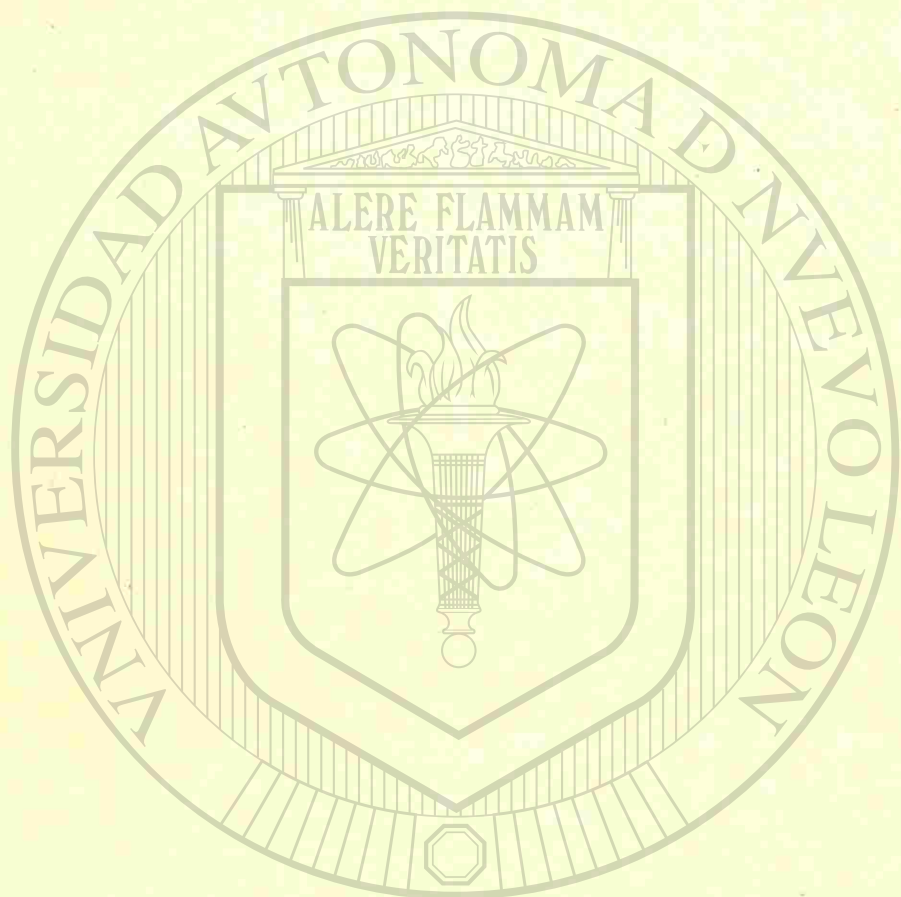




**simposio
internacional sobre
tecnología del concreto**

**instituto de ingeniería civil
U A N L**

TA680
S57
1977



U A N L

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

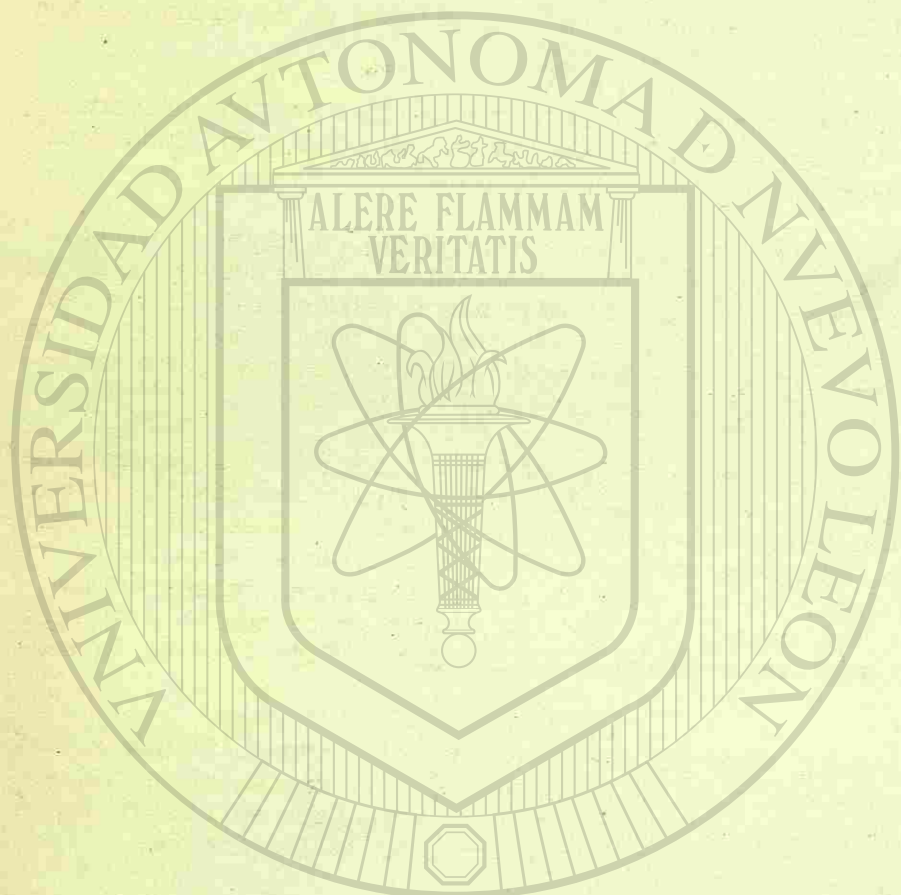
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



TA 680

S57

1977



PROLOGO

Este volumen resume las comunicaciones científicas del III Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto, que auspiciado por el Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León se celebra en la ciudad de Monterrey durante el mes de marzo del presente año.

La investigación científica, concebida como parte de la formación universitaria y orientada a promover la independencia tecnológica, es condición fundamental para el desarrollo económico e histórico de nuestro país.

Es necesario reconocer que la importación de tecnología es menos importante que la importación que, en ideas y métodos de investigación, hace nuestro país en los distintos aspectos de la ciencia. Así, no sólo somos subdesarrollados en el campo de la investigación tecnológica, sino lo más grave es que lo somos en el campo de la investigación metodológica. Esto conduce irremediabilmente a una dependencia y a un aislamiento conceptual que agrava nuestra situación.

Por las razones anteriormente mencionadas, los simposios como el que aquí se describe, tienen importancia para nuestra Universidad y para todas las instituciones de educación superior del país. El Instituto de Investigaciones en Ingeniería recibe no sólo aportaciones originales de tecnologías específicas, sino la oportunidad de poder -en la evaluación de los trabajos que se presenten- observar los métodos que en otras partes del país y del mundo se siguen, para buscar las verdades sobre este aspecto fundamental en el campo de la construcción, que es la tecnología del concreto.

Mis felicitaciones al señor Director de la Facultad de Ingeniería Civil, así como al inquieto Director del Instituto de Ingeniería Civil, porque ellos han sabido formular un programa de alto nivel académico y de inmediata aplicación en el campo de la educación superior, en esta importante rama de la Ingeniería.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DR. LUIS E. TODD
Rector de la Universidad Autónoma
de Nuevo León

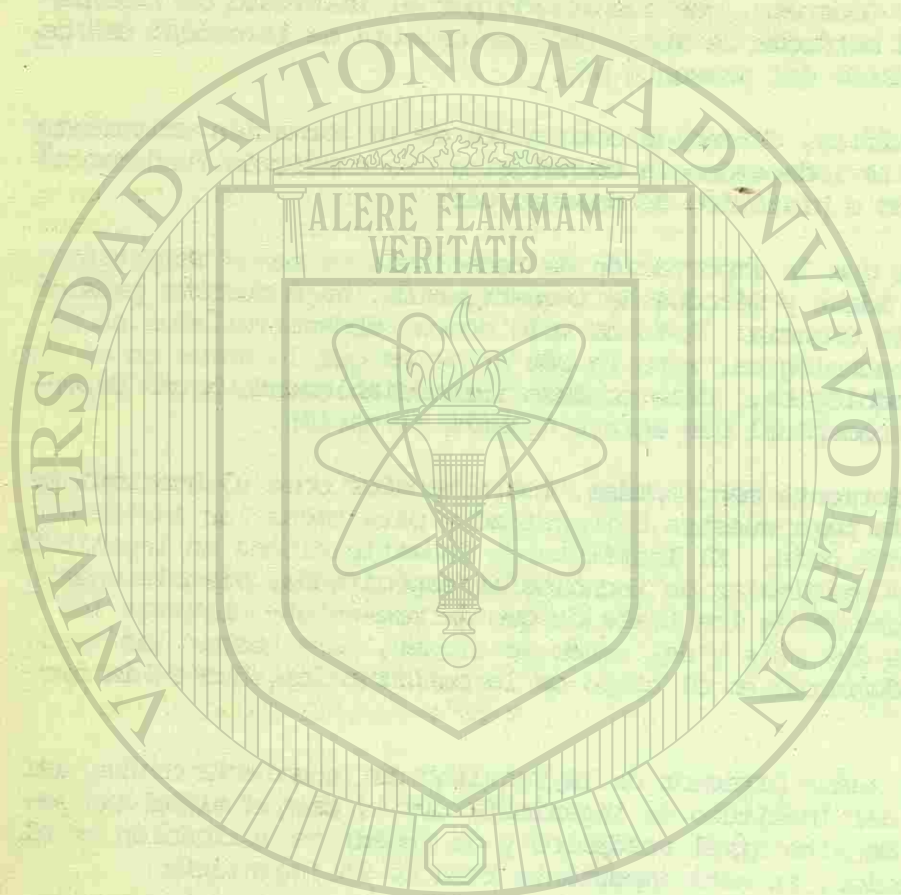
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



BIBLIOTECA CENTRAL

035238

FONDO UNIVERSITARIO



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL DE

ORGANIZACION DEL III SIMPOSIO

El III Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto organizado por el Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, se celebró en la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México, del día 21 al 24 de Marzo de 1977.

Se presentaron 21 trabajos escritos que fueron expuestos en 5 sesiones dando se un período de tiempo después de la presentación para hacer preguntas al ponente. También se presentó una sesión preliminar, sin ofrecer trabajo escrito, sobre "Las construcciones de Concreto en América Latina", en los siguientes países:

- 1.- En Argentina por el Sr. Manuel Sabesinki Felperin del Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras de Argentina.
- 2.- En Brasil por el Dr. Luis A. Falcoñ Bawer del Centro Tecnológico de Construcción de Brasil.
- 3.- En Colombia por el Sr. Germán Botero Arango del Instituto Colombiano de Productores de Cemento.
- 4.- En México por los Sres. Claudio Merrifield y Amílcar Galindo de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

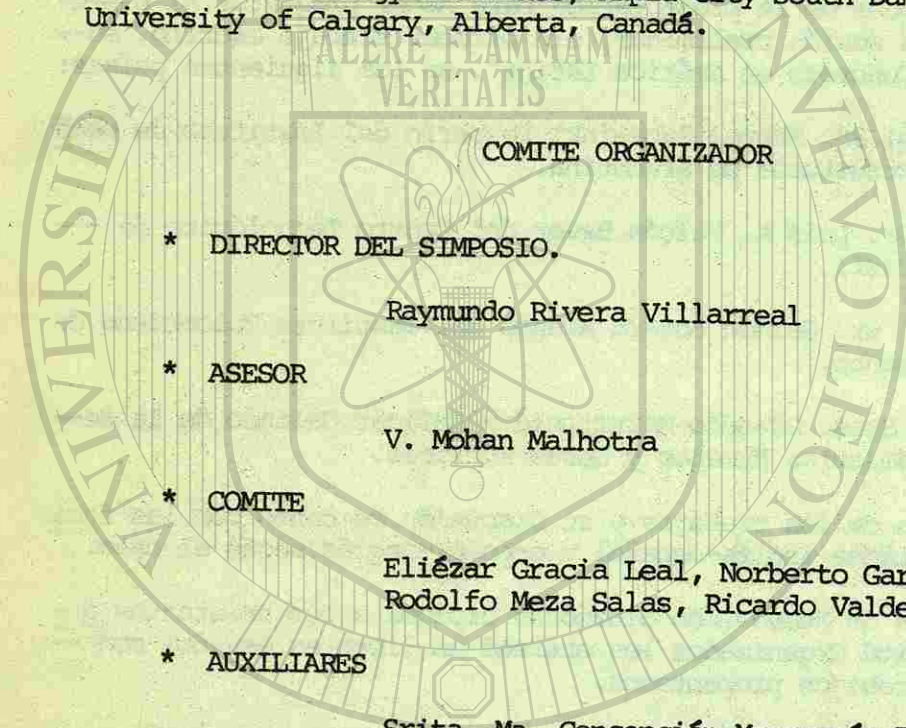
Durante la presentación de los trabajos y su discusión se contó con las facilidades de traducción simultánea inglés-español y español-inglés según el caso.

La Universidad Autónoma de Nuevo León otorgó un diploma a los asistentes a todas las sesiones y el Comité Organizador les entregó un libro en español con las memorias de todos los trabajos presentados.

Para la realización de este III Simposio se contó con la valiosa colaboración de las siguientes instituciones y empresas nacionales y extranjeras. A las cuales el Comité Organizador les expresó su más amplia gratitud y reconocimiento.

Rectoría de la Universidad Autónoma de Nuevo León.
Patronato Universitario de Nuevo León.
Instituto de Ingeniería Civil de la U.A.N.L.
Gobierno del Estado de Nuevo León.
Presidencia Municipal de Monterrey, N. L.
Subsecretaría de Obras Públicas de la SAHOP.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
Universidad de Guanajuato, Gto., Méx.
Universidad Autónoma Metropolitana, México, D. F.
Instituto de Ingeniería de U.N.A.M., México, D.F.
Ingeniería Experimental del Instituto Politécnico Nacional, México, D.F.
Cementos Mexicanos, S. A., Monterrey, N. L.
Concretos Procesados, S. A., Monterrey, N. L.
Fundidora Monterrey, S. A., Monterrey, N. L.
Hojalata y Lámina, S. A., Monterrey, N. L.
CANMET Department of E. M. R. Ottawa, Canadá.
Department of the Army, Champaign, Illinois, U.S.A.
Chalmers Tekniska Hogskola, Gothenburg, Suecia.

National Research Council of Canadá.
Universidad Nacional de Rosario, Argentina.
University of Lehigh, Bethlehem, Penn. U.S.A.
Westinghouse RSD, Pittsburg, Penn. U.S.A.
Ingeniería Mecánica Colombiana, Bogotá, Colombia.
Wiss, Janney, Elstner and Associates, North Brook, Ill., U.S.A.
Materials Service Corporation Chicago, Ill, U.S.A.
Centro Tecnológico de Construcción Sao Paulo, Brasil.
University of California at Berkeley, California, U.S.A.
School of Technology and Mines, Rapid City South Dakota, U.S.A.
University of Calgary, Alberta, Canadá.



COMITE ORGANIZADOR

* DIRECTOR DEL SIMPOSIO.

Raymundo Rivera Villarreal

* ASESOR

V. Mohan Malhotra

* COMITE

Eliézar Gracia Leal, Norberto Garza, Oscar González Garza,
Rodolfo Meza Salas, Ricardo Valdez, René Flores.

* AUXILIARES

Srita. Ma. Concepción Marroquín T., Srita. Irma Zapata Ca
rranza, Sra. Elizabeth R. de Canales, Juan Gilberto Ramos.
Román Montalvo, Aradio Hernández y Humberto Martínez de la
Cruz.

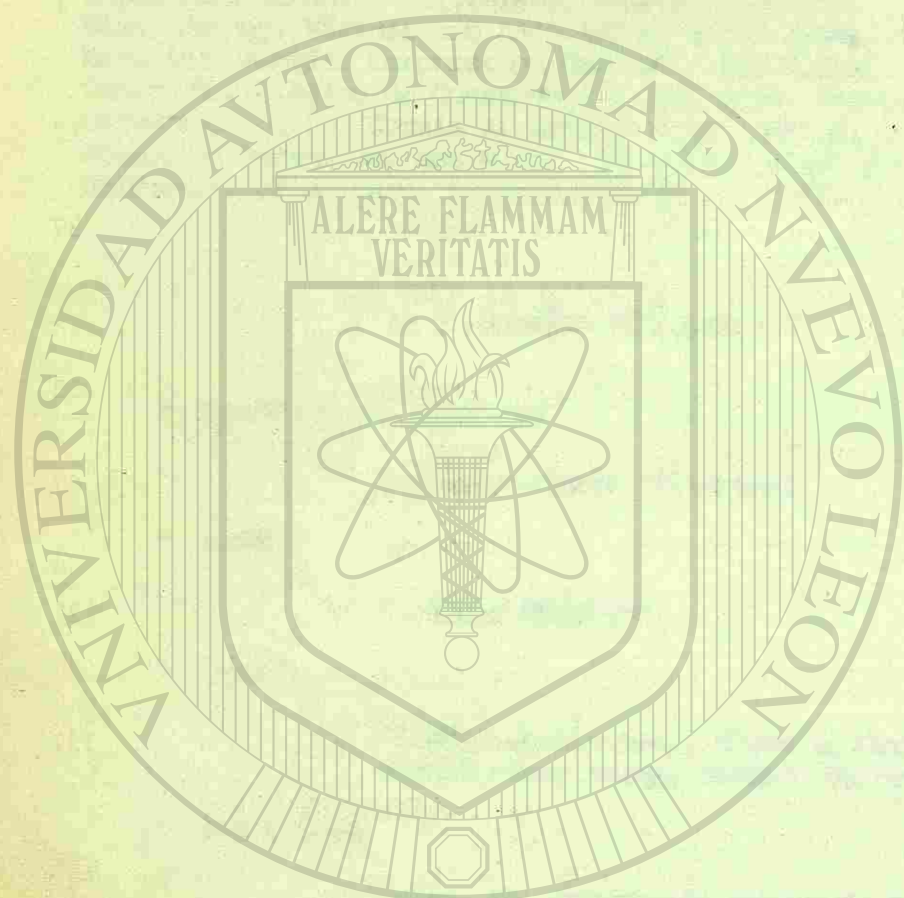
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Derechos de reproducción reservados por los
autores y de traducción por la Facultad de
Ingeniería Civil de la U.A.N.L. Prohibida
la reproducción total o parcial sin el per-
miso de los arriba nombrados.

Marzo de 1977.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CONTENIDO

Pág.

TECNICAS QUIMICA Y NUCLEAR PARA DETERMINAR LOS CONTENIDOS DE AGUA Y DE CEMENTO EN EL CONCRETO FRESCO. Paul A. Howdysshell	1
IMPLICACIONES Y REACCIONES QUIMICAS EN EL USO DE CLORURO DE CALCIO EN EL CONCRETO. Dr. V. S. Ramachandran	17
CONCRETO CON ELIMINACION DE AGUA POR MEDIO DE VACIO. Dr. Roman Malinowski	37
CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO-INTERACCION ENTRE EL AGUA DE AMASADO, EL AREA SUPERFICIAL DEL ESQUELETO GRANULAR Y LA RELACION AGUA/CEMENTO. M. Sabesinsky Felperin	53
INVESTIGACION ACTUAL EN CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMEROS. Dr. John. A. Manson	67
EFFECTOS DE LA TEMPERATURA Y EL FLUJO PLASTICO EN COMPUESTOS DE CONCRETO CON POLIMERO. Muthian Gunasekaran	121
INVESTIGACION Y DESARROLLO DE CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE EN EL CANMET DE CANADA. V. Mohan Malhotra	131
DETALLES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS, EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL FUEGO EN EL EDIFICIO AVIANCA. Jaime Moreno G.	155
LAS PROPIEDADES DE CEMENTOS HECHOS CON CENIZA DE CASCARA DEL ARROZ. Dr. P. K. Mehta	175
NUEVO CRITERIO EN LA PRODUCCION DE AGREGADOS LIGEROS PIRO-EXPANDIDOS. Wenceslao X. López	185
USO DEL CONCRETO RECICLADO. V. Mohan Malhotra	197
PROPIEDADES Y APLICACIONES DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO. Dr. Colin D. Johnston	231
REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Dr. Falcon Bauer	247
GRANDES ACCIDENTES EN CONSTRUCCIONES DE CONCRETO. L. A. Falcon Bauer	263
PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE CONCRETOS CON GRANULOMETRIA ABIERTA. Dr. V. Ramakrishnan	273

	Pág.
CONCRETO SIN FINOS CON AGREGADOS DE ESCORIA. Raymundo Rivera Villarreal	297
APLICACIONES DEL FERROCEMENTO EN MEXICO. Enrique Erazo Ríos	325
TECHUMBRES DE FERROCEMENTO ELABORADAS CON METODOS DE AUTOCONSTRUCCION. José Castro Orvañanos	401
EL FERROCEMENTO, MATERIAL DEL FUTURO INMEDIATO. Alfonso Olvera López	417

TECNICAS QUIMICA Y NUCLEAR PARA DETERMINAR LOS CONTENIDOS DE AGUA Y DE CEMENTO EN EL CONCRETO FRESCO.

Paul A. Howdyshell

RESUMEN

Este trabajo compara dos técnicas diferentes por medio de los cuales se puede determinar rápidamente el contenido de agua y de cemento del concreto fresco. Las precisiones de ambas técnicas son determinadas y su habilidad para estimar la resistencia potencial del concreto se indica. Una de las técnicas es de naturaleza química y se le refiere como la técnica de Kelly/Vail. La otra es de naturaleza nuclear y se define como la técnica neutrón/gamma.

Los resultados indican que ambas técnicas son rápidas (aproximadamente 15 minutos) y pueden determinar el contenido de agua del concreto fresco con una precisión de 5 y 6%. Sin embargo, los contenidos de cemento y estimaciones de la resistencia de acuerdo con la técnica Kelly/Vail fueron más precisos que las estimaciones con la técnica neutrón/gamma.

También el costo del equipo Kelly/Vail es significativamente menor que el equipo Neutrón/Gamma. Consecuentemente, se concluye que la técnica Kelly/Vail tiene la oportunidad de aceptarse como un sistema seguro para el control de la calidad del concreto.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



RECONOCIMIENTOS.

La mayor parte de la información contenida en este trabajo se obtuvo de varios reportes del Laboratorio de Investigación en la Ingeniería de Construcción del Ejército de los Estados Unidos (CERL). El autor desea agradecer al CERL por la oportunidad de realizar la investigación y al Dr. Richard L. Berber, profesor de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois por su consulta informal. Las opiniones expresadas en este trabajo son las del autor y no necesariamente las del Cuerpo de Ingenieros o del Departamento de Defensa (Corps of Engineers or Department of Defense).

INTRODUCCION.

El objeto de este trabajo es la comparación de dos técnicas por medio de las cuales se puede determinar plenamente el contenido de agua y de cemento del concreto fresco. Las precisiones de ambas técnicas se evaluarán y se indicará su habilidad para calcular la resistencia potencial del concreto. Una de las técnicas es de naturaleza química y la otra de naturaleza nuclear. La técnica química depende de la titulación del ion cloruro para determinar el contenido de agua y de la fotometría por flama para determinar el contenido de cemento. La técnica química fue concebida originalmente por R.T. Kelly y J.W. Vail del Consejo Greater London y desde entonces se le refiere como la técnica Kelly/Vail, (1) en su honor. La técnica nuclear (neutrón/gamma) depende de la emisión de la energía característica de varios elementos (método de señal múltiple) para determinar el contenido de agua y de cemento.

Este trabajo resume los descubrimientos de otros reportes (2), (3), (4), (5) y (6), haciendo de éstos un artículo conciso y presenta nueva información que aún no se ha publicado.

LA TECNICA KELLY/VAIL PARA EL CONTENIDO DE AGUA Y DE CEMENTO.

La técnica Kelly/Vail para determinar el contenido de agua está basada en el entre-mezclado del agua disponible en el concreto fresco con una solución acuosa. Esta consiste en agregar de 500 ml de una solución 0.5 normal de cloruro de sodio a 1 kg. de muestra de cemento, mezclando los dos componentes, y determinar la concentración de cloruro en la solución mezclada, utilizando el método Volhard. Si el concreto contiene cloruros de otros orígenes, el proceso requiere la determinación de ambos, una muestra y un blanco (500 ml de agua destilada se agregan a una muestra de 1 kg de concreto separada).

La técnica Kelly/Vail para la determinación del contenido de cemento se basa en tres suposiciones:

- 1.- El cemento agitado puede dispersarse en agua y mantenerse uniformemente en suspensión de manera que se pueda obtener una muestra representativa;
- 2.- Agitando sin calor externo, podremos producir una solución cuantitativa de cemento en ácido nítrico y

TECNICAS QUIMICA Y NUCLEAR

- 3.- El contenido de calcio de la solución de cemento puede determinarse por medio de fotometría por flama sin antes extraer el sílice y sesquióxidos o por titulación con un punto final fácilmente perceptible.

La figura #1 muestra el equipo requerido para los ensayos de determinación de contenido de agua y de cemento Kelly/Vail. El equipo para ensaye de agua consiste de una revoladora de recirculación total; dos botellas plásticas de cuello ancho; recipientes de volumen constante, 10 -ml, 5 -ml, 2.5 ml y 2 -ml; dos pipetas automáticas de 50 -ml y dos frascos cónicos de 500 ml. El equipo para el ensaye del cemento consiste de una agitadora lateral, que para el efecto, es una lavadora doméstica, un cedazo (del #4 y #5), tres pipetas automáticas, una licuadora doméstica de alta velocidad (del tipo utilizada para licuados) un fotómetro de flama y equipo de soportes. Se utiliza también una bureta de 100 -ml. (que se muestra en la figura #1) que reemplaza al fotómetro de flama cuando el contenido de cemento se determina por titulación.

Para uso en el campo, el equipo Kelly/Vail (contenido de cemento por medio de titulación), con la excepción de la lavadora y el cedazo, está montado en un cajón de 122 x 76 x 38 cm (48 x 30 x 15 pulg), ver figura #2.

Para detalles sobre el procedimiento de operación, equipo y reactivos, consultar referencias 1, 2 ó 7.

TECNICA NEUTRON/GAMMA PARA EL CONTENIDO DE AGUA Y DE CEMENTO.

La técnica neutrón/gamma está basada en un concepto de señal múltiple para determinar las proporciones del material constituyente del concreto. El concepto utiliza una relación entre intensidad de señales y concentraciones de elemento químico para obtener un análisis cuantitativo de elementos seleccionados en una muestra de concreto. Suponiendo que la relación entre intensidad de señales y concentraciones de elemento químico son lineales, las proporciones del constituyente de la muestra puede entonces ser determinada por medio de ecuaciones simultáneas lineales. Para determinar proporciones del material constituyente, el número de señales deben equivaler (o exceder) al número de constituyentes químicos únicos, cada constituyente deberá contener al menos una señal, y las concentraciones de elementos señal en cada constituyente deberán ser razonablemente constantes. Por lo tanto, dado que el concreto normalmente contiene cuatro constituyentes químicamente únicos (agua, cemento, agregado fino y grueso), se requiere un mínimo de cuatro elementos señal.

Un estudio posible efectuado por la Columbia Scientific Industries indicó que se podían detectar cuatro señales de elementos comunes al concreto (H, Si, Ca, C) por medio de un sistema complejo de neutrón/gamma (8). El sistema requería para ambos, neutrones de temperatura constante (neutrones moderados de una fuente Cf-252) y neutrones rápidos (de fuente Pu - Be). El concepto depende de tres funciones básicas analíticas del neutrón/gamma. Estas funciones son:

- (1) Análisis del hidrógeno - Fuente de gammas de 2.22 MeV, Cf-252.
- (2) Análisis del calcio - 3.09 MeV gammas débiles de la reacción $^{48}\text{Ca}(n,\gamma)^{49}\text{Ca}$ de la activación de los neutrones térmicos (se utilizó la fuente Cf-252).

RECONOCIMIENTOS.

La mayor parte de la información contenida en este trabajo se obtuvo de varios reportes del Laboratorio de Investigación en la Ingeniería de Construcción del Ejército de los Estados Unidos (CERL). El autor desea agradecer al CERL por la oportunidad de realizar la investigación y al Dr. Richard L. Berber, profesor de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois por su consulta informal. Las opiniones expresadas en este trabajo son las del autor y no necesariamente las del Cuerpo de Ingenieros o del Departamento de Defensa (Corps of Engineers or Department of Defense).

INTRODUCCION.

El objeto de este trabajo es la comparación de dos técnicas por medio de las cuales se puede determinar plenamente el contenido de agua y de cemento del concreto fresco. Las precisiones de ambas técnicas se evaluarán y se indicará su habilidad para calcular la resistencia potencial del concreto. Una de las técnicas es de naturaleza química y la otra de naturaleza nuclear. La técnica química depende de la titulación del ion cloruro para determinar el contenido de agua y de la fotometría por flama para determinar el contenido de cemento. La técnica química fue concebida originalmente por R.T. Kelly y J.W. Vail del Consejo Greater London y desde entonces se le refiere como la técnica Kelly/Vail, (1) en su honor. La técnica nuclear (neutrón/gamma) depende de la emisión de la energía característica de varios elementos (método de señal múltiple) para determinar el contenido de agua y de cemento.

Este trabajo resume los descubrimientos de otros reportes (2), (3), (4), (5) y (6), haciendo de éstos un artículo conciso y presenta nueva información que aún no se ha publicado.

LA TECNICA KELLY/VAIL PARA EL CONTENIDO DE AGUA Y DE CEMENTO.

La técnica Kelly/Vail para determinar el contenido de agua está basada en el entre-mezclado del agua disponible en el concreto fresco con una solución acuosa. Esta consiste en agregar de 500 ml de una solución 0.5 normal de cloruro de sodio a 1 kg. de muestra de cemento, mezclando los dos componentes, y determinar la concentración de cloruro en la solución mezclada, utilizando el método Volhard. Si el concreto contiene cloruros de otros orígenes, el proceso requiere la determinación de ambos, una muestra y un blanco (500 ml de agua destilada se agregan a una muestra de 1 kg de concreto separada).

La técnica Kelly/Vail para la determinación del contenido de cemento se basa en tres suposiciones:

- 1.- El cemento agitado puede dispersarse en agua y mantenerse uniformemente en suspensión de manera que se pueda obtener una muestra representativa;
- 2.- Agitando sin calor externo, podremos producir una solución cuantitativa de cemento en ácido nítrico y

TECNICAS QUIMICA Y NUCLEAR

- 3.- El contenido de calcio de la solución de cemento puede determinarse por medio de fotometría por flama sin antes extraer el sílice y sesquióxidos o por titulación con un punto final fácilmente perceptible.

La figura #1 muestra el equipo requerido para los ensayos de determinación de contenido de agua y de cemento Kelly/Vail. El equipo para ensaye de agua consiste de una revoladora de recirculación total; dos botellas plásticas de cuello ancho; recipientes de volumen constante, 10 -ml, 5 -ml, 2.5 ml y 2 -ml; dos pipetas automáticas de 50 -ml y dos frascos cónicos de 500 ml. El equipo para el ensaye del cemento consiste de una agitadora lateral, que para el efecto, es una lavadora doméstica, un cedazo (del #4 y #5), tres pipetas automáticas, una licuadora doméstica de alta velocidad (del tipo utilizada para licuados) un fotómetro de flama y equipo de soportes. Se utiliza también una bureta de 100 -ml. (que se muestra en la figura #1) que reemplaza al fotómetro de flama cuando el contenido de cemento se determina por titulación.

Para uso en el campo, el equipo Kelly/Vail (contenido de cemento por medio de titulación), con la excepción de la lavadora y el cedazo, está montado en un cajón de 122 x 76 x 38 cm (48 x 30 x 15 pulg), ver figura #2.

Para detalles sobre el procedimiento de operación, equipo y reactivos, consultar referencias 1, 2 ó 7.

TECNICA NEUTRON/GAMMA PARA EL CONTENIDO DE AGUA Y DE CEMENTO.

La técnica neutrón/gamma está basada en un concepto de señal múltiple para determinar las proporciones del material constituyente del concreto. El concepto utiliza una relación entre intensidad de señales y concentraciones de elemento químico para obtener un análisis cuantitativo de elementos seleccionados en una muestra de concreto. Suponiendo que la relación entre intensidad de señales y concentraciones de elemento químico son lineales, las proporciones del constituyente de la muestra puede entonces ser determinada por medio de ecuaciones simultáneas lineales. Para determinar proporciones del material constituyente, el número de señales deben equivaler (o exceder) al número de constituyentes químicos únicos, cada constituyente deberá contener al menos una señal, y las concentraciones de elementos señal en cada constituyente deberán ser razonablemente constantes. Por lo tanto, dado que el concreto normalmente contiene cuatro constituyentes químicamente únicos (agua, cemento, agregado fino y grueso), se requiere un mínimo de cuatro elementos señal.

Un estudio posible efectuado por la Columbia Scientific Industries indicó que se podían detectar cuatro señales de elementos comunes al concreto (H, Si, Ca, C) por medio de un sistema complejo de neutrón/gamma (8). El sistema requería para ambos, neutrones de temperatura constante (neutrones moderados de una fuente Cf-252) y neutrones rápidos (de fuente Pu - Be). El concepto depende de tres funciones básicas analíticas del neutrón/gamma. Estas funciones son:

- (1) Análisis del hidrógeno - Fuente de gammas de 2.22 MeV, Cf-252.
- (2) Análisis del calcio - 3.09 MeV gammas débiles de la reacción $^{48}\text{Ca}(n,\gamma)^{49}\text{Ca}$ de la activación de los neutrones térmicos (se utilizó la fuente Cf-252).

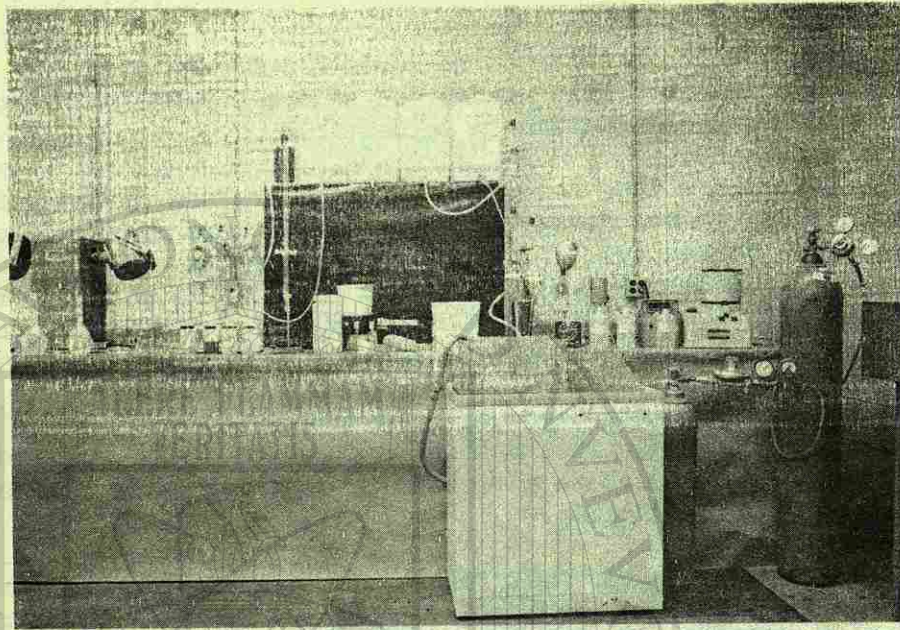


Fig. 2.- Equipo Kelly/Vail para ensayos de campo

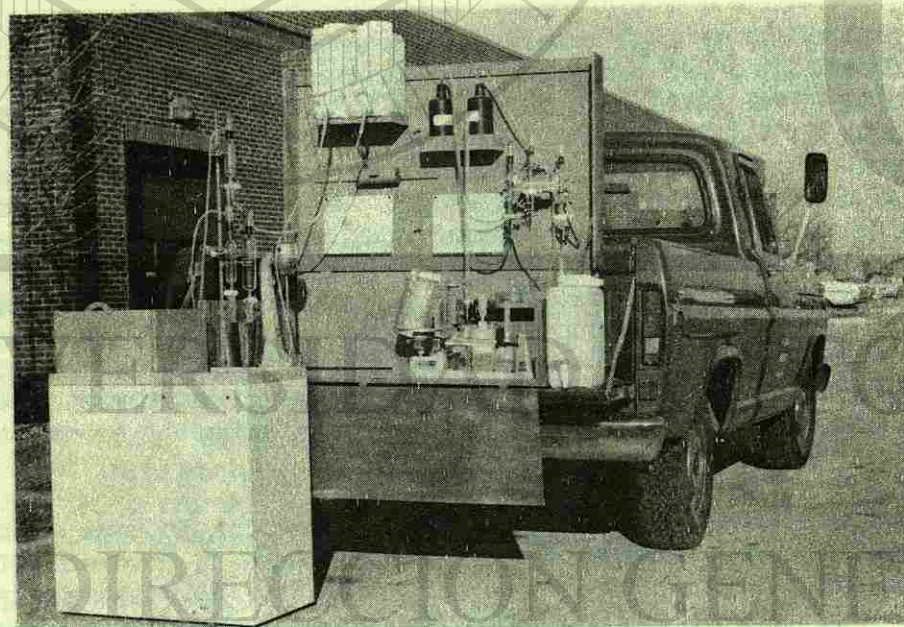


Fig. 1.- Equipo Kelly/Vail

- (3) Análisis de Sílice y Carbono - Gammas rápidos de 1.78 y 4.43 MeV (respectivamente) de la fuente de neutrones rápidos (Pu - Be).

En la figura #3 se ilustra el equipo neutrón/gamma. Consiste de cuatro aparatos: la celda térmica generadora del neutrón (TNC), la celda generadora de neutrones rápidos (FNC), la celda contadora de activación (ACC) y la unidad de control. La unidad TNC contiene una fuente moderada (150 a 250 ug) Cf-252 y un detector NaI (TI) de 12.7 x 12.6 cm (5 x 5 pulg). La unidad FNC contiene una fuente Pu - Be de 37 curies y un detector NaI (TI) de 12.7 x 12.7 cm (5 x 5 pulg). La unidad ACC contiene un detector NaI (TI) de 12.7 x 12.7 cm (5 x 5 pulg). La unidad de control consiste de un analizador de 1024 canales y del equipo de potencia y señales para controlar y grabar las operaciones de la TNC, FNC y ACC.

El equipo neutrón/gamma se opera por medio de transmisión de señales de cada uno de los sistemas de detección a uno de los tres amplificadores en la unidad de control. Las pulsaciones de salida son enviadas al módulo de canal mezclador, que dirige al analizador de multicanales. Cada entrada al canal mezclador tiene una correspondiente compuerta de entrada desde el módulo de control; por lo cual, el analizador acumula una señal particular únicamente durante el período de tiempo - en que su compuerta está abierta. Cada compuerta se abre por un período de tiempo especificado en el módulo de control.

El orden de sucesión normal utilizado para los ensayos:

- (1) Utilizando los recipientes para muestra de 20.3 cm de ϕ x 12.7 cm de alto (8 pulg. de ϕ x 5 pulg de alto) se coloca una muestra de concreto de volumen constante en la unidad TNC y otra en la unidad FNC.
- (2) Se inicia la irradiación y conteo (5 minutos para la celda TNC, y 20 minutos para la celda FNC).
- (3) Después de cumplir con los 5 minutos de irradiación y conteo se traslada la muestra de la celda TNC a la ACC. (Se permite 1 minuto para la transferencia).
- (4) Después del minuto invertido en la transferencia, se inicia la cuenta durante 5 min. en la celda ACC.
- (5) El ciclo se termina en 11 minutos.

Después de completarse el ciclo, se apaga la función colectora del analizador y el espectro gamma analizador también digitaliza los datos colectados en una base y por canal, por evento. La unidad puede sumar o integrar las intensidades de cualquier grupo consecutivo de canales.

DATOS DEL ENSAYE KELLY/VAIL.

Ensayes de Laboratorio.

Se comentará sobre tres series principales de ensayos de laboratorio. La serie inicial de ensayos Kelly/Vail evalúa la influencia del tipo de agregado, pro-

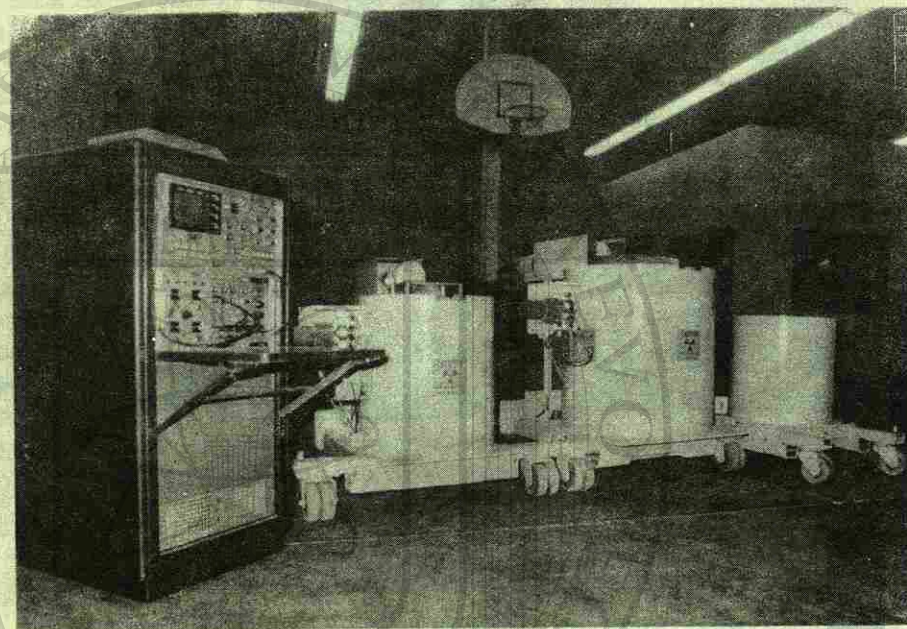


Fig. 3.- Equipo Neutrón/Gamma: De izquierda a derecha Unidad de Control, FNC, TNC y ACC.

porcionamiento, tiempo del mezclado y condición de humedad del agregado (2). Para determinar si los contenidos de agua y de cemento Kelly/Vail podrían estar relacionados con la resistencia potencial del concreto, se colaron cilindros compañeros de 15.2 x 30.5 cm. (6 x 12 pulg) curados en humedad y ensayados a los 7 y 28 días.

El porcentaje de recuperación (valores Kelly/Vail divididos por valores actuales) se utilizó para evaluar los resultados de los ensayos. La Tabla #1 indica que el promedio total de recuperación del cemento y la desviación estándar asociada fueron de 97.8 y 8.1% respectivamente. La recuperación promedio total y desviación estándar asociada del agua libre fue de 96.6 y 4.4% respectivamente, y para agua total fue de 85.7 y 3.7% respectivamente. La Tabla 1 también indica que las precisiones aumentaron cuando cada tipo de agregado fue analizado por separado.

TABLA 1

RESUMEN DE ENSAYES INICIALES KELLY/VAIL

Tipo de agregado	No. de ensayos	Recuperación		
		Agua libre	Agua total	Cemento
White Marsh fino y grueso de sílicea	12	$\bar{X} = 94.2$ $Sx = 3.7$	$\bar{X} = 89.1$ $Sx = 3.8$	$\bar{X} = 93.5$ $Sx = 6.8$
Grava y Arena sílicea	16	$\bar{X} = 100.2$ $Sx = 3.25$	$\bar{X} = 83.5$ $Sx = 2.3$	$\bar{X} = 94.0$ $Sx = 6.0$
Arena sílicea grueso de caliza	16	$\bar{X} = 94.9$ $Sx = 3.6$	$\bar{X} = 85.4$ $Sx = 3.1$	$\bar{X} = 104.8$ $Sx = 6.0$
Total	44	$\bar{X} = 96.6$ $Sx = 4.4$	$\bar{X} = 85.7$ $Sx = 3.7$	$\bar{X} = 97.8$ $Sx = 8.1$

\bar{X} = Promedio, Sx = Desviación estándar

El análisis de variancia indicó que el tipo de agregado (calcáreo contra Silíceo) influyó significativamente en los resultados obtenidos de los ensayos de cemento. También ambos ensayos, el del agua y del cemento fueron sensitivos (95% del nivel de confiabilidad) a las condiciones de humedad del agregado, proporcionamiento y duración de tiempo del mezclado, pero el grado de sensibilidad fue insignificante para todos los fines prácticos. Además, los resultados indican que el ensayo de agua fue más representativo en el agua libre que en el agua total.

Se hicieron representaciones gráficas de las relaciones Kelly/Vail agua/cemento contra resistencia de cilindros a 28 días. Estas gráficas indican que las relaciones Kelly/Vail agua/cemento pueden ser utilizadas para estimar la resistencia potencial con una precisión casi igual a la estimación de resistencia de las proporciones actuales de la revoltura (Tabla 2).

La segunda serie de ensayos de laboratorio evaluaron una amplia variedad de

TABLA 2

CONFIABILIDAD EN LA ESTIMACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CILINDROS DE 28 DIAS DE LAS RELACIONES AGUA/CEMENTO REALES Y KELLY/VAIL.

TIPO DE AGREGADO	RELACIONES AGUA/CEMENTO			
	Kelly/Vail		Real	
	Kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	(N/mm ²)
White Mars fino y grueso de sílica	+ 35.2	+ 3.79	+ 12.3	+ 1.21
Grava y Arena silícea	+ 35.2	+ 3.45	+ 23.6	+ 2.31
Arena silícea grueso de caliza	+ 24.6	+ 2.41	+ 33.8	+ 3.31
Total	+ 54.9	+ 5.37	+ 50.6	+ 4.96

parámetros de concretos, su influencia sobre el ensaye Kelly/Vail y su influencia sobre las relaciones de resistencia relación agua/cemento Kelly/Vail (3). Los parámetros evaluados incluyen cementos del tipo I y III, materiales puzolánicos (ce niza), tamaños máximos de agregado variando desde 10 a 38 mm (3/8 a 1 1/2 pulg) y agentes inclusores de aire.

Los resultados de la segunda serie de ensayos fueron similares a los de la primer serie. Esto es el promedio de recuperación del cemento y la desviación estándar asociada de 94.6 y 7.9% respectivamente (Tabla #3).

En la evaluación de la relación entre la resistencia y la relación agua/cemento Kelly/Vail, se concluyó que tuvieron muy poca influencia los parámetros de tamaño máximo del agregado 10 a 38 mm (3/8 a 1 1/2 pulg), la forma angular o irregular del tipo de agregado (silíceo contra calcáreo). Pero los parámetros de tipo de cemento, materiales puzolánicos e inductor de aire, hacen alterar la relación resistencia contra relación agua/cemento. En la figura 4 se presenta una familia de curvas que relacionan las variables; relación agua/cemento Kelly/Vail, contenido de aire y resistencia.

La tercer serie de ensayos de laboratorio fue una comparación directa del método Kelly/Vail para determinar el contenido de agua y de cemento contra el método neutrón/gamma. La influencia de los finos calcáreos en el ensaye para el contenido de cemento Kelly/Vail fue solamente el nuevo parámetro evaluado. En la evaluación, los espacios en blanco para agregados fueron computados midiendo la equivalencia del cemento de los agregados. Esto requirió que los ensayos de contenido de cemento sean realizados en cada uno de los agregados finos y gruesos utilizados.

TABLA 3
RECUPERACION Y ERROR EN LA DETERMINACION DE LOS CONTENIDOS DE AGUA Y DE CEMENTO
(Segunda serie de Ensayes de Laboratorio)

GRUPO	CEMENTO		AGUA (LIBRE)	
	No. de muestras	Promedio de recuperación	Promedio de recuperación	Coefficiente de variación
Todas las muestras	70	94.6	94.8	6.2
Tipo de cemento	58	94.1	95.0	6.4
Tipo III	12	97.1	93.9	5.7
Tipo de agregado	35	95.5	95.5	5.4
Grava	35	93.7	94.1	7.0
Piedra caliza	6	97.4	89.9	3.3
Tamaño máximo del agregado	58	95.2	96.3	5.9
10 mm (3/8 pulg)	6	89.6	93.9	6.9
19 mm (3/4 pulg)				
40 mm (1 1/2 ")				

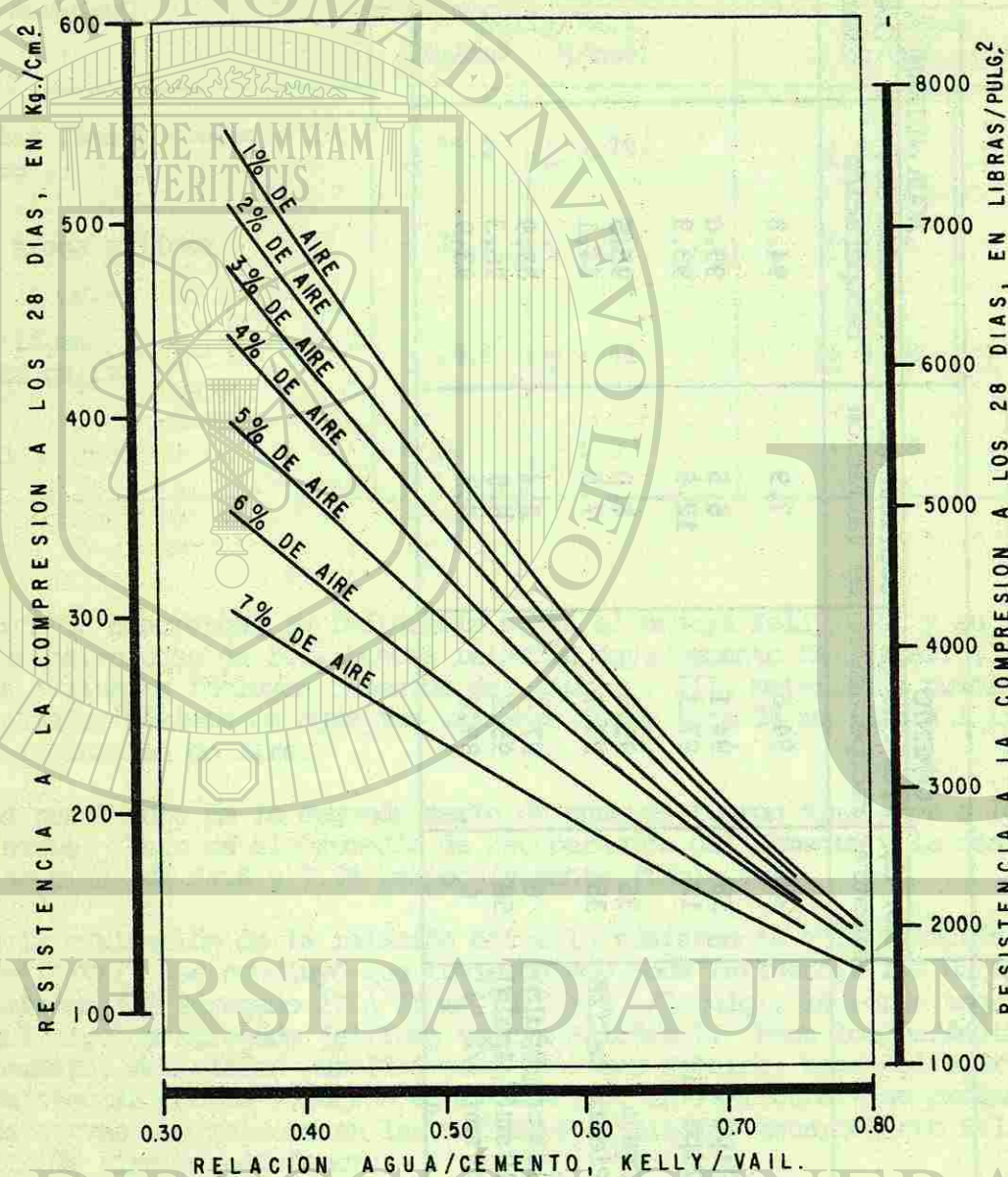


FIG. Nº 4.- RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS VS. RELACIONES AGUA/CEMENTO KELLY/VAIL Y CONTENIDOS DE AIRE.

