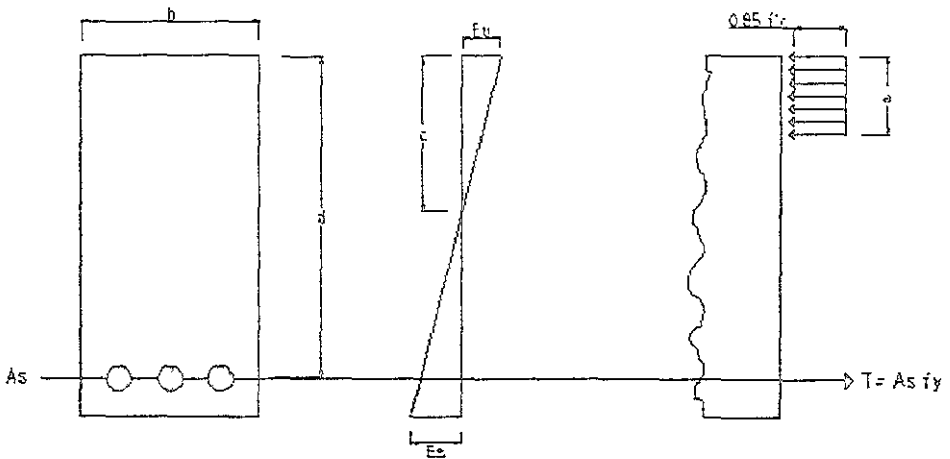


Fig 6.1. Bloque rectangular de esfuerzos

La aplicabilidad del bloque rectangular de esfuerzos definido anteriormente para el cálculo de resistencia de miembros de concreto de alta resistencia sujetos a flexión, con o sin carga axial, a menudo ha sido cuestionada. El ACI 318-95 no especifica un límite superior de resistencia del concreto arriba de la cual el bloque rectangular de esfuerzos no es aplicable. Esto está justificado para miembros a flexión no sujetos a carga axial, debido a que el ACI 318 generalmente requiere que los miembros a flexión sean subreforzados, lo cual conduce a profundidades de ejes neutros superficiales y zonas pequeñas de concreto a compresión. El comportamiento de miembros de concreto subreforzados a flexión está gobernado casi completamente por el refuerzo a tensión. La forma que adopte el bloque de esfuerzos a compresión del concreto resulta irrelevante.

El bloque rectangular de esfuerzos del ACI conduce a la predicción de resistencia aceptable en flexión y compresión axial hasta para $f_c < 560 \text{ kg/cm}^2$.

Para $f_c > 560 \text{ kg/cm}^2$ y a falta de incrementos sustantivos en los requisitos existentes de confinamiento, la predicción de resistencia precisa para miembros sujetos a combinaciones de flexión y compresión axial, parecería requerir un ajuste en el bloque rectangular de esfuerzos del ACI.

Refuerzo mínimo para miembros a flexión

Las recomendaciones para una cantidad mínima de refuerzo se aplican a miembros en flexión que por razones arquitectónicas o de otra índole, tiene secciones transversales mucho más grandes que la requerida por la resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo por tensión, el momento resistente calculado como una sección de concreto reforzado usando el análisis de sección agrietada resulta menor que el correspondiente a la sección de concreto no reforzada calculada a partir de su módulo de ruptura. La falla en tal caso puede ser frágil.

Para prevenir tales fallas se requiere una cantidad mínima de refuerzo a tensión por flexión y debe proporcionarse en regiones de momento positivo y negativo.

El ACI 318-89 (revisado en 1992) requiere que en cualquier sección de un miembro a flexión, excepto donde se requiere refuerzo positivo, la relación p debe ser al menos:

$$p_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (kg/cm^2)$$

En vigas T y armaduras donde el alma está en tensión, la relación p se debe calcular para este objeto usando el ancho del alma.

El término "refuerzo positivo" en la recomendación anterior no es claro pero probablemente significa refuerzo en tensión.

El valor $14/f_y$ originalmente se recomendó para proporcionar el 0.5 por ciento mínimo (para acero grado estructural) requerido en las ediciones antiguas del Reglamento del ACI. Las indicaciones fueron que, cuando la resistencia del concreto es superior a 350 kg/cm^2 , el valor de $14/f_y$ puede no ser suficiente.

La misma cantidad de refuerzo o flexión se aplicará en el ACI 318-95 el cual requiere que cada sección de un miembro a flexión donde el análisis indica que se requiere refuerzo, excepto como se establece en algunas de las secciones de este reglamento, el área A_s proporcionada no será menor que la dada por:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \cdot f'_c}{f_y} b_w d \quad (cm^2) \quad \dots (1)$$

ni menos que:

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (cm^2)$$

donde:

f'_c y f_y están en kg/cm^2 .

b y d en cm.