La tabla No. 4 contiene un resumen de los resultados. La recuperación promedio de cemento sin los espacios en blanco para agregados fue de 110.3%, y con los espacios en blanco del 92.0%. La desviación estándar asociada fue de 15.1 y 7.1% respectivamente.

Se ha concluido una serie importante de ensayos en el campo (4). Esta serie evaluó la utilidad y precisión del procedimiento Kelly/Vail. Los resultados fueron comparados con los contenidos de cemento y de agua de la revoltura de diseño. También fueron utilizados los resultados para estimar la resistencia a la compresión a los 28 días de edad.

La media total de recuperaciones y desviaciones estándar fueron respectivamente: contenido de agua, 115.7 y 8.33%; contenido de cemento, 102.0 y 4.83%. El error total (desviación estándar) en la estimación de la resistencia a la compresión a los 28 días fue de 41 kg/cm² (4.03 N/mm²). La figura #4 fue utilizada para comparar la resistencia con las relaciones de agua/cemento Kelly/Vail.

Los ensayos previos del contenido de cemento, tanto de laboratorio como de campo, fueron efectuados por medio del procedimiento del fotómetro de flama. Los ensayos de campo restantes para el contenido de cemento utilizaron el sistema de titulación de calcio. La serie inicial de ensayos fue con un concreto pobre 148 kg/m³, (250 lbs de cemento por yarda cúbica). Los errores totales en la estimación de los contenidos de cemento y de agua fueron de 9.61 y 10.2% respectivamente. El error (desviación estándar) en el cálculo de la resistencia de los cilindros a los 28 días fue de 12 kg/cm² (1.18 N/mm²) ó 10.5% de la resistencia promedio. La segunda serie de ensayos evaluaron la subrasante de un pavimento de concreto. Las desviaciones estándar para estimar los contenidos de cemento y de agua fueron de 7.6 y 9.1% respectivamente, y la desviación estándar para estimar la resistencia a la compresión a los 28 días fue de 55 kg/cm² (5.44 N/mm²) ó 16% de la resistencia promedio.

Deberá señalarse que la estimación de la resistencia para ambos, tanto el concreto pobre como el concreto para subrasante de pavimentación no se obtuvieron directamente de la figura #4. Las relaciones agua/cemento del concreto pobre estaban más allá de la curva de calibración en la figura No. 4. Las estimaciones de la resistencia del concreto pobre se basaron en un análisis de regresión lineal de los datos de concreto pobre que relacionaron las resistencias a la compresión a los 28 días con las relaciones agua/cemento Kelly/Vail. Las resistencias pronosticadas directamente calculadas de la figura #4 para el pavimento de concreto fueron significativamente menores que las resistencias actuales de 28 días. Una revisión de los datos de las revolturas indicó que las revolturas para pavimento utilizaban un aditivo reductor de agua y que este aditivo probablemente era responsable del incremento en resistencia actual. Todos los valores de resistencia pronosticados de la figura #4 fueron entonces incrementados por un multiplicador constante y los valores multiplicados se utilizaron para determinar la precisión de la resistencia predicha.

La serie final de ensayos Kelly/Vail se realizó con otra revoltura para pavimentación. La precisión de los pronósticos del contenido de agua y de cemento fueron respectivamente de 10.7 y 2.5%. Para estos datos se utilizó la figura #4 directamente para estimar la resistencia potencial del concreto. La desviación estándar resultante en estimar la resistencia potencial fue de 41 kg/cm² (3.98 N/mm²) ó 13.9% de la resistencia promedio.

TABLA 4

RESULTADOS DE ENSAYES KELLY/VAIL

	RECUPERACION DE AGUA EN %		RECUPERACION DE CEMENTO EN %	
	Total	Libre	Agregados sin espacios en blanco	Agregados con espacios en blanco
Arena de Río \bar{X}	83.3	102.1	97.8	89.7
Grava de 19 mm Sx	3.4	4.2	4.0	2.4
Arena de Río \bar{X}	93.0	102.9	99.5	88.9
Caliza de 19 mm Sx	5.5	6.1	3.4	3.1
Caliza \bar{X}	93.6	101.7	125.6	96.8
Caliza de 19 mm Sx	5.1	5.7	15.9	10.7
Arena Caliza \bar{X}	83.5	98.1	118.4	92.5
Grava de 19 mm Sx	3.0	3.7	8.5	6.7
Todos los datos X	88.8	101.2	110.3	92.0
Combinados Sx	6.2	5.2	15.1	7.1

 \bar{X} = Promedio

Sx = Desviación estándar

INFORMACION DEL ENSAYE NEUTRON/GAMMA.

Se han realizado tres diferentes series de ensayos con la información neutrón/gamma (5, 6). En las dos series iniciales de ensayos se desarrolló la metodología para la operación del equipo y consistió de ensayos con morteros y constituyentes de morteros. Los datos indicaron que se requerían intensidades pico netos para los cálculos, ya que el nivel de ruido de fondo en todos los casos fue una variable importante. Las intensidades pico netos se calcularon simplemente determinando las intensidades de pico para una banda de canales, cuyo ancho variaba de 4 a 8 canales y restando las intensidades de fondo. Las intensidades de fondo se calcularon omitiendo un canal de cada lado de la banda pico y contando la mitad del número de canales pico en ambos lados de las bandas pico. Las intensidades óptimas en pico fueron bandas con anchos de 4 canales para 2.2 MeV, pico de H (TNC); 6 canales de ancho para 1.78 MeV²⁸, pico de Si (FNC); 8 canales de ancho para 4.43 MeV¹²; pico de Ca (ACC). Los anchos de los picos fueron seleccionados sobre el criterio de maximizar la cuenta neta sin interferencia exterior de los picos vecinos.

Los resultados de los ensayos de mortero indicaron varios factores complicados: (1) las dos señales del ACC (Ca y Al) fueron susceptibles a la presencia de H (usualmente como agua) en las muestras. El incremento del contenido de agua au-

menta drásticamente el resultado de las señales Ca y Al; (2) la señal ²⁸Al fue compleja resultando por Al y Si y no pudo ser relacionada en forma sencilla al contenido de Al ni el de Si de la muestra; y (3) la señal de C conteniendo un pico de C con muy alto ruido de fondo que se originó del material protector de polyster. Las series de ensayos con morteros indicaron que cuando las estadísticas de conteo se aplicaron, los errores de conteo de todas las señales excepto la de C fue de 1.5 a 6%, y si se restaba el ruido de fondo del carbón los errores en el conteo subían hasta 8 y 40%.

Las series de ensayos del concreto consistieron de ensayos en ambos, agregado tanto silíceos como calcáreos (6). Ensayos de calibración se realizaron en todos los constituyentes del concreto (agregados y cementos). Las series de revolturas de concreto consistieron de 20 pruebas (colados), 5 para cada combinación de agregado variando las relaciones cemento/arena. Cilindros compañeros de cada una de las revolturas fueron colados, curados y ensayados a los 28 días.

Los datos de picos netos de los ensayos de concreto fueron graficados en relación a los elementos componentes de cada una de las revolturas para obtener curvas de calibración y multiplicadores para las ecuaciones matriciales resultantes. Los multiplicadores y el dato en bruto de pico neto se utilizaron para computar el contenido de agua y de cemento. La Tabla 5 resume los resultados. El promedio total de recuperaciones y las desviaciones estándar asociadas fueron respectivamente: agua total, 99.8 y 6.42%; cemento 100.1 y 22.0%. La figura #4 se utilizó para estimar las resistencias a la compresión a los 28 días de las relaciones del agua/cemento neutrón/gamma. De las cuatro diferentes combinaciones de agregado evaluadas, las dos series de ensayos con grava de 20 mm (3/4 pulg) tuvieron precisiones de predicción (desviaciones estándar) de 61 y 88 kg/cm² (5.98 y 8.63 N/mm²). Las dos series de ensayos con piedra caliza de 20 mm (3/4 pulg) tuvieron desviaciones estándar de 157 y 155 kg/cm² (15.36 y 15.21 N/mm²).

TABLA 5

RESUMEN DE ENSAYES NEUTRON/GAMMA

Tipo de agregado	Promedio (\bar{X}) Desviación estándar (Sx)	Recuperaciones	
		Agua total	Cemento
Arena de Río	\bar{X}	100.8	104.2
Grava de 19 mm	Sx	4.6	19.1
Arena de Río	\bar{X}	94.3	97.9
Caliza de 19 mm	Sx	7.5	25.5
Caliza	\bar{X}	101.4	97.7
Caliza de 19 mm	Sx	6.1	24.8
Arena Caliza	\bar{X}	103.1	100.6
Grava de 19 mm	Sx	3.9	25.0
Todos los datos	\bar{X}	99.9	100.1
	Sx	6.4	

UNA COMPARACION DE LAS TECNICAS NEUTRON/GAMMA Y KELLY/VAIL.

Una revisión de los datos sobre los ensayos indica que las precisiones del contenido de agua de las técnicas neutrón/gamma y Kelly/Vail son más o menos iguales. Kelly/Vail -5.2% y neutrón/gamma -6.4%. Pero las precisiones de producción del cemento con la técnica Kelly/Vail fueron considerablemente mejores que con la técnica neutrón/gamma: Kelly/Vail de 6 a 8% y neutrón/gamma, 22%. Correspondientemente, el método Kelly/Vail es también mejor en cuanto al pronóstico de resistencia.

Además, tanto los requisitos de calibración como el costo del equipo del sistema neutrón/gamma son significativamente mayores que los del sistema Kelly/Vail (6).

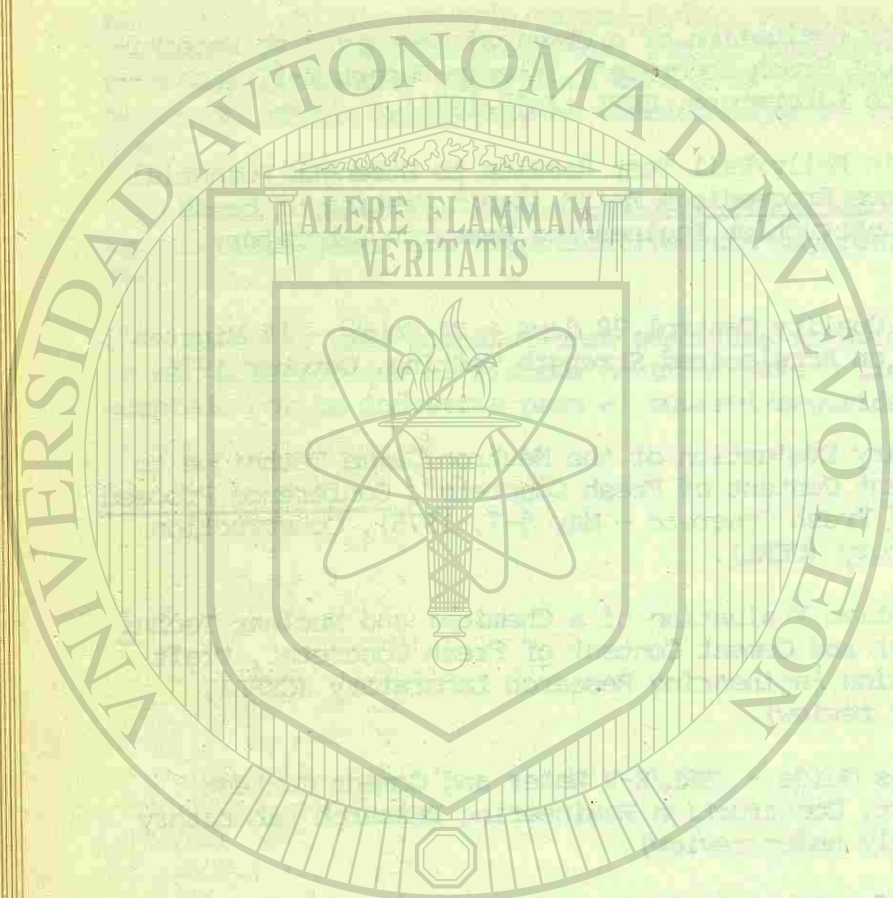
De estas tres comparaciones sencillas es evidente que el sistema Kelly/Vail es más práctico que el sistema neutrón/gamma y tiene mayor probabilidad de ser aceptado por la industria para el control/seguridad de la calidad del concreto.

REFERENCIAS

1. R. T. Kelly and J. W., Vail, "Rapid Analysis of Fresh Concrete", Concrete, April and May 1968, pp 140-146 and pp. 206-210.
2. P. A. Howdysshell, "Laboratory Evaluation of a Chemical Technique to Determine Water and Cement Content of Fresh Concrete", Interim Report M-97 (Construction Engineering Research Laboratory CERL July 1974).
3. P. A. Howdysshell, "Correlatin Kelly/Vail Test Results to Strength Potential of Fresh Concrete", Conference Proceedings M-128 (Rapid Testing of Fresh Concrete, May 5-7, 1975), Construction Engineering Research Laboratory (CERL).
4. P. A. Howdysshell, "Concrete Quality Control 28 days - 24 Hours - 15 Minutes", ACI International Symposium on Accelerated Strength Testing, October 1976, México City.
5. P. A. Howdysshell, "Preliminary Evaluation of the Neutron/Gamma Technique to Determine the Water and Cement Content of Fresh Concrete", Conference Proceedings M-128 (Rapid Testing of Fresh Concrete - May 5-7, 1975), Construction Engineering Research Laboratory (CERL).
6. P. A. Howdysshell, "A Comparative Evaluation of a Chemical and Nuclear Technique for Determining the Water and Cement Content of Fresh Concrete", Draft Technical Report, Construction Engineering Research Laboratory (CERL), Unpublished (currently under review).
7. P. A. Howdysshell, "Operations Guide - CERL/K-V Water and Cement Content Test", Draft Technical Report, Construction Engineering Research Laboratory (CERL), Unpublished (currently under review).
8. M. C. Taylor, "A New Method for Field Analysis of Plastic Concrete-Feasibility Study", Technical Report M-64, Construction Engineering Research Laboratory (CERL), December 1973.

CURRICULUM

Paul A. Howdysshell, Miembro del ACI, es Jefe de la Rama de Materiales de Construcción del U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory. Obtuvo sus grados B. S. y M. S. en Ingeniería Civil en la Universidad de Cincinnati.



IMPLICACIONES Y REACCIONES QUIMICAS EN EL USO DE CLORURO DE CALCIO EN EL CONCRETO

Dr. V.S. Ramachandran*

RESUMEN

El cloruro de calcio, es quizá el aditivo acelerante más antiguo que aún se utiliza en el concreto. Es sorprendente que a pesar de su naturaleza química tan simple (a diferencia de muchos otros aditivos), y de su uso durante varias décadas, muchos aspectos de su funcionamiento en el concreto son ambiguos, controversiales o no son comprendidos completamente. Este trabajo intenta tratar estos aspectos con ejemplos típicos. La mera definición de cloruro de calcio como acelerante no puede ser aceptada sin algunas reservas. Puede actuar como retardante en algunos componentes del cemento, y como acelerante de otros. También es posible que actúe como acelerante en términos de cambios mecánicos. También puede haber confusión en cuanto a la dosis que deberá utilizarse. Una dosis específica recomendada deberá indicar la pureza del aditivo y si el estado de éste es anhidro o hidratado. Aunque el cloruro de calcio frecuentemente es clasificado como agente anti-congelante, esto no está justificado desde el punto de vista práctico. Con las dosis normalmente utilizadas, la baja en el punto de congelación del agua, raramente excedería 1.5°C. Se hace referencia en la literatura rusa al uso de un 20% de cloruro con esta concentración debe esperarse una reducción significativa en el punto de congelación.

Hay un error de concepto en cuanto a la corrosión del refuerzo en la presencia de cloruro de calcio. No todo el cloruro agregado originalmente está disponible para causar la corrosión. Una cantidad significativa reacciona con los constituyentes individuales del cemento, incluyendo los silicatos. Hay divergencia de opinión sobre el mecanismo de aceleración del cloruro de calcio. Acelera la hidratación del silicato y generalmente se supone que el mecanismo implica una actividad catalítica. La evidencia sugiere que el cloruro de calcio puede existir en varios estados, o sea, estado libre, como una substancia en la superficie del silicato, como una capa químicamente absorbida sobre el hidrato, en los espacios entre capas, y en la red del silicato hidratado. Casi todas las propiedades de las pastas de cemento conteniendo cloruro de calcio son evaluadas con referencia a una pasta de cemento normal en un período particular de curado. Esto no permite la evaluación de la propiedad intrínseca de la pasta. Una buena base de comparación sería determinar la propiedad a la misma porosidad o al mismo grado de hidratación.

* Jefe Investigador en el Consejo Nacional de Investigaciones del Canadá.

INTRODUCCION.

EL CLORURO DE CALCIO EN EL CONCRETO—Aplicaciones y Ambigüedades

El concreto, hecho con cemento, agua y agregados es entre los materiales hechos por el hombre el que más se fabrica en el mundo. El concreto es un material compuesto, en el cual la matriz adherente es la pasta de cemento, formada por la reacción del cemento Portland con agua; el material de relleno es el agregado. Los agregados (gruesos y finos) pueden comprender hasta tres cuartos (3/4) del volumen de concreto; los vacíos de aire, junto con la pasta de cemento es el constituyente activo en el concreto, el comportamiento de concreto se determina, en gran parte, por el tipo y cantidad de pasta de cemento que contiene. Muchos concretos se elaboran con cantidades pequeñas de materiales llamados "aditivos", los cuales influyen en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de la pasta de cemento, y por lo tanto en las del concreto.

La adición de pequeñas cantidades de ciertos materiales al concreto para mejorar propiedades deseadas, es tan antiguo como el uso de cemento en sí. Los romanos utilizaban sangre, grasa de puerco y leche como ingredientes adicionales a cementos puzalánicos para mejorar su docilidad y durabilidad. Actualmente, cientos de productos químicos, con pretensión de poseer uno o más efectos benéficos, han sido apoyados para incorporarse en el concreto. Ejemplos típicos de ingredientes incluyendo reductores de agua, retardante, acelerantes impermeabilizadores, ingredientes inclusores de aire y acelerantes.

Al agregar un acelerador aumenta la velocidad de fraguado y desarrollo de resistencia en el concreto. Muchas substancias son conocidas por actuar como acelerantes para concreto, incluyendo formato de calcio, cloruro de aluminio, carbonato de potasio, cloruro de sodio, y cloruro de calcio. De éstos, el cloruro de calcio es el más ampliamente utilizado por varias décadas, y de aquí que se le llame "El Rey de los Acelerantes". El cloruro de calcio es también un constituyente importante de muchas formulas de aditivos de compuestos múltiples y es también un componente de sales para deshielo. En la Unión Soviética, el agregado de grandes cantidades de cloruro de calcio y sodio (22.5% por peso de agua) han sido apoyadas para rebajar el punto de congelación del agua agregada al concreto (1).

El cloruro de calcio se ha utilizado como aditivo de más tiempo atrás que muchos otros. El primer uso documentado de cloruro de calcio en el concreto se puede remontar al año 1873 (2) y la primer patente al año 1885 (3). Antes de 1900, había únicamente siete publicaciones concernientes del uso de cloruro de calcio en cemento Portland, pero desde entonces la literatura ha crecido substancialmente. El interés en este ingrediente es evidente dada la elaboración de innumerables trabajos de investigación, patentes, comentarios, capítulos en libros y simposios; se ha publicado un libro recientemente exponiendo la ciencia y tecnología concerniente al uso de cloruro de calcio en el concreto (4).

FUNCIONAMIENTO DEL CLORURO DE CALCIO

El concreto debe satisfacer muchos requisitos de funcionamiento. La adición de cloruro de calcio promueve ciertas propiedades deseadas y afecta a otras (Tabla I).

El uso más importante de cloruro de calcio como un ingrediente en concreto se relaciona con su habilidad de reducir los tiempos de fraguado iniciales y finales del concreto y la aceleración del endurecimiento. Desde el punto de vista práctico, esto significa reducción en el período de curado y reducción del tiempo durante el cual el concreto debe ser protegido del frío, operaciones de acabado más rápidas, y disponibilidad más rápida para el uso. En la figura No. 1 (5) se indica la influencia de diferentes cantidades de cloruro de calcio en los tiempos de fraguado inicial y final de una pasta de cemento simple. Como se puede ver en la figura, a como aumenta la cantidad de cloruro de calcio agregado, los períodos de fraguado se reducen. Cantidades excesivas (por ejemplo 4%), en cambio, causan un fraguado demasiado rápido, y son evitadas. La figura No. 2 se refiere al desarrollo de resistencia en concretos hechos con 2% CaCl_2 y curado durante 28 días a una temperatura de 21.1°C (70°F) (6). Todos los concretos muestran considerable ganancia en resistencia a edades tempranas. También es obvio que se logre únicamente en 1 1/2 días para concretos con CaCl_2 para desarrollar la resistencia que puede adquirirse únicamente a los tres o tres y medio días en el concreto de referencia que no contiene CaCl_2 . Aunque es evidente que hay una ganancia de resistencia en concretos con CaCl_2 , no es fácil pronosticar en términos cuantitativos. Aun manteniendo el mismo contenido de cemento, cantidad de CaCl_2 , aire y revenimiento, no se puede asegurar una influencia similar de CaCl_2 , sobre las características de resistencia. Por ejemplo, 13 cementos obtenidos de diferentes procedencias fueron curados por un período de 7 a 28 días en presencia de CaCl_2 . El cloruro de calcio causó un aumento moderado de resistencia a la compresión en 11 de los 13 cementos. A los 28 días las resistencias a la compresión en 9 de los 13 cementos conteniendo CaCl_2 eran menos que las resistencias a la compresión de sus revolturas de referencia correspondientes (7).

El comportamiento de un concreto conteniendo cloruro de calcio puede razonablemente ser pronosticado únicamente cuando los efectos a corta y larga variación se han establecido. Dichos conocimientos permiten el uso juicioso de aditivos. Originalmente la ciencia de los aditivos era del conocimiento sólo de especialistas. Con los avances de la tecnología en construcción, sin embargo, y las nuevas y siempre crecientes demandas sobre el constructor, ingeniero y arquitecto, es necesario que todos los involucrados en la construcción tengan mucho conocimiento tanto de aditivos y sus efectos como de los cementos, agregados, o del agua de revoltura.

En comparación con muchos otros aditivos complicados, el cloruro de calcio es relativamente más sencillo en términos de su naturaleza química y física. Parecería ser, entonces que su reacción en la hidratación del cemento sería fácil de comprender. Una aseveración de la investigación en varias de las últimas décadas ha revelado que hay poca justificación para esta presunción. No únicamente hay mucha polémica referente al mecanismo actual de la reacción del

TABLA I

ALGUNAS PROPIEDADES INFLUENCIADAS POR EL USO DEL
ADITIVO CLORURO DE CALCIO EN EL CONCRETO

No.	Propiedad	Efecto General	Observaciones
1.	Fraguado	Reduce ambos, tiempo de fraguado inicial y final.	El estándar ASTM requiere que el tiempo inicial y final de fraguado ocurra al menos 1 hora antes con respecto al del concreto de referencia.
2.	Resistencia a la Compresión	Aumenta significativamente la resistencia a la compresión en los primeros tres días del curado (ganancia puede ser de 30-100%).	El estándar ASTM requiere un aumento mínimo de 125% sobre el concreto control a los tres días. De 6-12 meses, el requisito es de únicamente 90% sobre el espécimen control.
3.	Resistencia a la Tensión	Una disminución ligera a los 28 días.	-
4.	Esfuerzo de Flexión	Una disminución de 10% a los 7 días.	Esta cifra puede variar dependiendo de los materiales iniciales y el método del curado. La disminución puede ser más a los 28 días.
5.	Calor de Hidratación	Un aumento de un 30% en 24 horas.	La cantidad total de calor durante períodos más largos es casi el mismo que ese desarrollado por el concreto de referencia.
6.	Resistencia a los Sulfatos	Reducida.	Esto se puede sobrellevar por medio del uso del cemento Tipo-V con ingredientes incluyentes de aire adecuados.
7.	Reacción entre Alcalis y Agregados	Aumentada.	Puede ser controlada utilizando cemento bajo en contenido alcalino o puzolana.

TABLA I (Cont...)

No.	Propiedad	Efecto General	Observaciones
8.	Corrosión	No causa problemas en concreto normal reforzado, si se toman las precauciones adecuadas.	El cloruro de calcio no debe utilizarse en concreto precolado o en concreto contenido una combinación de metales disimilares.
9.	Tracción y Flujo	Aumentado.	-
10.	Cambio Volumétrico	Se reporta un aumento de 0-15%.	-
11.	Resistencia a daños causados por congelamiento y deshielo.	Resistencia mejorada en edades tempranas.	Con más edad puede haber menos resistencia contra el ataque del hielo.

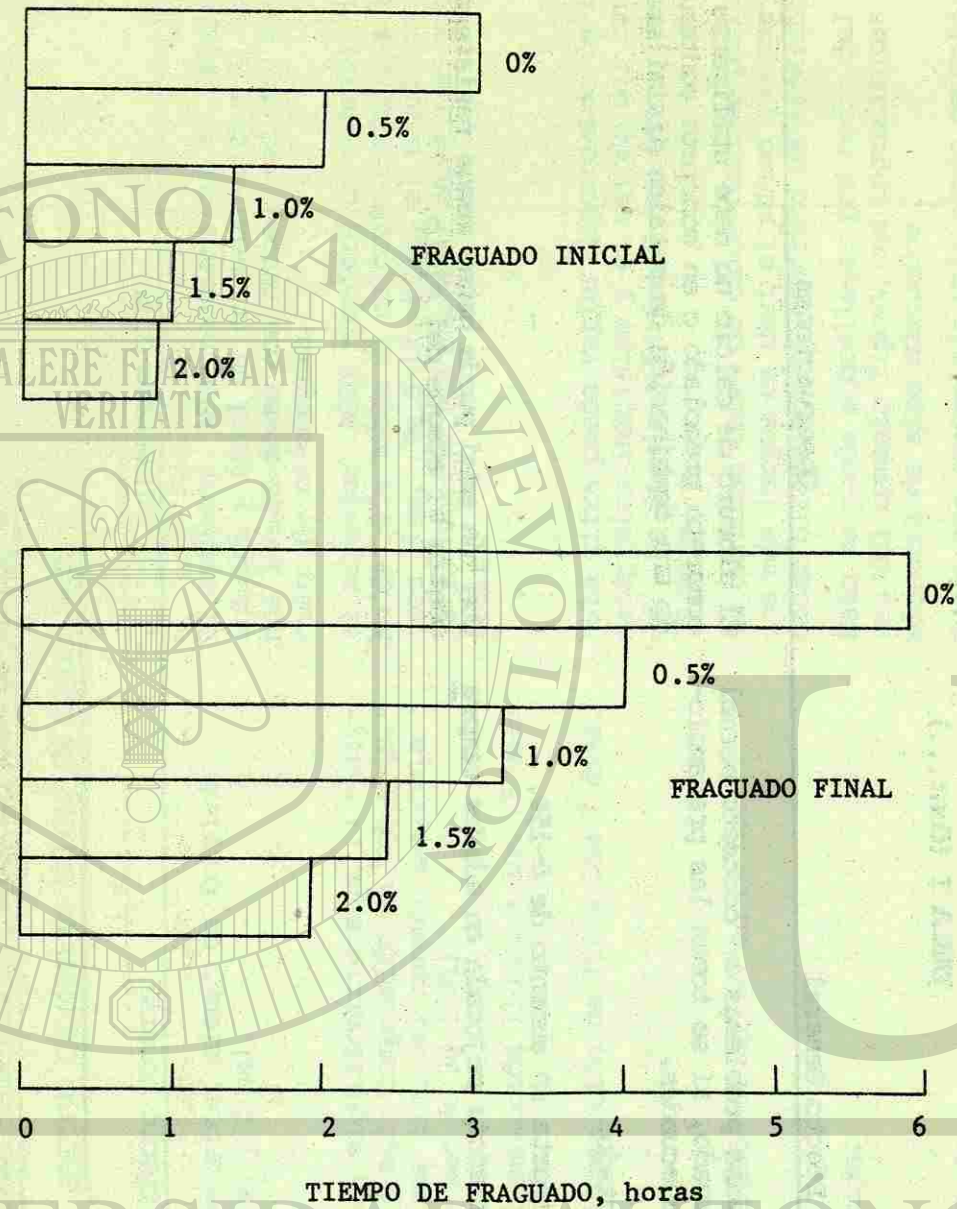


Fig. 1.- Los tiempos de fraguado iniciales y finales de una pasta de cemento conteniendo diferentes cantidades de cloruro de calcio (5).

cloruro de calcio, persisten también los falsos conceptos y desacuerdos sobre sus efectos y el uso en el concreto. En lo siguiente, se intentará discutir algunos de estos aspectos desde el punto de vista de un químico; el uso de ecuaciones químicas complicadas se ha excluido deliberadamente.

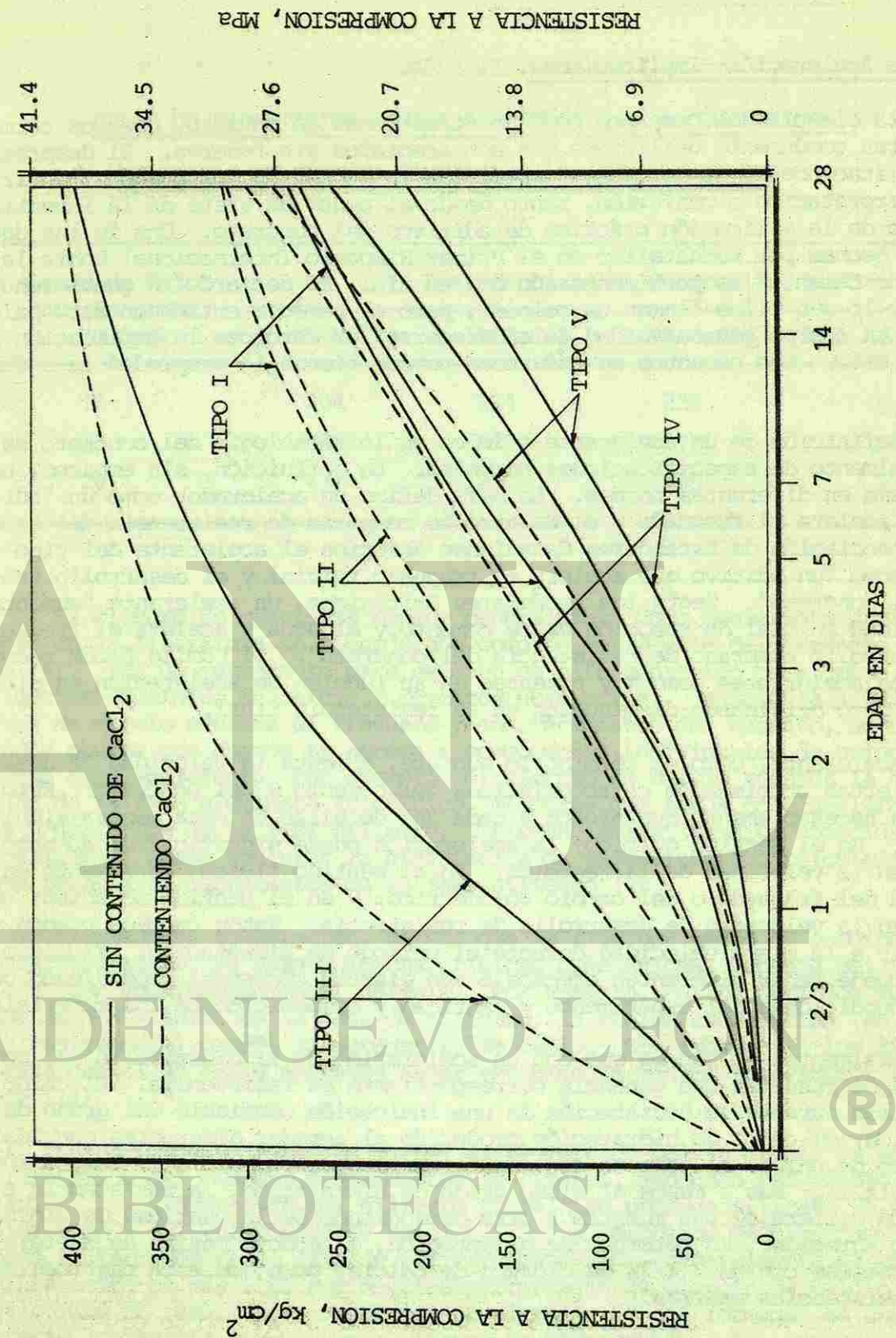


Fig. 2.- Efecto del Cloruro de Calcio sobre el Desarrollo de Resistencia en Concretos hechos con diferentes tipos de cemento (6).

Acción de Aceleración--Implicaciones.

En la ciencia del cemento, como en otras ramas de estudio, ciertos términos son tan comúnmente utilizados que son aceptados sin reserva. El desprecio a las limitaciones y suposiciones implícitas en su definición pueden inducir a malinterpretación o confusión, tanto desde el punto de vista de la investigación como de la aplicación práctica de aditivos del concreto. Una de las declaraciones hechas por LeChatelier en el Primer Simposio Internacional Sobre la Química de Cementos es pertinente aún hoy en día. El declaró "La gente rehuye definir a lo que ellos llaman un coloide, pero al parecer entienden esta palabra como un cuerpo con capacidad de endurecerse. Y entonces la explicación se reduce a esto. Los cementos se endurecen porque tienen la propiedad de endurecerse."

La definición de un acelerante químico en la tecnología del concreto se toma generalmente de especificaciones normales. La definición, sin embargo, no es la misma en diferentes normas. La ASTM define un acelerador como un "aditivo que acelera el fraguado y el desarrollo temprano de resistencia del concreto"; la Asociación de Estándares Canadiense describe el acelerante del tipo cloruro como "un aditivo que acelera el fraguado inicial y el desarrollo temprano del concreto". Según los Estándares Británicos, un acelerante "aumenta la velocidad inicial de reacción entre cemento y el agua y acelera el fraguado y el desarrollo temprano de resistencia del concreto". El Comité RILEM reconoce a estos acelerantes como muy potentes en su función de aceleración en el fraguado pero originando disminución en su resistencia final.

Un acelerante, como el término lo sugiere, aumenta la velocidad de desarrollo de ciertas propiedades características del cemento y del concreto. Esto no significa necesariamente que afecte a cada una de ellas de esta manera simultáneamente. En el sentido químico, la aceleración puede significar un aumento general en la velocidad de la reacción. En el sentido físico, un aumento en la velocidad del fraguado o del cambio volumétrico; y en el sentido mecánico, un aumento en la velocidad de desarrollo de resistencia. Estos cambios pueden no ocurrir a la misma velocidad durante el período de hidratación. El mismo aditivo puede tener diferentes efectos o aún efectos opuestos, dependiendo del tiempo, condiciones del experimento y cantidad y composición de los materiales.

Generalmente, se supone que con la aceleración de la hidratación del cemento, habrá de resultar una ganancia correspondiente de resistencia. El calor desarrollado durante la hidratación da una indicación confiable del grado de hidratación; el calor de hidratación producido al agregar diferentes cantidades de cloruro de calcio al cemento se compara con la resistencia a la compresión en la Tabla II. Más o menos al mismo grado de hidratación, la resistencia a la compresión difiere de una muestra a otra dependiendo de la cantidad de cloruro de calcio agregado. En términos de hidratación, el efecto máximo de aceleración se obtiene con un 3 1/2% de cloruro de calcio, pero con esta cantidad resultan resistencias menores.

TABLA II

CALOR DE HIDRATACION CONTRA RESISTENCIA A LA COMPRESION
EN PASTAS DE CEMENTO CONTENIENDO CLORURO DE CALCIO

Grado de Calor Para Reacción, (cal/g)	Resistencia a la Compresión, kg/cm ²			
	0% CaCl ₂	1% CaCl ₂	2% CaCl ₂	3 1/2% CaCl ₂
10	204	214	239	-
15	338	316	373	186
20	471	422	485	323

El cloruro de calcio se conoce generalmente como acelerante para cemento, pero en la literatura se consideraba como un retardante del fraguado de cemento (8). (Es un retardante para cemento de alto contenido de alúmina, cemento fluorita-alumínico de calcio y cementos de escoria). Aunque la adición de cloruro de calcio acelera el fraguado y endurecimiento del cemento, no necesariamente ocurre que cuando se agrega a componentes individuales de cemento, éste actúe como acelerante. Por ejemplo, el cloruro de calcio retarda la hidratación de la fase aluminato tricálcico, mientras que actúa como acelerante para la hidratación de la fase silicato. Trietanolamina, también conocida como un acelerante, puede acelerar la hidratación de yeso-aluminato tricálcico mientras que retarda la hidratación de la fase silicato (9).

El grado de aceleración, ya sea que se fije por medio de cambios en las características, ya sean químicas, físicas o mecánicas, depende del intervalo de tiempo considerado en el cálculo. Por ejemplo, en los períodos muy tempranos de hidratación de la fase de silicato, la mínima aceleración (en términos de resistencia) ocurre al agregar 2% de CaCl₂. Sin embargo, a los 30 días la pasta con 5% de CaCl₂ aparenta haber recibido la máxima aceleración (10) (Tabla III).

Las cantidades para las cuales el cloruro de calcio cambia la velocidad de hidratación del cemento o compuestos de cemento, dependen del método de determinación. La hidratación del silicato tricálcico produce silicato de calcio hidratado y cal (hidróxido de calcio). Si la velocidad de hidratación se determina en términos de la fase de silicato consumida, generalmente el grado de hidratación es más alto con mayores porcentajes de cloruro de calcio. Si la velocidad de reacción se determina en términos de cal formada, en cambio, el efecto acelerante cambia con el tiempo de hidratación. Por ejemplo, en la hidratación del silicato tricálcico el efecto acelerante con diferentes cantidades de cloruro a 6 hs disminuye en el orden de 4% de cloruro de calcio más de

1% de cloruro de calcio más del 0% de cloruro de calcio. En tiempos mayores -- los efectos relativos son 1% cloruro de calcio más del 0% de cloruro de calcio y más del 4% de cloruro de Calcio (11).

TABLA III

MICRODUREZA (kg/mm^2) DE LA PASTA DE SILICATO TRICALCICO PREPARADA CON CLORURO DE CALCIO A UNA RELACION AGUA:SOLIDO DE 0.3

Período de Hidratación, en días	Microdureza, kg/mm^2		
	Silicato Tricálcico + 0% de CaCl_2	Silicato Tricálcico + 2% de CaCl_2	Silicato Tricálcico + 5% de CaCl_2
1	5.3	13.5	10
2	7.4	22.5	15.8
3	8.7	27.7	23.0
7	11.9	29.8	29.0
15	17.2	31.7	36.0
30	20.9	34.6	50.5

Estas implicaciones de efecto acelerante son también importantes para otros cambios que ocurren durante la hidratación del cemento, ya sea en el área superficial, densidad, reacciones de inter-transformación, cambio de volumen, resistencia a la flexión, módulo de elasticidad, porosidad y flujo.

La acción anti-congelante.

Como el punto de congelación de una solución es menor que el del solvente puro, con la adición de cloruro de calcio al agua, debería resultar en depresión del punto de congelación del agua. Consecuentemente, en libros de textos y muchas otras publicaciones, se da la impresión de que una mezcla de cloruro de calcio actúa como un anti-congelante. Por medio de la agregación de 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0 y 7.0% de cloruro de calcio anhidro, el punto de congelación del agua disminuye 0.1, 0.2, 0.4, 0.9, 1.4, 2.3 y 3.4°C, respectivamente (12). Por ejemplo, si se le agrega al cemento un 2% de cloruro de calcio deshidratado a una relación agua/cemento de 0.5, la concentración de la solución sería 4%. Esta cantidad disminuiría el punto de congelación aproximadamente 1.4°C de congelación. Esto muestra que en dosis normales la disminución

del punto de congelación es insignificante, de aquí que el cloruro de calcio no actúa como anti-congelante. El verdadero efecto del cloruro de calcio es su habilidad de aumentar la velocidad de reacción en el sistema cemento-agua.

Las dosis normales de cloruro de calcio, que se utilizan en Norte América y en casi todos los otros países, no deben considerarse como un anti-congelante, sin embargo, cantidades mayores sí disminuyen el punto de congelación del agua considerablemente. En la literatura rusa se han publicado resultados sobre el uso de cantidades mayores del cloruro de calcio en concreto. En mayores cantidades, el cloruro de calcio puede realmente actuar como un anti-congelante y -- con esto se disminuye la protección contra el frío (13) (Tabla IV).

TABLA IV

CANTIDADES DE CLORURO DE CALCIO RECOMENDADAS
+CLORURO DE SODIO REQUERIDO PARA EL CURADO
DE CONCRETO A DIFERENTES TEMPERATURAS (13)

Cloruro de Calcio, %	Cloruro de Sodio, %	Temperatura, °C
18	5	-22.8
14	6	-20.0
8	7	-15.0
3	7	-10.0

Dosificación

A pesar del extenso uso de cloruro de calcio por varias décadas, las declaraciones en la literatura sobre su dosis en concreto son frecuentemente erróneas. Es posible que el uso de cantidades incorrectas de cloruro de calcio haya sido uno de los factores contribuyentes de muchas fallas del concreto, por que cantidades mayores que las especificadas causan corrosión del refuerzo. Cuando se utilizan agregados de origen marino, es esencial que sea conocido el total exacto de cloruro presente.

La dosis expresada en términos de cierto porcentaje de cloruro de calcio sería ambiguo porque se podría referir al cloruro de calcio anhidro puro o al hidratado. Por medio de purificación y desecación, se pueden preparar un cierto número de hidratos sólidos (Tabla V).

El límite comúnmente impuesto de 1.5 ó 2.0% de cloruro de calcio no puede

ser comprendido a menos que el tipo de sal que se utilizara sea especificada. El dos por ciento en forma de escama, lo cual es un hidrato conteniendo dos moléculas de agua, es equivalente a únicamente 1.5% de cloruro de calcio anhidro. Si se tolera el 2% de sal anhidra, entonces se puede utilizar 2.65% de deshidratado.

TABLA V
PORCENTAJE DEL CLORURO DE CALCIO EN DIFERENTES HIDRATOS

Sal	Fórmula	Cloruro de Calcio, %
Cloruro de Calcio hexahidrato	$\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	50.7
Cloruro de Calcio tetrahidrato	$\text{CaCl}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	60.6
Cloruro de Calcio deshidratado	$\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	75.5
Cloruro de Calcio monohidrato	$\text{CaCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$	86.0
Cloruro de Calcio anhidro	CaCl_2	100.0

El cloruro de calcio es obtenido en forma de pelets u otros gránulos, escamas o en solución. Según la norma, la forma de escama regular debe contener un mínimo de 77% de cloruro de calcio. En estos dos tipos el porcentaje de cloruro de calcio puede variar dependiendo de la pureza. El uso de un lenguaje específico asegura el uso de la cantidad correcta. Se sugiere, para evitar confusión, que en la literatura sea utilizada cualquiera de las frases "por ciento de cloruro de calcio deshidratado" o "por ciento de cloruro de calcio anhidro" por peso de cemento Portland por utilizarse.

El Cloruro de Calcio y la Corrosión.

Uno de los factores más importantes que deben considerarse en el uso de cloruro de calcio en el concreto reforzado, es su posible contribución a la corrosión del acero. No sólo ha habido polémicas tocante a la prudencia de utilizar cloruro de calcio, sino también considerable confusión en los detalles de los procesos que ocurren en el concreto que contiene cloruro de calcio.

En un concreto reforzado normal, la pasta de cemento proporciona un medio

de ambiente alcalino que protege al acero embebido, contra la corrosión. En el concreto que contiene cloruro de calcio, sin embargo, la capa protectora que normalmente se forma, no puede mantenerse con la misma eficiencia y el potencial de corrosión aumenta. Aun cuando la capa portectora no es perfecta, la corrosión del acero de refuerzo ocurre en grado insignificante a menos que el oxígeno tenga acceso al acero. Desde luego, la humedad es un medio importante por el cual el cloruro, el oxígeno y el anhídrido carbónico son transportados hacia el refuerzo. Dos efectos opuestos resultan cuando el acero hace contacto con la solución de cloruro de calcio: un aumento en la velocidad de corrosión debido a mejor conductividad del electrotipo y un decremento en la velocidad de corrosión por la solubilidad reducida del oxígeno. De aquí la observación que la velocidad de corrosión es reducida en concentraciones más altas de cloruro. Esto no significa que deban emplearse altas concentraciones en el concreto. Con altas concentraciones de cloruros el concreto puede no pasar los límites de las especificaciones.

En concreto hecho con cloruro de calcio, y contrario a la creencia de los que lo usan, no todo el cloruro que originalmente se agrega, causa corrosión. Únicamente el cloruro soluble puede influir en la corrosión. El cloruro de calcio es altamente soluble en agua. Parte del cloruro agregado reacciona con las fases de aluminato de calcio y fases de ferrito para formar compuestos insolubles conteniendo cloruro. Contrario a la opinión general, otra parte también reacciona con las fases portadoras de sílice, formando complejos insolubles. En general la cantidad de cloruro atrapado o inmovilizado aumenta a medida que se aumenta la fase de aluminato en el cemento. La Tabla VI muestra la diferencia de cloruro inmovilizado para dos tipos de muestras conteniendo diferentes cantidades iniciales de cloruro (14).

TABLA VI
MEZCLAS CONTENIENDO CLORURO DE CALCIO INMOVILIZADO (14)

Cloruro de Calcio, % por peso agregado	Cloruro de Calcio Inmovilizado, % (a base de cemento)	
	Cemento Portland	Cemento Portland + Escoria de Alto Horno
1	0.8	0.7
2	1.1	1.6
4	2.0	3.0
7	3.6	4.8
10	4.9	6.1

También se ha observado que el cemento portland resistente a los sulfatos

con un 1% calculado de C_3A deja como cuatro veces más cloruro en colución que el cemento Portland ordinario con un 9% de C_3A (15). Esto explica por qué el cemento ordinario Portland da más protección contra la corrosión que el cemento resistente a los sulfatos (16).

La cantidad de cloruro asociado con la incidencia o grado de corrosión en el acero de refuerzo no se ha establecido. Es difícil establecer el comienzo de la corrosión pero se ha sugerido un 0.20% Cl^- (17). Este número está basado en la suposición de que aproximadamente un 75% del cloruro total extraído por medio del análisis químico húmedo, existe como cloruro libre. Para objeto de cálculo, el cloruro existente en los agregados también debería tomarse en cuenta. Un contenido de cloruro en exceso del sugerido, no significa que la corrosión se inicie automáticamente, depende también de la disponibilidad de humedad y oxígeno.

Posibles Estados del Cloruro de Calcio

El mecanismo por medio del cual el cloruro de calcio acelera el endurecimiento del cemento no se ha establecido. Esto se puede atribuir a la naturaleza química compleja del cemento y sus productos de hidratación. Parece, entonces, que debería ser más beneficioso estudiar primero el efecto de este ingrediente en compuestos individuales y después extender este conocimiento a mezclas binarias y ternarias y finalmente en el cemento en sí. Un sistema aparentemente sencillo para investigar podría ser silicato tricálsico-agua-cloruro de calcio. A pesar de mucho trabajo, el mecanismo exacto por el cual se efectúa la aceleración, es desconocido. La mayoría de las diferentes teorías propuestas implican que el cloruro de calcio actúa catalíticamente. En esta teoría hay una suposición tácita de que el cloruro de calcio se mantiene en estado libre. Trabajos recientes han arrojado dudas sobre esto (18).

Una de las preguntas importantes que deben ser contestadas es: ¿En que estado existe el cloruro de calcio en la pasta hidratante de silicato tricálsico? Si el cloruro de calcio no toma parte en ninguna reacción química, debería existir en estado libre durante el transcurso de la reacción. Generalmente se supone que ya que el cloruro de calcio es bastante soluble en agua, sometiendo la pasta a una acción disolvente con agua se llegaría a tener en solución todo el cloruro de calcio existente en estado libre. Estudios recientes (18) han mostrado que ésta no es una suposición válida. El cloruro de calcio es soluble en alcohol. En soluciones por lavado con alcohol, se ha encontrado que contienen una cantidad de cloruro de calcio mucho más pequeña que en las soluciones con agua. Esta diferencia es causada por el agua, la cual introduce en la solución complejos de cloruro que no son solubles en alcohol.

Se han utilizado varios métodos, como lo son: análisis térmico y químico y difracción de Rayos-X, para calcular y estudiar los posibles estados en los cuales el cloruro de calcio puede existir en el sistema silicato tricálsico-cloruro de calcio-agua (18). El cloruro puede aparecer en estado libre, como un complejo en la superficie del silicato, durante el período de asentamiento como una capa absorbida químicamente en la superficie del hidrato, en los espacios entre-capas, y en la red del hidrato.

La figura #3 nos da una estimación de los estados del cloruro en el silicato hidratado para diferentes períodos. Los resultados muestran que la cantidad de cloruro libre, baja a casi 12% dentro de un período de 4 hs, convirtiéndose en casi nada como en 7 días. A 4 hs, la cantidad de cloruro existente absorbido químicamente y/o en posiciones entre capas sube bruscamente y alcanza como 75%. El cloruro demasiado resistente que puede disolverse aun con agua, ocurre en una cantidad de cerca del 20% del cloruro inicialmente agregado. Ya que éste no es fácilmente soluble en agua, no estaría disponible para procesos de corrosión. La literatura no toma en cuenta esta posibilidad cuando se evalúa la corrosión del acero de refuerzo en presencia del cloruro de calcio en el concreto. Muchos otros efectos, como lo son: aceleración de hidratación, aumento en área superficial, cambios morfológicos e inhibición de formación de afwilita (una forma cristalina de silicato de calcio hidratado), en presencia del cloruro de calcio puede relacionarse con la formación de varios complejos de cloruro en este sistema.

La adición del cloruro de calcio al cemento, o de silicatos de calcio influyen en varias propiedades físicas, químicas y mecánicas. Muchas teorías se han propuesto para explicar estos efectos. Algunas de estas teorías intentan explicar un fenómeno y otras intentan tratar con varios. Es razonable concluir que no hay un mecanismo que explique todos los efectos del cloruro de calcio, como lo son: la cinética de hidratación, fuerzas mecánicas, área superficial, morfología, composición química, porosidad y densidad. Posiblemente haya una combinación de mecanismos en operación dependiendo de los materiales, condiciones del experimento y el período de hidratación. Se requieren trabajos dirigidos a investigar esta posibilidad.

Los Cambios Intrínsecos

El uso del cloruro de calcio en la tecnología del concreto está basado en su habilidad de aumentar la velocidad de fraguado y el desarrollo de resistencia en el concreto. Estas propiedades que dependen del tiempo se han estudiado extensivamente, y en casi todas las publicaciones se han dirigido mayores esfuerzos a la comparación de las propiedades relativas del concreto con o sin cloruro de calcio después de un tiempo particular de curado. Estas comparaciones son muy útiles pero desde un punto de vista básico y de caracterización, las comparaciones deberían estar basadas en alguna propiedad intrínseca del sistema. Podrían estar basadas en grados de reacción (hidratación) iguales, o igual porosidad. Una comparación de resistencia con valores iguales de porosidad ha revelado muchos nuevos factores en sistemas de cementación (19). Por ejemplo, entre los sistemas oxiclорuro magnesio, cemento Portland, yeso e hidróxido de magnesio, parece ser que el hidróxido de magnesio forma el cuerpo más resistente a un valor de porosidad de alrededor del 30%.

La pregunta de que si los cambios en las propiedades de concreto en presencia de cloruro de calcio son únicamente debidos al grado de hidratación o al cambio en la estructura intrínseca de la pasta de cemento está todavía por ser contestada. Muy poco trabajo se ha hecho en este aspecto. En las etapas iniciales de reacción en las pastas de cemento, la pasta con 2% de cloruro de cal-

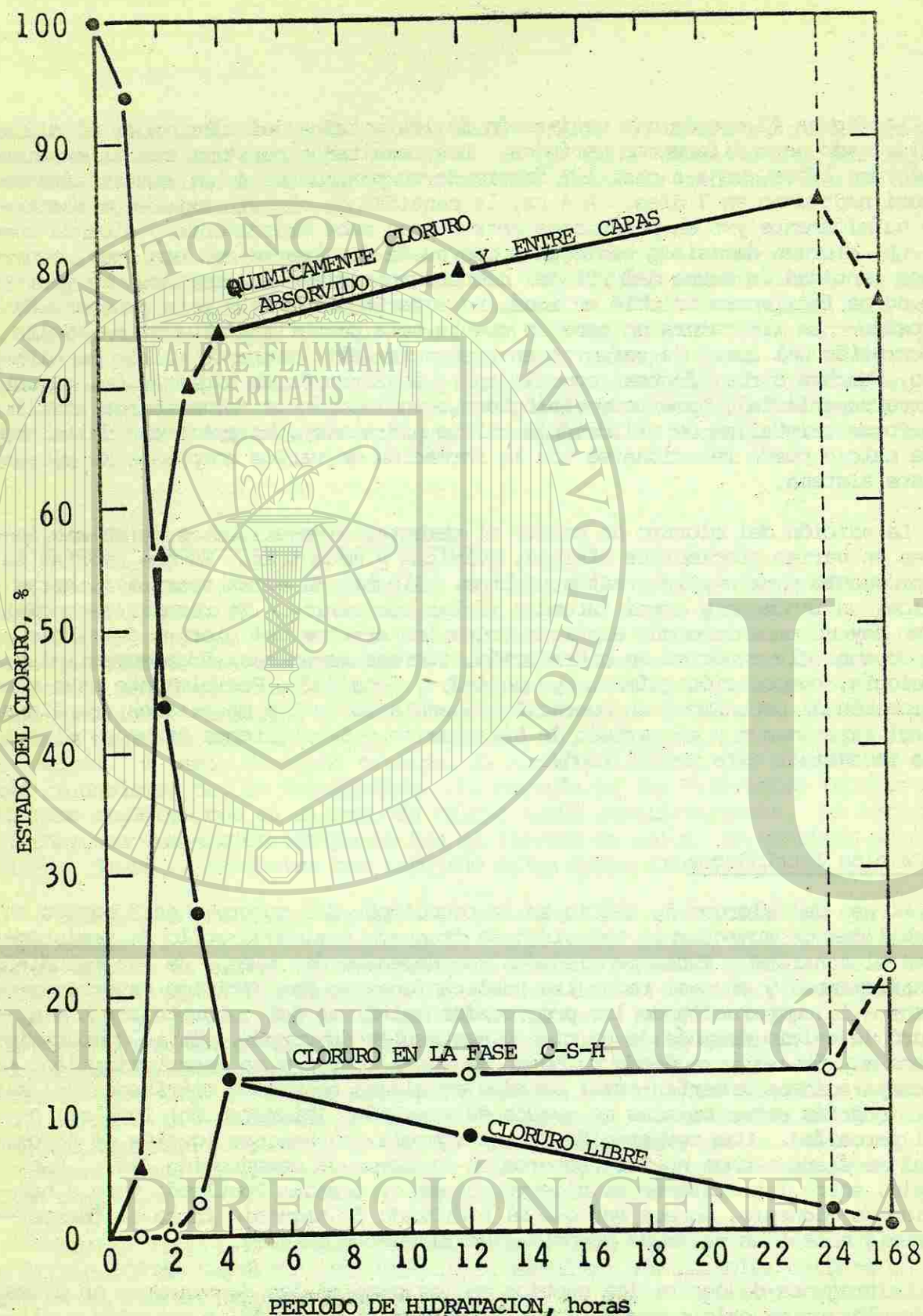


FIGURA 3
POSIBLES ESTADOS DEL CLORURO EN EL SILICATO TRICALCICO
HIDRATADO A DIFERENTES PERIODOS (18)

El concreto muestra una resistencia más alta que la pasta sin cloruro de calcio, aunque las dos son hidratadas al mismo grado. Esta diferencia se hace más pequeña a grados más altos de hidratación. A grados de hidratación iguales, la pasta con 3 1/2% de cloruro de calcio muestra menos resistencia (Tabla II).

El área superficial de la fase silicato tricálcico conteniendo cloruro de calcio es mucho más alta que sin cloruro de calcio. En una pasta de silicato tricálcico hidratada a 65% (hidratada por 28 días sin cloruro de calcio y 12 hs con 2% de cloruro de calcio) la pasta tratada con cloruro muestra un área superficial de agua más baja ($261 \text{ m}^2/\text{g}$), que la pasta de referencia sin cloruro de calcio ($324 \text{ m}^2/\text{g}$); a un grado de hidratación de 86%, el área superficial de la anterior permanece la misma ($270 \text{ m}^2/\text{g}$) (20).

Un concreto conteniendo cloruro de calcio muestra una contracción por fraguado mayor que el concreto simple, especialmente en periodos tempranos de hidratación. La mayor contracción, a periodos tempranos se puede atribuir principalmente a un más extenso grado de hidratación. Las diferencias en contracción por fraguado pueden no ser las mismas si los resultados se comparan al mismo grado de hidratación. En la alita hidratada (fase de silicato de tricálcico conteniendo MgO y Al_2O_3), a grados iguales de hidratación (hasta el 60%), la alita conteniendo 1% de cloruro de calcio muestra mayor contracción por fraguado (25 a 40% más) que aquella que no contiene cloruro (21). Con el aumento de hidratación, la contracción de la alita + 1% de pasta de cloruro de calcio disminuye constantemente, mientras que la alita + 0% de cloruro de calcio aumenta.

También pueden mostrar diferencias la porosidad y la distribución del tamaño del poro. A grados iguales de hidratación, la alita + 0% de cloruro de calcio muestra un mayor volumen de poros con diámetro $0.0065 \mu\text{m}$ que la muestra con 1% de cloruro de calcio (21).

Estos ejemplos muestran que a grados iguales de hidratación, las pastas que contienen cloruro de calcio exhiben diferentes propiedades que las que no contienen cloruro. El significado completo de estas observaciones aún queda por establecerse.

Agradezco a Applied Science Publishers, UK, por permitirme extraer varias proposiciones y tres gráficas de mi libro titulado "Cloruro de Calcio en Concreto—Ciencia y Tecnología".

Este trabajo es una contribución de la Division of Building Research, National Research Council of Canada, y se publica con la aprobación del Director de esa división.

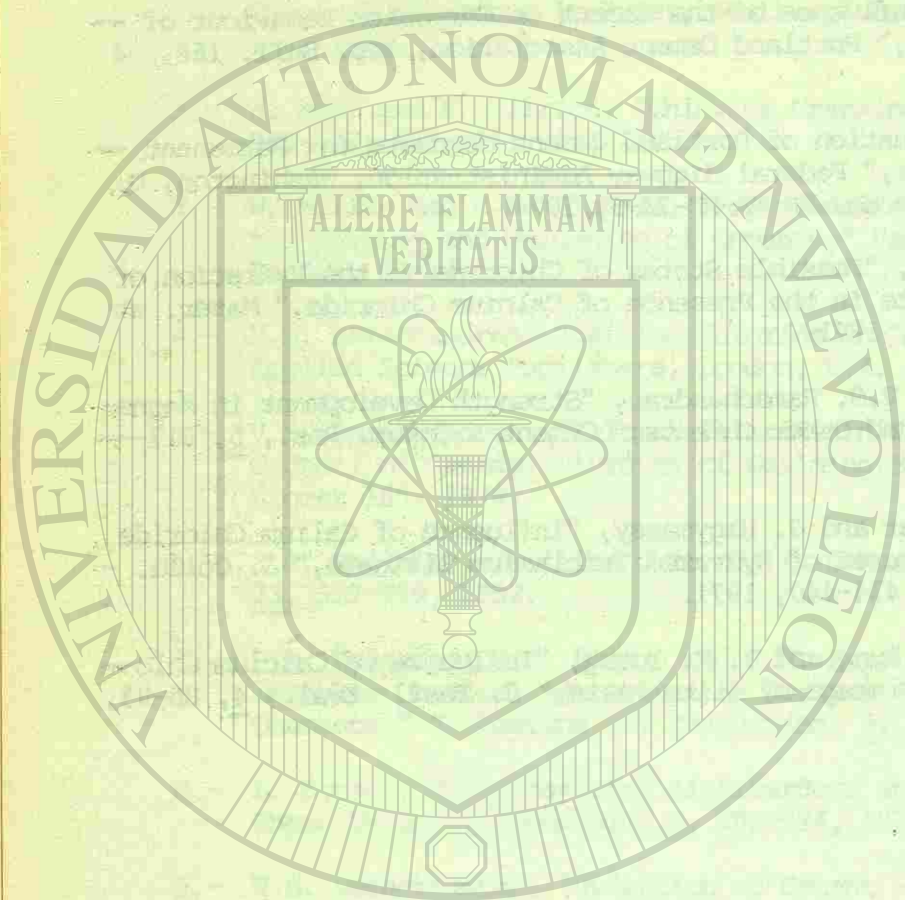
REFERENCIAS

- 1.- S. Mironov, A.V. Lagoida and E.N. Ukhov, "Curing of Concrete with -- Chemical Additions in Frosty Weather," *Beton i Zhelezobeton*, 14, --- 1-4, 1968.
- 2.- H. Kuhl and E. Ullrich, "Chloride Cracking," *Zement*, 14, 859-861; --- 880-882; 898-901; 917, 1925.
- 3.- W. Millar and C.F. Nichols, "Improvements in Means of Accelerating -- the Setting and Hardening of Cements," Patent 2886, March 4, 1885, --- London, England.
- 4.- V.S. Ramachandran, "Calcium Chloride in Concrete," Science Technology, Applied Science Publishers, London, U.K. 1976.
- 5.- V.S. Ramachandran, "Calcium Chloride in Concrete," National Research Council of Canada, Division of Building Research, Canadian Building -- Digest 165, 1974.
- 6.- J.J. Shideler, "Calcium Chloride in Concrete," *J. Amer. Concr. Inst.*, 23, 537-559, 1952.
- 7.- P.A. Roskopf, F.J. Linton and R.B. Pepler, "Effect of Various Acce-- lating Chemical Admixtures on Setting and Strength Development of -- Concrete," *J. Testing and Evaluation*, 3, 322-330, 1975.
- 8.- L. Forsen, "The Chemistry of Retarders and Accelerators," *Proc. Symp. Chem. Cements*, Stockholm, p. 298-394, 1938.
- 9.- V.S. Ramachandran, "Hydration of Cement - Role of Triethanolamine," -- VI Inter. Cong. Chem. Cem., Moscow, Sept. 1974.
- 10.- A. Traetteberg and V.S. Ramachandran, "The Microstructural and Harden-- ing Behaviour of Tricalcium Silicate Pastes in the Presence of Cal-- cium Chloride," *J. App. Chem. Biotechnol.*, 24, p. 157-170, 1974.
- 11.- V. S. Ramachandran, "Kinetics of Hydration of Tricalcium Silicate in -- Presence of Calcium Chloride by Thermal Methods," *Thermochimica Acta*, 2, p. 41-55, 1971.
- 12.- W.N. Thomas, "The Use of Calcium Chloride or Sodium Chloride as a Pro-- tection for Mortar and Concrete Against Frost." Great Britain Build-- ing Research Station, Building Research Sp. Rept. No. 14, 30 p. 1929.
- 13.- D.F. Orchard, "Concrete Technology," Vol. I, 373 p. Applied Science -- Publishers, London, 1973.
- 14.- C.W. Wolhutter and R.M. Morris, "Aspects of Steel Corrosion in Con-- crete," *Civil Engr.*, South Africa, 15, 245-250, 1973.

- 15.- H. Woods, "Durability of Concrete Construction," *Amer. Conc. Inst. -- Monograph 4*, Iowa, 187 p. 1968.
- 16.- H.H. Steinour, "Influence of the Cement on Corrosion Behaviour of -- Steel in Concrete," *Portland Cement Association, Res. Bull.* 168, 14 p. 1964.
- 17.- K.C. Clear, "Evaluation of Portland Cement Concrete for Permanent -- Bridge Deck Repair," Federal Highway Administration, Washington, D. C., U.S.A., Report No. FH WA-RD-74-5, 1974
18. V.S. Ramachandran, "Possible States of Chloride in the Hydration of -- Tricalcium Silicate in the Presence of Calcium Chloride," *Mater. et Constru.*, 4, 3-12, 1971.
- 19.- J.J. Beaudoin and V.S. Ramachandran, "Strength Development in Magne-- sium Oxochloride and Other Cements," *Cement & Concr. Res.*, 5, 617--- 630, 1975.
- 20.- J. Skalny, I. Odler and J. Hagymassy, "Influence of Calcium Chloride -- on the Pore Structures of Hydrated Tricalcium Silicate," *J. Colloid -- Interf. Sci.*, 35, 434-440, 1971.
- 21.- R.L. Berger, J.H. Kung and J. F. Young, "Influence of Calcium Chlo-- ride on Drying Shrinkage of Alite Paste," *J. Test. Eval.*, 4, 85-93, 1976.

CURRICULUM

El Dr. V. S. Ramachandran es Jefe Investigador en el Consejo Nacional de Investigaciones del Canadá. Ha estado trabajando en la investigación de materiales durante cerca de 25 años. Es autor de 3 libros y aproximadamente 100 trabajos de investigación, es miembro del Instituto Royal de Químico y del Instituto de Cerámicas de Londres, miembro del ASTM y de la Confederación Internacional de Análisis Térmicos. Ha trabajado activamente en varios comités de la Sociedad Americana de Cerámica y de la Asociación Canadiense de Normas. Está en la mesa directiva de Servicios de Resúmenes sobre Química y Cerámica y contribuye en la publicación de Cement Research Progress.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CONCRETO CON ELIMINACION DE AGUA POR MEDIO DE VACIO.

Dr. Roman Malinowski

RESUMEN

En este trabajo se presentan datos de ensayos sobre las propiedades y resistencia al congelamiento, de los concretos cuya agua ha sido eliminada por medio de vacío y acabados mecánicamente. Debido al tratamiento por el vacío y al acabado mecánico, se logró un incremento considerable, en resistencia a la abrasión y también una disminución en la absorción en la contracción y en el daño causado por el congelamiento y sales descongelantes. La eliminación de agua por medio de vacío y el acabado mecánico mejoran la durabilidad del concreto tan efectivamente como con la inclusión de aire, y por medio de la eliminación de agua del concreto con aire incluido se obtuvo una durabilidad muy elevada. Se analiza el mecanismo de la eliminación de agua por medio de vacío y del acabado mecánico y se discute la influencia de la estructura y textura del concreto sobre las propiedades y durabilidad del mismo.

INTRODUCCION.

El mejorar la durabilidad del concreto parece ser la meta más importante en la práctica e investigación en la tecnología del concreto. Un mejor comportamiento y una mayor duración, ayudarán en aumentar el uso del concreto en nuevos campos de la ingeniería. Estudios realizados en construcciones antiguas muestran en la mayoría de los casos, una excelente durabilidad en el concreto de más de 2000 años de edad (1) (2). Es interesante leer la recomendación hecha por Vitruvius sobre la composición correcta, buena compactación y protección contra condiciones climatológicas perjudiciales por medio de un acabado intensivo de la superficie (3). En la tecnología del concreto moderna, la idea de colocación adecuada, buena compactación y protección de la superficie, está desarrollada de la manera más sutil e ingeniosa en el método K Billner de eliminación del agua por medio de vacío (4) (5). El fácil manejo del equipo recientemente desarrollado y los trabajos prácticos y teóricos han contribuido a la difusión del método y al uso común del mismo en países escandinavos, para losas utilizadas en casas residenciales y en pisos industriales..

Se observó una mayor resistencia, densidad, resistencia a la abrasión, especialmente en la parte superior del piso y una menor contracción y daños por congelamiento. Estas observaciones se hicieron a largo plazo y sobre losas de estacionamiento de autos, pavimentos y locales comerciales para la refrigeración del pescado. Se presenta nueva información de ensayos, principalmente sobre la abrasión, contracción y resistencia al congelamiento. Se discute el mecanismo del proceso y se presentan además observaciones sobre la relación entre la estructura del concreto y la durabilidad.

En este trabajo se expone un resumen pequeño, sobre los conocimientos de la eliminación del agua por vacío y del acabado mecánico sobre las propiedades y durabilidad del concreto con eliminación del agua por medio de vacío.

CONDICIONES DE ENSAYE.

Los ensayos fueron realizados a finales de la primavera de 1976 en una plantadora de concreto de la Fardig Betong AB en Gothenburg, Suecia.

El concreto y la losa.- Se utilizaron dos concretos comerciales, uno (A) sin aditivo, el segundo (B) con aire incluido. La resistencia nominal del concreto fue de 357 kg/cm² (35 MPa) y el revenimiento de 8 a 9 cm. En la Tabla 1 se dan los proporcionamientos para ambos concretos.

Los dos tipos de concreto se colaron en cimbras de madera, selladas en la parte inferior por medio de láminas de plástico. La cimbra mayor de 4.50 x 2.60 x 0.60 m fue preparada para la eliminación de agua por medio de vacío, y la cimbra pequeña de 2.50 x 2.00 x 0.16 m para el concreto de referencia sin eliminación del agua por medio de vacío, Fig. 1.

El colado de la losa y los especímenes.- La compactación, nivelado de la superficie, la eliminación del agua por medio de vacío y el acabado de la superficie se realizaron con el equipo de la Compañía Tremix de acuerdo con el procedimiento descrito en las referencias (6) (7). El concreto se compactó con un vibrador

TABLA 1.- PROPORCIONAMIENTOS PARA MEZCLAS DE CONCRETO (A) SIN ADITIVO Y (B) CON AIRE INCLUIDO

MATERIALES EN KG/M ³	(A) SIN AIRE INCLUIDO	(B) CON AIRE INCLUIDO
Cemento	300	300
AG, Fino 0-4 mm	350	350
AG Fino 0-8 mm	780	780
AG Greuso 12-16 mm	770	770
Agua	180	168
Total	2380	2370

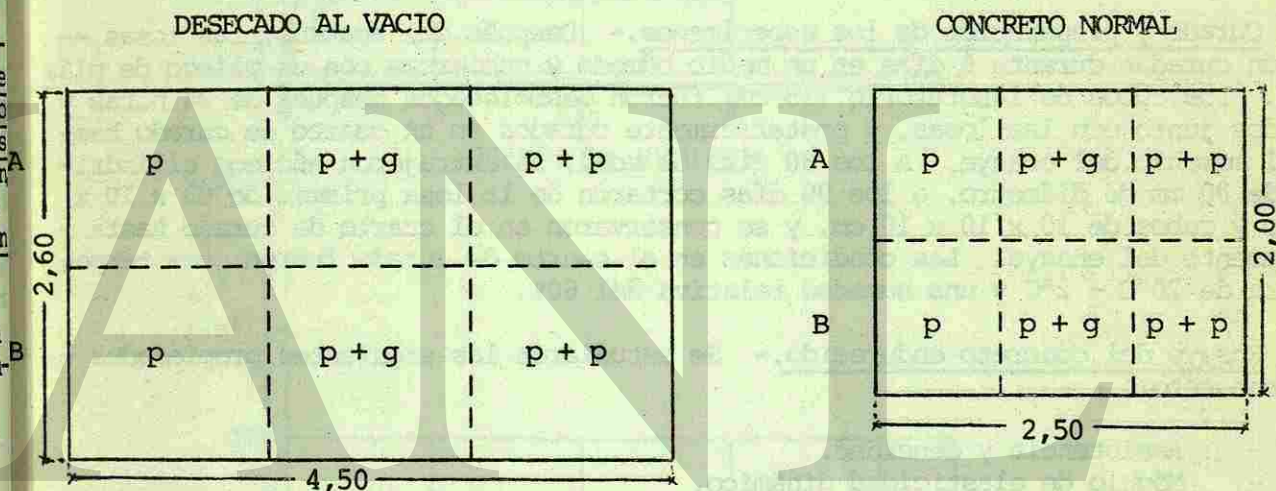


Fig. 1.- TRATAMIENTO DE LOSAS DE CONCRETO (A) SIN AIRE INCLUIDO Y (B) CON AIRE INCLUIDO. LOSA DE 16 CM DE ESPESOR.

p - Una razada.
p+g, p+p - Pulido secundario

dor de 50 mm de diámetro y una frecuencia de 20,000 RPM). La superficie de la losa fue nivelada con un vibrador de superficie.

A la losa se le eliminó el agua por medio de vacío mediante un tapete flexible de succión con un filtro de nylon y una malla plástica para guardar la separación. Se prepararon cubos de referencia de 15 cm y parte de ellos se les eliminó el agua por medio de una cámara de vacío de laboratorio. En la figura 2 se muestra el curso de la eliminación del agua y la compactación de la losa. En la Tabla 2 se dan las propiedades del concreto fresco antes y después de la eliminación del agua por medio de vacío de la losa y de los cubos de laboratorio.

Inmediatamente después de la eliminación del agua, ambas losas fueron enrazadas mecánicamente por medio de un pulidor-flotador de hélices, y después de tres horas fueron enrazadas o pulidas nuevamente. El concreto sin el agua eliminada por medio de vacío fue pulido con el flotador de hélices, con un retardo de cerca de 2 horas. En la figura 1 se muestra el diagrama de las diferentes operaciones de acabado.

Curado y preparación de los especímenes.- Después del acabado, las losas fueron curadas durante 6 días en un medio húmedo y cubiertas con un pliego de plástico. Los cubos de laboratorio (15 cm) fueron desmoldeados después de 24 horas y curados junto con las losas, y posteriormente curados en un cuarto de curado hasta el momento del ensaye. A los 60 días de edad, se extrajeron núcleos cilíndricos de 80 mm de diámetro, a los 90 días cortaron de la losa prismas de 60 x 10 x 10 cm y cubos de 10 x 10 x 10 cm, y se conservaron en el cuarto de curado hasta el momento del ensaye. Las condiciones en el cuarto de curado fueron: una temperatura de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ y una humedad relativa del 60%.

Ensaye del concreto endurecido.- Se estudiaron las siguientes propiedades del concreto:

- Resistencia y densidad.
- Módulo de elasticidad dinámico.
- Abrasión.
- Absorción y penetración de agua.
- Contracción y expansión.
- Resistencia al congelamiento y a las sales descongelantes.

Las propiedades mencionadas se determinaron por medio de los núcleos cilíndricos de 80 mm de diámetro y 70 mm de altura o los prismas de 60 x 10 x 10 cm o cubos de 10 x 10 x 10 cm cortados de la losa. El desarrollo de la resistencia y la contracción fueron determinadas adicionalmente mediante los cubos de laboratorio de 15 cm. En las tablas 3 y 4 se proporcionan los especímenes de ensaye, sus dimensiones, su localización en la losa y su edad al momento del ensaye.

Propiedades mecánicas.- La densidad se determinó mediante núcleos extraídos de la parte superior e inferior de la losa. La resistencia a la tensión por compresión diametral se obtuvo por medio de núcleos cilíndricos extraídos de la parte superior e inferior de la losa, y mediante el valor promedio obtenido de los cubos. La resistencia a la compresión se obtuvo también mediante los cubos. La resistencia a la flexión se obtuvo mediante prismas de 60 x 10 x 10 cm cargados con una carga concentrada sobre la superficie aserrada. El módulo de elasticidad dinámico se midió sobre los mismos especímenes. La resistencia a la compresión desarrollada a las 3, 7 y 28 días de edad se determinó mediante cubos estándar de 15 cm.

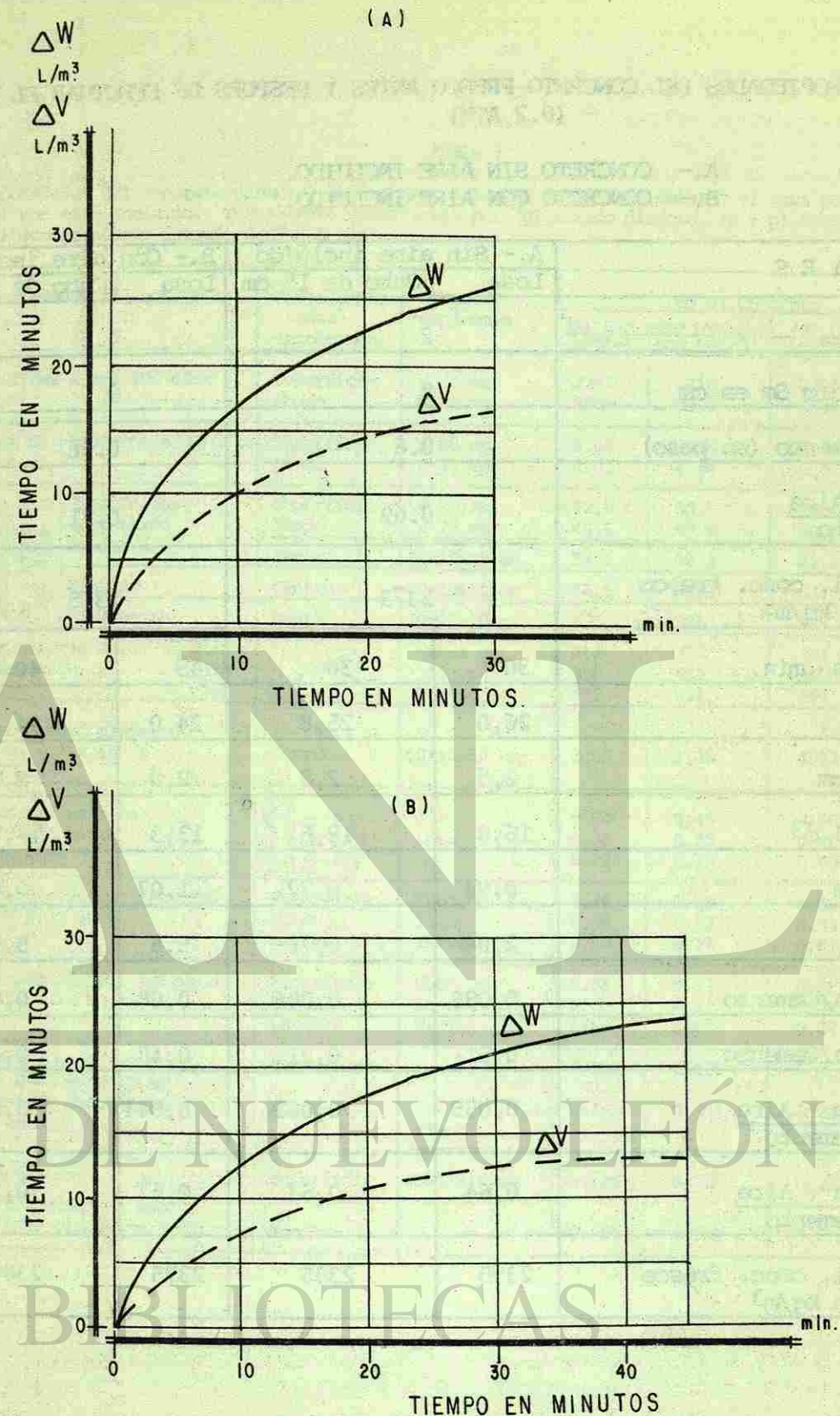


FIG. No. 2 CURSO DE LA ELIMINACION DE AGUA Y COMPACTACION DEL CONCRETO (A) SIN ADITIVO Y (B) CON AIRE INCLUIDO EN LA LOSA. EL VACIO SE HIZO DURANTE 30 y 45 min. RESPECTIVAMENTE.

TABLA 2.- PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO ANTES Y DESPUES DE EFECTUAR EL VACIO (0.2 ATM)

A.- CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO.
B.- CONCRETO CON AIRE INCLUIDO.

ENSAYES	A.- Sin aire incluido		B.- Con aire incluido		
	Losa	Cubo de 15 cm	Losa	Cubo de 15 cm	
ANTES DEL VACIO	Aire %	2	4.5		
	Rev. medio Sm en cm	8	9		
	Agua/Cemento (en peso)	0.6	0.56		
	Agua + Aire Cemento	0.69	0.71		
	Peso vol. conc. fresco Y o en kg/m ³	2373	2365		
DESECADO	Tiempo en min.	30	30	45	40
	ΔW	26,0	25,8	24,0	24,0
	Δh, mm	2,5	2,8	2,0	2,2
	Δv, l/m ³	16,6	18,6	13,3	14,7
	ΔL, %	0,94	0,72	1,07	0,93
DESPUES DEL VACIO	Aire %	2,94	2,72	5,6	5,5
	Δ Agua/Cemento	0,086	0,086	0,08	0,08
	Agua/Cemento	0,51	0,51	0,48	0,48
	Δ Agua + Aire Cemento	0,055	0,062	0,044	0,037
	Agua + Aire Cemento	0,64	0,63	0,67	0,67
	Peso vol. conc. fresco Y x, en kg/m ³	2390	2395	2375	2380

TABLA 3

Propiedades del concreto normal y del concreto al cual se le ha eliminado el agua por vacfo (A) sin y (B) con aire incluido. Tratamiento superficial por (p) razado directo, (p + p) doble razado o (p + g) pulido secundario después de 3.5 horas.

Propiedades del concreto	Parte de la losa (espécimen)	Tipo de espécimen	Tipo de Concreto				
			(A) Sin aire incluido		(B) Con aire incluido		
			normal	con vacío	normal	con vacío	
Densidad a los 100 días kg/m ³	Superficie	∅ 80 mm	2305	2410	2330	2380	
	Fondo	H 70 mm	2295	2370	2345	2340	
Agua de absorción a 150 días Peso en %	Superficie	∅ 80 mm	6.03	4.34	5.77	3.90	
	Fondo	H 70 mm	6.03	4.84	5.59	5.09	
Resistencia en kg/cm ² a 150 días	Tensión por compresión diametral	Superficie	∅ 80 mm	42.6	50.5	35.2	53.7
		Fondo	H 70 mm	40.6	49.6	40.6	41.3
	Flexión	Centro	10x10x10 cm	54.1	59.2	41.1	54.1
		Centro	60x10x10 cm	54.1	66.3	52.0	61.2
Compresión	Centro	10x10x10 cm	475	585	428	545	
Resistencia a la compresión kg/cm ²	3 días 7 días 28 días	Cubos de 15 cm Trevac	214	316	214	296	
			390	454	369	413	
			482	551	464	500	
Elasticidad dinámica en kg/cm ² x 10 ⁵ a 150 días	Centro	60x10x10 cm	3.86	4.38	4.07	4.50	
Resistencia a la abrasión en mm a 90 días	Tratamiento superficial	p	0.60	0.49	0.60	0.55	
		p+g	0.38	0.25	0.40	0.35	
		p+p	0.27	0.18	0.40	0.29	
Contracción por fraguado a 90 días en %	Superficie Fondo Lateral	Cubo de 15 cm	0.49	0.28	0.46	0.34	
		Trevac	0.38	0.33	0.35	0.38	
			0.58	0.37	0.43	0.35	
Contracción por fraguado a 150 días en %	Superficie Fondo Lateral	Cubo de 15 cm	0.58	0.33	0.68	0.40	
		Trevac	0.47	0.37	0.41	0.43	
			0.68	0.40	0.48	0.40	
Hinchamiento a los 180 días en % (2 semanas de saturación en agua)	Superficie		0.155	0.065	0.260	0.192	
	Fondo	Placa aserrada	0.441	0.251	0.210	0.160	
Después de: Contracción por secado en % (2 semanas a 80°C)	Superficie	40x25x15 cm	0.185	0.100	0.220		
	Fondo		0.600	0.290	0.230		

TABLA 4

Resistencia a la congelación y sales de deshielo del concreto normal y del concreto al que se le ha eliminado el agua por vacío (A) sin aire incluido y (B) con aire incluido. El promedio es de 3 especímenes de 10 x 10 x 10 cm de la losa, ensayados a la edad de 150 días. Ver figura 6, 7 y 8.

Ensayes	Después del ciclo No.	Tipo de Concreto			
		(A) Sin aditivo		(B) Con aire incluido	
No. de especímenes		Normal	Con vacío	Normal	Con vacío
Pérdida de volumen en %	15	7.3	3.1	3.5	0.6
Daño visual No. en la superficie		2.7	0.3	0.7	0.0
Pérdida de volumen en %		15.6	7.0	8.2	2.1
Daño Visual No.	Superficie (p+g)	4	1	1.6	0
	Lado superior	6	2.5	3.5	1.5
	Lado inferior	6	4	5	3
	Fondo	> 6	5	5	4.5

Clasificación de daños:

p+g = razado y pulido

- No. 0 - sin daño
- 1 - filos ligeramente dañados
- 2 - descascaramiento - daños menores en la superficie
- 3 - descascaramiento total - daños de superficie < 2 mm
- 4 - Descascaramiento total - daños de superficie < 4 mm
- 5 - Descascaramiento total - daños de superficie < 6 mm
- 6 - Descascaramiento total - daños de superficie > 6 mm

CONCRETO CON ELIMINACION DE AGUA POR MEDIO DE VACIO

TABLA 4-A

Resistencia a la congelación del concreto normal y al que se le ha eliminado el agua por vacío (A) sin aditivo y (B) con aire incluido. Método de ensaye de acuerdo al ensaye alemán Beton-Verein, de julio de 1975. (25 ciclos de congelamiento en solución de sal al 35%, temperatura -15°C (8 horas)- deshielo en agua a +20°C (16 horas)).

Especímenes: cubos de 10 cm para el ensaye de laboratorio.

Concreto tipo	(A) Sin aditivo								(B) Con aire incluido								
	Normal				Con vacío				Normal				Con vacío				
Antes de la Congelación	Tratamiento superficial	p+g	p+g	p+g	ave.	p+g	p+g	p+p	ave.	p+g	p+g	p+g	ave.	p+g	p+g	p+p	ave.
Especímen No.		1	2	3		4	5	6		7	8	9		10	11	12	
Peso (secado en aire) gr		2321	2243	2400	-	2540	2427	2583	-	2383	2493	2402	-	2422	2448	2447	-
Peso saturado) gr		2360	2282	2437	-	2557	2460	2600	-	2410	2527	2433	-	2438	2463	2461	-
Peso en agua gr		1354	1309	1410	-	1510	1432	1533	-	1387	1456	1410	-	1424	1437	1449	-
Volumen cm ³		1006	973	1027	-	1047	1028	1067	-	1023	1071	1023	-	1014	1026	1112	-
Densidad (saturada) kg/m ³		2345	2345	2372	2355	2442	2392	2436	2424	2356	2358	2376	2363	2408	2399	2431	2411
Después de 15 ciclos	Peso (saturado) gr	2150	2126	2272	-	2493	2369	2539	-	2287	2462	2363	-	2427	2440	2451	-
	Peso en agua gr	1233	1217	1310	-	1473	1378	1496	-	1317	1418	1368	-	1416	1423	1440	-
	Volumen cm ³	917	909	962	-	1020	990	1043	-	970	1043	995	-	1010	1017	1011	-
	Pérdida de peso gr	210	156	165	-	64	91	61	-	123	65	70	-	11	23	10	-
	Pérdida de volumen cm ³	89	64	65	-	27	38	24	-	53	28	28	-	4	9	1	-
	Pérdida de volumen %	8.8	6.5	6.7	7.3	2.6	3.8	2.1	2.8	5.4	2.6	2.9	3.3	0.4	0.9	0.0	0.5
	Pérdida de peso %	8.8	6.3	6.8	7.3	2.5	3.7	2.3	3.1	5.1	2.6	2.8	3.5	0.4	0.9	0.4	0.6
Daño Visual No.	Superficie	3	2	3	2.7	0	1	0	0.3	1	0	1	0.75	0	0	0	0
	Prom. lateral	5	5	5	5	3	3	3	3	3	4	3	3.3	2	2	2	2
Después de 25 ciclos	Peso saturado gr	1961	1928	2085	-	2381	2248	2449	-	2173	2347	2241	-	2367	2381	2417	-
	Peso en agua gr	1125	1106	1206	-	1410	1308	1443	-	1251	1352	1298	-	1383	1390	1415	-
	Volumen cm ³	836	822	879	-	975	939	1006	-	922	995	943	-	984	991	1002	-
	Pérdida de peso gr	400	354	351	-	172	212	151	-	237	180	192	-	71	82	44	-
	Pérdida de volumen cm ³	170	151	148	-	72	89	61	-	101	76	80	-	30	35	10	-
	Pérdida de volumen %	16.9	15.5	14.4	15.6	6.8	8.6	5.7	7.0	9.8	7.1	7.8	8.2	2.9	3.4	1	2.1
	Pérdida de peso %	16.9	15.5	14.4	15.6	6.7	8.6	5.8	7.0	9.8	7.1	7.3	8.2	2.9	3.3	1.8	2.6
Daño Visual No.	Superficie	4	4	4	4	0	1	2	1	1	1	3	1.6	0	0	0	0
	Lateral arriba	6	6	6	6	3	3	2	2.75	3	3	4	3.25	2	1	2	1.75
	Lateral abajo	6	6	6	6	5	5	5	5	5	6	4	5	3	3	3	3
	Fondo	6	6	6	6	5	5	5	5	5	6	4	5	4	3	4	3.75

Clasificación de daño:

Tratamiento superficial [®]

- No. 0 - sin daño
- 1 - aristas ligeramente dañadas
- 2 - descascaramiento - daño menor en la superficie
- 3 - descascaramiento total - superficie dañada < 2 mm
- 4 - descascaramiento total - superficie dañada < 4 mm
- 5 - descascaramiento total - superficie dañada < 6 mm
- 6 - descascaramiento total - superficie dañada > 6 mm

- p + g - razado y pulido
- p + p - razado doble

La resistencia a la abrasión se determinó sobre la superficie de la losa (en estado seco) mediante el ensaye del rodado con balines de acuerdo al método del Instituto Sueco de Ensayes (Swedish State Testing Institute) con una carga de 30 kg y un diámetro de rodado de 20 cm. La profundidad del desgaste se midió como el promedio de 3 puntos diferentes.

La absorción de agua se determinó en núcleos cilíndricos de 80 mm de diámetro y 70 mm de altura extraídos de la parte superior e inferior de la losa. La absorción de agua adicional se midió en especímenes de 10 x 10 x 10 cm cargados por arriba, o por la superficie lateral con agua a presión a 6 atmósferas durante 24 horas. La penetración de agua se determinó aplicando presión de agua (8 atmósferas de presión durante 24 horas) a la superficie superior de especímenes de 20 x 20 x 16 cm cortados de la losa.

La contracción se determinó mediante cubos de laboratorio de 15 cm ensayados periódicamente después del final del período de curado en el cuarto de curado ($20 \pm 2^\circ\text{C}$, 60% de humedad relativa). A los 150 días se midieron las deformaciones en todas las superficies características del espécimen, sobre la parte superior, inferior y por los lados de los cubos.

La resistencia al congelamiento y a las sales descongelantes se determinó de acuerdo al ensaye alemán por Deutscher Beton Verein, Fassung de julio de 1975. Los especímenes se congelaron en soluciones saturadas de sal con 35% NaCl durante 8 horas, y se descongelaron en agua a 20°C , esto en 15 y 25 ciclos. Los especímenes se ensayaron sin haber sido sellados, se midió la pérdida de Volumen y se detectó visualmente el daño sufrido por el espécimen.

RESULTADO DE LOS ENSAYES.

Se ensayaron los dos tipos de concreto, sin aditivo y con aire incluido, normal y con eliminación del agua por medio de vacío. Se obtuvieron los valores promedio para la sección completa de la losa y en muchos casos, valores individuales para la parte superior e inferior de la losa. Los resultados de los ensayos se presentan en las tablas 2, 3 y 4, y en las figuras 2, 3 y 4. Las propiedades mecánicas del concreto con eliminación de agua por medio de vacío confirman los resultados obtenidos anteriormente. Los resultados de ensayos sobre abrasión, contracción y resistencia al congelamiento se analizan más en detalle.

Eliminación de agua y compactación.— El concreto con aire incluido necesita más tiempo para la eliminación del agua que el concreto sin aditivo (Tabla 2). No observó diferencia notable para ambos tipos de concreto en el aumento del contenido de aire ni en los cambios en la relación agua-cemento (A/C) — ni en la relación (Agua + Aire)/Cemento. Se ha encontrado que ambos tipos de concreto son fáciles de enraizar o de pulir, pero el concreto con aire incluido requiere de un período ligeramente mayor.

La densidad del concreto fresco (Tabla 2) aumenta para ambos tipos de concreto debido a la eliminación de agua por medio de vacío. Se observa un incremento notable de la densidad en la parte superior de la losa (Tabla 3).

Resistencia.— Se determinó la resistencia a la tensión por compresión diametral

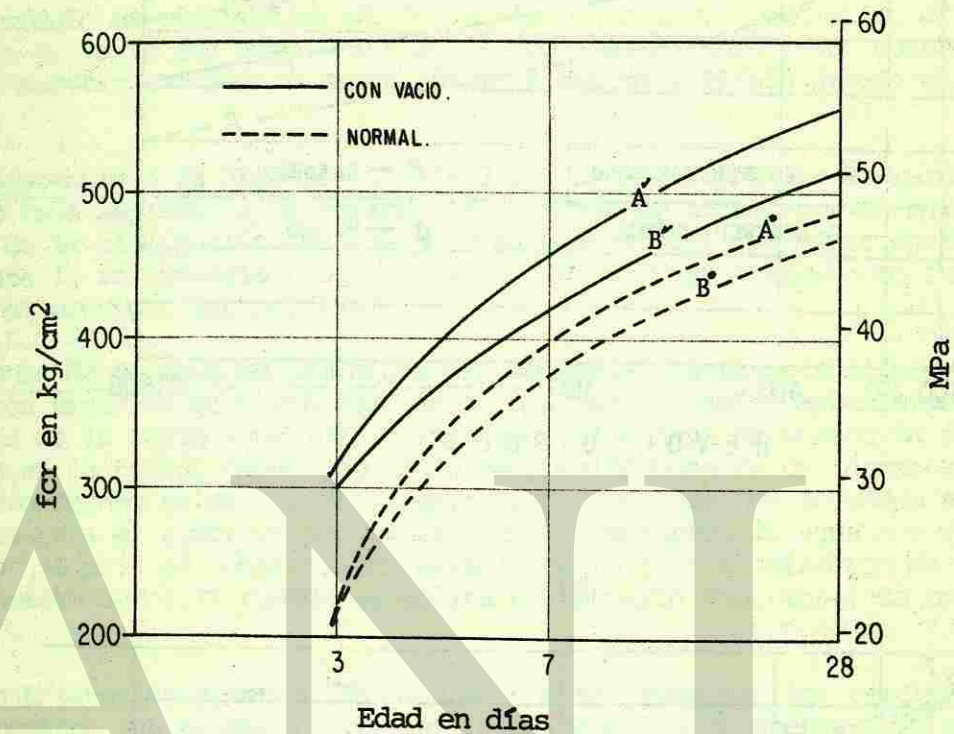


Fig. 3.- Resistencia a la compresión del concreto (A) sin aditivo y (B) con aire incluido a 3, 7 y 28 días.

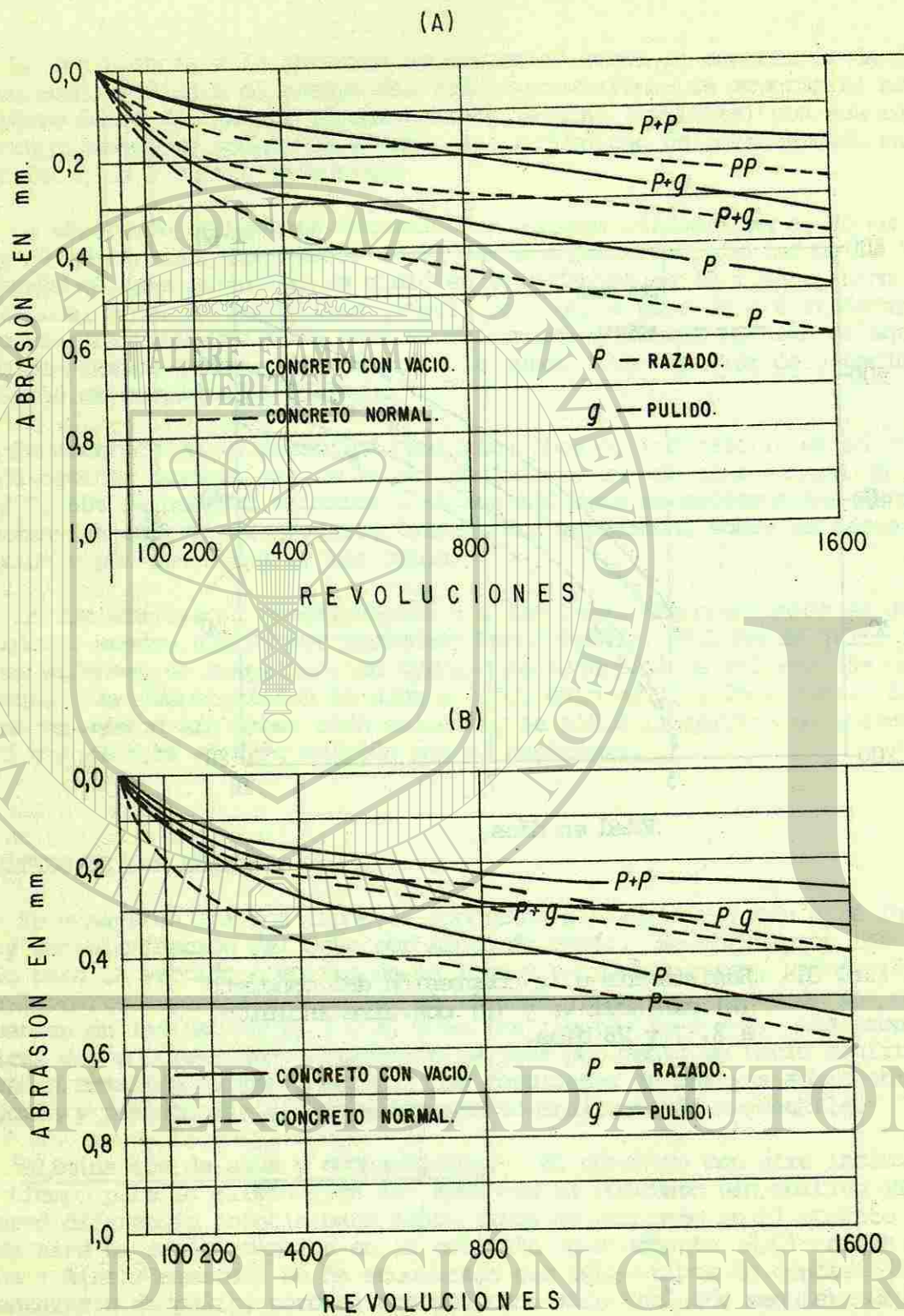


Fig. 4.- Resistencia a la abrasión del concreto (A) sin aditivo y (B) con aire incluido en la losa. Influencia de la eliminación de agua por vacío y el tratamiento mecánico superficial.

tral, a la flexión y a la compresión. Se logró un incremento del 15 al 30% en la resistencia debido a la eliminación de agua por medio de vacío para los diferentes tipos de ensayos de resistencia. Más notable fue el incremento en resistencia para el concreto sin aditivo en la parte superior de la losa y a temprana edad (Tabla 3, Fig. 3).