El ACI 318-95 requiere que para una sección T, diseñada estáticamente, con el patín en tensión, el área $A_{s_{min}}$ será igual o mayor que el menor de los valores dados por:

$$A_{s_{min}} = \frac{1.6 \cdot f'_c}{f_y} b_w d \quad (cm^2) \quad \dots (2)$$

O por la ecuación (1), con b_w igual al ancho del patín.

El ACI prevé también que en losas y zapatas estructurales de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será el mínimo refuerzo requerido por contracción y temperatura. El máximo espaciamiento de este refuerzo no excederá tres veces el espesor ni 45 cm.

6.2 CORTANTE Y TORSIÓN

El capítulo 11 del ACI 318-95 sobre cortante y torsión restringe el valor de la raíz de f_c a no más de 26 kg/cm^2 , significando que la contribución del concreto a la resistencia al cortante o a la torsión de un miembro estructural no se incrementará más allá de ese valor, si la resistencia especificada a la compresión excede 700 kg/cm^2 .

No hay resultados de ensayos sobre la resistencia al cortante biaxial de losas de concreto de alta resistencia o de resistencia a la torsión. Hasta que se alcance una experiencia más amplia con vigas y losas construidas con concretos con resistencias superiores a 700 kg/cm^2 , el Reglamento requiere limitar la raíz de f_c a 26 kg/cm^2 en los cálculos de resistencia a cortante y torsión.

6.5 DEFORMACIONES A LARGO PLAZO

Factor para deflexiones a largo plazo

El ACI 318-95, requiere que al menos que se obtengan valores a partir de análisis más apropiados, las deflexiones adicionales a largo plazo como resultado de la deformación diferida y la contracción por secado de miembros a flexión (concretos de peso normal y ligero) se determinará multiplicando la deflexión inmediata, originada por la carga sostenida considerada, por el factor:

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50p'}$$

Donde el porcentaje de refuerzo en compresión p' será el valor a la mitad del claro para claros simples y continuos, y el del apoyo para voladizos. El factor T dependiente del tiempo para cargas sostenidas puede tomarse igual a:

T	<i>Duración de carga</i> <i>(meses)</i>
2.0	60 o más
1.4	12
1.2	6
1.0	3

Los valores de contracción por secado para los concretos de resistencia normal y alta son básicamente comparables. Sin embargo, la deformación diferida por esfuerzo unitario (deformación diferida específica) decrece significativamente a medida que se incrementa la resistencia del concreto. Este hecho no se refleja en el factor de deflexiones a largo plazo (T) dado por el Reglamento. Se cree que el factor puede estar en el rango correcto para los miembros de concreto de alta resistencia, y puede no ser conservador para miembros de concreto de moderada y baja resistencia.

CAPITULO VII

VII. CONCLUSIONES

- La producción de concretos de alto desempeño requiere de una cuidadosa selección de los materiales a utilizar, así como un estricto control de la calidad de los materiales componentes y del proceso de fabricación de la mezcla en sus diferentes etapas.
- Los concretos de alto desempeño requieren de altos consumos de cemento así como utilización de microsilice en porcentajes aproximados al 5 por ciento del peso del cemento.
- Los concretos de alto desempeño requieren de bajas relaciones agua/cementante así como la inclusión de aditivos superfluidificantes.
- La relación arena/grava de 43/57, empleada en los respectivos diseños de mezcla, presentaron las mejores características desde el punto de vista de trabajabilidad de la mezcla.
- Se obtuvieron relaciones agua/cementante de hasta 0.28 gracias a la inclusión del aditivo superfluidificante.
- Los porcentajes de aditivo superfluidificante agregados a las mezclas variaron de un 0.6 a un 2 por ciento del peso del cementante, de acuerdo con la trabajabilidad deseada y consumo de agua empleada.
- Las mayores resistencias a compresión se alcanzaron con un consumo de cementante del orden de 500 kg/m^3 de concreto, del cual el microsilice representa el 5 por ciento del total.
- La máxima resistencia a compresión alcanzada a los 28 días fue de 842 kg/cm^2 .

- Para los concretos de alto desempeño estudiados la resistencia a compresión a largo plazo se puede estimar en función de la correspondiente a 28 días con la expresión:

$$(f_c)_t = \frac{t}{4.5 + 0.84t} (f_c)_{28}$$

f_c y f_c en kg/cm^2 y t en días.