El módulo de elasticidad dinámico para el concreto con eliminación de agua por medio de vacío fue mayor para ambos tipos de concreto. El concreto con aire incluido muestra también un mayor módulo elástico E (Tabla 3) que el concreto sin aditivo.

Resistencia a la abrasión (Tabla 3).- La resistencia a la abrasión para el concreto cuya superficie se enrazó una sola vez se incrementa en cerca del 30% después de la eliminación de agua por medio de vacío. Un mayor enrazado o pulido incrementa la resistencia hasta cerca del 100%. Este tratamiento fue más efectivo para el concreto sin aditivo.

Absorción de agua de cilindros sin sellar.- La absorción de agua es menor para ambos tipos de concreto después de aplicar el vacío, especialmente en los especímenes de la parte superior de la losa. El ensayo de absorción de agua (no se presenta en la tabla) hecho por medio de presión muestra un incremento del 2.2% en el peso cuando se aplica en la parte superior y del 3.2% cuando se aplica por los lados para el concreto sin aditivo con eliminación de agua por medio de vacío, mientras que para el concreto con aire incluido (sin eliminación de agua) muestra un incremento del 2.7% cuando se aplica en la parte superior y de un 6% para los lados.

Los Ensayos de penetración de agua (no se presentan los resultados en las tablas) muestran una tendencia similar para todos los concretos. La penetración disminuye de 4.4 cm a 2.4 cm después de aplicar el vacío en el concreto sin aditivo, y de 4.6 cm a 3.3 cm en el concreto con aire incluido.

Contracción (Tabla 3, Fig. 5).- La eliminación de agua por medio de vacío cambia el curso de la contracción en las diferentes partes de la losa. La contracción resulta notablemente menor en la parte superior que en la inferior, hasta cerca del 70%.

Expansión y contracción por secado.- Los resultados de los especímenes de concreto extraídos de la losa, ensayados a los 180 días de edad, confirman la tendencia observada con anterioridad. La contracción se redujo notablemente en toda la sección, y especialmente en la parte superior de la losa cuya agua se eliminó por medio de vacío (Tabla 3).

Resistencia al congelamiento y a las sales descongelantes (Tabla 4 y Figuras 6, 7 y 8).- La resistencia al congelamiento se analizó de dos maneras: por medio de la pérdida en volumen y mediante el análisis visual de las superficies ensayadas. Utilizando los mismos especímenes, el método visual hace posible un análisis más cualitativo de la influencia de los diferentes tratamientos sobre la losa. La eliminación de agua por medio de vacío reduce grandemente la pérdida en volumen para ambos tipos de concreto. La pérdida en volumen para el concreto sin aditivo con eliminación de agua por medio de vacío fue menor del 50% y menos del 80% para el concreto con aire incluido y con eliminación de agua por medio de vacío.- El análisis visual del daño sobre las diferentes superficies de los especímenes --

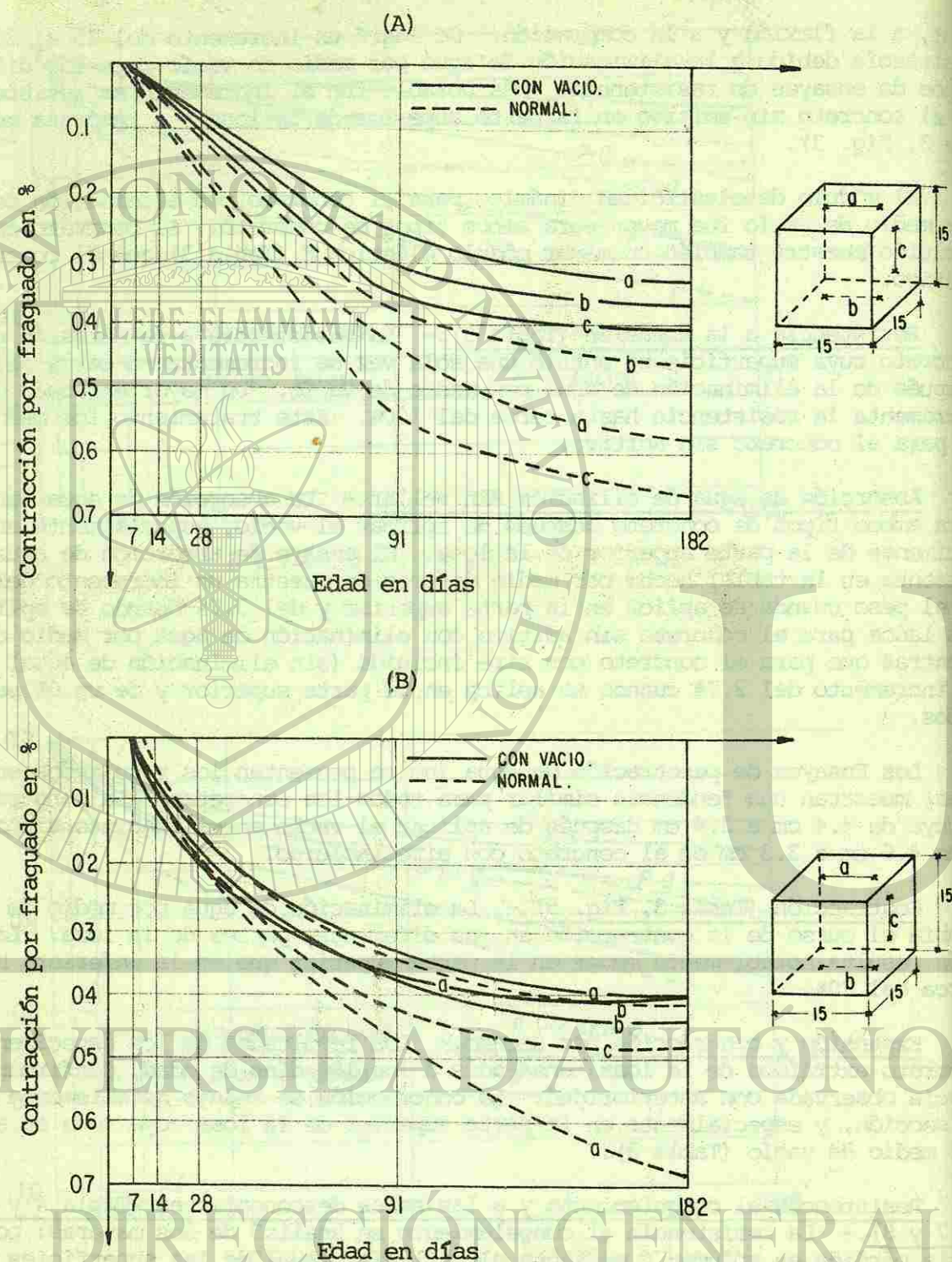
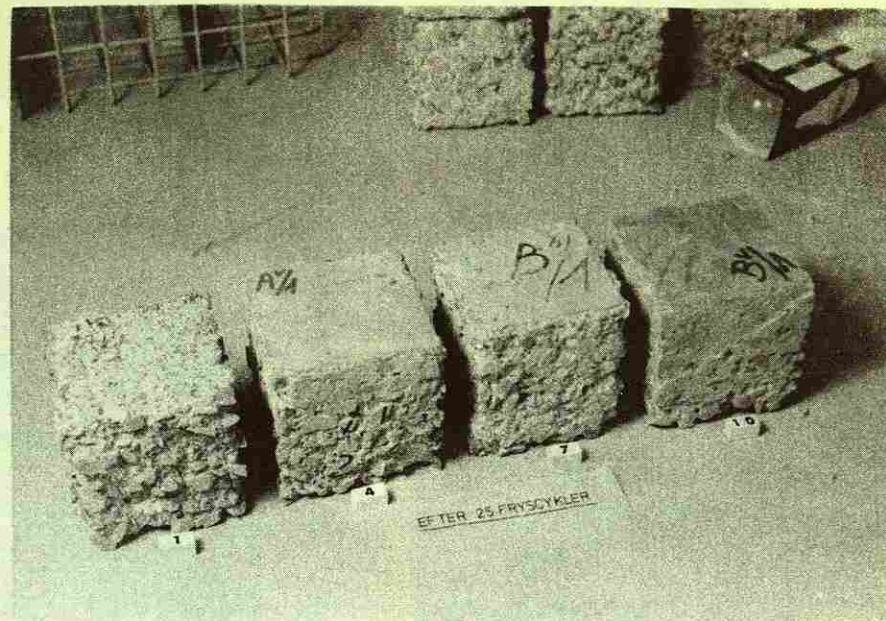
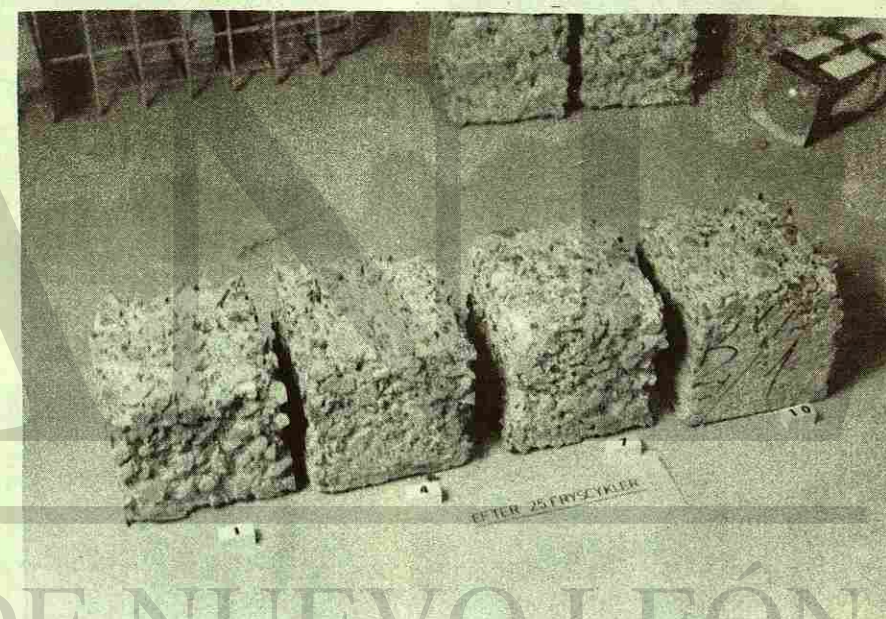


Fig. 5.- Contracción por fraguado del concreto normal y del concreto al que se ha eliminado el agua por vacío (A) sin aditivo y (B) con aire incluido, ensayados sobre partes diferentes del cubo al que se ha eliminado el agua en el aparato de TREVAC.

a - En la superficie (agua eliminada)
b - En el fondo
c - Lateral



Parte superior y del lado



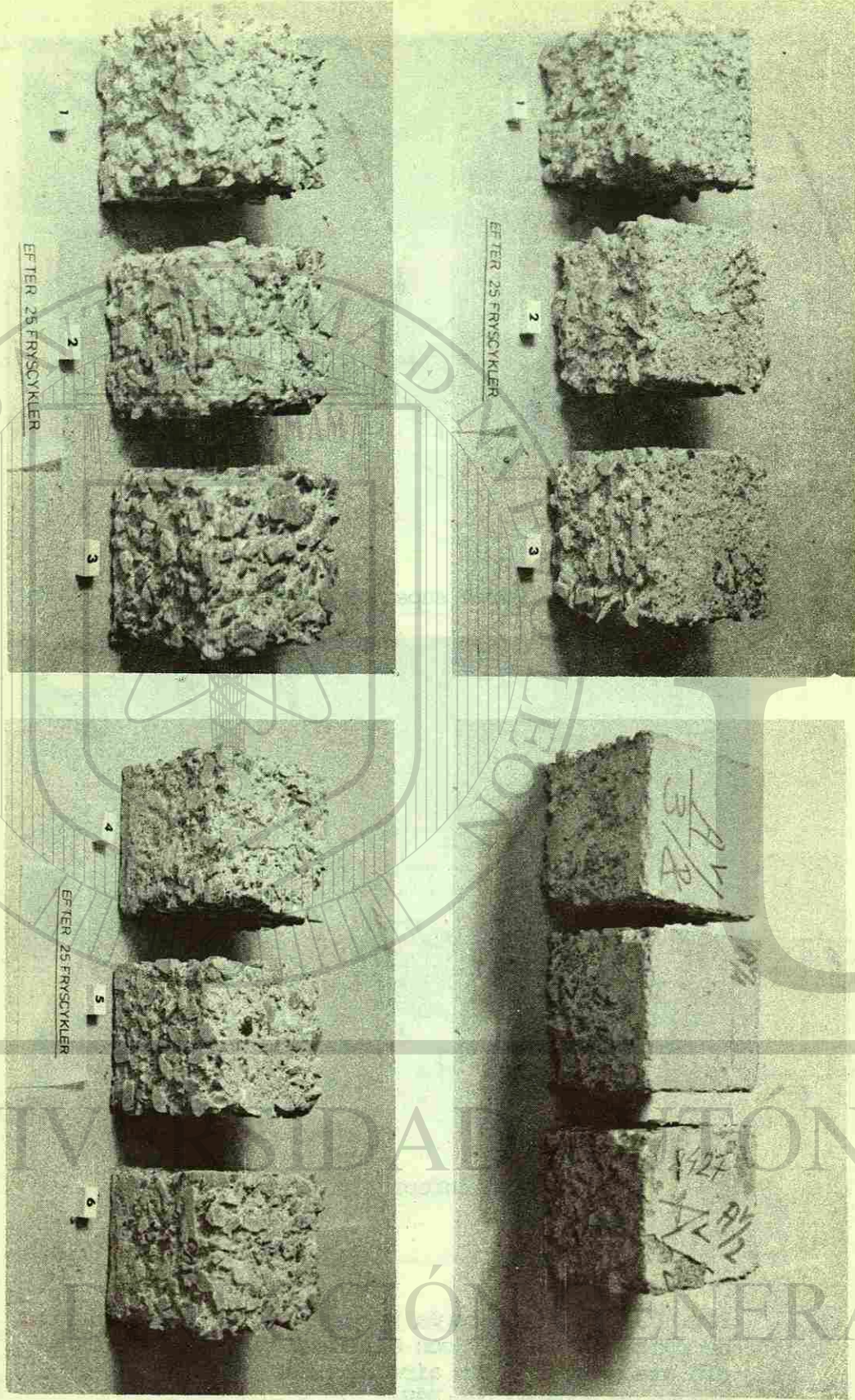
Parte inferior y del lado

Fig. 6.- Ensaye para la resistencia al congelamiento de concreto normal y con eliminación del agua por vacío sin aditivo y con aire incluido. Condiciones del ensaye de acuerdo con DBV/ /

No. de cubos (también TAB4):

1. Concreto normal.
4. Concreto con eliminación del agua por medio de vacío.
7. Concreto con aire incluido.
10. Concreto con aire incluido y eliminación de agua por medio de vacío.

Fig. 7.- Ensaye para la resistencia al congelamiento para el concreto sin aditivo (A) normal y con eliminación del agua por medio de vacío. Tres cubos de 10 cm. - Especímenes de la misma serie.



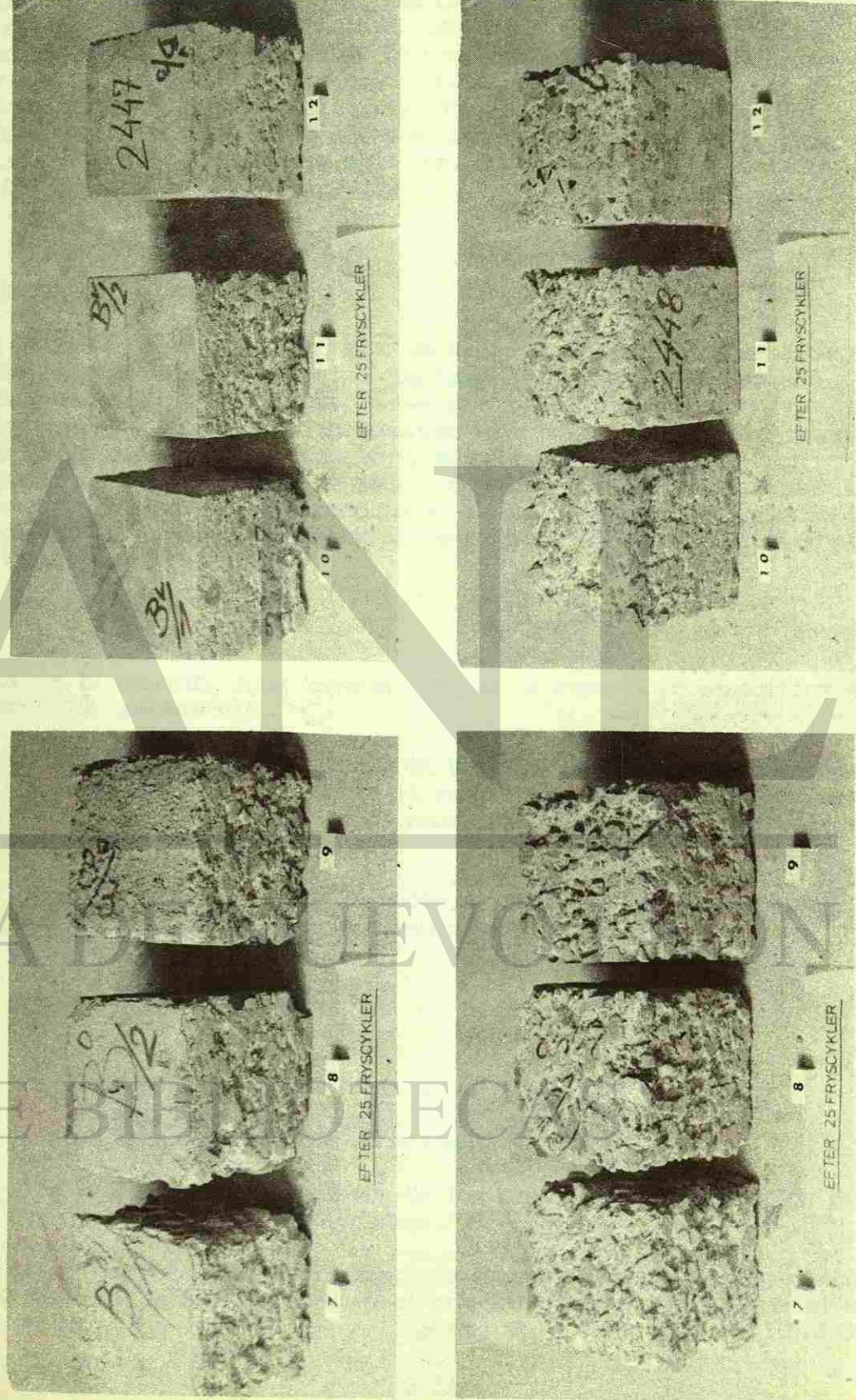
Parte inferior
y del lado

Parte superior
y del lado

Concreto con eliminación de agua
por medio de vacío

Concreto Normal

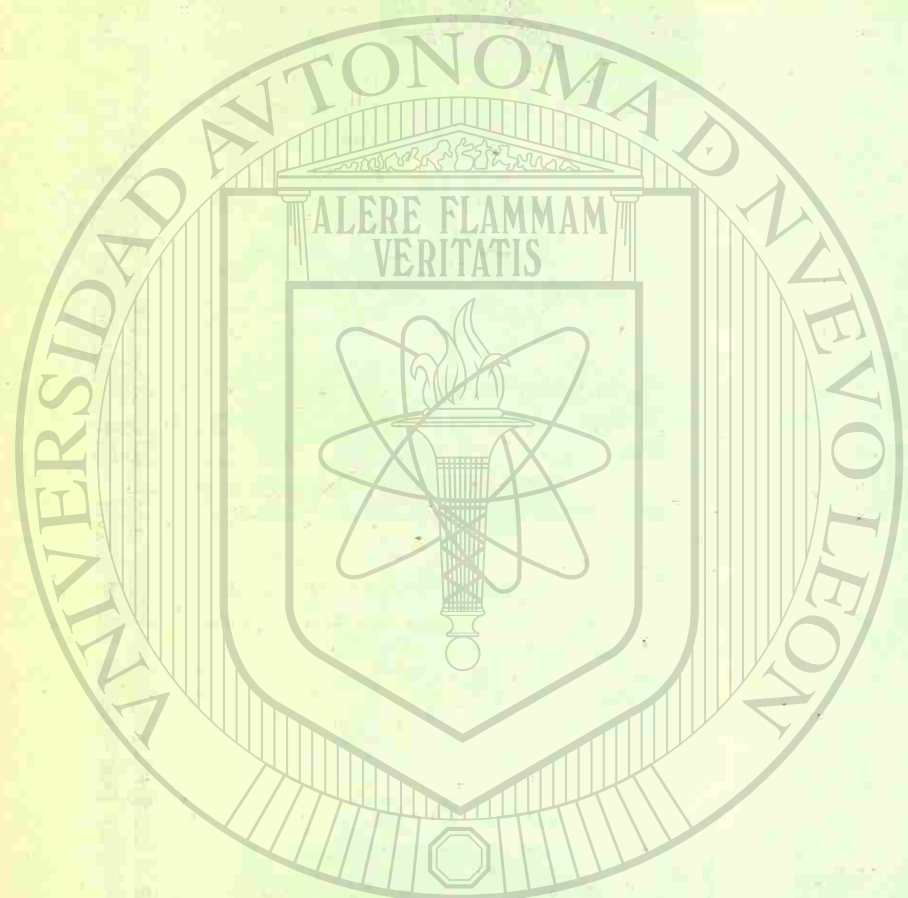
Concreto con eliminación de agua
por medio de vacío



Parte superior
y del lado

Parte inferior
y del lado

Fig. 8.- Ensaye de resistencia al congelamiento para concreto con aire incluido (B) normal, y con eliminación de agua por medio de vacío. Tres cubos de 10 cm. Especímenes de la misma serie.



confirman claramente la ventaja del tratamiento con vacío. La parte superior de la losa con eliminación de agua por medio de vacío es mucho menos afectada. La aplicación del vacío parece mejorar mucho más la resistencia al congelamiento que con solamente la inclusión de aire. El concreto tratado con vacío y con aire incluido muestra la mejor resistencia al congelamiento. Un enrazado mecánico doble o con enrazado con pulido adicional da por resultado una superficie muy durable, con una adherencia excelente con el concreto que queda por abajo de ella, confirmando así datos de campo sobre la excelente resistencia al congelamiento de las losas de estacionamiento de autos y pisos de refrigeradores de pescado, que han sido tratados con eliminación de agua por medio de vacío y pulidas con el flotador de hélices.

NOTAS GENERALES

La eliminación de agua por medio de vacío no solamente incrementa la densidad y resistencia del concreto sino que también disminuye la absorción, la abrasión, la contracción e incrementa la resistencia al congelamiento. Un enrazado mecánico y pulido subsecuentes incrementan adicionalmente la resistencia a la abrasión, disminuyendo la contracción y eliminando el efecto de desmoronamiento. El mecanismo de la eliminación de agua por medio de vacío y el acabado mecánico pueden ser explicados mediante cambios en el radio capilar equivalente de la pasta de cemento (5) causado por ambos procedimientos. El radio capilar para una mezcla fresca es:

$$r_o = \frac{A/C}{S_c}$$

donde A/C es la relación agua cemento y S_c es la superficie específica del cemento $S_c = 3,100 \text{ cm}^2/\text{gr}$.

La eliminación de agua por medio de vacío disminuye la relación agua cemento, y el acabado mecánico incrementa la superficie específica de las partículas de cemento mediante el pulido. Ambos procedimientos dan por resultado una disminución en el valor r_o (radio capilar).

Un pequeño radio capilar en la pasta de cemento fresco da por resultado un menor radio capilar en la pasta de cemento endurecido (r_n).

$$r_n = \frac{A/C - a A_n}{S_g} \quad \text{donde}$$

a es la rapidez de hidratación o $< a < 1$

A_n es el agua químicamente adherida $A_n \cong 0.2$

S_g es la superficie específica de los productos de hidratación por ejemplo el gel $S_g \cong 2.1 \times 10^6 \text{ cm}^2/\text{gr}$.

El menor radio capilar de la pasta de cemento endurecido, especialmente en la parte superior de la losa, reduce el gradiente térmico y de humedad en la sección de la losa. La disminución en la absorción y en la permeabilidad dan por re

sultado una menor contracción y expansión (Tabla 3) explicando así la elevada resistencia al congelamiento y resistencia al resquebrajamiento.

REFERENCIAS.

1. Lamprecht, H. O., 1968, Opus Caementitium. Verlag H. Fliieger. Dusseldorf.
2. Malinowski, R et al, 1961, Durability of Roman Concrete for hydraulic structures at Caesarea and Tiberias. RILEM, Prag.
3. Vitruvius, M. P., Ten Books on Architecture. Dover Publ., New York.
4. Billner, K P, US Patent 2.046867, 1936.
5. Malinowski, R & Wenander, H, 1975, Factors determining characteristics and composition of vacuum-dewatered concrete. Journal of American Concrete Institute No. 3, 1975.
6. Barnbrook, G, 1974, Concrete ground floor construction for the man on site, Nr 1 and 2. Cement and Concrete Association, London.
7. Deacon, R. Colin, 1974, Concrete ground floors. Cement and Concrete Association, London.

CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO-INTERACCION ENTRE EL AGUA DE AMASADO, EL AREA SUPERFICIAL DEL ESQUELETO GRANULAR Y LA RELACION AGUA/CEMENTO.

M. Sabesinsky Felperin*

RESUMEN

En el presente trabajo, se investiga en Concretos frescos preparados con Esqueletos Granulares Compactos, los requerimientos de agua de amasado para obtener una determinada Consistencia, en función del área superficial de estos agregados granulares compuestos.

Se estima al Concreto de cemento Portland como a "un Cuerpo Compuesto de dos fases". Los agregados granulares, compuestos de partículas de diferentes tamaños y formas (Esqueleto Granular), constituyen la fase interna, discontinua o carga, en un medio fase externa o matriz, que puede llegar a ser continua (Pasta Conglomerante).

Los Concretos examinados fueron preparados con Esqueletos Granulares de Tamaños Máximos de 1,1 a 35.0 mm., calculados en base a Módulos Granulométricos obtenidos en estudios de compacidad para Cuerpos Compuestos de masa definida, con efecto pared. Las partículas componentes fueron obtenidas procesando agregados granulares de mayor empleo en la zona: Piedra Partida Granítica, Canto Rodado (Río Uruguay), Canto Rodado (Río Tercero) y Arena Silíceas (Río Paraná). Las Pastas Conglomerantes empleadas corresponden a relaciones agua/cemento de 0,35 a 0,70.

Se observa cómo la Consistencia del Concreto fresco, dentro del rango plástico, resulta ser proporcional a la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por el Esqueleto Granular. Esta proporcionalidad es distinta para cada relación agua de amasado/cemento de la Pasta Conglomerante y superficie específica del cemento Portland componente.

El agua de mojado o retenida total resulta ser función de los Módulos Granulométricos de los agregados granulares componentes, de acuerdo a las expresiones encontradas como consecuencia de estudios sobre efectos de superficie y naturaleza mineralógica. Permite considerar la forma de las partículas granulares y se obtiene como suma de las aguas de mojado o retenida por cada uno de los agregados componentes del Esqueleto Granular.

* Profesor Titular (Investigador) - Jefe del Laboratorio de Tecnología de Materiales de Construcción y Hormigón (IMAE) - Facultad de Ciencias Exactas e Ingeniería (Universidad Nacional de Rosario-Argentina).

sultado una menor contracción y expansión (Tabla 3) explicando así la elevada resistencia al congelamiento y resistencia al resquebrajamiento.

REFERENCIAS.

1. Lamprecht, H. O., 1968, Opus Caementitium. Verlag H. Flieger. Dusseldorf.
2. Malinowski, R et al, 1961, Durability of Roman Concrete for hydraulic structures at Caesarea and Tiberias. RILEM, Prag.
3. Vitruvius, M. P., Ten Books on Architecture. Dover Publ., New York.
4. Billner, K P, US Patent 2.046867, 1936.
5. Malinowski, R & Wenander, H, 1975, Factors determining characteristics and composition of vacuum-dewatered concrete. Journal of American Concrete Institute No. 3, 1975.
6. Barnbrook, G, 1974, Concrete ground floor construction for the man on site, Nr 1 and 2. Cement and Concrete Association, London.
7. Deacon, R. Colin, 1974, Concrete ground floors. Cement and Concrete Association, London.

CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO-INTERACCION ENTRE EL AGUA DE AMASADO, EL AREA SUPERFICIAL DEL ESQUELETO GRANULAR Y LA RELACION AGUA/CEMENTO.

M. Sabesinsky Felperin*

RESUMEN

En el presente trabajo, se investiga en Concretos frescos preparados con Esqueletos Granulares Compactos, los requerimientos de agua de amasado para obtener una determinada Consistencia, en función del área superficial de estos agregados granulares compuestos.

Se estima al Concreto de cemento Portland como a "un Cuerpo Compuesto de dos fases". Los agregados granulares, compuestos de partículas de diferentes tamaños y formas (Esqueleto Granular), constituyen la fase interna, discontinua o carga, en un medio fase externa o matriz, que puede llegar a ser continua (Pasta Conglomerante).

Los Concretos examinados fueron preparados con Esqueletos Granulares de Tamaños Máximos de 1,1 a 35.0 mm., calculados en base a Módulos Granulométricos obtenidos en estudios de compacidad para Cuerpos Compuestos de masa definida, con efecto pared. Las partículas componentes fueron obtenidas procesando agregados granulares de mayor empleo en la zona: Piedra Partida Granítica, Canto Rodado (Río Uruguay), Canto Rodado (Río Tercero) y Arena Silíceas (Río Paraná). Las Pastas Conglomerantes empleadas corresponden a relaciones agua/cemento de 0,35 a 0,70.

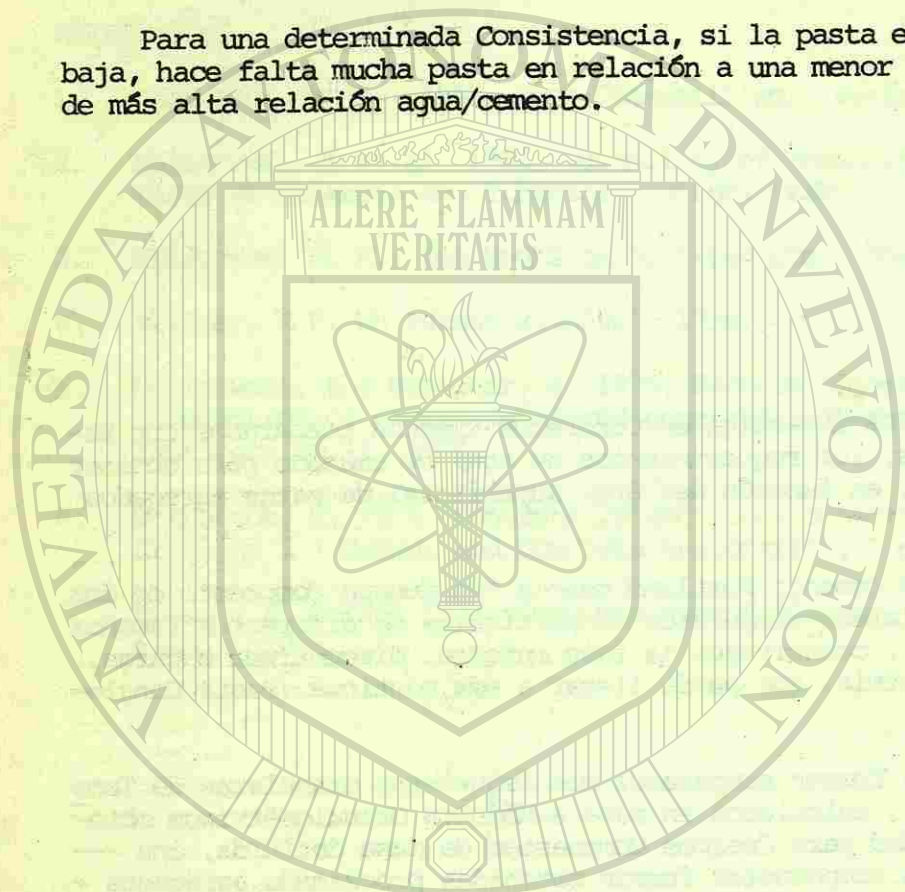
Se observa cómo la Consistencia del Concreto fresco, dentro del rango plástico, resulta ser proporcional a la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por el Esqueleto Granular. Esta proporcionalidad es distinta para cada relación agua de amasado/cemento de la Pasta Conglomerante y superficie específica del cemento Portland componente.

El agua de mojado o retenida total resulta ser función de los Módulos Granulométricos de los agregados granulares componentes, de acuerdo a las expresiones encontradas como consecuencia de estudios sobre efectos de superficie y naturaleza mineralógica. Permite considerar la forma de las partículas granulares y se obtiene como suma de las aguas de mojado o retenida por cada uno de los agregados componentes del Esqueleto Granular.

* Profesor Titular (Investigador) - Jefe del Laboratorio de Tecnología de Materiales de Construcción y Hormigón (IMAE) - Facultad de Ciencias Exactas e Ingeniería (Universidad Nacional de Rosario-Argentina).

Para un mismo valor de la relación "agua de amasado/agua de mojado o retenida total", la Consistencia del Concreto Fresco resulta ser independiente del Tamaño Máximo Nominal del Esqueleto Granular y de la naturaleza mineralógica de los agregados naturales normales, gruesos y finos que lo componen.

Para una determinada Consistencia, si la pasta es de relación agua/cemento baja, hace falta mucha pasta en relación a una menor cantidad de la misma, pero de más alta relación agua/cemento.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL

OBJETO DEL PRESENTE TRABAJO:

Este trabajo es parte de un amplio Plan de Investigación tendiente a establecer relaciones de semejanza entre Concretos preparados con Esqueletos Granulares de distintos Tamaños Máximos (Micro, Normal y Macro-esqueleto), e investigar las propiedades mecánicas y físico-químicas a través del Micro-concreto, empleando técnicas e instrumental más adecuados a la búsqueda de determinados parámetros micro-estructurales.

En este trabajo se considera como interactúan entre sí, el agua de amasado, el área superficial del Esqueleto Granular y la relación agua/cemento de la Pasta Conglomerante.

INTRODUCCION.

En el presente trabajo se investiga en Concretos frescos y en función del área superficial de los Esqueletos Granulares componentes, los requerimientos de agua de amasado para obtener una determinada Consistencia de estos Cuerpos Compuestos.

El cemento Portland y el agua de amasado constituyen la Pasta que conglomeran las partículas que componen el agregado granular compuesto. En base a las investigaciones llevadas a cabo en trabajos previos (1), (2), (3), (4) y (5), se ha concluido que ambos deben ser considerados en forma conjunta, en lugar de estimar al primero como a un material granular más entre los componentes del hormigón a elaborar. La influencia de la pasta de cemento se hace sentir desde el momento en que sus componentes se incorporan al conjunto granular compuesto.

En consecuencia, considerando a la pasta de cemento por una parte y a los agregados gruesos y finos por la otra, se puede estimar al Concreto de cemento Portland como a "un Cuerpo Compuesto de dos fases", donde los agregados granulares compuestos de partículas de diferentes tamaños y formas (Esqueleto Granular), constituyen la fase interna, discontinua o carga, en un medio fase externa o matriz, que puede llegar a ser continua (Pasta Conglomerante).

En Concreto fresco, la Consistencia depende de la presencia de la pasta entre las partículas del agregado compuesto y de la película de recubrimiento de las mismas. En el Concreto endurecido, la porosidad total de la pasta completamente hidratada depende del contenido de cemento y de la cantidad de agua empleada durante el amasado. Para relaciones agua/cemento de 0,35 a 0,70, de acuerdo con Brunauer (6), esta porosidad varía respectivamente de 25% a 50% del volumen sólido total.

En trabajos previos que conforman el Plan de Investigación expuesto precedentemente, se ha investigado la composición de Esqueletos Granulares Compactos de mínima superficie específica los cuales para una determinada cantidad de cemento y Consistencia del Concreto fresco permiten reducir a un mínimo, la cantidad requerida de agua de amasado. En estos trabajos se ha determinado para cada agregado grueso componente y forma de sus partículas (angulosas o redondeadas), el "Mó-

dulo Granulométrico del Esqueleto Granular Compacto (Ma)". Este, resulta ser función lineal del logaritmo del correspondiente Tamaño Máximo Nominal ($D_{m\acute{a}x-mm}$), considerándose como tal, al lado de la abertura de malla de un tamiz supuesto que deja pasar el 95% del total del agregado granular analizado granulométricamente.

El Esqueleto Granular puede reproducirse, ya sea por la Ley de las Mezclas, partiendo de los Módulos Granulométricos de los agregados componentes respectivos o por composición de retenidos parciales.

En la composición de los Esqueletos Granulares Compactos se excluyen las partículas superfinas que pasan a través del tamiz No. 100 (0,149 mm), las que presentan marcada influencia sobre las propiedades reológicas del Concreto fresco y son consideradas como "adiciones minerales activas".

El agua retenida por efecto de superficie y naturaleza mineralógica o agua de mojado, complementa los valores que particularizan a un terminado agregado granular dado por su Módulo Granulométrico y su Tamaño Máximo Nominal ($D_{m\acute{a}x-mm}$), (2) (3) y (7).

En determinadas condiciones de humedad y temperatura, por efecto de superficie, a través de la cantidad de agua adsorbida es posible considerar la influencia de la forma de las partículas granulares y la naturaleza mineralógica de las mismas. El "agua adsorbida", a diferencia del "agua absorbida", queda adherida a la superficie de las partículas granulares en la forma de una capa tenue, como consecuencia de la capilaridad y tensión superficial. El "agua de absorción o agua de penetración", corresponde a un mecanismo diferente ya que depende fundamentalmente de la porosidad de las partículas granulares y necesita cierto tiempo para cumplir el proceso y llegar a la saturación, por inmersión en agua.

El agua de amasado resulta ser función de la superficie de las partículas granulares que componen el Cuerpo Compuesto de cemento Portland. Existen valores de acuerdo con Feret (8), que expresan el agua de amasado de un mortero, en función de las partículas gruesas, medianas y finas de la arena y del cemento componentes. Bolomey (9), estableció fórmulas empíricas para calcular la cantidad de agua necesaria para mojar un agregado, en relación al diámetro de los granos o de la malla de los tamices inferior y superior que lo comprenden, y de un coeficiente que depende del peso sólido de la roca origen del agregado, forma de las partículas, rugosidad de su superficie y grado de fluidez del Concreto. Una fórmula posterior de Bolomey (10), proporciona la cantidad total de agua de amasado del concreto, en relación al cemento Portland, al peso de los agregados gruesos y finos, a la Consistencia del Concreto fresco y al Módulo Granulométrico de estos agregados.

Interesa en consecuencia, determinar el "agua de mojado o retenida", por unidad de peso por los distintos agregados granulares considerados, en relación a su correspondiente Módulo Granulométrico y por extensión al Esqueleto Granular Compacto que estos agregados componen y relacionar esta agua total con el agua de amasado indispensable para obtener una determinada consistencia del Concreto fresco, para una prefijada relación agua/cemento de la Pasta Conglomerante.

La consistencia se refiere al carácter de la mezcla fresca, con respecto a su estado de fluidez. Una mezcla es plástica cuando su consistencia se encuentra entre las secas desmenuzables y las muy fluidas y es capaz de deformarse, sin ser

gregarse. La consistencia o grado de fluidez del concreto fresco constituye una parte importante de la trabajabilidad. Esta es una propiedad más compleja que la consistencia puesto que involucra no solamente a las propiedades de las mezclas, sino también a las condiciones de colocación para obtener el grado requerido de consolidación, conservando la homogeneidad del cuerpo compuesto fresco. Una mezcla fresca de determinada consistencia puede ser trabajable para un determinado elemento resistente a conformar y no para otro, aparentemente muy semejante.

Conforme a las conclusiones de trabajos ya desarrollados (11), (12), (13), (14), (15), (16) y (17), en el concreto fresco, la consistencia depende de la presencia de la pasta de cemento entre las partículas del agregado granular compuesto. Los esqueletos granulares compactos dan concretos cuya consistencia en estado fresco, resulta ser función del espesor de la película de pasta envolvente de las partículas que lo componen. Si el esqueleto granular no es compacto y tiene gran cantidad de vacíos, parte de la pasta se pierde por ocupar estos vacíos y queda menor cantidad de pasta disponible como envolvente de las partículas componentes.

De acuerdo a las consideraciones y conclusiones precedentes, en este trabajo, se investiga el mecanismo de interacción entre el agua de amasado y el área superficial del esqueleto granular estimada por el agua de mojado o retenida total, para pastas conglomerantes de distintas viscosidades expresadas por la relación entre sus componentes, agua y cemento.

TRABAJO EXPERIMENTAL.

Los diferentes esqueletos granulares empleados fueron compuestos con agregados de mayor empleo en la zona: Piedra Partida Granítica, Canto Rodado (Río Uruguay), Canto Rodado (Río Tercero) y Arena Silíceo (Río Paraná). Las pastas de cemento empleadas corresponden a relaciones agua/cemento de 0,35 a 0,70.

Se llevaron a cabo sucesivas determinaciones del agua de mojado o retenida por efecto de superficie y naturaleza mineralógica por las partículas granulares que componen los agregados ya mencionados. Para ello, previamente se procedió a descomponer granulométricamente cada agregado granular examinando separadamente sus parciales componentes, por empleo de los tamices: 50,8 mm - 38,1 mm - 25,4 mm - 19,1 mm - 12,7 mm - 9,52 mm - No. 4 (4,76 mm) - No. 8 (2,38 mm) - No. 16 (1,19 mm) - No. 30 (0,59 mm) - No. 50 (0,297 mm) y No. 100 (0,149 mm). Sobre estos retenidos parciales se llevaron a cabo las determinaciones de agua de mojado, en sucesivas series, promediando los valores obtenidos, previa selección aplicando el Criterio de Chauvenet.

En base a los valores medios del agua de mojado correspondiente a los sucesivos retenidos parciales se determinó el valor del agua retenida total en función del módulo granulométrico de cada familia de agregados particularizadas por su naturaleza mineralógica y forma de sus partículas (angulosas o redondeadas).

El agua de mojado o retenida total por cada esqueleto granular (AR_{m-cm^3}), se calcula como suma de las aguas de mojado o retenidas por cada uno de los agregados granulares componentes.

Para la determinación de la consistencia del concreto fresco se ha empleado el Método del Tronco de Cono, de acuerdo a las Normas ASTM-C-143 e IRAM 1536, siendo la consistencia estimada en centímetros de asentamiento del elemento de conformado, al desmoldarse.

El estudio de consistencias se llevó a cabo con series de esqueletos granulares de Tamaño Máximo Nominal: 1,1 mm - 4,3 mm - 8,5 mm - 11,8 mm - 17,0 mm - 23,0 mm y 35,0 mm. Estos esqueletos granulares, compuestos con los agregados gruesos mencionados, de partículas angulosas o redondeadas, fueron proyectados de acuerdo a las expresiones analíticas obtenidas previamente (2), en estudios de compacidad para concretos de masa definida, con efecto pared, estableciéndose para cada Tamaño Máximo Nominal del agregado grueso componente ($D_{m\acute{a}x}$ -mm) y forma de las partículas, el Módulo Granulométrico del Esqueleto Granular de mayor compacidad y menor área superficial (M_a):

- I) Partículas Angulosas: $M_a = 1,85 + 2,514 \cdot 1g D_{m\acute{a}x}$.
- II) Partículas Redondeadas: $M_a = 2,28 + 2,248 \cdot 1g D_{m\acute{a}x}$.

siendo: M_a - Módulo Granulométrico del Esqueleto Granular.

$D_{m\acute{a}x}$ (mm) - Tamaño Máximo Nominal del agregado grueso.

Los porcentajes de agregado fino (s-%) y de agregado grueso (g-%), fueron calculados aplicando la Ley de las Mezclas:

$$s(\%) = \frac{M_g - M_a}{M_g - M_s} \cdot 100$$

$$g(\%) = 100 - s(\%)$$

donde: M_g - Módulo Granulométrico del agregado grueso.

M_s - Módulo Granulométrico del agregado fino.

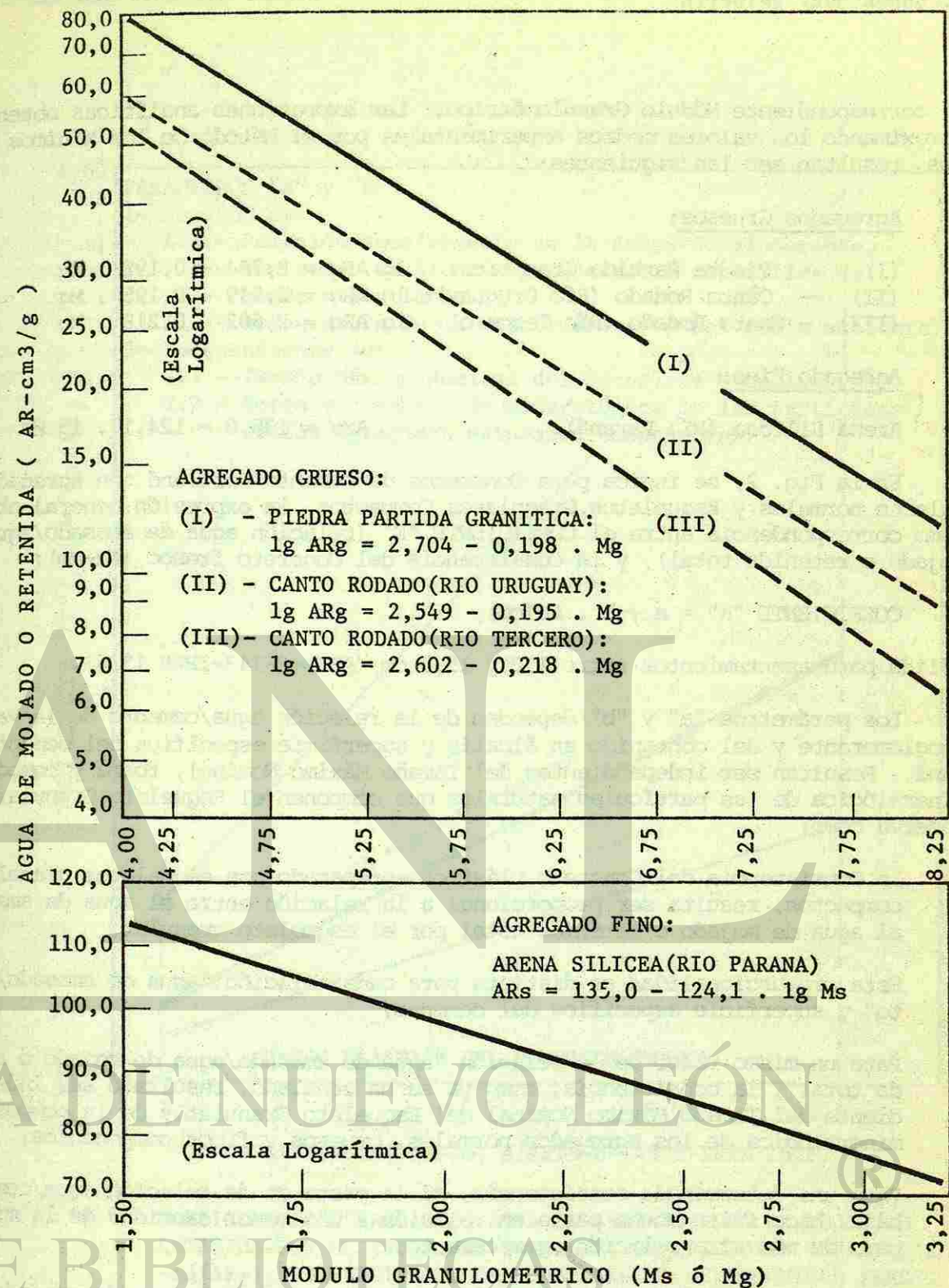
Por tratarse de agregados granulares de diferentes pesos sólidos (PE_s -kg/dm³) se expresa el porcentaje en volumen sólido (V_s -%).

Los distintos agregados granulares componentes fueron tomados en estado seco. Se mezclaron primero entre sí, y luego con el cemento Portland hasta distribución uniforme. Finalmente fue incorporada el agua de amasado. El tiempo de amasado ha sido el mismo para las diferentes preparaciones, seleccionándose entre todos los pastones obtenidos, los de consistencia plástica, con asentamientos dentro del rango: $A_c = 1,0$ a $15,5$ cm. En cada caso, una vez concluido el amasado, se llevaron a cabo tres estimaciones de consistencia, considerándose el valor medio resultante. Las condiciones de Laboratorio y de los materiales empleados fueron: $t = 20 \pm 2^\circ C$ - $HR = 65 \pm 5\%$.

INTERPRETACION DE LOS VALORES OBTENIDOS.

En la Fig. 1, se han representado los valores medios experimentales obtenidos del agua de mojado o retenida (por unidad de peso), por los distintos agregados granulares normales empleados en el Concreto de cemento Portland, en relación

CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO



- FIG. 1 -

AGREGADOS NORMALES EMPLEADOS EN EL HORMIGON DE CEMENTO PORTLAND
 AGUA DE MOJADO O RETENIDA (POR UNIDAD DE PESO), POR EL AGREGADO GRANULAR POR EFECTO DE SUPERFICIE Y NATURALEZA MINERALOGICA, EN RELACION AL CORRESPONDIENTE MODULO GRANULOMETRICO.

al correspondiente Módulo Granulométrico. Las expresiones analíticas obtenidas, aproximando los valores medios experimentales por el Método de los Mínimos Cuadrados, resultan ser las siguientes:

- Agregados Gruesos:

- (I) - Piedra Partida Granítica: $1g \text{ ARg} = 2,704 - 0,198 \cdot Mg$
- (II) - Canto Rodado (Río Uruguay): $1g \text{ ARg} = 2,549 - 0,195 \cdot Mg$
- (III) - Canto Rodado (Río Tercero): $1g \text{ ARg} = 2,602 - 0,218 \cdot Mg$

- Agregado Fino:

Arena Silíceea (Río Paraná): $Ars = 135,0 - 124,1 \cdot 1g \text{ Ms}$

En la Fig. 2, se indica para Concretos de cemento Portland con agregados granulares normales y Esqueletos Granulares Compactos, la expresión general obtenida como correspondencia entre el COEFICIENTE "K" (relación agua de amasado/agua de mojado o retenida total), y la Consistencia del Concreto fresco (Ac-cm):

$$\text{COEFICIENTE "K"} = a + b \cdot \text{Ac}(\text{cm}),$$

válida para asentamientos entre 1,0 y 15,5 cm (ASTM-C-143-IRAM 1536).

Los parámetros "a" y "b" dependen de la relación agua/cemento de la Pasta Conglomerante y del contenido en álcalis y superficie específica del cemento Portland. Resultan ser independientes del Tamaño Máximo Nominal, forma y composición mineralógica de las partículas naturales que componen el Esqueleto Granular. Se observa como:

- La Consistencia del Concreto plástico, preparado con esqueletos granulares compactos, resulta ser proporcional a la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por el esqueleto granular,
- Esta proporcionalidad es distinta para cada relación "agua de amasado/cemento" y superficie específica del cemento,
- Para un mismo valor de la relación "agua de amasado/agua de mojado o retenida total", la consistencia, como ya se ha señalado, resultado ser independiente del Tamaño Máximo Nominal del Esqueleto Granular y de la composición mineralógica de los agregados normales, gruesos y finos componentes,
- Para una determinada consistencia, si la pasta es de relación agua/cemento baja, hace falta mucha pasta en relación a una menor cantidad de la misma, pero de más alta relación agua/cemento.

Los álcalis del cemento se disuelven rápidamente en el agua de amasado y su velocidad de disolución se incrementa a medida que lo hace la temperatura del medio, e influyen en la consistencia del concreto fresco. Generalmente, en el cemento Portland, la reducción en el contenido de álcalis es acompañada por una acentuada reducción en los contenidos de ferroaluminato tetracálcico (C4AF) y de aluminato tricálcico (C3A).

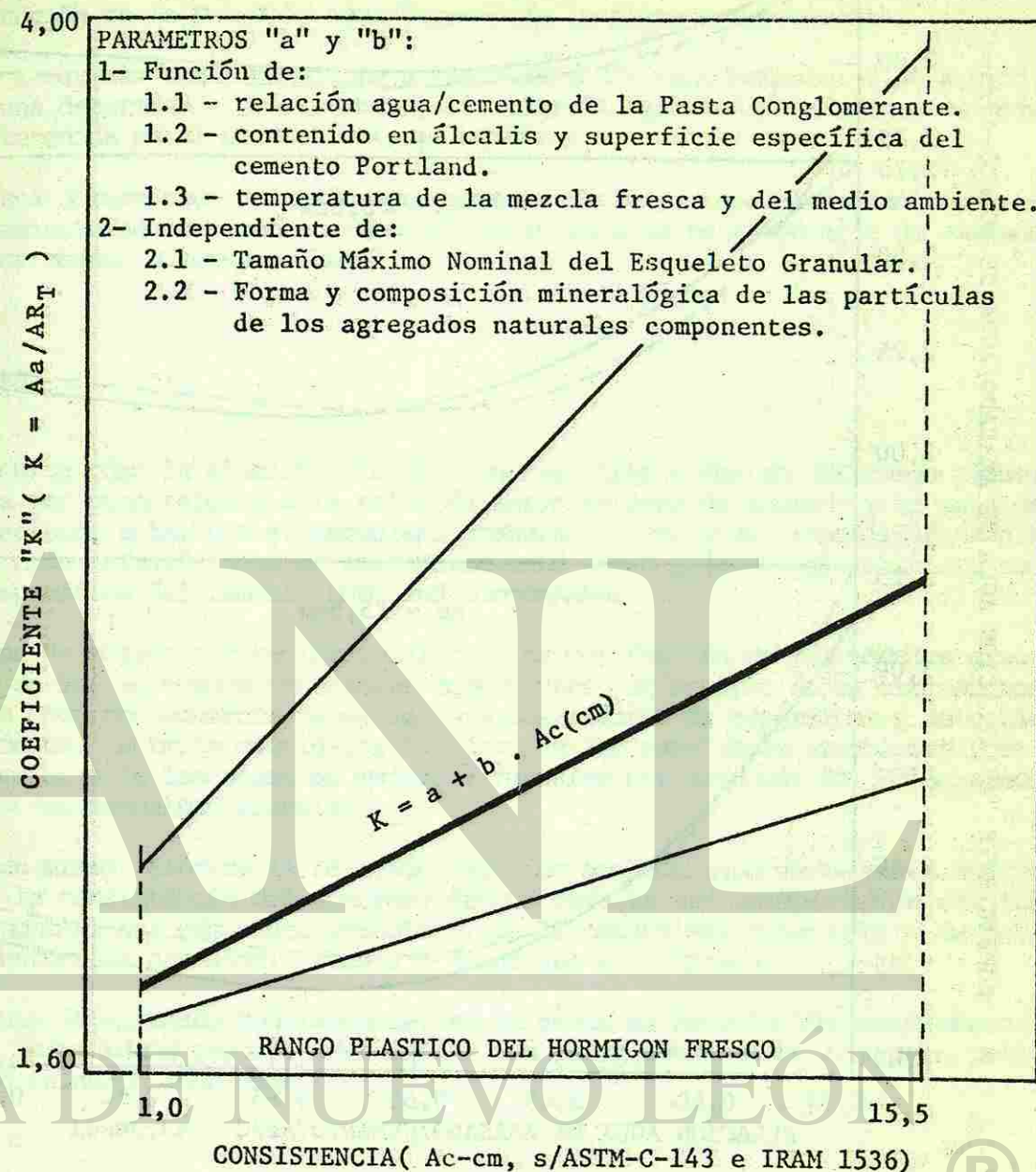
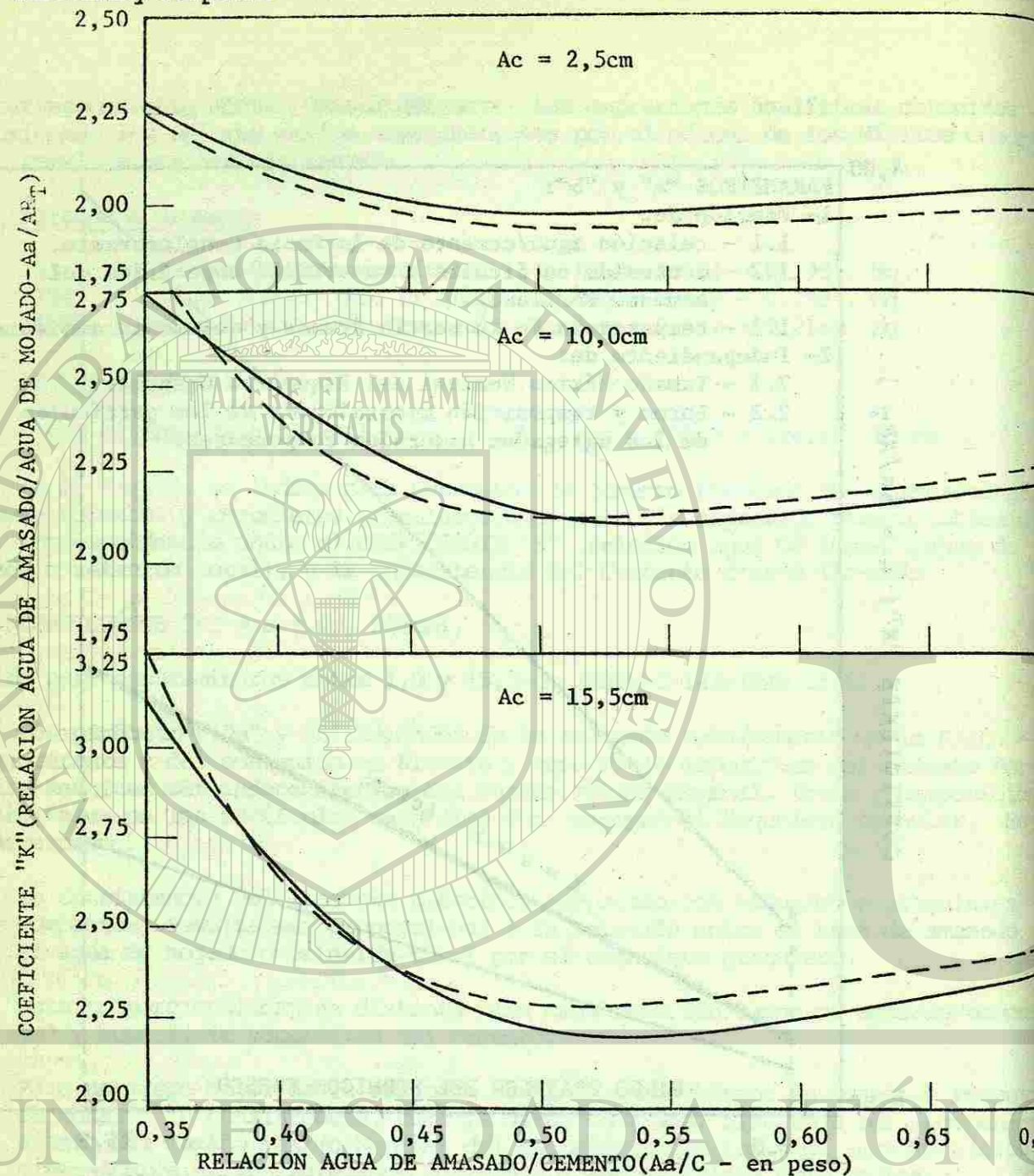


FIG. 2 - COEFICIENTE "K"(RELACION AGUA DE AMASADO/AGUA DE MOJADO O RETENIDA POR EL ESQUELETO GRANULAR POR EFECTO DE SUPERFICIE -Aa/AR_T), EN FUNCION DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGON FRESCO -Ac-cm).

En la Fig. 3, para Consistencias del Concreto fresco, correspondientes a --- asentamientos de: 2,5 - 10,0 y 15,5 cm (ASTM-C-143 - IRAM 1536), se interpretan los valores obtenidos empleando cemento Portland Normal de superficie específica (BLAINE): 2500-2700 y 3000-3200 cm²/g. De los Gráficos correspondientes se puede observar que:



- FIG. 3 -

HORMIGON FRESCO DE CEMENTO PORTLAND

VALORES DEL COEFICIENTE "K" (RELACION AGUA DE AMASADO/AGUA DE MOJADO O RETENIDA POR EL ESQUELETO GRANULAR POR EFECTO DE SUPERFICIE-Aa/AR_T), EN FUNCION DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGON FRESCO (Ac-cm), Y DE LA SUPERFICIE DEL CEMENTO PORTLAND PARA DISTINTAS RELACIONES AGUA/CEMENTO (Aa/C-en peso).

— cemento Portland normal: superficie específica: 2500-2700cm²/g-BLAINE
 - - - cemento Portland normal: superficie específica: 3000-3200cm²/g-BLAINE
 Condiciones de Laboratorio: t=20±1°C - HR=65±5%.

- Para una determinada consistencia, la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por el esqueleto granular compacto resulta ser función de la relación agua/cemento de la pasta conglomerante.
- En el intervalo correspondiente a las relaciones agua/cemento: 0,50 a 0,55, para una determinada consistencia, la relación agua de amasado/agua de mojado o retenida total alcanza valores mínimos,
- Para una determinada relación agua/cemento de la pasta conglomerante, el asentamiento se incrementa a medida que lo hace la relación agua de amasado/agua de mojado o retenida total.

CONCLUSIONES.

Se observa cómo la consistencia del concreto fresco dentro del rango plástico, resulta ser proporcional a la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por el esqueleto granular. Esta proporcionalidad es distinta para cada relación agua de amasado/cemento de la pasta conglomerante y superficie específica del cemento Portland componente.

El agua de mojado o retenida total resulta ser función de los módulos granulométricos de los agregados granulares componentes, de acuerdo a las expresiones encontradas como consecuencia de estudios sobre efectos de superficie y naturaleza mineralógica. Permite considerar la forma de las partículas granulares y se obtiene como suma de las aguas de mojado o retenida por cada uno de los agregados componentes del esqueleto granular.

Para un mismo valor de la relación "agua de amasado/agua de mojado o retenida total", la consistencia del concreto fresco resulta ser independiente del tamaño máximo nominal del esqueleto granular y de la naturaleza mineralógica de los agregados naturales normales, gruesos y finos que lo componen.

Para una determinada consistencia, si la pasta es de relación agua/cemento - baja, hace falta mucha pasta en relación a una menor cantidad de la misma, pero - de más alta relación agua/cemento.

REFERENCIAS

1. SABESINSKY FELPERIN, M.- "El Mortero RILEM/CEMBUREAU- Influencia de los finos de sílice a través del Examen Conductimétrico del Proceso de Fraguado" - Grupo Latinoamericano de la RILEM, Bs. Aires, 1968.
2. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Método para Proyecto de Hormigones" - I Simposio sobre Materiales, LEMIT, La Plata, 1964.
3. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Composición de Agregados Compactos, Gruesos y Compuestos, para Proyecto de Hormigones Normales de distintas consistencias y relaciones agua/cemento" - XIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Montevideo, 1969.
4. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Influencia del Tamaño Máximo del Esqueleto Granular, en el Proyecto de Hormigones de cemento Portland" - Reunión Conjunta de las XIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y el IV Simposio Panamericano de Estructuras, Bs. Aires, 1970.
5. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Micro-hormigones de cemento Portland-Influencia de la Pasta Conglomerante en la incorporación intencional de aire" - IV Simposio sobre Aglomerantes Hidráulicos, Hormigones, Aridos y sus Aplicaciones, LEMIT, La Plata, 1972.
6. BRUNAUER, S.- "The Structure of Hardened Portland Cement Paste and Concrete" VIII Conference on the Silicate Industry, Budapest, 1965.
7. SABESINSKY FELPERIN, M. y J. C. OJEDA.- "Influencia de la Superficie Específica del Cemento Portland, en la Consistencia del Hormigón fresco" - XVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Bs. Aires, 1974.
8. FERET, M.- "Sur la compacité des Mortiers Hydrauliques" - Edit. Dunod, París.
9. BOLOMEY, J.- "Determination de la resistance a la compression des Mortiers et Bétons" - Bulletin Technique de la Suisse Romande.
10. BARCELO, G.- "Hormigón vibrado, su técnica, su ejecución, dosificaciones" Edit. Dossat, Madrid.
11. SABESINSKY FELPERIN, M.- "El agua de amasado en la Consistencia del Hormigón fresco, para distintas relaciones agua/cemento" - IMAE, 1966.
12. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Interaction in fresh Micro-concrete between air-entrained and consistency, for different water/cement ratios" - International RILEM Symposium on Admixtures for Mortars and Concrete, Bruselas, 1967.
13. SABESINSKY FELPERIN, M.- "The Portland cement Paste in the Shrinkage of Micro-concretes, for different water/cement ratios" - International RILEM Symposium on Shrinkage on Hydraulic Concrete, Madrid, 1968.
14. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Contenido óptimo de aire en los Hormigones de ce-

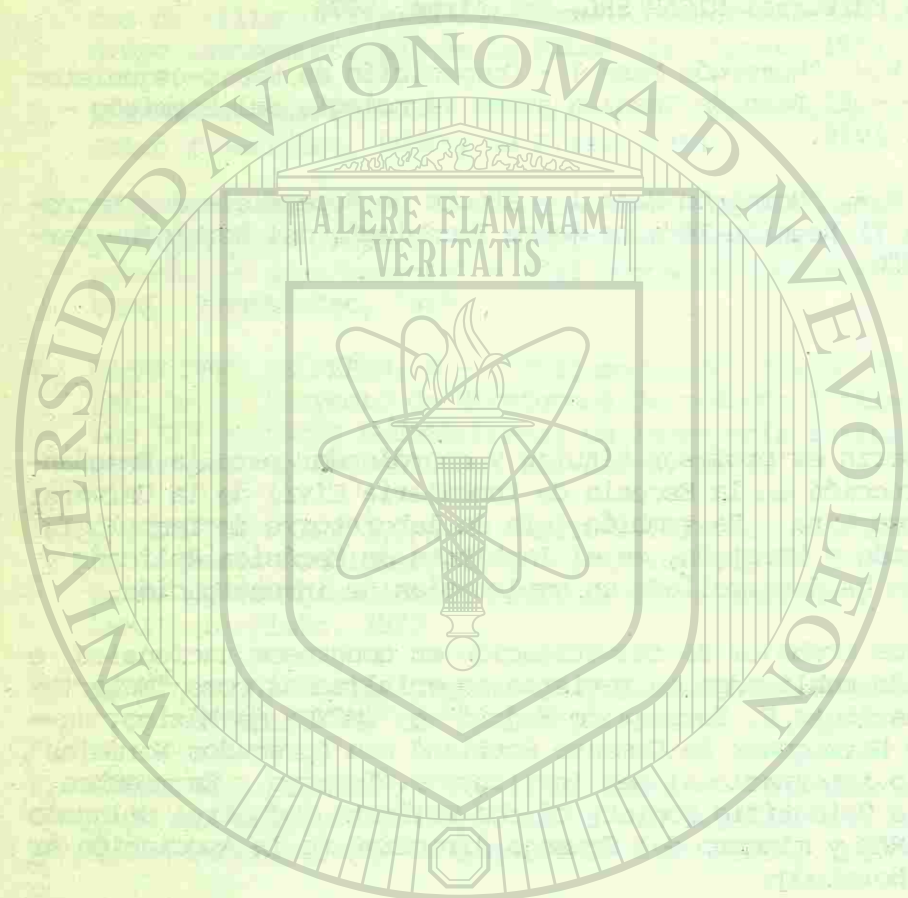
CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO

- mento Portland" - XV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Porto Alegre, 1971.
15. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Proyecto de Hormigones de cemento Portland con Agregados Normales" - Editorial NIGAR SRL, Bs. Aires, 1973.
 16. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Hormigón Masa I - Composición de Macro-esqueletos granulares compactos" - II Reunión Técnica sobre Tecnología del Hormigón - Carlos Paz (Córdoba), 1976.
 17. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Hormigón Masa I - Efecto de Superficie del Macro-esqueleto Granular" - II Reunión Técnica sobre Tecnología del Hormigón - Carlos Paz (Córdoba), 1976.

CURRICULUM VITAE

El Sr. Manuel S. Felperin es profesor titular y coordinador para la Enseñanza de Materiales de Construcción en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Rosario Argentina. Es también jefe de laboratorio de Tecnología de Materiales de Construcción y Hormigón, en el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE) en donde ha desarrollado un amplio plan de investigación.

Ha presentado numerosos trabajos de investigación en congresos nacionales e internacionales que han sido publicados en revistas especializadas como "Materiales de Construcción del Instituto E. Torroja de Madrid" e "IMCYC" de México, autor del libro "Proyecto de Hormigones de Cemento Portland con Agregados Normales", con el que obtuvo el premio internacional del Instituto E. Torroja. Es miembro efectivo de la RILEM, de la Scientific Society of the Silicate Industry, delegado general del IMAI ante el IRAM y miembro del Consejo directivo de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL

INVESTIGACION ACTUAL EN CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMEROS.

Dr. John A. Manson*

RESUMEN

Un programa extensivo e interdisciplinario sobre la investigación y desarrollo del concreto impregnado con polímeros (PIC) fue iniciado con dos finalidades principales muy importantes para aplicaciones estructurales y en carreteras. La primera finalidad era desarrollar requisitos fundamentales para impregnar y sellar a una profundidad de 10 cm. (4 pulg) puentes sanos, pero contaminados de sal. La segunda finalidad era la de mejorar la ductilidad de PIC, y la de caracterizar el comportamiento del PIC, y del PIC reforzado con acero, bajo efectos de temperatura y a los diversos tipos de cargas.

Se demostró en el laboratorio que la impregnación profunda del concreto requiere de un secado más riguroso del que se esperaba antes de la impregnación, y que la razón de impregnación es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo y al gradiente de presión aplicado. Fueron desarrolladas técnicas para secar losas por un solo lado, utilizando secadores a base de rayos infrarrojos producidos con propano y con sopletes de gas propano, cada uno dio las elevadas temperaturas en la superficie necesarias para eliminar el agua del interior. También fueron desarrolladas técnicas de inundación y de presurización para realizar la impregnación. Los ensayos demostraron que el acero de refuerzo puede ser protegido de esta manera contra el congelamiento y deshielo, aun en la presencia de sal. Los principios y métodos desarrollados fueron aplicados con éxito en varias pruebas de campo, aunque a una escala limitada. Las técnicas utilizadas también se pueden aplicar a otros selladores como son el azufre y el alquitrán, y una técnica moderna de impregnación basada en el uso de un colchón de presión y el cual mostró ser prometedor.

Se demostró en estudios sobre la ductilidad del PIC que su comportamiento bajo esfuerzo-deformación depende mucho del estado físico en que se encuentra el polímero en las oquedades, esto es en la vidriosidad o elasticidad relativa. A temperaturas por encima de la temperatura de transición del polímero de estado vídrio o elástico (T_g), se pierde su propiedad de reforzar; pero a temperaturas por debajo de T_g , aun un polímero elástico puede reforzar. Se puede preparar PIC con un amplio rango de resistencias y módulos de elasticidad, variando desde muy

* Profesor de Química y Director del Laboratorio de Polímeros del Centro de Investigación sobre Materiales en la Universidad Lehigh en Bethlehem Pennsylvania.

frágiles y muy dúctiles, con sólo incorporar cantidades variables de co-monomeros elásticos y aglutinantes, por ejemplo el metil-metacrilato. La resistencia a la penetración de la sal también se determina en base al estado del polímero; todos los polímeros obstaculizan la transminación de la sal, pero los polímeros vídriosos detienen más que los elásticos.

Finalmente, se han conducido pruebas con vigas, columnas y conos, utilizando polímeros frágiles y dúctiles, y refuerzo de alambre o malla de acero. Cuando existe un estado de combinación de esfuerzos y el acero de refuerzo está presente se puede obtener la combinación óptima de resistencia y ductilidad con formulaciones de polímeros "semi-frágiles o quebradizos".

Estos descubrimientos deben ser de valor para el ingeniero estructurista o de carreteras, quienes deben seleccionar materiales y procesos para proteger el acero contra la corrosión, o diseñar estructuras para usos especiales en las cuales puede resultar ventajosa una combinación de resistencia a la corrosión y un comportamiento extraordinario bajo esfuerzo-deformación.

INTRODUCCION.

A medida que aumentan las necesidades de la sociedad para el transporte, viviendas e industrias, se espera que la demanda a largo plazo para productos de concreto aumentará correspondientemente (1). Al mismo tiempo, a medida que nos preocupamos más y más por la preservación de energéticos y materiales, se están aumentando los requisitos de servicibilidad en los concretos (1-5). Aunque el concreto de cemento Portland es un material notable y versátil (6), claramente se ve la necesidad de mejorar su resistencia, dureza, ductilidad y durabilidad (1-5). Un enfoque válido, es el de mejorar el concreto en sí (1); otro ha sido el de combinar la tecnología del concreto con la más nueva tecnología de los polímeros.

Algunos materiales, a base de concreto con polímero, ya se han utilizado durante muchos años; otros, bajo intensa investigación en muchos países (3, 4, 7, - 8), esperan su aceptación en el mundo tecnológico. Para elaborar uno de éstos, el concreto impregnado con polímero (PIC), el concreto previamente curado se impregna con monómero, el cual entonces se polimeriza para producir un compuesto formado de dos cadenas intervenculadas, polímero y cemento. En un programa de investigación extensivo, Steinberg, Dikeou y su grupo (7-11) demostraron que los PIC's exhiben combinaciones únicas de propiedades mecánicas y resistencia a la corrosión. Estos resultados se han confirmado y extendido en estos y otros laboratorios (12-43). Debido a que el PIC resiste efectivamente la penetración de agua y sales, y de aquí, que evite el congelamiento y deshielo, varios programas de investigación se han iniciado para aplicarlo en carreteras y especialmente a puentes, en los cuales la corrosión de la varilla de acero de refuerzo, debido a sales usadas para deshielar, es un problema importante en regiones con climas fríos (17, 29, 30, 44). Además, las elevadas resistencias, módulo y dureza del PIC, son de interés intrínseco en aplicaciones estructurales (8-10, 28, 33, 38), por ejemplo en vertederos de demasías (45), minas (46) y estructuras marinas sumergidas o sobre el nivel del agua a corta distancia de la costa (33).

El propósito de este trabajo es describir el programa de investigación básico y de aplicación sobre el PIC conducido por un equipo* interdisciplinario en Lehigh, parcialmente en colaboración con un equipo paralelo en la Universidad del Estado de Pennsylvania, para resolver dos problemas: La impregnación profunda en puentes de carretera aún más profunda que el nivel superior del acero de refuerzo, y el desarrollo de nuevos PIC's que tengan mejor ductilidad y resistencia a la humedad. Los estudios específicos incluyen: La mecánica del secado y la impregnación, impregnación en el laboratorio y en el campo, efectos del estado del polímero y su composición sobre el comportamiento mecánico y de transminación de sales, innovaciones en el proceso y desarrollo en materiales, y el uso de azufre y otros impregnantes que no sean polímeros. Los resultados deberán ser de interés, tanto para la selección de materiales y procesos como para el diseño de las estructuras. El propósito de este trabajo es repasar los conocimientos principales adquiridos con el programa hasta la fecha.

* Ver agradecimientos.

A.- IMPREGNACION DE CONCRETO ESTRUCTURAL Y DE CARRETERAS.

Todo departamento de carreteras se confronta con el problema de deterioro de losas de concreto en puentes. El uso desmedido de sales para descongelar causa la corrosión de las varillas de acero de refuerzo, y consecuentemente el resquebrajamiento del concreto; los ciclos sucesivos de congelamiento y deshielo compli- can el problema. El concreto impregnado con polímero (1-20) resiste efectivamen- te la penetración de agua y de sales, y muestra mayor resistencia y resistencia a la abrasión. Como se mencionó anteriormente, varios programas de investigación se han iniciado para aplicar este concepto a puentes para impedir o frenar la co- rrosión del acero de refuerzo debido a sales. Los trabajos en el Laboratorio Na- cional de Brookhaven y del Departamento de Reclamación de Estados Unidos (7-11, 44), y la Universidad de Texas (17) mostraron que impregnaciones de poca profundi- dad, como de 5 cm (2 pulg), se podían lograr en puentes dentro de un tiempo razo- nable por medio de técnicas de secado-superficial e inundación con el monómero. Sin embargo, la finalidad de este trabajo era la de lograr una penetración de 10 cm (4 pulg) en puentes estructuralmente sanos, pero contaminados con sal, para cu- brir con polímero la capa superior de varillas de acero de refuerzo, sellar los po- ros para evitar la entrada de más soluciones de sal e inmovilizar la sal ya pre- sente. Esta finalidad se ha logrado en una serie de pruebas de laboratorio y en el campo (28-31, 39-41).

Esta sección describe los ensayos de laboratorio y de campo que se llevaron a cabo utilizando la siguiente secuencia: un secado con fuego o a base de infrarrojo por medio de gas para extraer el agua; impregnaciones con cámara de presión o a presión atmosférica para lograr la penetración del monómero (mezcla 90:10 de metilo metacrilato-trimetilopropano trimetacrilato) hasta profundidades de 10-20 cm (4-8 pulg). También se discuten los resultados exploratorios sobre lo siguiente: la costeabilidad del secado a elevada temperatura de las losas de concreto (48); el uso de un colchón de hule para hacer presión durante la impregnación (32); el uso de azufre y otros materiales como impregnantes (32) y el uso de otras técni- cas de impregnación para dar mejores sellos internos (34).

A.1.- Trabajos Preliminares: La impregnación y losas y losas de puentes.

Se efectuaron trabajos preliminares en el laboratorio y en el campo en las siguientes áreas: (1) selección del monómero; (2) secado del concreto; (3) estu- dios de impregnación; (4) propiedades del concreto impregnado con polímero (5) el efecto de los contaminantes.

El monómero seleccionado para los ensayos de laboratorio y en el campo fue una mezcla 90:10 ó 90:9 de metilo metacrilato-trimetilopropano trimetacrilato con- teniendo un 0.5% de iniciador azobisisobutyronitril. El metilo metacrilato se se- leccionó como componente principal porque: (1) hubo considerable experiencia an- tercedente con este monómero en concreto impregnado con polímero; (2) pasa por una rápida polimerización autoacelerante in situ lo cual rinde conversiones elevadas en poco tiempo, (3) tiene una viscosidad muy baja, lo cual ayuda en la impregna- ción; (4) el concreto impregnado de polimetil metacrilato muestra elevadas resis- tencias a la compresión y a la tensión, y otras propiedades deseadas como la re- sistencia a la transminación de sales a través de los poros (vea sección B).

Los primeros estudios de laboratorio utilizaron cilindros de mortero de 2.5 x 5.1 cm (1 x 2 pulg) para ensayos de secado e impregnación. Se descubrió que los cilindros deben estar completamente secos para obtener curvas de absorción re-

producibles. Además, el agua residual no se puede extraer por medio de la impreg- nación, aun utilizando impregnantes miscibles con el agua. El secado en el labo- ratorio, se efectuó sin dificultad, pero el secado de piezas de gran tamaño pre- sentó problemas. Se probaron varios métodos diferentes: (1) calentamiento con infrarrojo*; (2) secado por micro-ondas o RF*; (3) secado en hornos; (4) el uso de antorchas de gas propano* y (5) calentamiento por medio de una resistencia eléctrica. Dos métodos, el secado por medio de antorcha de gas propano y el seca- do con infrarrojo* a base de gas propano, se descubrió que eran adecuados para se- car losas grandes de concreto, tanto en el laboratorio como en el campo. Los dos métodos se utilizaron en ensayos de campo y se describen detalladamente.

La rapidez de penetración experimental del monómero dentro de un concreto se co o un espécimen de mortero se descubrió ser consistente con la ecuación Rideal- Mashburn (29-31, 41, 49, 50):

$$r \cos \theta = 2 h^2 / nt \quad (1)$$

donde θ = al ángulo de contacto del monómero con los estratos del concreto; n = la tensión superficial del monómero; t = tiempo; r = al radio de los poros capi- lares del concreto; h = la profundidad de penetración. Entonces, para concreto con tamaño de poros y propiedades superficiales del monómero dadas, la rapidez de penetración deberá seguir la ecuación hasta que la penetración capilaria se con- trabalancea por medio de evaporación o se suspende debido a aire o vapor de agua atrapado. Esto indica que la profundidad de penetración debe variar con el tiem- po^{1/2} de manera que el impregnar una sección dos veces más gruesa se lleva cuatro veces más tiempo.

Esta relación se comprobó con experimentos (29-31) utilizando cilindros de mortero de 2.5 x 5.1 -cm (1 x 2 pulg), cilindros de concreto de 7.6 x 15.2 -cm -- (3 x 6 pulg), y también losas de concreto de varios tamaños y espesores y losas de puentes. La figura 1 muestra el porcentaje de penetración en losas de concre- to de 15 cm. (6 pulg) con el tiempo^{1/2} como una función de la presión aplicada. La referencia de la impregnación por medio de presión sobre la impregnación por medio de presión atmosférica ("inundación"), se comprueba, al menos en situacio- nes requiriendo tiempos mínimos (30, 40).

Las primeras pruebas de campo se efectuaron con una cámara cilíndrica de pre- sión para impregnación de 40 -cm (16 pulg) (29, 30), así como con una cámara rec- tangular de inundación (30, 39). Cuando se demostraron las ventajas de impregna- ción por medio de la cámara de presión, se diseñó y construyó de aluminio una cá- mara de presión para impregnación de 1.2 x 3.7 m (4 x 12 pies). La figura 2 mues- tra un dibujo de la unidad, la cual costó menos de \$1,500.00 dólares. Los experi- mentos utilizando un colchón de hule para hacer presión se describirán más adelan- te.

Las propiedades de las losas de concreto impregnadas con una mezcla de metil metacrilato-trimetilopropano de trimetacrilato eran tan buenas como se habían ob- servado anteriormente en experimentos de laboratorio con cilindros, particularmen-

* Trabajo realizado por el equipo PSU.

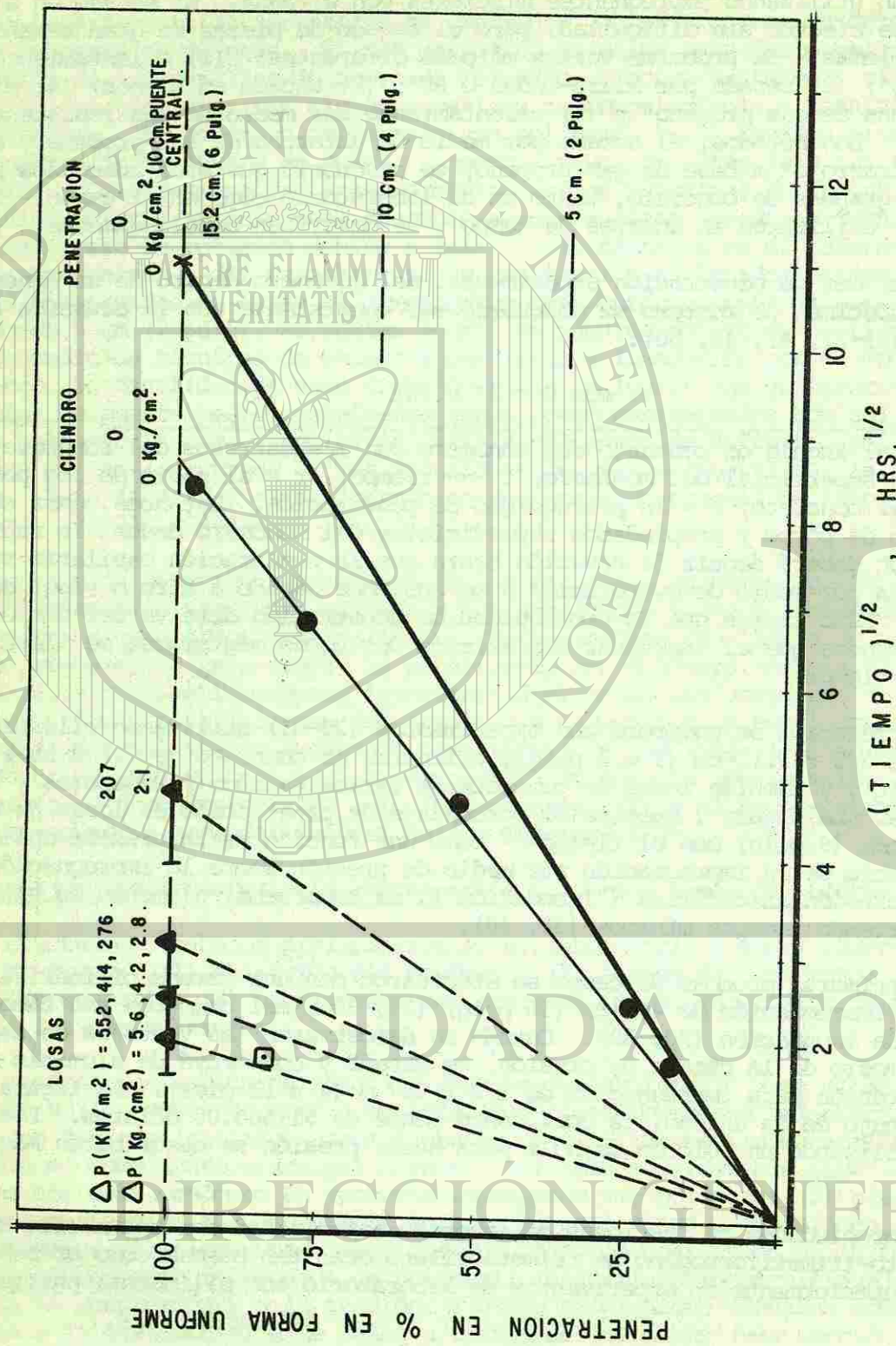
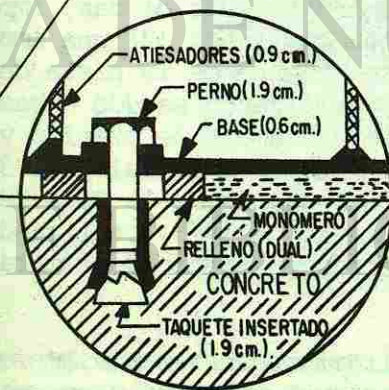
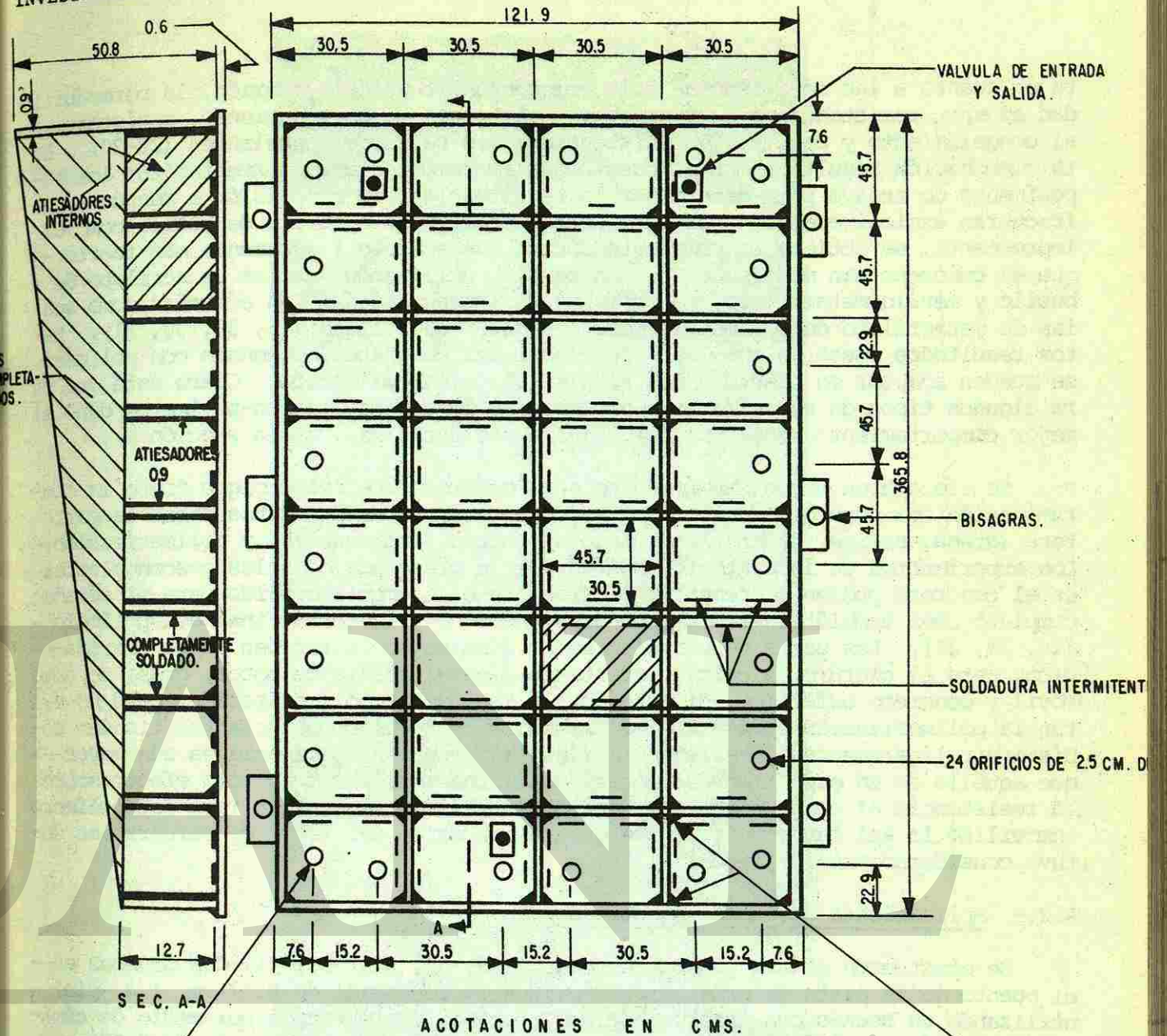


Fig. 1.- Variación con el tiempo, en la penetración del monómero dentro de las losas de concreto de 15.0 cm (6 pulg), en función de la presión aplicada 0 = Cilindro; Δ = Losa para hacer comparación, núcleo de losa de puente impregnado en el laboratorio a $\bullet = 5.27$ kg/cm²; $\times = 0$ kg/cm².

INVESTIGACION ACTUAL EN CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMERO



DETALLES DE LA UNION CON LA SUPERFICIE DE CONCRETO.

Fig. 2.- Diseño del Impregnador a Presión de 91.44 x 365.8 cm (3 pies x 12 pies)

- (1) TODA LA PIEZA ES DE ALUMINIO.
 (A) ALUMINIO TIPO 60-61T651.
 (B) PROCESO DE SOLDADURA MIG., 4043.
- (2) RELLENOS (DOBLE)
 TIPO: SILASTIC Eⁿ CORCHO.
- (3) PESO = 204 KG.

te en cuanto a las resistencias a la compresión, tensión y flexión, la permeabilidad al agua, resistencia a la abrasión, resistencia al derrapamiento, resistencia al congelamiento y deshielo y resistencia a las sales descongelantes (28-30). Esta combinación resulta en un compuesto que es resistente pero quebradizo; los especímenes de ensaye para determinar la resistencia a la compresión a menudo se fracturan explosivamente. Por otra parte, utilizando acrilato de butilo como el impregnante, se obtiene un compuesto dúctil que es sólo ligeramente más fuerte que el concreto sin modificación. En cambio, utilizando mezclas de acrilato de butilo y metilo metacrilato, se obtienen resistencias casi tan elevadas como son las de metacrilato de polimetilo pero con mayor ductilidad (26, 28, 30, 31). Estos resultados muestran que las propiedades del concreto impregnado con polímero se pueden adaptar en cuanto a los requisitos de su aplicación. Claro está que para algunos tipos de especímenes o naturalezas de cargas, los co-polímeros dan el mejor comportamiento mecánico (33). (Para más detalles, ver la sección B).

Se efectuaron otros experimentos para determinar el efecto que tiene la contaminación del concreto debido a sales descongelantes y depósitos sobre la carretera (grasa, aceite, caucho) en cuanto al secado, impregnación y polimerización. Los experimentos de laboratorio indican que la presencia de sales descongelantes en el concreto pueden incrementar ligeramente el tiempo requerido para el secado completo como también la rapidez de impregnación, y la carga final del polímero (28, 30, 41). Las sales descongelantes no disminuyen la rapidez de polimerización, pero el cloruro de calcio, aceite de linaza, aceite de motor, grasa de auto móvil y concreto asfáltico, sí retardan la rapidez de polimerización, pero no evitan la polimerización completa. La presencia de sales descongelantes tienden a disminuir ligeramente la resistencia final (aunque la resistencia es aún mayor que aquella de un espécimen de control no-impregnado), pero no tuvo efecto sobre la resistencia al congelamiento y deshielo. Pareció ser que la fase del polímero inmovilizó la sal tan efectivamente que la corrosión del acero de refuerzo se detuvo considerablemente (figura 3).

A.2.- Aplicaciones de Campo y Resultados.

Se efectuaron cuatro pruebas de campo (29, 30, 31, 39): (1) dos pruebas en el puente de la pista de pruebas de PSU; una impregnación de 0.13 -m (1.4 -pie) utilizando un secado con antorcha de gas propano, impregnación por medio de cámara de presión y polimerización a vapor, y la otra, una impregnación de 0.17 -m (1.8 -pie) utilizando un secado a base de infrarrojo por medio de gas, impregnación a presión atmosférica y polimerización con agua caliente; (2) una impregnación a escala comercial de 6.7 -m² (72 -pies²) en el puente de la pista de prueba de la Universidad del Estado de Pennsylvania (PSU) utilizando secado a base de infrarrojo por medio de gas, impregnación por medio de cámara de presión y polimerización con agua caliente; (3) una impregnación a escala comercial de 3.3 -m² (36 -pie²) en el carril de tráfico hacia el norte del puente de la Ruta Pennsylvania #378 sobre la Unión Boulevard en Bethlehem en marzo de 1975, utilizando secado a base de infrarrojo por medio de gas, impregnación por medio de cámara de presión y polimerización con agua caliente.

Las cuatro pruebas de campo lograron la finalidad que era la de impregnación hasta 10 cm (4 pulg) de penetración en un puente estructuralmente sano, pero contaminado con sales.

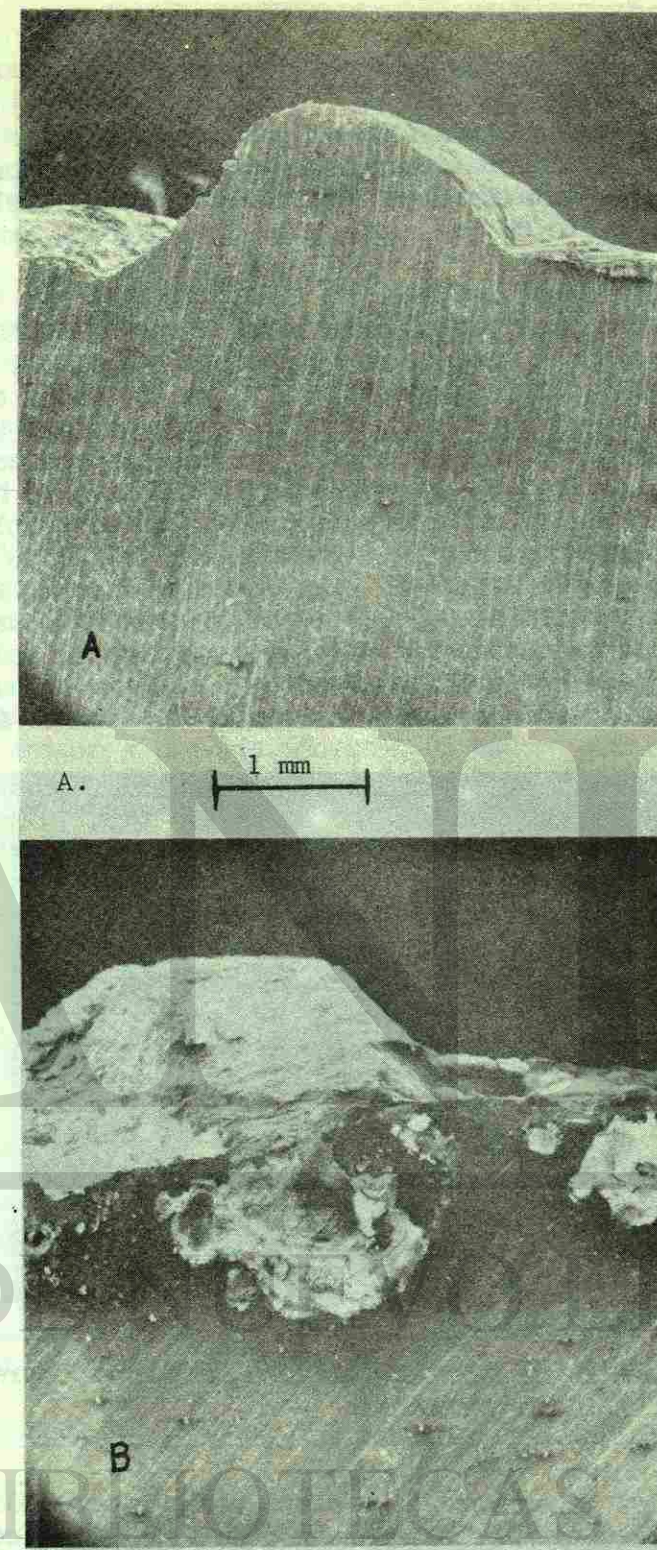


Fig. 3.- Microfotografías con el Microscopio Electrónico de Barrido de las secciones cerca del extremo para varillas de acero de refuerzo en losas de concreto contaminadas con sal después de los ensayos de congelamiento y deshielo:

- (A) Núcleo impregnado con polímero
- (B) Núcleo no impregnado

A.2.1.- Pista de Prueba de la PSU (marzo de 1974).