- Independientemente del nivel de resistencia a tensión que se alcanza con los concretos de alto desempeño, el parámetro que relaciona la resistencia a tensión con la de compresión resulta alto en comparación con el alcanzado en concretos comunes.
- Se encontró una relación entre la resistencia a tensión por flexión y la resistencia a compresión de:

$$f_t = 2.89 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- Se encontró una relación entre la resistencia a tensión indirecta y la resistencia a compresión de:

$$f_t = 1.71 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- La expresión que relaciona el módulo de elasticidad con la resistencia a compresión es:

$$E_c = 8415 f'_c + 67124 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

- El valor promedio encontrado para la relación de Poisson fue de 0.21.
- La contracción por secado última para los concretos de alto desempeño estudiados fue del orden de 600×10^{-6} .

- El valor promedio del coeficiente de deformación diferida fue de 1,57
- La resistencia a compresión a largo plazo con relación a la de 28 días para los concretos calizos fue ligeramente superior a la correspondiente para los agregados basálticos.
- A igualdad de consumos y de relación agua/cementante, la resistencia a compresión alcanzada con los concretos basálticos fue superior a la alcanzada con los concretos calizos.
- El factor que relaciona la resistencia a tensión por flexión con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión para los concretos calizos es aproximadamente 4 por ciento mayor que el de los concretos basálticos.
- El factor que relaciona la resistencia a tensión indirecta con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión para los concretos calizos es aproximadamente 6 por ciento mayor que el de los concretos basálticos.
- Para una edad de 28 días el valor promedio de módulo de elasticidad para los concretos calizos fue del orden de 330.000 kg/cm² contra 266.00 kg/cm² de los concretos basálticos.
- El valor promedio de la relación de Poisson fue aproximadamente 13 por ciento mayor para los concretos calizos que el valor promedio para los concretos basálticos.
- El valor promedio de contracción por secado para los concretos basálticos fue un 17 por ciento mayor que el obtenido para los concretos calizos.
- El valor promedio del coeficiente de deformación diferida para los concretos basálticos fue aproximadamente un 21 % menor que el correspondiente a los concretos calizos.

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

- Los códigos de edificaciones no ponen límite de resistencia para fines de dimensionamiento por flexión. sin embargo para el diseño por flexo-compresión y cortante se recomienda que el concreto no exceda 700 kg/cm^2 .
- Es necesario continuar con la investigación en el campo del concreto de alto desempeño con otros tipos de cemento y aditivos.
- Es necesario contar con un laboratorio competente para diseñar la mezcla de concreto de alto desempeño y lograr un control de calidad adecuado en la obra.
- Seleccionar el tamaño máximo del agregado para lograr la mejor trabajabilidad y resistencia de la mezcla con la mínima relación agua/cementante y el menor consumo de cemento. Con frecuencia agregados gruesos de 19 mm proporcionan un buen funcionamiento.
- Las condiciones reales de obra y los requerimientos del proyecto, rara vez reproducen el ambiente ideal de un laboratorio utilizado para evaluar mezclas con aditivos superfluidificantes. Muchos de estos aditivos son susceptibles de una rápida pérdida de revenimiento a temperatura alta. Una pérdida de revenimiento repentina o un tiempo de fraguado reducido pueden causar serios problemas, por eso debe efectuarse un programa de pruebas para determinar el procedimiento correcto de mezclado, así como los materiales adecuados para las condiciones de la obra. Para minimizar este problema se recomienda distribuir o incorporar el aditivo inmediatamente antes de descargar el concreto.

- Puesto que la relación agua/cementante es el factor más importante que afecta la resistencia del concreto, la producción del concreto de alto desempeño normalmente requerirá el uso de relaciones bajas. Obviamente hay necesidad de alcanzar una buena compactación. Si la compactación se hace por vibración, es importante que se prolongue lo suficiente para producir la máxima compactación, sin que se produzca segregación.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

- 1 Mendoza, Escobedo Carlos Javier.
Concretos de Alto Desempeño con materiales comunes en el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería. México 1998. pp 71.

- 2 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo.
IMCYC. México 1986. pp108.

- 3 Contreras. García José.
Concreto, estructuras elementales.
Reg. de prop. en trámite. México.

- 4 Kosmatka. Steven H. y Panarese. William C.
Diseño y control de mezclas de concreto.
IMCYC, México 1992.

- 5 Ghosh, S. K.
Treatment of high-strength concrete in U.S. codes
Proceedings of the PCI / FHWA International Symposium on High Performance Concrete, New Orleans, Louisiana, October 20-22, 1997.