Se efectuaron dos impregnaciones en el puente de la pista de pruebas de la PSU, una utilizando un secado con antorcha de gas propano, impregnación por medio de cámara de presión, y polimerización a vapor, y la otra, utilizando un secado a base de infrarrojo por medio de gas, impregnación a presión atmosférica y polimerización con agua caliente.

En una prueba, se secó el puente durante 10 horas utilizando un secado con antorcha de gas propano hasta obtener una temperatura de 121°C (250°F) a una profundidad de 10-20 cm (4-5 pulg) y siendo la temperatura en la superficie de 317°C (700°F). Se dejó enfriar el puente durante 8 horas; entonces se taladraron agujeros para la instalación de una cámara circular para impregnación a presión con diámetro de 41 -cm (16 -pulg). Se impregnó la losa durante 8 horas con una mezcla de 90:10 de metilo metacrilato-trimetilopropano trimetacrilato conteniendo 0.5% de iniciador azobisisobutyronitril a una presión de 1.05 - 1.4 kg/cm² (103-137 kpa). El monómero se polimerizó in situ durante 10 horas a través de la cámara de presión, vapor a presión de 0.7-0.9 kg/cm² (68-89 kPa) proporcionado por una caldera. Los corazones tomados de una región impregnada con polímero mostraron una impregnación densa hasta una profundidad de 12 cm (5 pulg) e impregnación completa hasta una profundidad de 19 cm (7.5 pulg) en algunas áreas (ver figura 4).

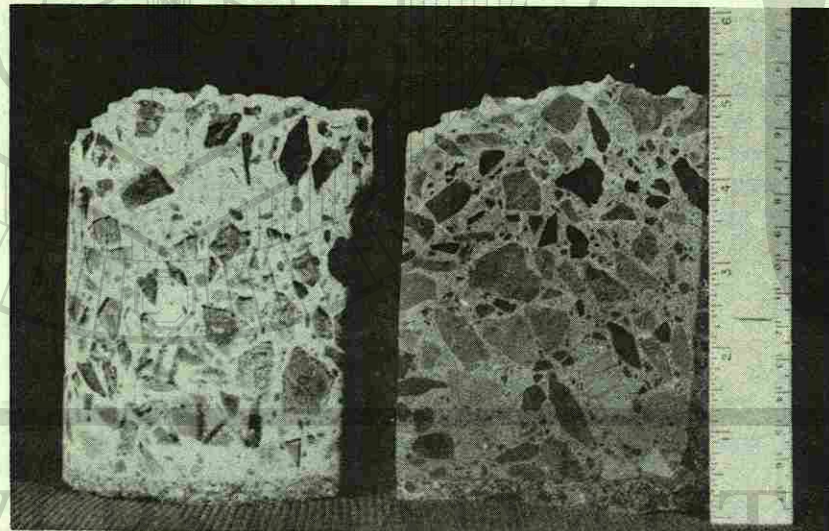


Fig. 4.- Núcleo de 10 cm (4 pulg) de losa de puente impregnada con polímero (Procedimiento utilizando presión):

- (A) Tallada con ácido
- (B) Sección pulida (observar: Las partículas de agregado de caliza han sido disueltas, pero la matriz cementante no ha sido afectada)

En la segunda prueba, se secó el puente durante 10 horas utilizando un secado infrarrojo a base de gas hasta obtener una temperatura de 100°C (230°F) a una profundidad de 10 cm (4 pulg). El puente se dejó enfriar a una temperatura superficial de 357°C (675°F) durante 8 horas; después se selló sobre el puente una cámara de "inundación" de 67 x 46 cm (30 x 18 pulg) utilizando hule Silastic. La mezcla 91:0 de metilo metacrilato trimetilopropano trimetacrilato conteniendo

0.5% de iniciador azobisisobutyronitril se dejó en la cámara (la cual estaba cubierta para evitar pérdidas por evaporación) durante 106 horas. Después se retiró el monómero excesivo y se circuló agua a 95°C (203°F) por la cámara durante 10 horas para polimerizar el monómero. Los corazones tomados de la región impregnada con polímero mostraron una impregnación densa hasta una profundidad de 11 cm. (4.5 -- pulg).

Estas primeras dos impregnaciones en el campo demostraron que técnicamente es posible una impregnación a una profundidad de 10 cm (4 pulg) en el concreto estructuralmente sano, pero contaminado por sal.

A.2.2.- Puente de la Pista de Prueba de la PSU (agosto de 1974).

Se impregnaron dos áreas contiguas de 0.9 x 3.7 -m (3 x 12 pies) sobre el puente de la pista de pruebas de la PSU utilizando un secado de infrarrojo a base de gas, impregnación por medio de cámara de presión y polimerización con agua caliente. El área total de 2 x 3.7 -m (6 x 12 pies) fue secada en tres etapas utilizando calentadores de infrarrojo a base de gas. Cada etapa requirió cerca de 4 horas para alcanzar la temperatura de 110°C (230°F) a 10 -m (4 pulg) de profundidad. Se dejó enfriar el puente como cerca de 12 horas; después se taladraron agujeros para la instalación de la cámara de presión para la impregnación. La primera impregnación se inició a una presión de 1.05 kg/cm² (35 kPa) a causa de fugas en el sello de la cámara, presión a la cual se continuó durante 7.5 horas. La segunda sección se impregnó durante 3 horas a una presión de 1.05 kg/cm² (103 kPa), seguida por 4 horas de impregnación a presión atmosférica y 5 horas a una presión de 0.35 kg/cm² (35 kPa). Ambas secciones se polimerizaron durante 12 horas por medio de la circulación de agua entre 77 y 82°C (107-180°F) dentro de la cámara de presión.

Los corazones tomados de la región impregnada con polímero mostraron una impregnación densa hasta una profundidad de 8.9-10 cm (3.4-4.0 pulg) y menos densidad extendiéndose a 2.5 cm (1 pulg) o más abajo del nivel anterior. La concentración del ion cloruro en estos corazones variaba entre 0.40-0.82 kg/m³ (0.67 y 1.38 lb/yd³) a la profundidad de 1.27 cm (0.5 pulg) y de 0.01-0.02 kg/m³ (0.02 a 0.04 lb/yd³) a la profundidad de 5 -cm (2 pulg).

Estas impregnaciones de campo confirmaron los resultados de las impregnaciones de campo anteriores y demostraron que dos áreas continuas se pueden impregnar en secuencia. Las pruebas de evaluación mostraron que no había efecto significativo de la impregnación sobre la resistencia al derrapamiento, según medida con el probador Británico portátil de derrapamiento.

A.2.3.- Puente de la Ruta PennDOT 378 en Bethlehem (marzo de 1975).

En marzo de 1975, se cerró el carril de tráfico hacia el Norte en el puente de la Ruta Pennsylvania 378 (Bethlehem Spur Route) sobre el Boulevard Unión, y se impregnó un área de 0.9 x 3.7 -m (3 x 12 pies) utilizando secado de infrarrojo a base de gas, impregnación por medio de cámara de presión y polimerización con agua caliente. El puente estaba estructuralmente sano, pero el agregado de escoria en la superficie estaba desgastado y poroso; la losa estaba contaminada con una elevada concentración de sales para deshielar (concentraciones del ion cloruro hasta de 285 g/m³ (4.8 lb/yd³)).

Después del secado, el puente se dejó enfriar durante 8 horas; se taladraron

agujeros para la instalación de la cámara de presión e impregnación (igual que aquella utilizada para la prueba de campo de agosto de 1974 en el puente de la pista de pruebas de la PSU). Se evacuó la cámara de presión durante 30 minutos a una presión de 68.6 cm columna de mercurio (91 kPa) y después presurizada con la mezcla 91:9 de metilo metacrilato-trimetilopropano trimetacrilato conteniendo 0.5% de iniciador azobisisobutironitril durante 75 minutos a una presión de 0.35 kg/cm² (34 kPa), 7.25 horas a una presión de 0.14 kg/cm² (14 kPa), 1 hora a una presión de 0.21 kg/cm² (21 kPa) y 30 minutos a una presión de 0.56 kg/cm² (55 kPa). Las disminuciones periódicas en la presión fueron necesarias a causa de fugas del monómero a través del puente. El lugar preciso de las fugas se ocultaba a causa de las cimbras permanentes de acero del puente. La polimerización se efectuó por medio de circulación de agua a temperatura de 74-77°C (165 - 170°F) durante 12 horas dentro de la cámara de presión. Se cubrió la cámara con aislante de fibra de vidrio y una capa plástica para que no hubiera olor de monómero en los alrededores.

Se tomaron siete muestras de corazones de las áreas impregnadas con polímero y de aquellas sin impregnar, y se efectuaron ensayos de laboratorio para determinar la profundidad de impregnación y las propiedades de las regiones impregnadas con polímero mostraron impregnación densa hasta una profundidad de al menos 8 cm (3 pulg) y menos densidad extendiéndose hasta 10 cm (4 pulg) en la mayoría de las regiones. La resistencia a la tensión por compresión diametral de uno de los corazones de la región impregnada con polímero fue de 42.6 kg/cm² (4.18 MN/m²).

Esta última impregnación de campo sobre el puente PennDOT confirmó la posibilidad de impregnación con polímero de un puente en servicio estructuralmente sano, pero contaminado, hasta una profundidad de 10 cm (4 pulg).

A.2.4.- El Secado del Concreto a Elevadas Temperaturas.

La impregnación del concreto con el polímero requiere de tres pasos:

- (1).- Un secado completo del concreto para extraer toda el agua evaporable;
- (2).- Una impregnación con el monómero para llenar completamente todos los vacíos en el concreto;
- (3).- Polimerización del monómero in situ.

El primer paso -el secado completo del concreto- es el más importante si ha de lograrse una profundidad significativa (16, 19, 28, 29, 30, 39, 47). El monómero penetrará únicamente en aquellos poros de los cuales se ha extraído toda el agua. Debido al tamaño tan pequeño de su sistema de poros capilares, las losas de concreto generalmente contienen de un 70-90% del contenido de agua en la saturación. Por lo tanto, resulta difícil secar por completo el concreto debido a su alto contenido de agua y su tamaño de poros tan pequeño.

Pocos trabajos se han hecho sobre el secado de grandes masas de concreto, y en estos pocos trabajos utilizó condiciones de secado de laboratorio de baja temperatura no adecuadas para aplicaciones en el campo (16, 28, 51, 52). Un secado natural o un secado artificial con poca energía se llevaría de 3-30 meses para reducir el contenido de agua al nivel necesario para la impregnación con el monómero (28). Para reducir al mínimo el tiempo total requerido para la impregnación, es conveniente efectuar el secado a temperaturas mayores de 100°C (212°F) para obtener una rápida pérdida de agua (47).

Pruebas preliminares utilizando losas de 15 cm (6 pulg) de espesor, secadas a 121°C (250°F) (29) mostraron que se llevaría de 40-45 horas para secar una losa a partir de sus dos superficies o una losa de 7.5 cm (3 pulg) a partir de una sola superficie. Entonces, para obtener impregnaciones de 10 cm (4 pulg) en el campo, con el concreto secado únicamente a partir de una superficie, requeriría un tiempo prohibitivamente largo si la temperatura fuera de sólo 121°C (250°F) (sin embargo, temperaturas de secado como de 120-150°C (250-200°F) serían satisfactorias para impregnaciones superficiales como de sólo 5.0 cm (2 pulg) o menos (8, 9, 47). Debido a ello, se probaron los dos métodos de secado con elevadas temperaturas: (1) Un ensamblaje con antorchas de gas propano; (2) una secadora de infrarrojo a base de gas propano (2). La variación del contenido de agua con el tiempo y temperatura de secado fue medida en siete losas de concreto y una losa de puente utilizando ambos métodos de secado.

Las losas de concreto de 0.61 x 0.61 x 15 -m (2 x 2 x 0.5 -pulg) se prepararon utilizando una revoltura convencional de concreto sin aire incluido con proporciones 1.00: 1.92: 6.10: 6.75 de agua, cemento Portland tipo I, arena gruesa, agregado de caliza con tamaños máximos de 7.5 cm (1 pulg), con un factor cemento de 287 kg/m³ (485 lb/yd³) y un promedio de resistencia a la compresión a los 28 días de 334.0 kg/cm² (32800 kN/m²). La medida del contenido de aire fue de 3% con un revenimiento de 6.4-7.6 cm (2.5-3.0 pulg). Se les dio a las losas un acabado normal de enrasado y se curaron en el cuarto de curado (humedad relativa de 90-100%) por lo menos durante 28 días antes de usarse. Todas las losas contenían un refuerzo de acero nominal a 10 -cm (4 pulg) de profundidad para simular la estructura del puente.

La losa de 1.8 x 1.8 x 0.2 -m (6 x 6 x 0.67 -pies) se preparó con dos capas de varillas del No. 11 según la Especificación PennDOT A-A. Los pares termoeléctricos se colocaron en la losa a profundidades de 6.0 -cm (2.5 pulg) y 10 -cm (4 pulg). Esta losa era del mismo tipo que el utilizado en el estudio sobre calentamiento con infrarrojo de Blankenhorn y su grupo (39).

La figura 5 muestra el arreglo utilizado para secar las primeras tres losas de 0.61 x 0.61 x 0.15 -m (2 x 2 x 0.5 pies). La secadora comprendía de una, dos o tres antorchas alimentadas con gas propano por medio de un tubo. El ensamblaje se montó sobre un bastidor conectado a una unidad guiada motorizada, la cual movía el ensamblaje a la velocidad requerida y la regresaba automáticamente cuando éste llegaba al extremo de la losa o el área de calentamiento. De esta manera, se calentó la losa con uniformidad, sin acumulación de calor excesivo en ningún área. A las antorchas se les ajustó una boquilla especial para reducir el calor en las puntas y amplificar la llama. Una sola antorcha tenía la capacidad de elevar la temperatura de la superficie del concreto hasta casi 540°C (1000°F) en pocas horas, dependiendo en la presión de abastecimiento del gas. Se montó la losa sobre una báscula con precisión de 0.11 kg (0.25 lbs) esta precisión fue satisfactoria porque una losa normalmente perdía como 8.2 kg (18 lb) de agua durante el secado.

Un arreglo similar en lo general se utilizó para el secado de las últimas tres losas de 0.61 x 0.61 x 0.15 -m (2 x 2 x 0.5 pies). Se utilizaron dos antorchas y se construyó un cofre para cubrir la losa, reducir las pérdidas de calor y distribuir el calor más efectivamente. Los pares termoeléctricos chromel-alumel protegidos con una capa de cerámica se conectaron a un voltímetro digital por medio de una caja de canales múltiples. Se tomaron lecturas en serie de estos pa-

res con un par termoelectrico de calibración (sumergido en agua helada). Este arreglo de laboratorio simulaba las condiciones de secado en el campo y al mismo tiempo permitía las mediciones de pérdida de agua y temperatura en varias partes de la losa. Para evadir el resquebrajamiento se aplicó una capa de 2.5 -cm (1 -pulg) de arena sobre la superficie de la losa, evitando así el contacto directo de la llama contra la superficie y reduciendo la rapidez de aumento de calor. Esta capa de arena también actuó como un medio efectivo para la transmisión del calor. En la práctica, esta capa de arena evitó el resquebrajamiento en el concreto, no únicamente en losas secadas en el laboratorio y en ensayos de campo utilizando la antorcha de gas propano, sino también en losas utilizando la secadora infrarrojo (39).

La figura 6 muestra que la variación de pérdida de agua con respecto al tiempo para las dos primeras losas se puede representar por medio de una etapa inicial de proporción constante seguida por una segunda y más lenta etapa de proporción constante (53). Se propone que, en la primer etapa de proporción constante, la

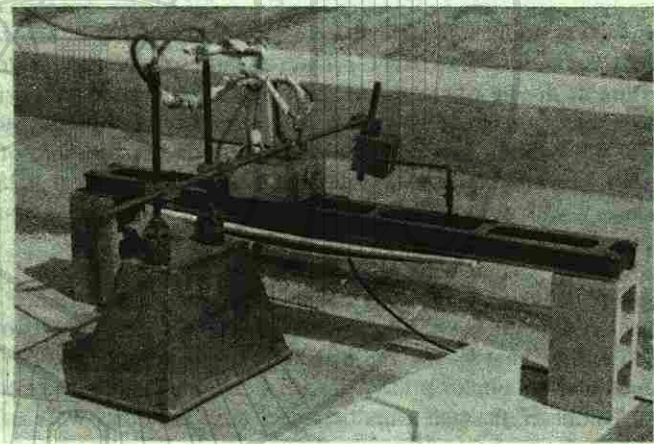


Fig. 5.- Secador de antorcha de propano.

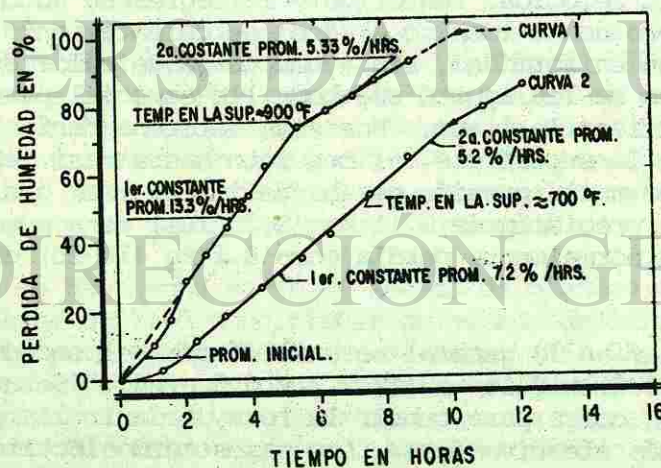


Fig. 6.- Curvas de secado típicas para losa de concreto utilizando secadora de antorchas.

temperatura se eleva rápidamente debido a que el vapor generado en los poros, empuja hacia afuera de los capilares el agua líquida, convirtiendo el flujo capilar en el mecanismo principal del flujo de la humedad (53). Esto se basa en la observación de agua escurriendo por los lados y parte inferior de la losa. En la segunda, y más lenta etapa de proporción constante, la humedad se mueve hacia abajo y hacia afuera, evaporándose en las regiones más calientes y condensándose en las regiones más frescas (53). Durante este período, la elevación de la temperatura disminuye constantemente.

La segunda losa y las losas sucesivas fueron secadas con antorchas de boquillas más pequeñas, las cuales podían operarse a una presión de gas tan baja como de 0.015 kg/cm² (20 kN/m²) en vez de los 2.81 - 3.52 kg/cm² (280-350 kN/m²), que era lo requerido con las boquillas originales. Estas boquillas más pequeñas redujeron el consumo de gas en un 50%, hasta llegar a 1.3-1.8 kg (3-4 lb) /hr/antorcha y a la vez la temperatura superficial del concreto como a 370°C (700°F). La pérdida de agua se comparó con aquella medida en las losas de control secadas en un horno a 120°C (250°F) hasta que el agua evaporable fue extraída completamente.

Después de que las losas fueron secadas para extraer de un 80-90% del agua evaporable, perdieron un 4% adicional durante el período de enfriado, lo cual indica que la losa puede secarse sin calor continuo y que se puede economizar alternando el calentamiento y enfriado de la losa. Para demostrar esta posibilidad, se aplicó este proceso a la losa 6. Durante el primer período de 2.5 hr la losa eliminó 36% de su humedad y en el enfriado durante 19 hr un 11% más. La losa perdió otro 39% al calentarla por segunda vez durante 5 horas, y un 3% al dejarla enfriar durante la noche, dando una pérdida total de humedad un 89% obtenida con solamente 7.5 horas de calentamiento. La temperatura de ambiente durante la prueba fue como de 7.2°C (45°F).

Un área de 0.61 x 0.61 -m (2 x 2 -pie) en una esquina de la losa de 1.8 x 1.8 x 0.2 -m (6 x 6 x 0.67 -pie) fue secada utilizando un ensamblaje de antorchas secadoras. Se tomó 7 horas para que la temperatura llegara a 120°C (250°F) a una profundidad de 10 -cm (4 pulg) al momento en que la temperatura de la superficie y de una profundidad de 6.0 -cm (2.5 pulg) resultaba en 350°C (660°F) y 165°C (330°F), respectivamente. Solamente se formó una grieta en la orilla de la losa, por encima del acero de refuerzo.

En el campo, se secó un área de 0.61 x 0.61 -m (2 x 2 -pie) sobre el puente de la pista de pruebas de PennDOT-PSU, utilizando el mismo ensamblaje de antorchas secadoras. Se tomó 10 horas para que la temperatura llegara a 120°C (250°F) a una profundidad de 20-24 cm (4-5 pulg). No se observaron ningunas grietas aún cuando la temperatura en la superficie era como de 370°C (700°F) y la temperatura ambiente como de 0°C (32°F).

El tiempo requerido para el secado de losas de concreto de 15 cm (6 pulg) a través de sólo una superficie es de 4-6 veces menos con temperaturas superficiales de 425°C (800°F) que a temperaturas superficiales de 120°C (250°F). Tales temperaturas tan elevadas disminuyen el tiempo de secado a sólo 10-14 hr y hacen práctica la impregnación de la losa del puente (29, 30).

La rapidez de calentamiento fue la misma con ambos métodos. Las curvas de temperatura a distintas profundidades en la losa se relacionan con el consumo de energías, pero no se pueden correlacionar con las curvas de pérdida de humedad,

aunque en dado caso, a temperaturas más elevadas en un tiempo dado, indican un contenido de humedad residual más bajo.

El criterio anterior, (39) de continuar el secado hasta que la temperatura llegue a 110°C (230°F) a la profundidad requerida no es una medida precisa de lo completo del secado; con sólo un 29-59% del agua eliminada en "tiempos de secado para llegar a las 110°C (230°F) en 3.0-10.9 horas, disminuyendo la pérdida de agua con la rapidez de calentamiento aumentado. Un criterio más conservador para el secado por lo menos durante 14-16 horas con temperaturas en la superficie de 370-420°C (700-800°F), eliminando así un 80-90% de la humedad (48).

En cualquier caso, el secado de elevadas temperaturas ha demostrado ser ventajoso, pero se deberán considerar los siguientes puntos:

- 1.- Para evitar grietas y resquebrajamiento, se deberá colocar una capa de arena de 2.5 cm (1 pulg) con una rapidez no mayor de 59-111°C/hr (100-200°F/hr). No se observó ningún agrietamiento serio en ninguna de las losas reforzadas ni en los puentes; durante el secado, aparecieron grietas en el concreto sobre el acero de refuerzo, pero éstas se cerraron al enfriarse el concreto.
- 2.- Durante el secado con antorcha de gas propano, en las secciones de 0.61 x 0.61 m (2 x 2 pie) del puente, no se observó ninguna expansión, ni grietas, ni distorsión, esto quizá debido a lo pequeño del área; además, durante el secado de dos secciones de 0.9 x 3.7 m (3 x 12 pie) del puente, no se observó agrietamiento interno, excepto por algunas grietas longitudinales en el lado libre de la losa (estas grietas fueron selladas con resina-epóxica antes de la impregnación). Claramente son necesarios ensayos a mayor escala.
- 3.- Durante el secado las micro-grietas ya presentes se abren, y se forman nuevas grietas para aliviar los esfuerzos internos. La formación de estas micro-grietas mejora la rapidez de impregnación y polimerización la resistencia a la compresión del concreto secado a elevadas temperaturas fue ligeramente más baja (antes de la impregnación) que la del concreto secado a temperaturas más bajas, pero no hubo diferencias significantes en resistencia a la compresión después de la polimerización (29).
- 4.- Cualquier material ajeno, aceite, hule o tierra que se queda en los poros de la superficie del concreto es quemado completamente por medio del secado con elevadas temperaturas; y así, no se requiere la limpieza de la superficie antes de la impregnación.

A.2.5.- Impregnación de Losas de Concreto por medio de un Tapete de Presión.

Se efectuaron experimentos de impregnación (32) utilizando un tapete de presión de hule flexible sujeto por las orillas sobre la losa de concreto. La impregnación comprendió dos pasos: 1.- la introducción del líquido impregnante dentro de las celdas del tapete; 2.- la aplicación de presión mecánica a la cámara para forzar el líquido impregnante dentro del concreto. Los líquidos impregnantes típicos utilizados fueron metilo metacrilato, alquitrán (Especificación AASHO M-214-65), aceite de linaza hervido y agua. Las losas eran del tipo descrito en la sección A.2.4.

Las losas I, II y III fueron secadas en un horno a 121-127°C (250-260°F) -- por un período de 45 horas y se dejaron enfriar durante la noche antes de usarse. Las losas IV, V y VI fueron secadas más rigurosamente, primero por medio de un secado con antorcha de gas propano durante 15 horas (con temperatura superficial máxima de 399°C (750°F)), después en un horno a 343°C (650°F) durante 10 horas.

El primer experimento utiliza un tapete de hule para entrada de 41 x 51 cm (16 x 20 pulg) con las letras "WELCOME" en el centro y rodeada de celdas en forma de diamante. Los experimentos subsiguientes utilizaron tapetes de hule Neopreno, con figuras en forma de diamante especialmente moldeadas y con una dureza Durometer 70. El tapete de hule invertido fue sellado y sujeto a la losa de concreto con un marco de acero, el cual sirvió como dique; después se le inyectó el líquido impregnante a las celdas, se cubrió el tapete con una placa de acero ligera mente más pequeña y se le aplicó presión con el gato hidráulico (figura 7). Se simuló el paso de un rodillo sobre el tapete por medio de ciclos de carga: se incrementó la carga sobre el área de 39.4 x 39.4 cm (15.5 x 15.5 pulg) de 0-13.6 tons (8.8 kg/cm² (0.86 mPa)) en el lapso de 22 segundos y después disminuida hasta 0 en un tiempo de 8 segundos. No se le aplicó carga los siguientes 30 segundos para dar margen a volver a inyectar el líquido impregnante en las celdas. En una ocasión, con la máxima presión aplicada, se chorreó el líquido impregnante a través de una grieta pequeña por un lado de la losa, indicando que se había efectuado la impregnación por medio del tapete de hule. Durante el ciclo de presión, el nivel del líquido en el área enmarcado subió a medida que se iba presionando la cámara con la cabeza de carga. Cuando se descargó, el nivel del líquido en el dique, bajó inmediatamente a medida que el líquido fluía por debajo de la cámara llenando las células, preparándose para el siguiente ciclo de carga.

La figura 8A muestra un ciclo de carga típico utilizado para las losas I y II (impregnadas con metilo metacrilato y agua, respectivamente) y la figura 8B el ciclo que se utilizó con las losas III, IV, V y VI (impregnadas con metilo metacrilato, alquitrán y aceite de linaza, respectivamente).

Después de la impregnación con metilo metacrilato, las losas I y III fueron montadas sobre un pedestal, siendo sus superficies superiores cubiertas con varios kilos de cemento Portland roceado con monómero (como 0.5 k o 1 lb) seguida por una capa de papel aluminio para minimizar la pérdida del monómero por medio de la evaporación. La superficie superior de la losa fue cubierta con una cámara de vapor aislada y sellada con un empaque de Neopreno y se le aplicó vapor de una caldera a una presión de 0.42-0.70 kg/cm² (0.04-0.07 mPa) durante 6 horas; la temperatura de la superficie de la losa fue 104°C (220°F).

La Tabla 1 resume los resultados de impregnación por medio de este tapete de presión. Con la losa I (metilo metacrilato) se obtuvo una impregnación total de 15 cm (6 pulg) en la región céntrica del área. Esta profundidad de penetración fue mayor que aquella pronosticada por la ecuación desarrollada antes (18). Alrededor de la región central, pero bajo el área del tapete de presión la profundidad fue de 5 cm (2 pulg), pero fuera del área I el tapete de presión, ésta fue de 2.5 cm (1 pulg) o menos. Con la losa III (metilo metacrilato), impregnada con 62 ciclos de carga únicamente, la profundidad de impregnación fue un total de 15 cm (6 pulg) en la región central hasta 10 cm (4 pulg) en otras regiones. Se deberá notar que los corazones con 7.5 cm (3 pulg) de diámetro mostraron evidencia de fractura entre el agregado en las regiones impregnadas así como también excelente resistencia al ácido y además un decremento del 96% en las de absorción de agua -

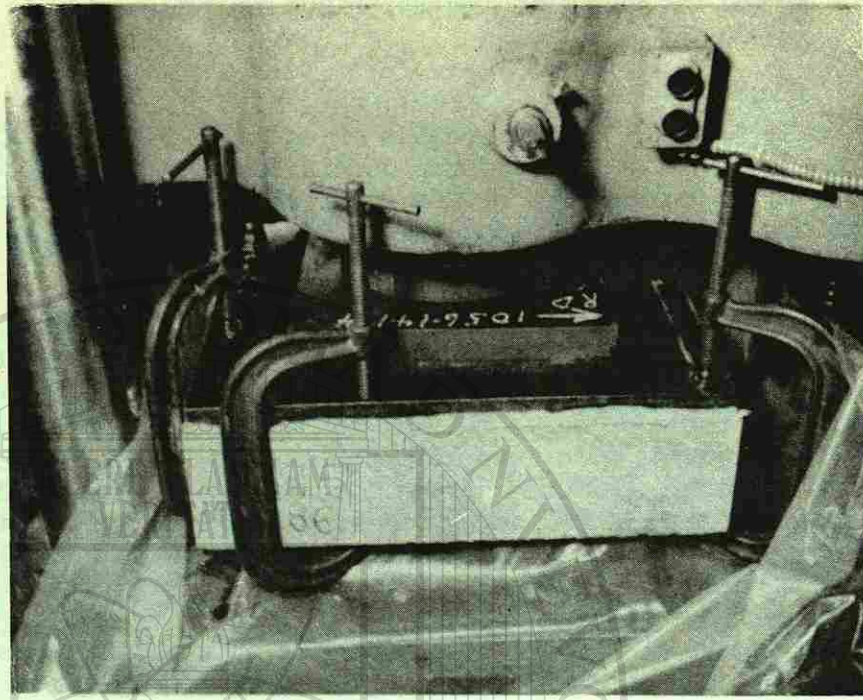


Fig. 7.- Ensaye de impregnación con el tapete de presión.

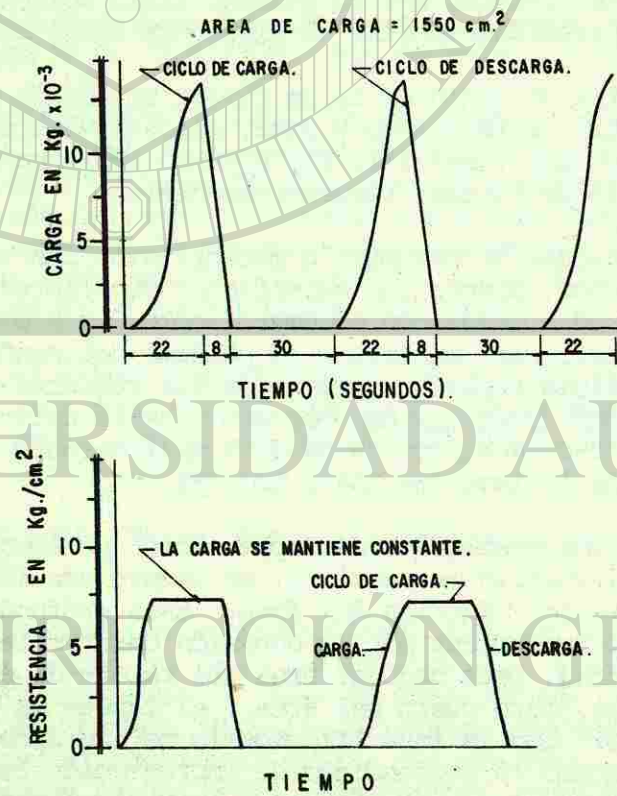


Fig. 8.- Ciclos de Carga Típicos:

- (A) Losas
- (B) Losas 3, 4, 5 y 6. Ver también Tabla 1

TABLA 1
DATOS PARA LA IMPREGNACION CON EL TAPETE DE PRESION

Losas	Impregnante	Carga (kgs)	Penetración máxima* cm	Ciclos	Tiempo efectivo	Presión máxima	
						kg/cm ²	Psi
1	MMA	2.73	8.75 a 10.0	425	3.2	8.44	120
2	Agua	3.18	10.0 a 11.25	710	5.0	7.03	100
3	MMA	2.73	8.75 a 10.0	62**	4.0	7.03	100
4	Alquitrán	1.82	6.25 a 7.5	80	5.3	7.03	100
5	Alquitrán	1.36	6.25 a 7.0	160	5.3	7.03	100
6	Aceite de linaza	0.91	2.5 a 3.75	90	6.0	7.03	100

Nota: 1 lb = 0.454 kg, 1 pulg = 2.5 cm., 1 psi = 0.07 kg/cm²
 * Corresponde a una impregnación densa como se observó.
 ** Losas 3 y 4: 30 segundos de tiempo de carga y descarga, 4 minutos de reposo.
 Losas 5 y 6: 15 segundos de tiempo de carga y descarga, 2 minutos de reposo.

durante 24 horas, de 7.2% para la losa original a únicamente un 0.3%, una reducción similar a las obtenidas con impregnaciones por medio de presión atmosférica (17, 18).

La losa II (agua) resultó con la profundidad teóricamente pronosticada de 11 cm (4.5 pulg), la cual se manifestó por un color gris uniforme que hacía contraste con las regiones color blancas no impregnadas. La profundidad de penetración pronosticada para impregnación sería únicamente de 3.8 cm (1.5 pulg).

Con las losas IV y V (alquitrán), las profundidades de impregnación fueron mayores que las pronosticadas aunque la viscosidad del alquitrán (15 cp ó 1.6 Pa. s.) es mayor que la del metilo metacrilato (0.7 cp ó 0.07 Pa. s.) o del agua (1 cp. ó 0.1 Pa. s.) y los ciclos de carga fueron diferentes. Esta profundidad de impregnación mayor puede ser debido al secado más riguroso de estas losas.

Con la losa VI (aceite de linaza hervido), la profundidad de impregnación fue menos dado a su alta viscosidad (36 cp ó 3.6 Pa. s.) pero mucho mayor que las penetraciones poco profundas normalmente obtenidas con la aplicación superficial del aceite de linaza.

Estos experimentos demuestran que el método con el tapete de presión puede dar impregnaciones profundas con una variedad de líquidos impregnantes. La aplicación de este método en el campo deberá ser más eficiente que el arreglo de laboratorio simulado. El ciclo de carga podría ser similar a ese en la figura 8B en la cual el tiempo del ciclo es largo, como ocurre con un rodillo moviéndose lentamente. Teóricamente deberá ser posible impregnar el ancho de un solo carril sobre un puente utilizando un tapete grande para cubrir el área requerida y una aplanadora también de 15-20 toneladas para aplicar presión. Algunos diseños propuestos de equipo a escala-práctica se describen en otros trabajos (30, 32).

A2.6.- Impregnación del Concreto con Azufre (32).

La impregnación del concreto de cemento Portland con un 8% de azufre da resistencias a la compresión tan elevadas como 1547 kg/cm² (170 mPa) (32, 53, 54), valores que son más altos que aquéllos de muchas muestras de concreto impregnado con polímeros. El concreto impregnado con azufre también muestra buena resistencia contra el congelamiento y deshielo, menor permeabilidad de agua, y una resistencia excelente a los ácidos y sales. Y además, el costo del azufre es sólo un 3.33% del costo del metilo metacrilato. Por lo tanto, el concreto impregnado con azufre puede encontrarse adecuado para losas de puentes siempre y cuando el azufre no cause la corrosión del acero de refuerzo a causa de sus reacciones con el agua y el oxígeno. Además, la impregnación de polímeros en el concreto comprende cuatro pasos -secado del concreto, enfriado a temperatura ambiente, impregnación con el monómero y la polimerización in situ- los cuales son costosos y toman mucho tiempo. Por ejemplo, secar el concreto a 120°C (250°F) requiere un tiempo desmedidamente largo por ello costoso, secarlo a 315°C (600°F) reduce el tiempo considerablemente, pero utilizar elevadas temperaturas a gran escala, puede causar grietas en el puente. La impregnación con azufre permite el uso de un proceso más sencillo que evade estas dificultades.

Dos ventajas del azufre como impregnante son: su relación de viscosidad/temperatura y su relativamente baja presión de vapor y flamabilidad. El azufre se funde en un rango de 113-120°C (235-248°F) para formar un líquido de baja viscosi-

dad, v.g., 12.5 cp (125 Pa. s.) a los 120°C (248°F), disminuyendo a 6.6 cp (0.66 Pa. s.) a los 160°C (320°F) (a temperaturas más la viscosidad aumenta drásticamente debido a polimerización lo cual es indeseable en esta aplicación). La baja viscosidad mejora la rapidez de penetración. Segundo, la alta presión de vapor y flamabilidad de los monómeros como el metilo metacrilato requiere que se enfríe el puente a temperatura ambiente antes de la impregnación. De esta manera, la energía utilizada para secar el puente con elevadas temperaturas, se pierde durante el enfriado -energía que se podría utilizar para fundir el azufre para su más fácil penetración en el puente-. Y aun se podría economizar más energía si el secado e impregnación con azufre se pudieran efectuar simultáneamente.

Por esta razón, nosotros propusimos (30) combinar los tres pasos que son el secado, enfriado e impregnación, en uno solo, y eliminar el paso de la polimerización: el puente está cubierto de azufre fundido que penetra dentro de los poros, eliminando el agua e impregnando el concreto con azufre. El azufre fundido está a una temperatura mayor que el punto de ebullición de manera que actúa como un medio transportador de calor para extraer el agua y permitir penetración. Por supuesto que el substrato de concreto deberá mantenerse a una temperatura suficientemente alta para evitar la solidificación del azufre en los poros antes de que se complete la impregnación. Cuando se calienta una losa de concreto desde la superficie superior, el agua emigra de la superficie caliente a la fresca que está por debajo evaporándose cerca de la región caliente y condensándose en la más fresca. El azufre fundido penetra dentro del concreto por medio de capilaridad, evaporándose el agua que se encuentra cerca del frente de azufre fundido conforme va avanzando. Por lo tanto, el tiempo requerido para la impregnación con azufre debería ser más o menos el tiempo requerido para el secado del concreto.

Se efectuaron impregnaciones con azufre utilizando cilindros de concreto de 8 x 15 cm (3 x 6 pulg) y losas de 0.61 x 0.61 x 0.15-m (2.0 x 2.0 x 0.5 -pie). Los cilindros se prepararon de una mezcla convencional, sin aire incluido 1.00: 2.00: 3.42: 4.16 de agua-cemento Portland tipo I -arena gruesa- agregado de caliza (2.5 ó 3 cm máximo) promediando una resistencia a la compresión a los 28 días de 140.6 kg/cm² (28 mPa). El contenido de aire incluido fue del 3% con un revenimiento de 11 cm (4.5 pulg). Se colocaron los cilindros en el cuarto de curado (90-100% humedad relativa). En el primer experimento, se sumergió un cilindro hasta a la mitad en un baño de azufre fundido 116-127°C (240-260°F) durante 45 horas y después se dejó enfriar. El azufre se había impregnado en el cilindro hasta una distancia de 2.5 cm (1 pulg) por encima del nivel de azufre como se indica por el contraste entre la región impregnada de color gris oscuro y la región no impregnada color blanco. Sin embargo, la impregnación estaba completa únicamente en la cáscara exterior de 1.2 cm (0.5 pulg) del cilindro, ya que el paso de la fractura fue por entre las partículas del agregado en la región de la orilla, pero por entre la superficie de contacto del agregado y pasta de cemento en el núcleo central. La cáscara exterior del cilindro no fue afectada por el ácido pero el corazón sí fue algo afectado.

Otros cilindros fueron impregnados por medio de inmersión en un baño de azufre fundido, mantenido a 121-138°C (250-280°F) por medio de gas propano. Los contenidos de azufre fueron del 6-10% después de 45 horas de inmersión y 11% después de 60 horas. La absorción de agua en 24 horas se redujo en un 50% en los seis especímenes de 45 horas y en un 97% en los seis especímenes de 60 horas. Tanto la resistencia a la compresión como a la tensión aumentaron conforme aumentaron los contenidos de azufre llegando hasta un máximo de 3 veces la resistencia de especí-

menes de control de impregnados (figura 9); valores similares a aquéllos observados en concreto impregnado con polimetilo metacrilato. Los especímenes de 60 horas fallaron explosivamente durante pruebas de compresión como también igual fallaron los especímenes resistentes pero quebradizos impregnados con polimetilo metacrilato (3, 10, 14, 15). La fractura procedía a través de, no alrededor de, las partículas de agregado y demostraron mejor resistencia al ácido clorhídrico al 15%.

Las losas de concreto se prepararon como se describió anteriormente. La losa I se sumergió parcialmente en un baño de azufre fundido a 121-139°C (250-280°F) durante 45 horas mientras un área circular de la superficie de 41 cm (16 pulg) en diámetro fue puesta al vacío utilizando la cámara de vacío descrita previamente (18).

Los corazones tomados de esta losa mostraron una penetración uniforme hasta una profundidad de 1.9 cm (0.75 pulg), como un 50% del valor pronosticado por la ecuación 1. Esta diferencia puede ser debido al "humedecimiento" ineficaz del concreto por el azufre o a que el concreto en masa causaba la condensación del agua evaporada; el uso de la cámara de vacío no fue de beneficio en este caso.

La losa II se preparó similarmente excepto que fue curada con vapor a baja presión durante 24 horas para aumentar su porosidad; su contenido de aire fue de 8%. Esta losa fue impregnada de la misma manera que la losa I excepto que no se utilizó la cámara de vacío; en su lugar, se cubrió la superficie con un pliego de asbesto. Los corazones tomados de esta losa mostraron una impregnación completa hasta una profundidad de 2.5 cm (1 pulg), y una impregnación parcial hasta unos 1.2 cm (0.5 pulg) más. La fractura en estos especímenes procedió a través de, y no alrededor de las partículas del agregado en las regiones completamente impregnadas.

Así, la impregnación de concreto con azufre produce incrementos en la resistencia, permeabilidad y resistencia a los ácidos comparables a aquellos obtenidos con el metilo metacrilato. Anteriormente se había notado el incremento en la resistencia (31) pero no la menor permeabilidad al agua y mejor resistencia a los ácidos.

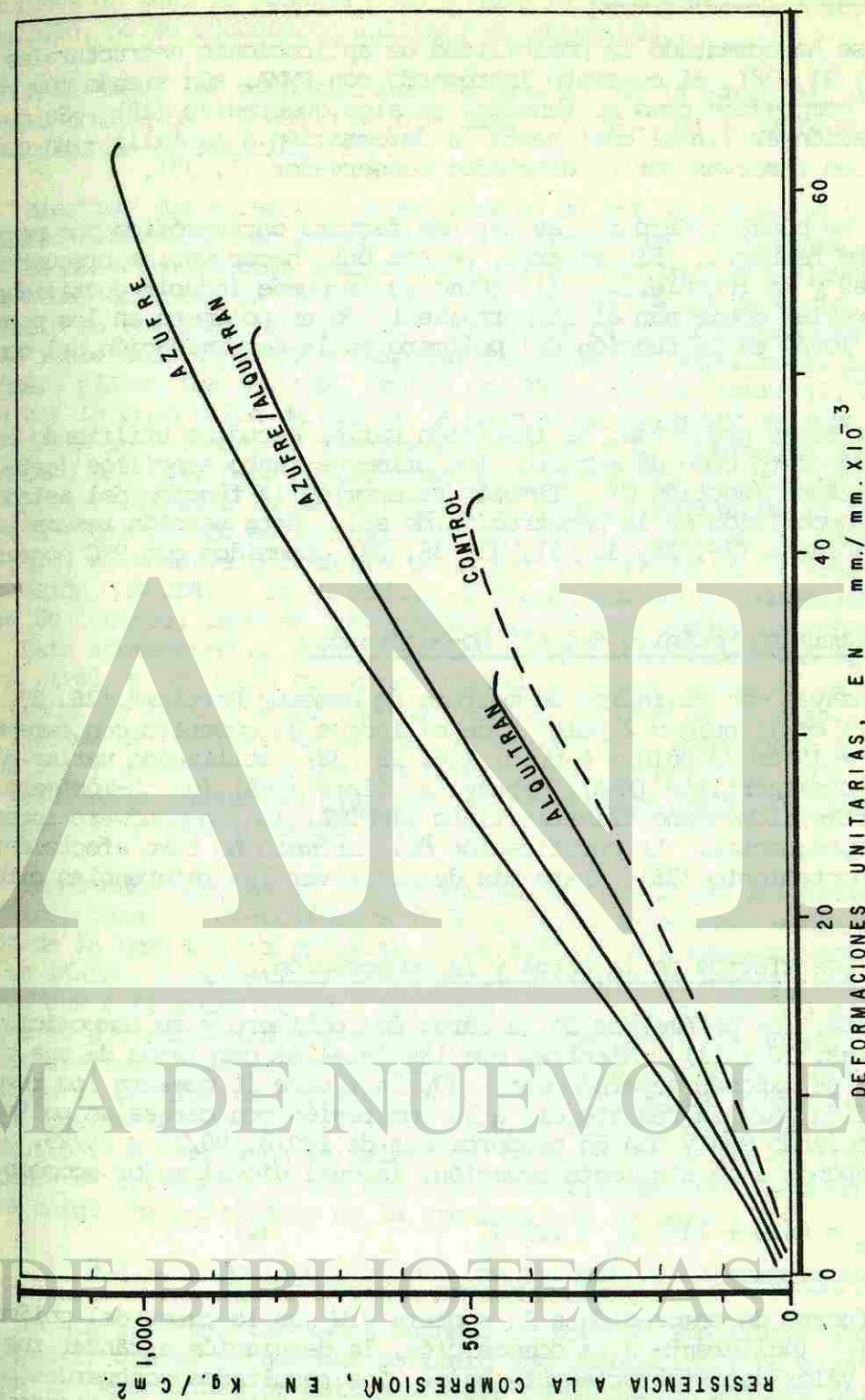


Fig. 9.- Datos de esfuerzo-deformación para concretos impregnados con azufre, alquitrán y una mezcla.

B.- COMPORTAMIENTO MECANICO DEL PIC.

Mientras que se ha aumentado la posibilidad de aplicaciones estructurales para el PIC (3, 7-10, 31, 38), el concreto impregnado con PMMA, aún siendo muy resistente, tanto en compresión como en tensión, es algo quebradizo (10). Su curva de esfuerzo-deformación es lineal casi hasta la deformación a la falla - un comportamiento visto con reservas por un diseñador conservador (5, 37).

Para prevenir se puede retardar o evitar una factura catastrófica por medio del uso del acero de refuerzo. Sin embargo, parece útil hacer varias preguntas relacionadas básicas y de ingeniería: (1) ¿Cómo se le puede inducir ductilidad al PIC?; (2) ¿Qué reglas gobiernan el comportamiento de un polímero en los poros del concreto?; (3) ¿Cuál es la función del polímero en la determinación del comportamiento del PIC?

Para contestar estas preguntas, se iniciaron varios estudios utilizando especímenes, tanto de concreto como de mortero, los primeros tanto sencillos (esta sección) como reforzados (sección C). También se examinó la función del estado del polímero y su composición en la penetración de sal. Esta sección resume los resultados hasta la fecha (26, 28, 30, 31, 35, 36, 38) obtenidos con PIC no-reforzado.

B.1.- Comportamiento Mecánico del PIC No-Reforzado.

Se hicieron ensayos con cilindros de mortero de cemento Portland (26, 33, 36) de 2.5 cm. x 5.1 cm (1 pulg x 2 pulg) y de cilindros de concreto con cemento Portland de 7.6 cm x 15 cm (3 pulg x 6 pulg) (26, 28, 38), utilizando varias combinaciones de metilo metacrilato (MMA), n-butyl acrilato (nBA) (un co-monomero plastificante) y trimetilopropano trimetacrilato (TMPTMA) (un co-monomero interviniente) como impregnantes. La purificación del monómero no tuvo efecto detectable sobre el comportamiento (36). Para más detalles ver las referencias citadas.

B.1.1.- Los efectos de la carga y la composición.

Como se esperaba, los parámetros de la carga del polímero y su composición son importantes (Figs. 10 y 11). Mientras que los detalles completos de una correlación ingenieril se exponen separadamente (30), la figura 10 muestra los resultados de la correlación para la resistencia a la compresión con cargas de polímero para sistemas conteniendo MMA y NBA en proporciones de 100/0, 90/10 y 75/25. La línea sólida corresponde a la siguiente ecuación, la cual dio el mejor acomodo.

$$\sigma_{BC} = 6410 + 1268 W_p + 115 W_p^2 \quad (2)$$

donde σ_{BC} es el esfuerzo de compresión a la ruptura y W_p es la carga del polímero (por ciento en peso). Indiferente a la composición, la desviación estándar fue del 8 por ciento -- un valor satisfactoriamente bajo. Los resultados concuerdan bien con aquéllos reportados por Manning y Hope (42), quienes utilizaron una ecuación exponencial. Sin embargo, el uso de un 50% o más de nBA si induce cambios significantes. Para el caso del 50% se mantiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_{BC} = 6320 + 928 W_p + 37 W_p^2 \quad (3)$$

donde los símbolos tienen el mismo significado que antes. A más elevadas concentraciones de nBA, se observa poco o nada de incremento en resistencia (ver a continuación, no se ejecutaron análisis de regresión).

Para todas las composiciones, se mostró que la carga del polímero fue el parámetro dominante, háyase o no efectuado el vacío en el concreto e indiferente a la rapidez de deformación (35).

Mientras que tiene poco efecto hasta en 25% de nBA en el comportamiento de esfuerzo-deformación en comparación con materiales impregnados con PMMA (figura 11), se observan efectos alarmantes a concentraciones más elevadas, las cuales claramente aumentan la ductilidad en el sentido de la cedencia, si bien con un sacrificio en resistencia y módulo. Entonces la forma quebradiza de falla del concreto impregnado con PMMA a temperatura puede ser modificada, incorporándole un monómero plastificante, nBA, dentro del MMA. De la figura 11, es claro que a medida que la proporción de nBA en la mezcla del monómero se aumenta de 0 a 50 por ciento en volumen, la resistencia última a la compresión muestra una disminución como del 25%, pero la deformación a la ruptura muestra un incremento como del 30% (100% relativo a la de control). El comportamiento de la resistencia a la tensión y del módulo es similar (26, 35, 38). Cuando el polímero impregnado es nBA puro, se observa únicamente un ligero incremento en la resistencia última a la compresión ($\approx 20\%$) y en el módulo de Young inicial en comparación con los especímenes de control, pero se incrementa significativamente la deformación a la ruptura. Este incremento en ductilidad observado, o su habilidad de fluir y deformarse un nivel de esfuerzo cerca del máximo observado antes de la falla, indica que aún cuando se haya desarrollado un patrón continuo de grietas, la extensibilidad del sistema de polímero en estado "elástico" y la adherencia incrementada entre la matriz y agregado original mantienen junto al mortero. Una vez más, todos estos resultados concuerdan bien con los resultados descritos posteriormente por Kukacka (10) y Paul y Fowler (47).

Observando que las T_g (temperaturas de transición del estado quebradizo a uno elástico) para los co-polímeros 75/25 y 50/50 de MMA/nBA están por arriba y por abajo de la temperatura ambiente (como 50°C y 5°C) respectivamente, está claro -- que un máximo de refuerzo a temperatura ambiente se obtiene únicamente con un polímero que esté sobre su T_g . Por otra parte, una ductilidad significativa requiere que el polímero esté por abajo, o al menos cerca, de su T_g . (Por supuesto, se pueden efectuar ajustes). De hecho, la adición de TMPTMA puede compensar en cierto grado la pérdida de resistencia debido a la inclusión del nBA (28). Por lo tanto debería ser posible variar el comportamiento de esfuerzo-deformación sobre un amplio rango mediante la selección juiciosa de la composición del monómero. Se discuten en la sección C los efectos de ductilidad con respecto a la naturaleza de la carga, especialmente en la presencia de refuerzo.

B.1.2.- Resistencia como una función de la temperatura.

Ya que los resultados del estudio en proceso implicaron que el refuerzo puede requerir que el estado del polímero sea quebradizo y no elástico, se decidió probar la generalidad de esta hipótesis cambiando el sistema del polímero por arriba y por abajo de su T_g . Desde luego, tal comportamiento es intrínsecamente importante en la selección y diseño de sistemas y estructuras de PIC. Si hay pérdida de refuerzo a una temperatura de servicio normal o en un incendio, el diseñador -- deseará saber esto de antemano.

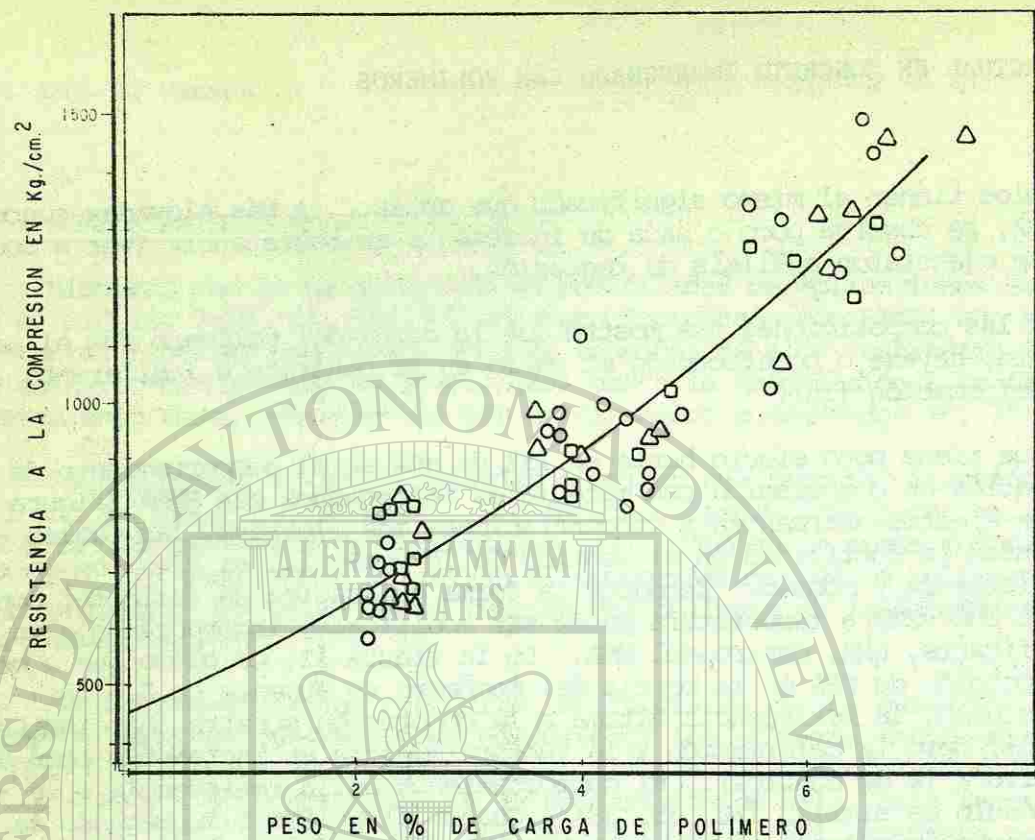


Fig. 10.- Resistencia a la Compresión de un mortero impregnado con polímero en función de la Carga de Polímero. o: MMA; □: 90 MMA/10 NBA; △: 75 MMA/25 NBA - (Resultados del EAS).

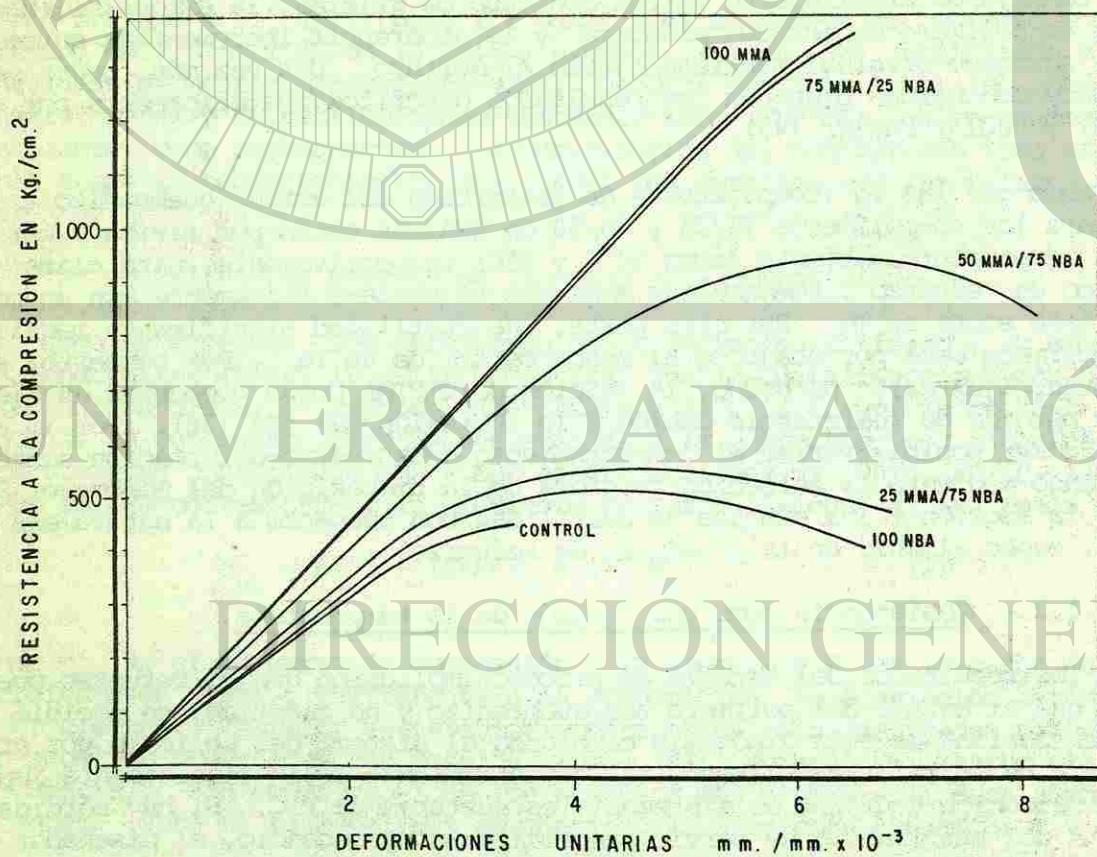


Fig. 11.- Curvas de esfuerzo a la compresión-deformación para morteros impregnados con polímero ensayados a temperatura ambiente con una velocidad de deformación de 4.23×10^6 m/seg (0.01 pulg/min).

Curiosamente existía poca información sobre los efectos de la temperatura. - Dikeou demostró que el concreto impregnado con PMMA parecía retener mucha de su resistencia a 130°C muy por arriba de la Tg del PMMA en bulto (8). También muchos de los sistemas considerados para aplicaciones en ingeniería incorporan grandes cantidades de agentes intervinculantes (8, 10, 11), los cuales deberían ampliar considerablemente la Tg y aumentar el módulo elástico. Sin embargo, Gebauer (55) reportó que la resistencia a la compresión de varias piezas cerámicas impregnadas con polímero se disminuía a medida que los compuestos fueron elevados a temperaturas por encima de Tg de polímeros.

En verdad, la figura 12 muestra que se obtiene cerca del mismo grado de refuerzo en términos de resistencia a la compresión con cualquier combinación de mezclas de monómeros, siempre y cuando el polímero resultante esté a una temperatura por abajo de su temperatura de transición Tg. Este descubrimiento experimental, que se sostiene indiferente a la carga de polímero (35), enfatiza aún más la importancia de la naturaleza del polímero, como se concluyó en la sección previa. Una vez más, el módulo de Young se comporta similarmente (no se muestran las curvas). Interesantemente, aún el concreto con PMMA altamente difundido en su interior, exhibe un comportamiento similar (35, 36); se observa poco refuerzo a temperaturas > 180°C.

Interesantemente, los puntos de inflexión (figura 12) de las transiciones (cerca de la Tg en el caso de cerámicas impregnadas (55) para los morteros impregnadas con PMMA ocurren a temperaturas más elevadas que para la Tg del PMMA en bulto. En contraste, los morteros impregnados con PnBA muestran puntos de inflexión mucho más cerca a la Tg para la PnBA en bulto; las Tg de PMMA y PnBA son 105°C y -45°C respectivamente. Información reciente sobre la resistencia proporcionada por Arredondo (24), también muestra un aumento en la Tg para algunos co-polímeros del MMA; como también la información sobre el amortiguamiento para sistemas de PMMA por Whiting (43).

Pueden surgir valores de Tg más elevados (llegar al punto suavizante) de un polímero en un capilar debido a un peso molecular mayor, en una movilidad segmental menor debido a la adsorción. La existencia de una fuente de adsorción se demuestra por la inhabilidad de extraer más del 70% del polímero de la matriz (21-24). Debido a que el peso molecular de este polímero no puede ser determinado, la Tg del polímero ordinario en bulto, como fue citado anteriormente, no es sensible a incrementos mayores en peso molecular. Entonces la función de la adsorción debe ser dominante.

Los incrementos de Tg en polímeros conteniendo rellenos inorgánicos están bien documentados (13). La adsorción en la superficie de un sólido está acompañada por una disminución en la energía libre en el sistema, y ya que el proceso también implica pérdida en grados de libertad al pasar del estado libre al de adsorción, también hay una disminución de entropía y movilidad. Continuando, uno puede visualizar un efecto posible debido al tamaño de poro, por ejemplo en la conformación y movilidad de la cadena, ya que el tamaño de poro puede variar desde $1 \mu\text{m}$ hasta $1.5 \times 10^{-3} \mu\text{m}$ (15 A). Los últimos son mucho más pequeños que las típicas dimensiones de las cadenas típicas de moléculas del polímero; deberá asumirse una conformación de cadena en la cual las moléculas están altamente alargadas (la llamada cadena "extendida" o "zigzag plano"). De hecho, se sabe que la polimerización del cloruro de vinilo en canales para urea proporciona una transformación (esencialmente perfecta y extendida) en el polímero, así como con elevada estereoregularidad también (56).

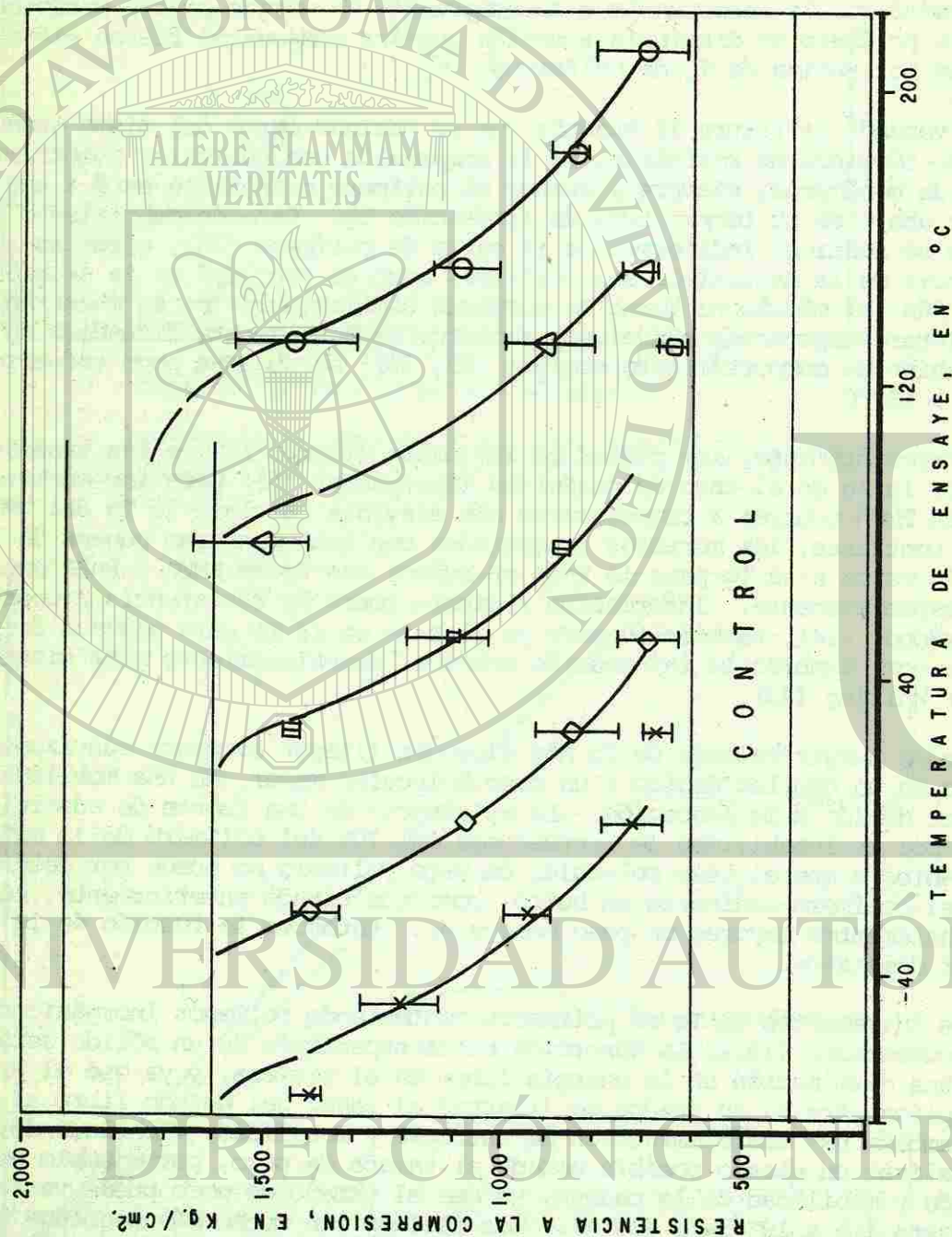


Fig. 12.- Resistencia a la compresión para morteros impregnados con polímero en función de la temperatura de ensaye y composición del polímero o : MMA; Δ : 75 MMA/25 nBA; \square : 50 MMA/50 nBA; \diamond : 25 MMA/75 nBA. (Las 11

Mayor evidencia de la función de la adsorción se encuentra en el hecho de -- que la mencionada elevación de la Tg ocurre con PMMA, pero no con menos nBA polar o estireno (S) (35, 36). Entonces, si mezclamos S ó nBA con MMA, la Tg se eleva en proporción con la fracción de MMA (no se muestran las curvas). Mientras que -- queda mucho desconocido en detalle, claramente son importantes los efectos en la superficie de contacto entre polímero y concreto.

Las resistencias también pueden ser afectadas por su historial térmico, el -- cual puede alterar la conformación del polímero. Han sido confirmados los repor- tes anteriores por Tazawa (42) que el templado a elevadas temperaturas puede in- crementar la resistencia a la compresión (35, 36). Por lo tanto, en templado a -- 150°C ó a 210°C puede aumentar la resistencia en un 15% a 20%, mientras que en -- templado a 90°C tiene poco efecto. Sin embargo, a 210°C, un templado con 15 ci- clos causa una pérdida en el incremento de resistencia quizás debido a degrada- ción química.

De esta manera se han obtenido considerables conocimientos hacia los requisi- tos para incrementar la resistencia. Mientras que el llenado de los poros es im- portante, como lo sugiere Auskern y Horn (57), claramente es importante la natura- leza del polímero. Mientras que aún no hayan sido desarrollados modelos analíti- cos completamente satisfactorios, existen varios mecanismos posibles para incre- mentar la resistencia. Primero, utilizando un enfoque de mecánica de fracturas -- (36, 42, 57, 59), uno puede considerar los efectos de la impregnación sobre la -- energía de fractura, el módulo de Young y tamaño característico de grietas. Des- de este punto de vista, encontramos que (36, 59) el efecto principal por ejem- plo es el de aumentar la energía de fractura, confirmando así el trabajo por Aus- kern y Horn (58) y especulaciones por Tazawa (42). Segundo, será mayor la habili- dad del polímero para transferir resistencia de la matriz entre mayor sea el módu- lo del polímero (suponiendo que haya buena adherencia), y entre mayor sea lo liso del poro (26, 27), lo cual se ha demostrado con el microscopio electrónico de ba- rrido, que su contorno está lejos de ser cilíndrico (60).

Hace varios años, en una discusión, viendo hacia el futuro, Manning y Hope -- (15) resumieron los mecanismos para reforzar el PIC como debidos a la habilidad -- del polímero (i) de actuar como una cadena continua de refuerzo, orientada al azar (ii) de incrementar la resistencia en la adherencia entre cemento agregado, (iii) de reparar las microgrietas, (iv) de absorber energía durante la deformación (v) de reforzar los microporos y (vi) de adherirse con la fase de cemento. (Desde lue- go, éstas no son mutuamente exclusivas). Este estudio ha ilustrado la validez -- probable de varios de estos puntos, los cuales aún proporcionan desafío para una descripción analítica futura.

B.1.3.- Efecto de la composición del PIC sobre la penetración de Sal.

Como se mencionó anteriormente, el PIC resiste la penetración del agua y de la sal mucho más que el concreto. A manera de examinar el fenómeno de penetra- ción en más detalle, se estudió la penetración del cloruro de calcio en especíme- nes de 2.5 cm x 5.0 cm (1 pulg x 2 pulg) de mortero de cemento Portland como una función de tiempo y composición del polímero (utilizando mezclas de MMA y nBA) -- (29, 31, 36, 37, 61). Siguiendo el procedimiento conveniente de Ost y Monfore -- (62), se contenían soluciones acuosas con un 8% de CaCl₂ en fundas de polietileno ajustadas a un extremo de cada cilindro. Se colocó cinta sobre los lados para -- asegurar un flujo vertical. Cuando se deseó, fueron extraídos los especímenes pe

queños, fueron alisados y pulidos (36) cubriéndolos con carbón y analizados para detectar cloruro utilizando una técnica de microsonda electrónica desarrollada anteriormente para el concreto (63). Los resultados obtenidos por medio de esta técnica rápida y conveniente concuerdan bien con aquéllos obtenidos por medio de análisis convencionales (36).

Se obtuvieron curvas de acumulación de cloruro similares a aquéllas en la figura 13 para períodos hasta de 18 meses. Consistentemente, se observó que la impregnación con polímero retrasa la penetración del cloruro. Cerca de la superficie (6.3 mm), la concentración del cloruro era escasamente detestable para el mortero impregnado con PMMA, en comparación con cerca de 15% en peso para los especímenes de control. Sin embargo, entre más elevada es la concentración de nBA, mayor es la permeabilidad. Por lo tanto, entre más "elástico" sea el polímero, mayor es la permeabilidad, como era esperado por la teoría (36). Sin embargo, a una profundidad de 3.8 cm (1.5 pulg), sólo el sistema con nBA mostró algo de cloruro detestable; en este caso, la concentración fue en orden de magnitud menor que para aquél de control. Por eso la impregnación con polímero puede ser muy efectivo en restringir la penetración de sal, aunque parece ser que el PMMA es consistentemente superior a otras composiciones acrílicas. Esta observación es consistente con la proposición previa de que el MMA se absorbe mejor en cemento que el nBA (ver sección B.1.2).

B.1.4.- Reducción en penetración de humedad.

La resistibilidad eléctrica del concreto seco es suficientemente baja como para hacer el concreto de un interés intrínseco para aplicaciones como aislante de corriente de alto voltaje (64). Desafortunadamente, cuando es expuesto a condiciones ambiente, el concreto adquiere humedad considerable, la cual disminuye la resistividad. Puesto que aun el PIC absorbe suficiente agua como para causar deterioro en el comportamiento eléctrico, estamos buscando mejorar la resistencia a la penetración de agua aún más, mejorando el sellado de los poros. Los resultados preliminares muestran que por medio del uso de técnicas de polimerización avanzadas y recubrimientos, se puede reducir la absorción de humedad en morteros (48 horas en agua) en casi un 99.7%. Los detalles se presentarán por separado.

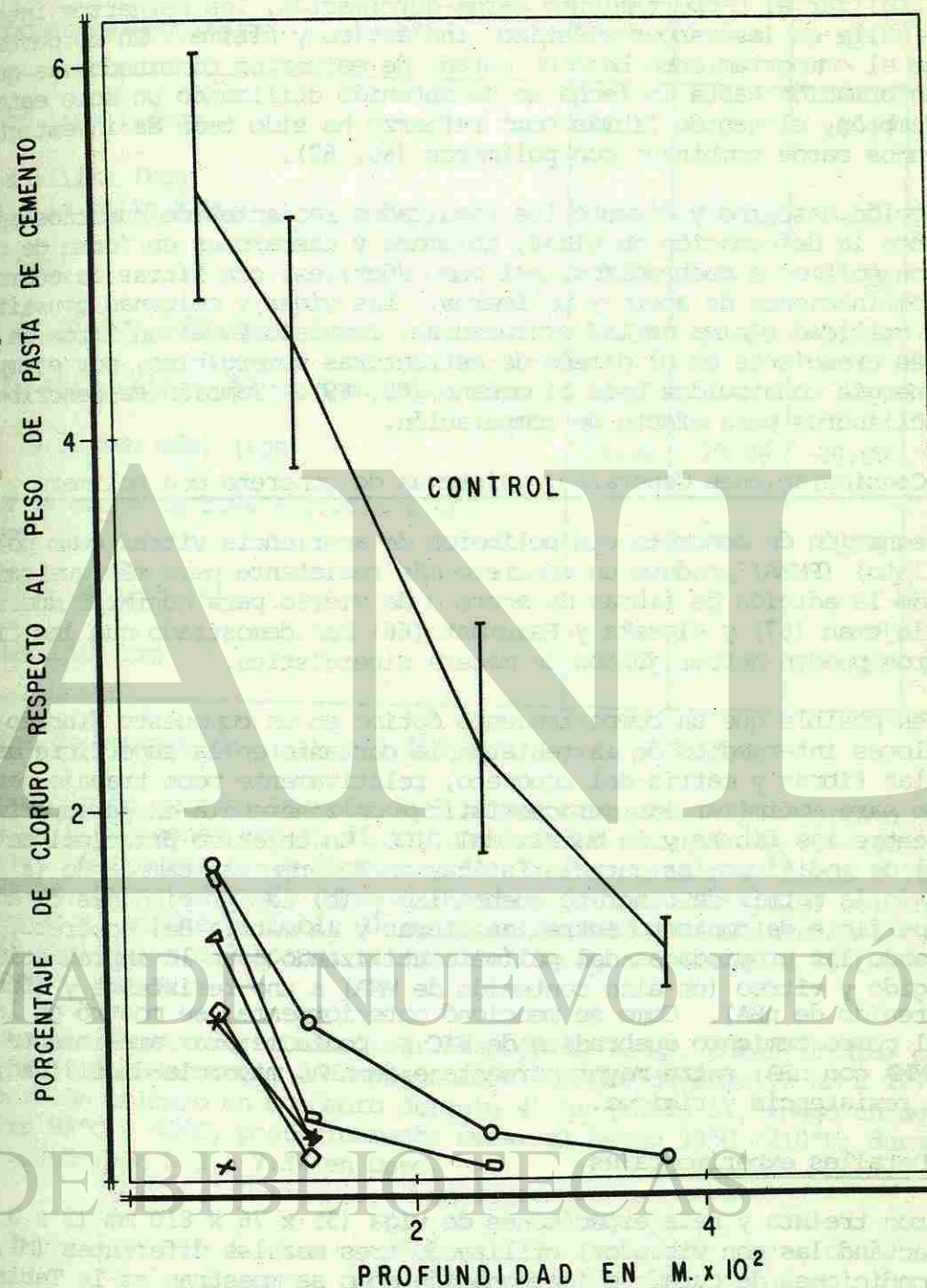


Fig. 13.- Contenidos de cloruro para morteros impregnados con polímero después de 18 meses de estar expuestos a agua con 8% de cloruro de calcio. Una relación MWA/nBA: 0/100, □ ; 25/75, △ ; 50/50, + ; 100/0, x.

C.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS, COLUMNAS Y CONOS DE CONCRETO IMPREGNADO CON POLÍMERO.

Un paso siguiente e importante más allá de los estudios discutidos anteriormente es el de obtener información ingenieril sobre las formas estructurales típicas y el de analizar el comportamiento carga-deformación, los esfuerzos internos y el modo de falla en los rangos elástico, inelástico y último. En lo particular es importante el comportamiento bajo un estado de esfuerzos combinados ya que casi toda la información hasta la fecha se ha obtenido utilizando un solo estado de esfuerzo. También, el uso de fibras como refuerzo ha sido tema de investigación (65), en algunos casos combinado con polímeros (66, 67).

Esta sección describe y discute los resultados recientes de nuestros estudios (33) sobre la deformación de vigas, columnas y cascarones en forma de cono reforzados con polímeros quebradizos, así como dúctiles, con fibras de acero y malla, y con combinaciones de acero y polímeros. Las vigas y columnas constituyen elementos de utilidad básica en las estructuras; los cascarones en forma de cono son de interés creciente en el diseño de estructuras sumergibles, por ejemplo, plantas de energía construidos bajo el océano (68, 69). También se describen ensayos sobre cilindros para efecto de comparación.

C.1.- Consideraciones Generales: Sistemas de concreto con polímero y fibras

La impregnación de concreto con polímeros de apariencia vítrea como poly (metilo metacrilato) (PMMA) produce un concreto más resistente pero más quebradizo. Se ha sugerido la adición de fibras de acero o de vidrio para conferir ductilidad en verdad, Flajsman (67) y Aleszka y Beaumont (66) han demostrado que las fibras y los polímeros pueden actuar juntos de manera sinérgica.

Aunque es posible que un comportamiento óptimo en un compuesto fibroso se encuentre a valores intermedios de la resistencia cortante en la superficie de contacto entre las fibras y matriz del concreto, relativamente poco trabajo parece haberse hecho para optimizar las características de adherencia en la superficie de contacto entre las fibras y la matriz del PIC. Un objetivo principal de este estudio es el de modificar las características de deformación cambiando (a) la deformabilidad de la matriz de concreto quebradizo y (b) las propiedades de adherencia en la superficie de contacto entre las fibras y la matriz del concreto. Esto se hizo variando las propiedades del polímero utilizando para la impregnación, desde uno rígido y vítreo (un alto contenido de MMA) a uno resistente y dúctil (un alto contenido de nBA). Como se mencionó anteriormente, se mostró en la Sección B que el comportamiento quebradizo de PIC se podía mejorar ampliamente copolimerizando MMA con nBA; entre mayor porcentaje de nBA, mayor la ductilidad, aunque más baja resistencia y rigidez.

C.2.- Detalles experimentales.

Se colaron treinta y seis especímenes de viga (51 x 76 x 810 mm (2 x 3 x 32 pulg)) (compactándolas con vibrador) utilizando tres mezclas diferentes (M1, M2 y M3), y con condiciones de curado e impregnación como se muestran en la Tabla 2. Las composiciones del monómero se muestran en la Tabla 3. La observación visual confirmó que la impregnación del polímero estaba esencialmente completa. Se condujeron ensayos con cargas sobre 4 puntos (a flexión, compresión y tensión) para evaluar los efectos del refuerzo sobre el comportamiento carga-deformación, ener-

TABLA 2

DISEÑO DE LAS REVOLTURAS DE CONCRETO

Componentes/Revoltura	M1*	M2*	M3*	N1**
Cemento tipo I (kgs)	24.33	20.20	24.33	42.68
Harina sílica (kgs) (pasa a la malla #200)	---	5.04	---	---
Agua (kgs)	8.85	8.17	10.94	19.07-19.98
Arena de sílice fabricada (kgs)	34.05	34.05	34.05	81.27
Granito triturado (0.64 cm tam. máx) (kgs)	---	---	---	69.92
Grava (0.95 tam máx) (kgs)	29.06	29.06	29.06	---
Fibras de acero de 5.08 x 1.27 x 0.063 cm (kgs)	---	---	1.45	---
Contenido de aire (%)	3	2	3	5
Revenimiento (cm)	7.62	7.62	1.27	7.62-10.16

Factores de conversión: 1 lb = 0.454 kgs, 1 pulg = 2.54 cm.

* Secuencia de curado: Después de 5 horas, curar con vapor durante 48 horas, desmoldar y almacenar por 15 días a una humedad relativa de 90%-100% antes de ensayar. Secuencia de la impregnación: Secar durante 24 horas a 121°C (250°F), enfriar, poner al vacío durante 1 hora a 750 mm (29.5 pulg) columna de Hg, impregnar el monómero (Tabla 3) conteniendo 0.5% de AZN iniciador a 5.62 kg/cm² (550 kPa) durante 2 horas, polimerizar en agua caliente a 85°C-90°C durante 3 o cuatro horas.

** Secuencia de curado: Desmoldar después de 72 hr, curar 28 días con HR entre 90% y 100%. Secuencia de impregnación: Secar durante 72 hr a 127°C (260°F), inmersión primero en monómero durante 45 hr (Tabla 5), luego en agua caliente entre 85°C y 90°C, posteriormente secar al horno 99°C (210°F) durante 5 hr. - Contenido: de 5.3 a 7.3% en peso.

TABLA 3

TRATAMIENTO CON POLIMERO Y DATOS DE RESISTENCIA PARA VIGAS (B)
Y COLUMNAS (C)

Ensaye No.	Revoltura	Espécimen No.	Proporción de monómero MMA/nBA	Carga de Polímero %	Carga máxima* (kg)**	Deflexión a la carga máxima* cm**
1	M-2	B9	-	-	-	-
2	M-2	B2	100/0	6.4	-	-
3	M-2	B5	60/40	7.1	-	-
4	M-2	B7	40/60	6.6	-	-
5	M-2	B3	80/20	6.9	-	-
6	M-2	B8	20/80	6.6	-	-
7	M-1	B11	-	-	-	-
8	M-1	B2	100/0	6.9	-	-
9	M-1	B5	80/20	7.2	-	-
10	M-1	B7	60/40	7.2	-	-
11	M-1	B8	40/60	6.9	-	-
12	M-3***	B6	-	-	-	-
13	M-3***	B2	100/0	13.6	-	-
14	M-3***	B1	80/20	15.8	-	-
15	M-3***	B3	60/40	13.0	-	-
16	M-3***	B12	50/50	15.4	-	-
17	M-3***	B4	40/60	14.0	-	-
18	M-1	C4	-	-	6,741.9	0.51
19	M-1	C1	100/0	7.12	17,978.4	0.86
20	M-1	C3	80/20	7.5	16,598.2	0.61
21	M-1	C6	60/40	7.1	15,027.4	0.89
22	M-2	C10	-	-	8,421.7	0.46
23	M-2	C4	80/20	6.7	11,985.6	0.30
24	M-2	C6	60/40	6.6	7,627.2	0.61
25	M-3***	C7	-	-	3,813.6	0.89
26	M-3***	C8	-	-	3,632.0	0.91
27	M-3***	C8	100/0	12.9	9,897.2	0.51
28	M-3***	C9	100/0	12.4	9,307.0	1.27
29	M-3***	C10	50/50	13.2	8,739.5	1.12
30	M-3***	C11	50/50	12.0	12,212.6	1.20

* En compresión (columnas solamente); para datos sobre vigas ver Tabla 4.

** Factores de conversión: 1 lb = 0.454 kg; 1 pulg = 2.54 cm.

*** Contiene fibras de acero (ver Tabla 2).

gía a la ruptura, y naturaleza de la adherencia bajo compresión uniaxial. Los detalles se publicarán por separado (33).

Los especímenes de conos fueron colados tanto en tamaños grandes como en chicos (figura 16) utilizando una revoltura de concreto N1 (Tabla 2). Cada espécimen fue colado y varillado en tres capas para dar un concreto denso y uniforme. También se colaron cilindros (de 75 x 150mm (3 x 6 pulg)) de cuatro de las revolturas para proporcionar mediciones de control sobre el comportamiento esfuerzo-deformación. Se realizaron ensayos de compresión (ASTM C39-66) y tensión por compresión diametral (ASTM C496-66) en los cilindros y conos. Para más detalles, ver la referencia 33.

C.3.- Comportamiento Mecánico de Vigas y Columnas.

C.3.1.- Resistencia a la Flexión.

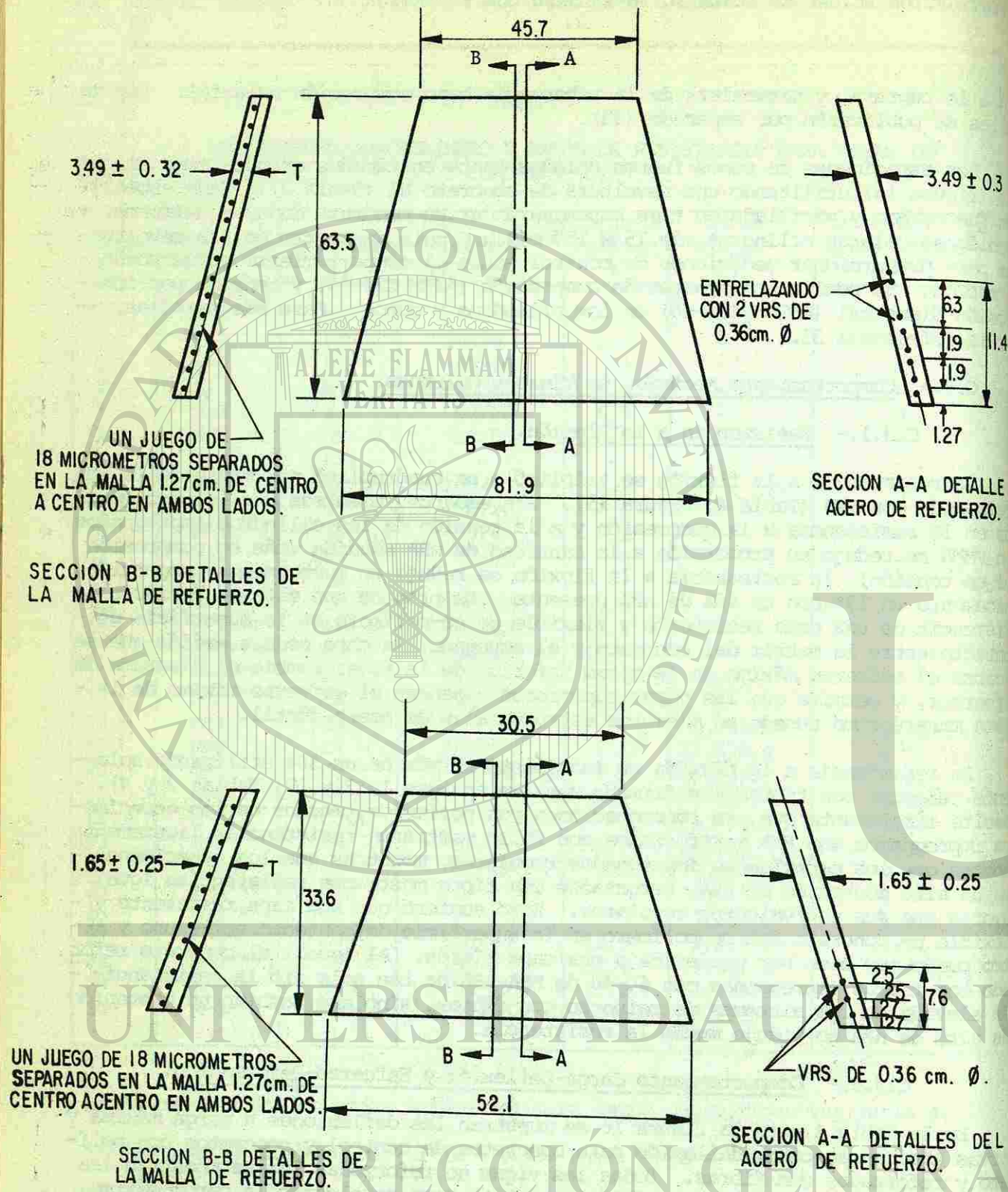
La resistencia a la flexión se triplicó o se cuadruplicó por medio de la impregnación con MMA (Tabla 4, Figura 15). Sin embargo, mientras que los incrementos en la resistencia a la compresión y a la tensión de los cilindros impregnados con PMMA se redujo en proporción a la cantidad de nBA añadida (más en compresión que en tensión), la resistencia a la flexión se redujo en mucho menos proporción, únicamente un 19% con un 60% de nBA presente. Se propone que esto es debido a la existencia de una capa resistente y flexible de co-polímero en la superficie de contacto entre la matriz del concreto y el agregado; la capa cede a medida que se alcanza el esfuerzo máximo en la mitad inferior de la viga, cambia el diagrama de esfuerzos, y permite que las capas superiores alcancen el esfuerzo máximo de la misma manera como sucede en miembros estructurales de acero dúctil.

La resistencia a la flexión se incrementó en más de un 50% utilizando solamente refuerzo con fibras (confirmado con los ensayos 1, 7 y 12, Tablas 3 y 4). Resulta interesante que, en impregnaciones con polímeros, muchos de los especímenes impregnados con MMA y reforzados con fibra mostraron resistencias ligeramente menores que los especímenes impregnados regulares, mientras que los especímenes con un alto contenido de nBA, reforzados con fibra mostraron resistencias igual o mayores que sus equivalentes regulares. Esto sugiere que una capa resistente y flexible de concreto con co-polímero en la superficie de contacto entre uno y otro puede muy bien ser preferida a una capa rígida. Al igual, el concreto reforzado con fibras impregnadas con 60-40 de MMA-nBA no tan solo dio la resistencia más elevada de los sistemas de refuerzo con fibras, sino que también un contenido más alto de nBA no redujo mucho la resistencia.

C.3.2.- Comportamiento Carga-Deflexión y Esfuerzo-Deformación. [®]

En la Tabla 4 y en la figura 16 se muestran las deflexiones a carga máxima y curvas típicas de carga-deflexión para concretos de control y concretos con polímero y reforzados con fibras. Todas las vigas no reforzadas (no se muestran las curvas) fallaron en forma quebradiza tan pronto como se alcanzó la carga máxima, mientras que los especímenes de concreto reforzado de fibra (con o sin polímero) fallaron de una manera dúctil.

La Tabla 4 muestra resultados obtenidos en flexión al centro de la viga para el esfuerzo máximo y la deformación al esfuerzo máximo en la fibra más alejada. El comportamiento carga-deflexión y esfuerzo-deformación (curvas no mostradas) pa



ACOTACIONES EN CMS.

Fig. 14.- Diseño de conos de concreto grandes (arriba y pequeños (abajo)

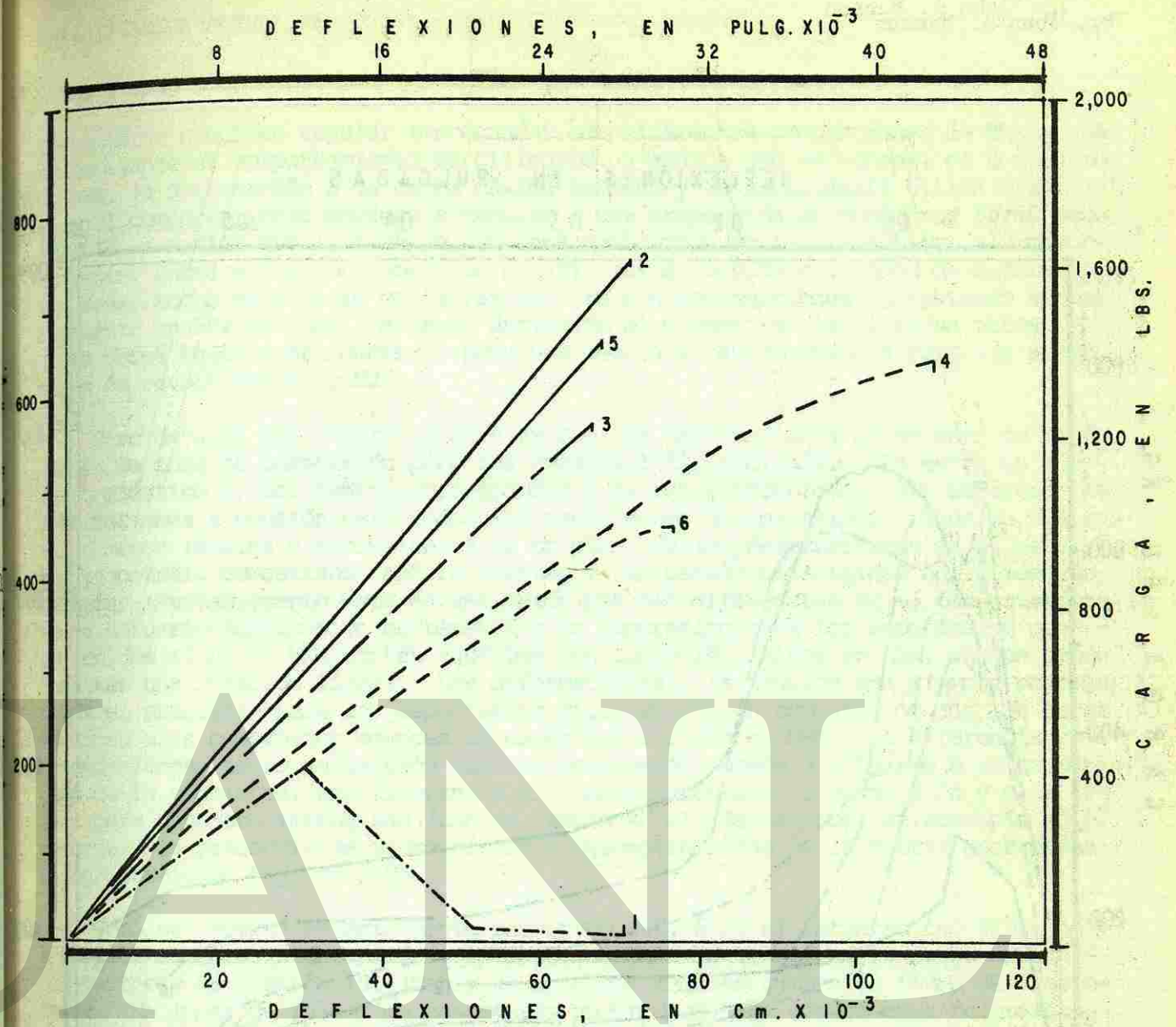


Fig. 15.- Curvas de carga a la flexión-deflexión para vigas de concreto del 1-6, inclusive (ver Tablas 3 y 4). El % de nBA disminuye en orden descendiente: 2, 5, 3, 4, 6. La curva de control se muestra por medio de la línea formada con rayas y puntos (-.-).

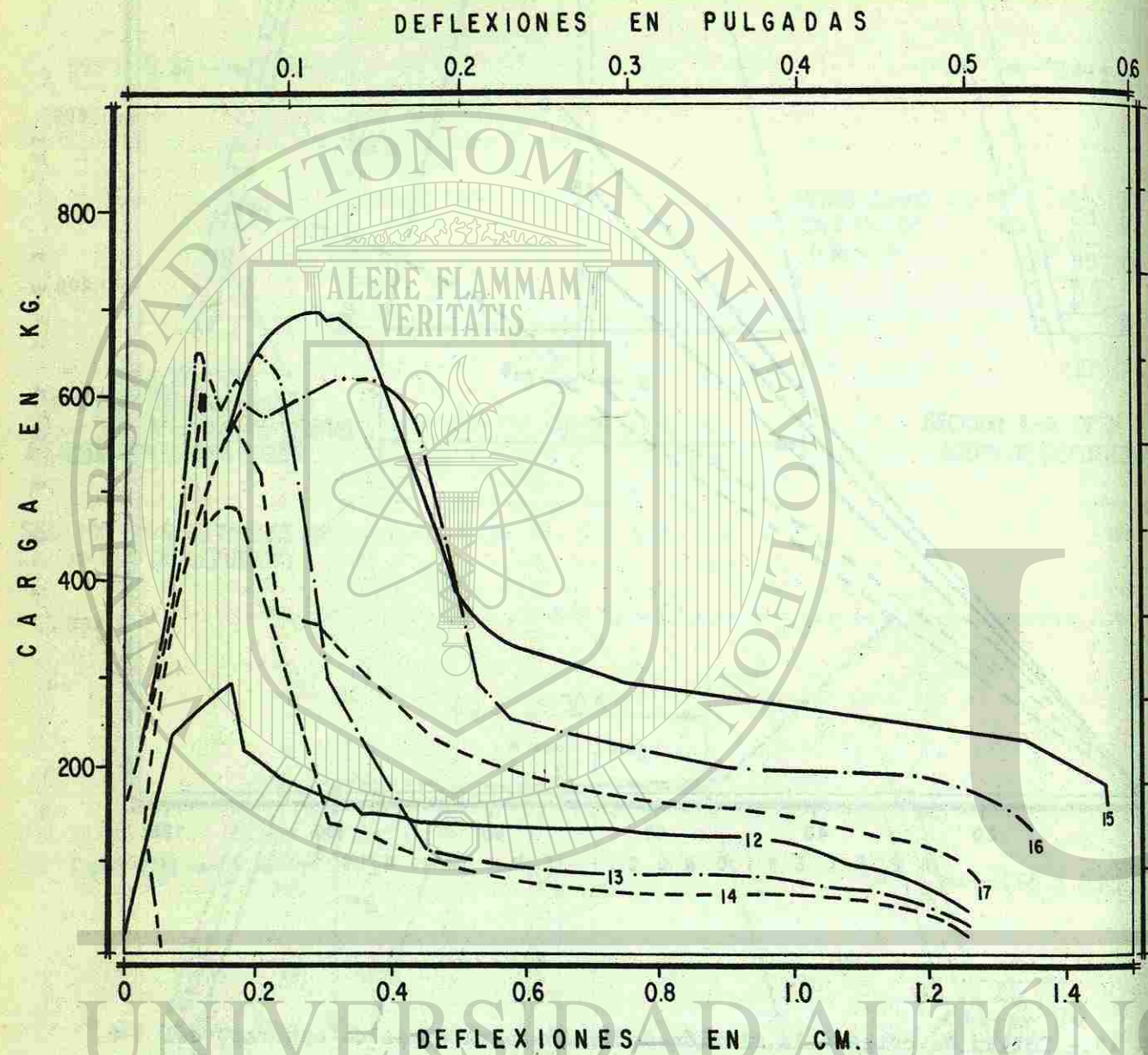


Fig. 16.- Curvas de carga-Deflexión para las vigas del 12-17 inclusive, reforzadas con fibra de acero (ver Tablas 3 y 4). El % de nBA disminuye en orden descendiente: 13, 14, 15, 16, 17, 12.

ra vigas de concreto regular impregnadas con diferentes proporciones de MMA y nBA es semejante al comportamiento de cilindros: a medida que se aumenta el contenido de nBA, la deformación a la carga máxima aumenta y la resistencia última disminuye. El comportamiento empieza a cambiar a una proporción de monómeros 50/50 de MMA/nBA, a medida que la fase de concreto quebradizo empieza a dominar el comportamiento; entonces, se obtienen los beneficios máximos de capacidad de deformación sin tener mucho sacrificio en la resistencia con composiciones conteniendo aproximadamente un 50% de nBA. La mayor deflexión al momento de la falla se obtuvo (tres veces aquélla del control) para una mezcla 40/60 de MMA/nBA para los especímenes de revolturas M1 y M2.

Otro detalle que deberá notarse es que las deformaciones al momento de la falla en la zona de compresión para los ensayos 1-11, inclusive, aún están en el rango elástico y, por tanto, corresponden a la carga alcanzada. Sin embargo, las deformaciones a tensión para todos los especímenes de co-polímero ricos en nBA son más o menos iguales y equivalentes al triple de las deformaciones en el concreto de control, demostrando así la existencia de pseudo-plasticidad en la zona de tensión. Probablemente ésta es una razón por las diferencias en el comportamiento de esfuerzo-deformación en tensión y en compresión para los especímenes con contenidos altos en MMA contra aquéllos con contenidos altos en nBA, aunque ambos muestran una relación lineal. Las deformaciones a la tensión son siempre mayores desde el principio para los especímenes ricos en nBA en comparación con las deformaciones a la compresión mayores en especímenes ricos en MMA. La diferencia en deformaciones, tanto en tensión como en compresión, puede atribuirse a la combinación de lo siguiente: una diferencia en comportamiento a la compresión y a la tensión para concreto impregnado (con un cambio en el eje neutro), anisotropía en el material, la presencia de microgrietas y susceptibilidad de la matriz quebradiza al agrietamiento bajo tensión.

Como se reportó anteriormente por otros (66, 67), el refuerzo con fibra no solamente aumenta la deflexión y la deformación a la tensión a la carga máxima por factores de 3 hasta 10, (Tabla 4) sino que también cambia la forma de fracturarse. En lugar de fallar de una manera quebradiza, los especímenes reforzados con fibra continúan cargando mientras se deforman y nunca se rompen completamente en dos.

Como vemos en la Figura 16 y en contraste con el caso de especímenes simplemente reforzados con fibra, los especímenes impregnados, reforzados con fibra tienden a exhibir un comportamiento lineal de carga-deformación casi hasta que se obtiene la carga máxima seguida por una baja repentina en la carga a medida que se inicia el agrietamiento de la matriz. Para contenidos mayores que el 80% de MMA, la carga se elevó una vez más y después bajó bruscamente al fallar la adhesión entre fibras y matriz; para contenidos más bajos de MMA, el descenso fue más gradual. Se obtuvo un comportamiento óptimo (en términos de resistencia máxima y elongación) con una proporción 60/40 de MMA/nBA. A diferencia del caso de cilindros probados uniaxialmente, la resistencia a la flexión es realmente más alta para esta composición que para un 100% MMA; además, la composición 60/40 de MMA/nBA puede soportar una carga mucho mayor después de la cedencia. Evidentemente, la fluencia gradual de la capa de polímero dúctil en la superficie de contacto permite que las fibras continúen cargando más efectivamente que con una capa de polímero quebradizo. Por cierto, la energía a la ruptura (Figura 17) se incrementa hasta 80 veces más que aquélla para el concreto solo por medio del uso de una combinación de fibras con un co-polímero dúctil.

TABLA 4
RESISTENCIA A LA FLEXION, DEFLEXION, DATOS DE DEFORMACION Y MODULO DE ELASTICIDAD PARA ESPECIMENES DE VIGA*

Ensaye No.	Carga máxima kgs	Resistencia a la flexión Kg/cm ²	Deflexión en la carga máxima cm	Deformación a la carga máxima x10 ⁻⁵ cm		Area bajo la curva carga-deflexión kg/cm		Módulo Secante x10 ⁵ kg/cm ²		Deflexión (LVDT)
				Compresión	Tensión	Hasta la carga máxima	Total hasta Δ = 1.27cm	Micrómetro de tensión	Micrómetro de compresión	
1	191.6	45.8	0.0305	41.9	50.3	5.65		2.20	2.49	3.56
2	740.	182.6	0.0719	129.9	111.8	26.0		4.09	3.69	5.80
3	554.3	134.0	0.0658	96.5	144.8	19.0		2.14	3.48	4.60
4	622.4	146.6	0.1003	114.3	129.5	38.7		2.81	3.35	3.69
5	656.0	158.6	0.0686	127.0	129.5	22.2		2.98	3.52	5.19
6	442.2	112.8	0.0762	114.3	127	18.3		2.34	2.16	3.54
7	194.8	47.9	0.0500	53.3	96.5	4.6		1.13	2.31	2.70
8	643.3	158.3	0.0678	106.7	101.6	21.0		3.70	3.43	5.23
9	642.0	161.5	0.0706	-	116.8	17.7		3.53	-	5.59
10	686.0	175.4	0.0889	134.6	116.8	27.5		3.49	3.21	4.67
11	490.3	122.6	0.1090	180.3	182.9	26.7		2.18	2.67	3.26
12	286.9	75.0	0.1366	198.1	198.1	35.1	195.5	0.94	0.96	2.76
13	645.1	159.5	0.1110	182.9	182.9	49.7	255.2	2.57	2.95	4.28
14	631.5	142.8	0.1140	182.9	228.6	43.1	192.2	1.57	2.14	4.01
15	682.4	166.9	0.2900	152.4	508	155.1	493.8	2.22	2.14	3.27
16	620.2	143.2	0.3490	266.7	457	198.9	434.2	1.47	1.42	3.59
17	572.0	131.3	0.1549	452.1	2794	69.6	311.5	1.34	1.41	3.79

* Factores de conversión:
 1 lb-pulg = 1.16 kg-cm.
 1 lb = 0.454 kgs.
 1 pulg = 2.54 cm.
 1 psi = 0.07 kg/cm²

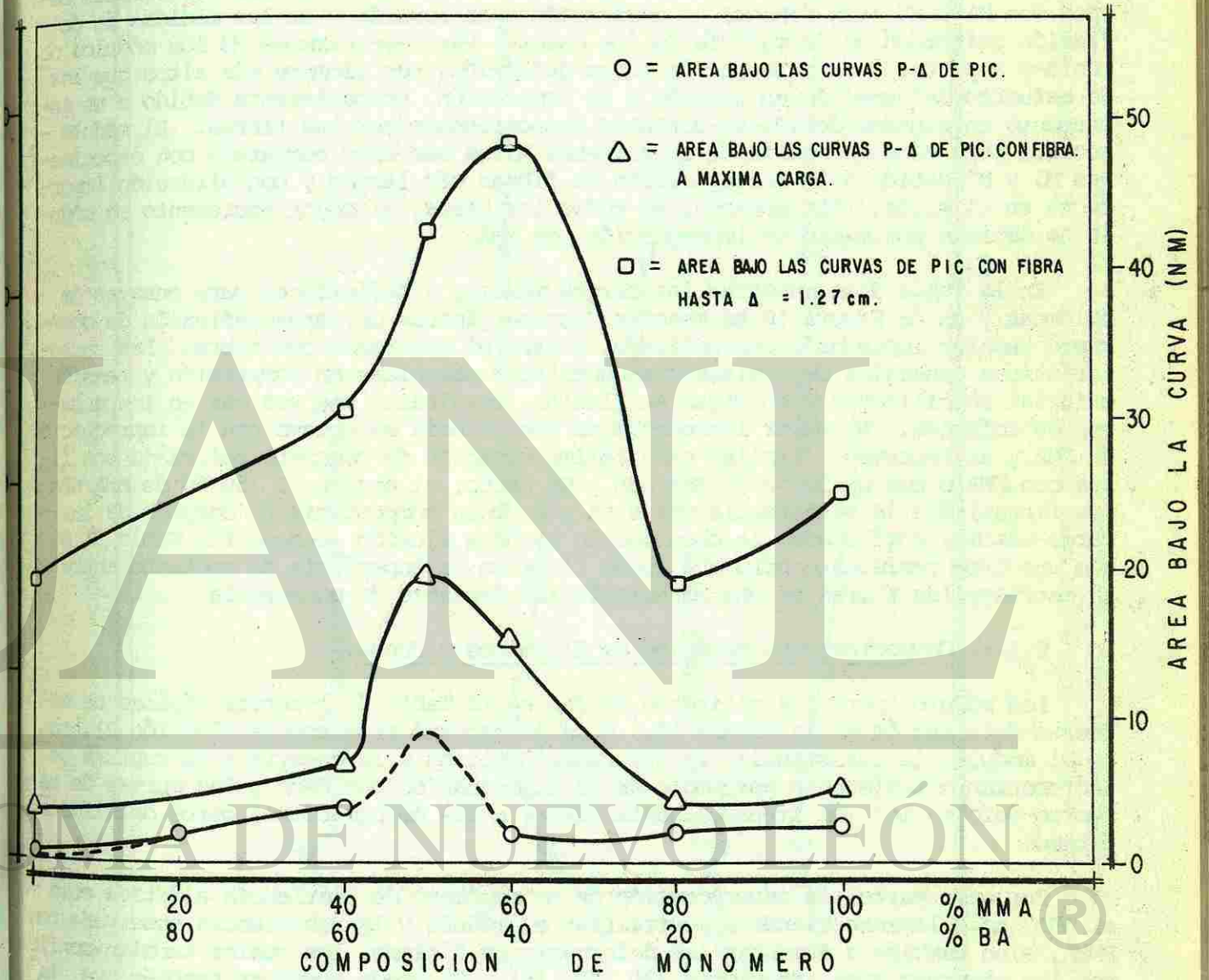


Fig. 17.- Energía a la ruptura (Area bajo la Curva de Esfuerzo-Deformación) para las vigas de concreto sin impregnar, impregnadas con polímero, regulares y reforzadas con fibra, en Función de la Composición del Monómero.

También se puede acentuar que mientras la deformación en compresión es ligeramente más alta que la de tensión (no se muestra la curva), la diferencia es pequeña comparada al caso de concreto ordinario indicando así que las fibras tienden a servir para detener las grietas. También ocurre fluencia plástica bajo carga máxima en tensión.

Los módulos secantes se calcularon a partir de la carga, deflexión y deformación en compresión y en tensión (Tabla 4). Los resultados de los especímenes hechos con M1 y M2 (sin fibras) en compresión y en tensión y de las medidas de deflexión coinciden en la mayoría de los casos. Para especímenes M3 los módulos obtenidos a partir o de información carga-deflexión, son siempre más altos que los de esfuerzo-deformación en tensión y en compresión, probablemente debido a un incremento en rigidez debido al cortante proporcionado por las fibras. El módulo secante para cada categoría de especímenes M3 es más bajo comparado con especímenes M1 y M2 debido a la incorporación de fibras más largas y consolidación imperfecta en el molde. Sin embargo, en todos los casos, el mayor incremento en módulo se obtiene por medio de impregnación con MMA.

En la Tabla 3 se muestran las cargas máximas y deflexiones para ensayos de columnas y en la Figura 18 se muestran curvas típicas de carga-deflexión de concreto regular impregnado con polímero, y para el reforzado con fibra. Las características generales de resistencia-ductilidad obtenidas en compresión y tensión uniaxial en cilindros y en vigas en flexión, resultaron una vez más en los ensayos de columnas. El mayor incremento en resistencia se obtuvo con la impregnación de MMA y un incremento similar para la impregnación de concreto reforzado con fibra con MMA o con un 50/50 de MMA/nBA. De hecho, el ensaye 30 (50/50 de MMA/nBA más fibras) dio la resistencia más alta y un buen comportamiento después de la carga-máxima, confirmando la observación hecha a flexión (ensaye 15, Tabla 3) de que una capa resistente pero que puede fluir en la superficie de contacto entre la matriz y las fibras es una característica deseable de adherencia.

C.4.- Comportamiento Mecánico de Cilindros y Conos.

Los módulos para los cilindros se dan en la Tabla 5, y curvas típicas de esfuerzo-deformación en la Figura 19. Como se reportó previamente (Sección B), tanto el módulo, la resistencia, la deformación última y la energía a la ruptura se incrementan notablemente por medio de la impregnación con PMMA y las curvas de esfuerzo-deformación son lineales hasta llegar a las deformaciones cerca del límite último.

Por otra parte, la incorporación de un monómero de apariencia elástica como el nBA, no solamente tiende a neutralizar el módulo y la resistencia observada con PMMA, sino también a aumentar las deformaciones últimas, las cuales también confirman las observaciones anteriores (26, 28, 38). Se puede acentuar también que la disminución en resistencia a la tensión (a partir del valor obtenido con la impregnación con MMA) para una concentración dada de nBA (aproximadamente del 40%). En todo caso, una amplia variedad en comportamiento esfuerzo-deformación, desde quebradizo hasta dúctil, se puede obtener controlando la composición del polímero. Ahora la pregunta de interés es: ¿Cómo afecta la composición del polímero el comportamiento esfuerzo-deformación y de fractura bajo estados de esfuerzos combinados, especialmente con la presencia de acero de refuerzo?

La falla en todos los conos no-reforzados (grandes y chicos) fue de naturaleza semi-quebradiza y se observó que empezaba por la orilla inferior a medida que

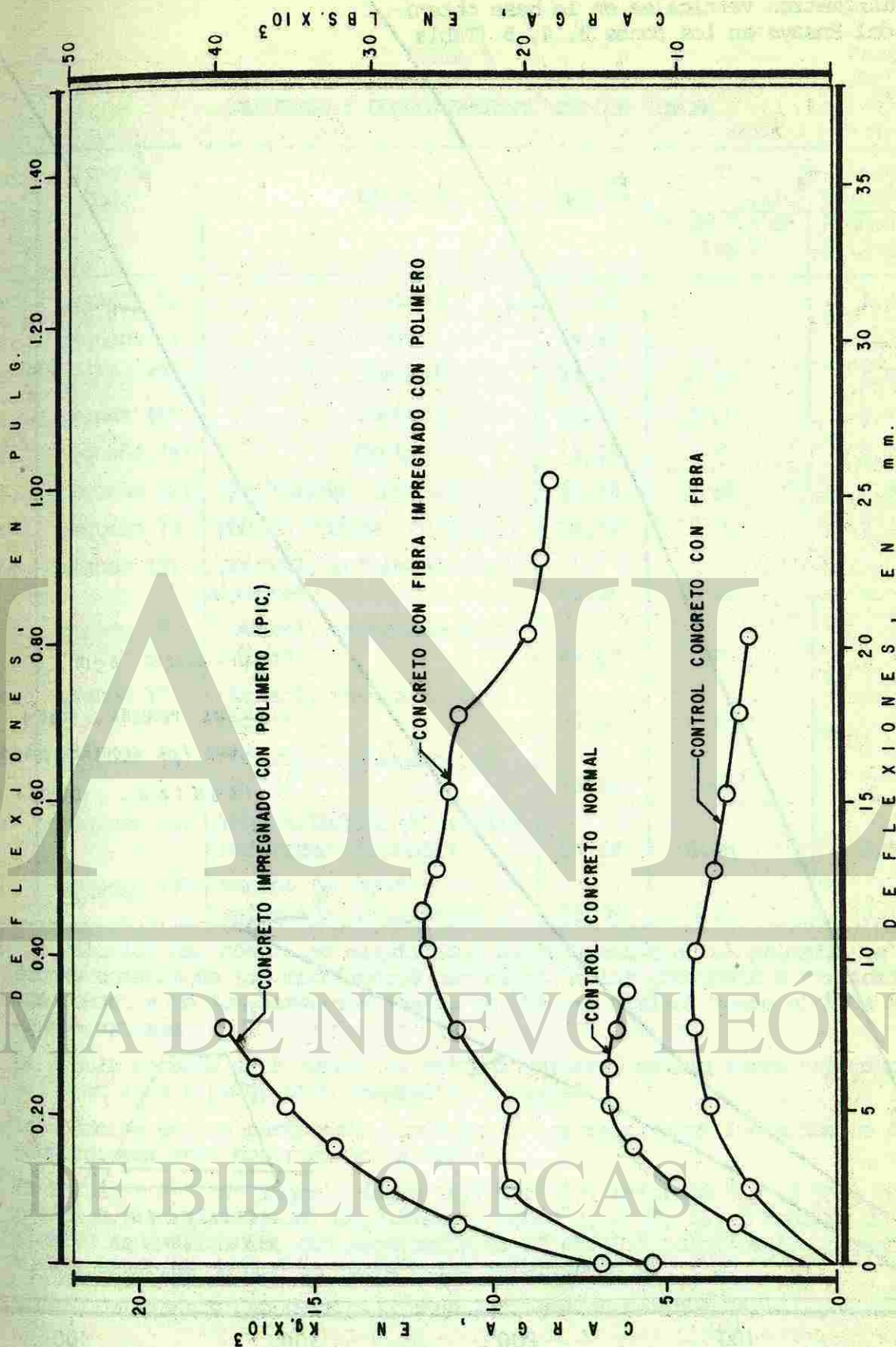


Fig. 18.- Curvas de Carga-Deflexión para Especímenes de Control y envoltentes para las columnas de concreto impregnadas con polímero, regular y reforzadas con fibra.

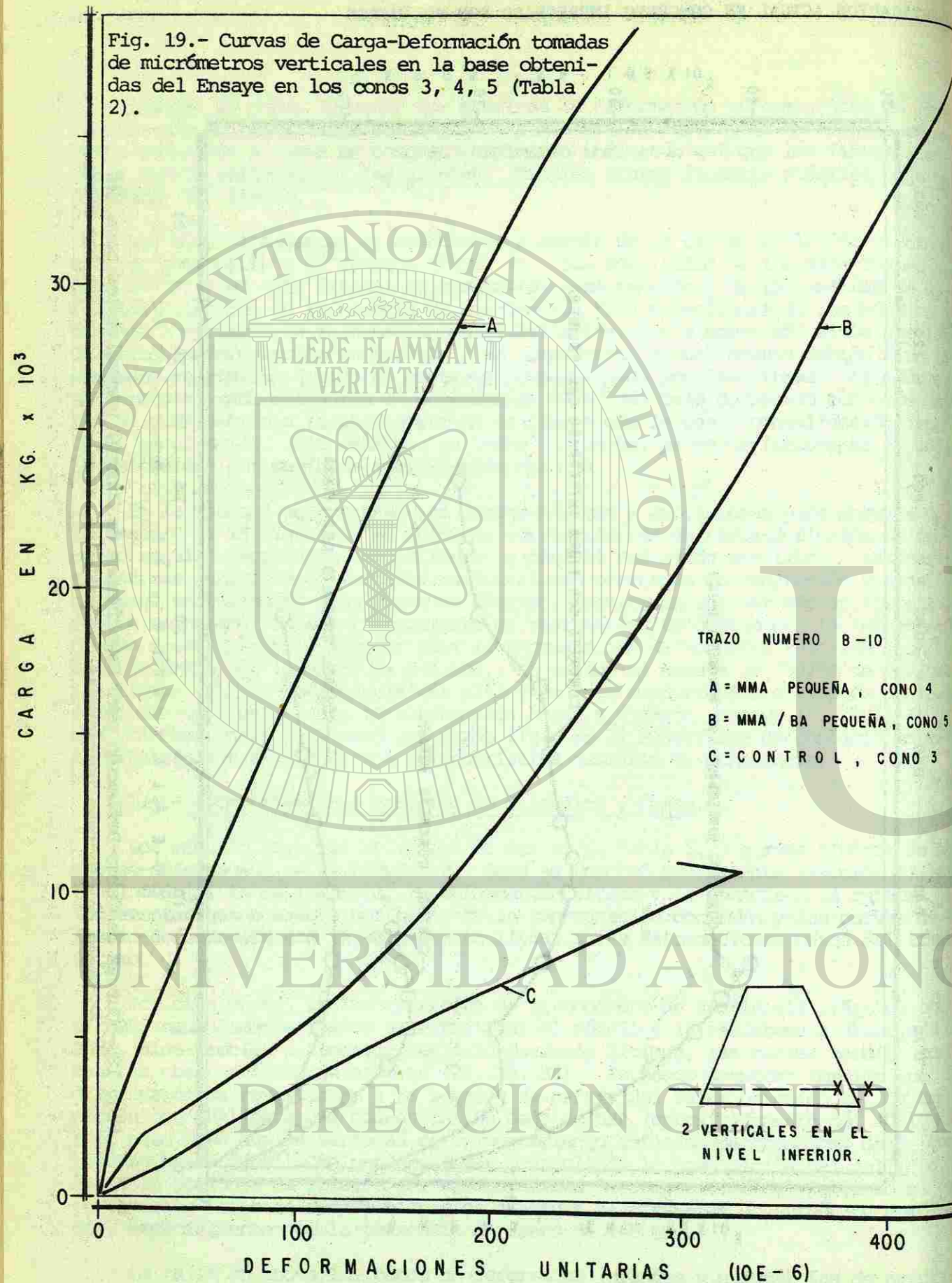


TABLA 5
 REFUERZO Y COMPORTAMIENTO DE LOS CONOS

Cono No.	Tipo de Cono	Refuerzo	Carga máxima	Módulo de Elasticidad ($\times 10^5$ kg/cm ²)	
				Promedio de Conos ¹	Promedio de Cilindros ²
A	grande (1) ³	Control	34.50		3.23
B	pequeño (1)	Control	14.98		3.23
1	grande (2)	Control	24.97	2.91	1.80
2	grande (4)	Control	22.70	3.61	2.11
3	pequeño (4)	Control	12.26	3.75	2.11
4	pequeño (2)	MMA/TMPTMA (100/10)	40.86	3.94	4.30
5	pequeño (3)	MMA/BA/TMPTMA (40/60/10)	38.14	2.50	2.76
6	grande (5)	Control, reforzado con alambre ⁴	86.26	5.30	
7	grande (6)	Control, reforzado con malla ⁴	40.63	5.70	
8	grande (7)	Control, reforzado con malla ⁴	79.45	4.83	
9	pequeño (5)	Control, reforzado con malla ⁴	13.62	3.06	
10	pequeño (6)	MMA/BA/TMPTMA (60/40/5) ⁴ reforzado con malla	54.48	6.08	3.16 ⁵
11	pequeño (7)	MMA/BA (60/40/5) ⁴ reforzado con alambre	55.39	9.28	3.16 ⁵

1. Los cálculos del módulo de elasticidad están basados en el promedio de deformaciones tomadas de los micrómetros centrales de los micrómetros verticales en los conos, y en los esfuerzos (hasta un 50% del último) sobre el área nominal en ese extremo.
2. El módulo secante está medido al 50% del esfuerzo máximo sobre cilindros de 75 x 150 mm (3 x 6 pulg) bajo compresión uniaxial.
3. Los números en los paréntesis representan las revolturas individuales del mismo proporcionamiento mostrado en la Tabla 1.
4. El refuerzo es como sigue (Figura 10): Cono 10, reforzado en la base con alambre de 3.6 mm (0.14 pulg) de diámetro; conos 7, 8, 9, 11, 1 tendido de malla de alambre de calibre 18, con separación de 12 mm (0.5 pulg) centro a centro; cono 6, dos alambres de 3.6 mm (0.14 pulg) intertorcidos.
5. Módulo de elasticidad para cilindros impregnados con MMA/BA.

se llegaba a la máxima tensión de aro. Los conos 4 y 5 impregnados con polímeros fallaron en forma similar, pero más o menos explosivamente.

Las curvas de carga-deformación para los conos 3, 4 y 5 (de control sin refuerzo, reforzado e impregnado con MMA, y reforzado e impregnado con MMA/nBA (40/60) respectivamente, revelaron incrementos hasta de tres veces en las cargas y deformaciones últimas en los especímenes impregnados como fue observado en los ensayos uniaxiales con los cilindros (Tabla 5, Figura 19). En todos los casos, los conos conteniendo nBA mostraron una ductilidad notable con deformaciones (a cargas correspondientes) variando hasta en 5 veces más que los valores para el cono impregnado con PMMA. Interesantemente, los conos 4 y 5 soportaron casi las mismas cargas últimas, aun cuando la resistencia (según medida en los ensayos uniaxiales con cilindros) del material del cono 5 es 40% más bajo que aquélla del cono 4. Uno puede concluir que el cono 4 soportó una carga elevada debido a una rigidez y resistencia inherentes más elevadas, mientras que el cono 5 soportó una carga similar debido al aumento en su capacidad de deformación, la cual impidió el crecimiento de las grietas iniciadas por la tensión de aro. Entonces, al menos para una figura cónica, los especímenes ricos en nBA pueden comportarse mejor en todo, que aquéllos conteniendo únicamente un polímero quebradizo.

Los conos reforzados con alambre y malla exhibieron curvas de carga-deformación (no mostradas) generalmente parecidas a aquéllas de conos reforzados con MMA/nBA. Sin embargo, la naturaleza de la falla fue diferente; con refuerzo de alambre la capa exterior se resquebrajó de abajo y se observó un patrón no uniforme, en cuanto al refuerzo con malla, se desarrollaron grietas chicas y uniformes.

Los conos 10 y 11 reforzados con malla y alambre (impregnados con MMA/nBA/TMPMA 60/40/10) lograron resistencias iguales (Tabla 5) con un promedio de 54934 kgs (540 kN) en comparación con 38, 136-40, 860 kgs (356-400 kN) para conos impregnados con polímero y de 13620 kgs (134 kN) para conos de control. Por lo tanto, en este caso, se suman los efectos del refuerzo con acero y del polímero. Los modos de falla de los conos 10 y 11 fueron intermedios entre aquéllos de los conos 4 y 5 impregnados con polímero y de los conos 6 y 7 reforzados con acero. Sin embargo, los especímenes reforzados con alambre si exhibieron, fallas de adherencia sin ruptura del alambre en contraste con aquéllos reforzados con malla.

En cualquier caso, es evidente que la impregnación con un polímero dúctil puede conferir incrementos significantes en la rigidez y resistencia de un elemento estructural, especialmente si el espécimen está reforzado con malla de acero.

RECONOCIMIENTOS.

La investigación de la cual se reporta fue conducida en parte, bajo los auspicios de la National Cooperative Highway Research Program Project 18-2 (J. A. Manson, W. F. Che y J. W. Vanderhoff, Director y Co-Investigadores, respectivamente). Parte del trabajo fue sub-contratado por la Universidad del Estado de Pennsylvania bajo la dirección de D. E. Kline y P. D. Cady. El patrocinio del programa cubierto por este informe fue reunido con donativos del Pennsylvania Science and Engineering Foundation bajo contratos separados con la Universidad de Lehigh (Proyecto 150; J. A. Manson y J. W. Vanderhoff, co-investigadores) y con la Universidad del Estado de Pennsylvania (Proyecto 151; D. E. Kline y P. D. Cady, co-investigadores). Asistiendo en la Universidad de Lehigh, estuvieron el Dr. J.

D. Hoffman y Messrs. H. C. Mehta E. Dahl-Jorgensen, P.N. Nhaway y Y. N. Liu. Asistiendo en la Universidad del Estado de Pennsylvania estuvieron los Drs. P. R. Blankenhorn y L. Shuler y Messrs. D. A. Whiting, D. C. Pu, R. E. Weyers y L. Stover.

Los investigadores también desean reconocer la ayuda y cooperación de los siguientes: Sr. Wade Gramling, Ing. Investigador del Departamento de Transportes de Pennsylvania (PennDOT); Sr. R. M. Tirpak, Ing. de Puentes (Distrito 5-0), PennDOT; Dr. R. M. Barnoff, Profesor de Ingeniería Civil, la Universidad del Estado de Pennsylvania y Messrs. K. Harpel, C. Hittinger, R. Dales y R. Kromer, Universidad de Lehigh. Las opiniones y conclusiones expresadas en este trabajo son del autor y no necesariamente de las agencias patrocinadoras.

1. G. M. Idorn, "Polymeric Materials for Concrete", *J. Test. Eval.*, 3, 355 (1975).
2. G. M. Idorn and Z. Fördös, "Cement-Polymer Materials", BNL Report No. 312, Research and Development Division, Aktieselskabet Aalborg Portland-Cement-Fabrik, Karlstrup, 1973.
3. The Concrete Society (London), "Polymers in Concrete", the Construction Press, Ltd., London, 1976; based on papers presented at the First International Symposium on Polymer Concrete, London, 1975.
4. R. D. Browne, M. Adams, and E. L. French, "Experience in the Use of Polymer Concrete in the Building and Construction Industry", ref. 3, paper 7.11.
5. R. N. Swamy, "Some Engineering Implications of Design in Polymer Concrete", ref. 3, paper 7.2.
6. A. M. Neville, "Properties of Concrete", John Wiley and Sons, New York, 1973.
7. M. Steinberg, J. T. Dikeou, B. Colombo, J. J. Kelsch, B. Manowitz, J. T. Dikeou, J. E. Backstrom, S. Rubenstein, "Concrete-Polymer Materials", First Topical Report, BNL 50134 (T-509) and USBR General Report No. 41, Brookhaven National Laboratory, Upton, N. Y., and U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colo., Dec. 1968.
8. J. T. Dikeou, M. Steinberg, W. C. Cowan, L. E. Kukacka, G. W. DePuy, A. Auskern, W. G. Smoak, P. Colombo, G. B. Wallace, J. M. Hendrie, and B. Manowitz, "Concrete-Polymer Materials, Third Topical Report", USBR REC-71-6 and BNL 50275 (T-602), Jan. 1971.
9. J. T. Dikeou, M. Steinberg, W. C. Cowan, L. E. Kukacka, G. W. DePuy, A. Auskern, W. G. Smoak, P. Colombo, G. B. Wallace, J. M. Hendrie, and B. Manowitz, "Concrete-Polymer Materials, Fourth Topical Report", USBR REC-72-10 and BNL 50328, Jan. 1972.
10. L. E. Kukacka, A. Auskern, P. Colombo, A. Romano, M. Steinberg, G. W. DePuy, F. E. Causey, W. C. Cowan, W. T. Lockman, and W. G. Smoak, "Concrete-Polymer Materials, Fifth Topical Report", REC-ERC-73-12 and BNL 50390, Dec. 1973.
11. M. Steinberg, "Concrete Polymer Materials and Its Worldwide Development", in "Polymer in Concrete", SP-40, Am. Concr. Inst., 1973.

12. (a) "Polymers in Concrete", SP-40, Am. Concr. Inst., 1973; based on symposia held in Hollywood, Fla., 1972, and Atlantic City, 1973.
(b) American Concrete Institute, "Polymers in Concrete", State-of-the-art report, in press, 1976.
13. J. A. Manson and L. H. Sperling, Chapter 11, "Polymer Blends and Composites", Plenum, New York, 1976.
14. J. Gebauer and R. W. Coughlin, "Preparation, Properties, and Corrosion Resistance of Composites of Cement Mortar and Organic Polymers", *Cem. Concr. Res.*, 1, 187 (1971).
15. D. G. Manning and B. B. Hope, "The Effect of Porosity on the Compressive Strength and Elastic Modulus of Polymer Impregnated Concrete", *Cem. Concr. Res.*, 1, 631 (1971).
16. D. G. Manning and B. B. Hope, "The Role of the Polymer in Polymer-Impregnated Paste and Mortar", ref. 3, paper 2.3.
17. E. Tazawa and S. Kobayashi, "Properties and Applications of Polymer Impregnated Cementitious Materials", ref. 12(a), p. 57.
18. D. R. Paul and D. W. Fowler, "Surface Impregnation of Concrete Bridge Decks with Polymers", *J. Appl. Polym. Sci.*, 19, 281 (1975).
19. A. Muñoz-Escalona and C. Ramos, "Polymerization Rate and Mechanical Properties of Polymer-Impregnated Mortar", *Cem. Concr. Res.*, 6, 273 (1976).
20. Y. Ohama, "Molecular Weight of Polymer Formed in Polymer-Impregnated Concrete", ref. 3, paper 2.6.
21. B. Stöpler, "Polymer Impregnated Concrete Process Techniques and Applications", ref. 3, paper 6.1.
22. K. Ishizaki, Y. Fukaya, A. Azami, and K. Araoka, "Method of Polymer Loading Measurement and a Few Thermal Properties for Methylmethacrylate Impregnated Paste and Mortar", Review of 27th General Meeting of the Cement Association of Japan, p. 533-537 (1973).
23. H. Hastrup, L. Bach, and F. Radjy, "Pore Structure, Mechanical Properties, and Polymer Characteristics of Porous Materials Impregnated with Monomers in the Gas Phase", ref. 3, paper 3.6.
24. F. Arredondo, M. D. Cánovas, J. Fontán, E. L. Madruga, and J. San Román, "Characterization of Vinyl Polymers Prepared in Concrete Materials", ref. 3, paper 4.4.
25. A. Rio and S. Biagini, "Recent Progress in the Field of Polymer Impregnated Concrete", ref. 3, paper 1.3.

26. J. A. Manson, W. F. Chen, J. W. Vanderhoff, Y. N. Liu, E. Dahl-Jorgenson, and H. Mehta, "Stress-Strain Behavior of Polymer-Impregnated Concrete", *Polymer Preprints*, **14**, 1203 (1973).
27. (a) D. P. H. Hasselman and R. A. Penty, "Stress Concentrations in Polymer-Impregnated Porous Brittle Materials", *J. Amer. Ceram. Soc.*, **56**, 105 (1973).
(b) D. P. H. Hasselman, J. Gebauer, and J. A. Manson, "Elastic Behavior of Polymer-Impregnated Porous Ceramics", *J. Amer. Ceram. Soc.*, **12**, 588 (1972).
28. E. Dahl-Jorgensen, W. F. Chen, J. A. Manson, Y. N. Liu, and J. W. Vanderhoff, "Polymer-Impregnated Concrete: Laboratory Studies", *Transportation Eng. J.*, ASCE **101**, No. TE1, Proc. Paper 11101, 29 (1975).
29. H. C. Mehta, J. A. Manson, W. F. Chen, and J. W. Vanderhoff, "Polymer-Impregnated Concrete: Field Studies", *Transportation Eng. J.*, ASCE, **101**, No. TE1, Proc. Paper 11103, 1 (1975).
30. J. A. Manson, P. D. Cady, W. F. Chen, D. E. Kline, and J. W. Vanderhoff, "Use of Polymers in Highway Concrete", Final Report, Project 18-2, National Cooperative Highway Research Program, Lehigh University/Pennsylvania State University, Sept. 1975.
31. J. A. Manson, W. F. Chen, J. W. Vanderhoff, P. D. Cady, D. E. Kline, and P. R. Blankenhorn, "Polymer-Impregnated Concrete for Highway and Structural Applications", ref. 3, paper 7.8.
32. H. C. Mehta, W. F. Chen, J. A. Manson, and J. W. Vanderhoff, "Innovations in Impregnation Techniques for Highway Concrete", *Transp. Res. Record*, No. 542, 29 (1975).
33. H. C. Mehta, W. F. Chen, J. A. Manson, and J. W. Vanderhoff, "Polymer Impregnated Concrete for Structural Applications", paper presented Symposium on Polymers in Concrete, ACI meeting, Mexico City, October, 1976.
34. J. A. Manson, "Utilization of Polymer Impregnated Concrete", 2^o. Simposio, Moderna Tecnologia del Concreto, Caracas, November 1975.
35. Y. N. Liu, J. A. Manson, W. F. Chen, and J. W. Vanderhoff, "Polymer Impregnated Mortars 1. Effect of Polymer State on Mechanical Behavior", presented, Symposium on Composites, A.I.Ch.E. Meeting, Atlantic City, Aug. 31, 1976; in press.
36. Y. N. Liu, "Effect of Polymer State on the Mechanical and Transport Behavior of Polymer Impregnated Mortars", Ph.D. thesis, Lehigh University, June, 1976.

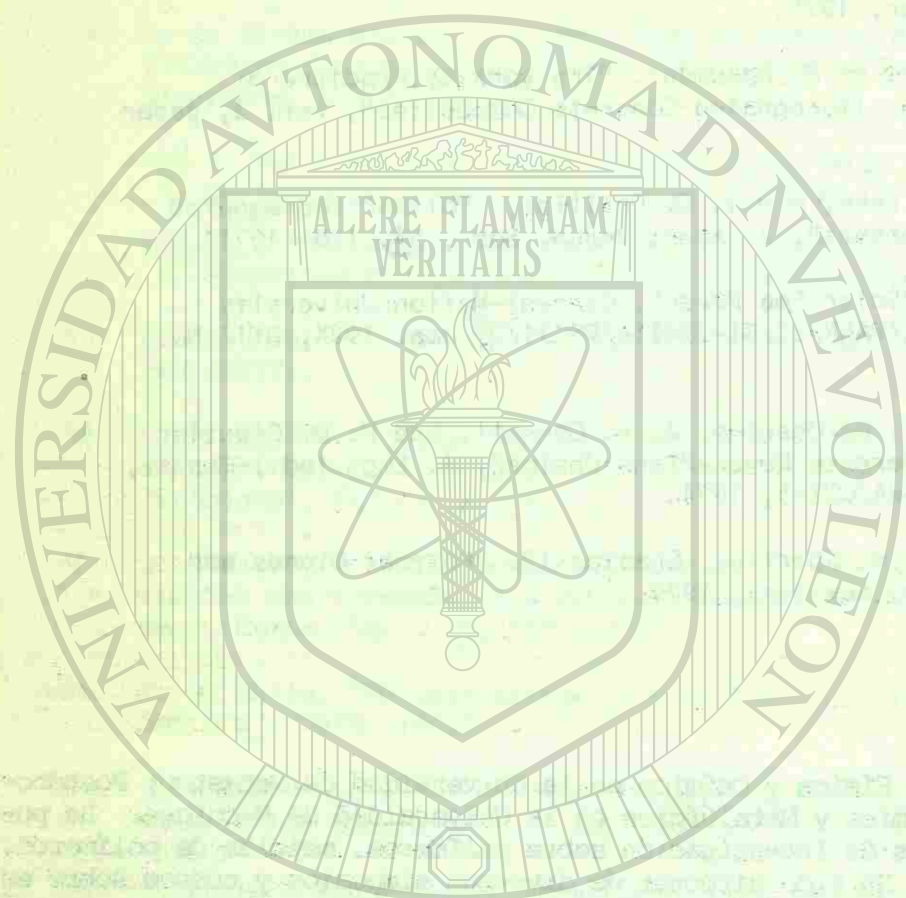
37. J. A. Manson, "Polymer Concrete Materials", in press, *Mater. Sci. Eng.*, 1976.
38. W. F. Chen and E. Dahl-Jorgensen, "Polymer-Impregnated Concrete as a Structural Material", *Mag. Concr. Res.*, **26**, 16 (1974).
39. D. A. Whiting, P. R. Blankenhorn, and D. E. Kline, "Mechanical Properties of Epoxy Impregnated Concrete", *J. Test. Eval.*, **2**, 44 (1974).
40. D. A. Whiting, P. R. Blankenhorn, and D. E. Kline, "Dynamic Mechanical Response of Polymer-Impregnated Mortars", *Polym. Eng. Sci.*, **15**, 65 (1975).
41. R. E. Weyers, "The Effects of Road Contaminants on the Impregnation of Bridge Deck Type Concrete with Polymethyl Methacrylate", M. S. Thesis, Pennsylvania State University, June 1974.
42. P. R. Blankenhorn, et al., "Enclosed System for Deep Polymer Impregnation of Concrete Bridge Decks", *Transp. Eng.*, ASCE, **101**, No. TE1, Proc. Paper 11102, 65 (1975).
43. R. E. Weyers, P. R. Blankenhorn, P. D. Cady, and D. E. Kline, "The Effects of Deicer Salts on the Pressure Impregnation of Bridge Type Concrete with Methyl Methacrylate", *Cem. Concr. Res.*, **6**, 253 (1976).
44. L. E. Kukacka, J. Fontana, A. J. Romano, M. Steinberg, and R. G. Pike, "Concrete Polymer Materials for Highway Applications", Progress Report No. 3, BNL 50417 and FHWA-RD-74-17, December 1973.
45. E. Schrader, "Impregnation of the Dworshak Dam", presented, Symposium on Polymer Concrete, ACI meeting, Mexico City, October 1976.
46. Eimco Quelling and Mining Machinery Division, Envirotech Corporation, "Feasibility Study of Surface Impregnation Equipment for Chemical Stabilization of Coal-Mine Structures", Final Report, Summary (Phase I and II), Report OFR59(1)-73, U. S. Bureau of Mines, 1972; available as PB 225 364, NTIS.
47. D. W. Fowler, J. T. Houston, and D. R. Paul, "Polymer-Impregnated Concrete for Highway Applications", Research Report 114-1, Center for Highway Research, the University of Texas at Austin, Feb. 1973.
48. H. C. Mehta, W. F. Chen, J. A. Manson, and J. W. Vanderhoff, *Transp. Eng. J.*, ASCE, **102**, No. TE2, 185 (1976).
49. (a) E. W. Washburn, "Dynamics of Capillary Flow", *Physical Review Series*, **17**, 374 (1921).
(b) E. K. Rideal, "On the Flow of Liquids Under Capillary Pressure", *Phil. Mag.*, **44**, 1152 (1922).

50. (a) J. W. Vanderhoff, J. D. Hoffman, and J. A. Manson, "Polymer-Impregnated Concrete: Rate of Penetration of Monomer", Polymer Preprints, 14, 1136 (1973).
(b) P. N. Nhaway, "Dynamics of Water Penetration into Concrete Cylinders", M. S. Thesis, Lehigh University, Aug. 1975.
51. M. S. Abrams and D. C. Orals, "Concrete Drying Methods and Their Effect on Fire Resistance", STP 385, American Society for Testing and Materials, 52 (1965).
52. (a) A. Petzold and M. Rohrs, "Concrete for High Temperatures", Maclaren and Sons, London, England, 1970.
(b) T. Z. Harmethy, "Moisture and Heat Transport with Particular Reference to Concrete", Highway Research Record No. 342, 5 (1970).
53. N. Thaulow, "Sulfur-Impregnated Concrete, SIC", Cem. Concr. Res., 4, 269 (1974).
54. V. M. Malhotra, K. E. Painter, and J. A. Soles, "Development of High Strength Concrete at Early Ages Using a Sulfur Impregnation Technique", ref. 3, paper 6.4.
55. J. Gebauer, D. P. H. Hasselman, and D. A. Thomas, "Effect of Temperature on the Strength of a Polymer-Impregnated Porous Ceramic", J. Amer. Ceram. Soc., 55, 175 (1972).
56. D. M. White, "Polymerization in Urea Canal Complexes", J. Am. Chem. Soc., 82, 5678 (1960).
57. A. Auskern and W. Horn, "Some Properties of Polymer Impregnated Cements and Concretes", J. Amer. Ceram. Soc., 54, 282 (1971).
58. A. Auskern and W. Horn, "Fracture Energy and Strength of Polymer Impregnated Cement", Cement and Concrete Research, 4, 785-795 (1974).
59. Y. N. Liu, J. A. Manson, W. F. Chen, and J. W. Vanderhoff, "Polymer Impregnated Mortar II. Effect of Polymer State on Salt Permeation", submitted, 1977.
60. G. Frohnsdorff, paper presented, Symposium on New Materials of Construction, American Chemical Society, Annual Meeting, Philadelphia, May, 1975.
61. Y. N. Liu, J. A. Manson, W. F. Chen, and J. W. Vanderhoff, "Polymer Impregnated Mortar III. Effect of Polymer State on Fracture Toughness", submitted, 1977.
62. B. Ost and G. E. Monfore, "Penetration of Chloride into Concrete", J. PCA Res. Dev. Lab., 8, 46 (1966).

63. A. Conde and J. A. Manson, unpublished, Lehigh University, 1973.
64. E. Hammond and T. D. Robson, "Comparison of Electrical Properties of Various Cements and Concretes", The Engineer, January 28, 1955, p.115.
65. RILEM, "Fiber Reinforced Cement and Composites", Proceedings RILEM Symposium, September, 1975.
66. J. C. Aleszka and P. W. R. Beaumont, "The Work of Fracture of Concrete and Polymer Impregnated Concrete Composites", ref. 3, paper 6.3.
67. F. Flajsman, D. S. Kahn, and J. C. Phillips, "Polymer Impregnated Fiber-Reinforced Mortars", J. Amer. Ceram. Soc., 54, 129 (1971).
68. C. Zener, et al., "Solar Sea Power", Carnegie-Mellon University Progress Report NSF/RANN/SE/GI-394114/PR/74/2, Jan. 1974; NTIS No. PB-228-068.
69. J. G. McGowan, W. E. Heroneumus, J. W. Connell, and P. D. Cloutier, "Ocean Thermal Difference Power-Plant Design", J. Eng. Ind., Trans., ASME, paper No. 73-WA/OCT-5, 1974.
70. J. A. Manson and L. H. Sperling, Chapter 12, "Polymer Blends and Composites", Plenum, New York, 1976.

CURRICULUM VITAE

Obtuvo su Ph.D., en Física y Química en la Universidad de McMaster; Postdoctorado en Ingeniería Química y Metalúrgica en la Universidad de Michigan. Ha publicado diversos trabajos de investigación sobre polímeros, mezclas de polímeros, fallas por fatiga, etc. Ha sido director de diversos simposios y cursos sobre estos temas en diversas sociedades en los Estados Unidos. El Dr. Manson es profesor de Química y director del Laboratorio de Polímeros del Centro de Investigación sobre Materiales en la Universidad Lehigh, miembro del Instituto de Fractura y de Mecánica de Sólidos, director del Comité del Programa de Polímeros en la Universidad de Lehigh. Es miembro del ACI de la National Academy of Science y del New York Academy of Science.



EFFECTOS DE LA TEMPERATURA Y EL FLUJO PLÁSTICO EN COMPUESTOS DE CONCRETO CON POLÍMERO.

Muthian Gunasekaran

RESUMEN

Este trabajo trata sobre dos materiales compuestos. El Impregnado con Polímero (PCI) y el Concreto de Polímero (PC). Se presenta y se discute el flujo plástico del PCI ligero hecho con agregados de ceniza sinterizada para un alto contenido de polímero como para un bajo contenido de polímero, y se demuestra la influencia de reforzar con fibras (fibra de vidrio resistente a los álcalis, y fibras orgánicas de aramina), para disminuir los efectos del golpe térmico en este tipo de PIC. En el caso del PC, se presenta y se discute el flujo plástico de dos concretos hechos con diferentes sistemas de agregados con respecto a la granulometría de los agregados, cantidad de polímero y la relación esfuerzo-resistencia.

También se discute la influencia de los esfuerzos sostenidos sobre la resistencia del PC. En el contexto de la información disponible en la literatura publicada concerniente al efecto de la temperatura sobre las propiedades de los polímeros en general, y en particular al PCI y PC, se discute brevemente la influencia general de las temperaturas elevadas sobre las características de resistencia y el flujo de estos materiales compuestos relativamente nuevos.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

INTRODUCCION.

Los dos compuestos de concreto con polímero, llamados Concreto Impregnado con Polímero (PIC) y Concreto Polimerizado (PC) están ganando rápidamente la aceptación, tanto en aplicaciones normales como en especializadas, en una amplia variedad de campos en todo el mundo.

En virtud de su bajo costo relativo (entre 5 y 10 ¢ la libra), procesado simple y baja energía requerida, en el presente están siendo ampliamente investigados y desarrollados para aplicaciones de diversos campos como aislamiento eléctrico (alto voltaje), sistemas de energía geotérmica, almacén de productos químicos corrosivos, sistemas de procesamiento y también en sistemas arquitectónicos. En la mayoría de los extensivos estudios sobre peso normal (cerca de 2320 kg/m³) el PIC ha sido realizado primeramente en los E.U. por organizaciones tales como la Brook Haven National Laboratory's, Process Technology Division (Upton, New York) (1), el Bureau of Reclamation Laboratories (Denver, Colorado) (2) y la Universidad de Lehigh (Bethlehem, Pennsylvania) (3). Numerosos estudios sobre PIC de peso ligero estructural (desde 1400 a 1800 kg/m³) hecha con ceniza sinterizada y agregados de lutita expandida y reforzado con fibras cortadas dispersadas al azar (principalmente de vidrio resistentes a los álcalis) han sido conducidos por este autor en los laboratorios de investigación Westinghouse en Pittsburgh, Pennsylvania, y discutido en varias conferencias técnicas (4-6). Recordando el PC, gran cantidad de trabajo ha sido realizado en Europa (especialmente en la URSS) (7) y muchos de los artículos sofisticados han sido atendidos en no sólo el desarrollo del PC como un material, sino también en su diseño y utilización en varias aplicaciones. En este artículo, la influencia de los esfuerzos sostenidos, tanto sobre PIC como en PC, es discutido contra un antecedente de la limitada información útil sobre el flujo plástico de estos materiales.

El papel que juega la temperatura en la deformación y la conducta de estos materiales es también discutida con referencia especial al trabajo del autor sobre compuestos del concreto polimerizado reforzado con fibras.

PROCESOS EXPERIMENTALES.

A.- PC hecho con "Trap-Rock", resina de Polyester y Fibras Kevlar 29.

Usando el diseño de mezclas dado en la Tabla 1, el PC fue hecho y colocado en moldes de 7.6 cm (3 pulg) de ϕ x 15.2 cm (6 pulg) de altura hechos de cartón desechable. Las Fibras Kevlar 29 (fibras aramid, un producto de Du Pont) fueron recibidas como haces pero fueron añadidas a la mezcla después de que habían sido desmenuzadas en una batidora. Esta operación fue estimada como necesaria para obtener una dispersión adecuada. Recientemente se ha encontrado que para mezclas como la descrita aquí, la utilización de una mezcladora como la Omni da como resultado un mezclado total de las fibras. Los cilindros de PC fueron cabeceados con una capa de azufre de alta resistencia y luego ensayados a compresión. Para los estudios de flujo plástico, la relación esfuerzo-resistencia en el tiempo de cargado fue de 0.25. Los ensayos de flujo plástico se hicieron en marcos de carga normales usando deformímetros Demec (5 cms de longitud) para medir las deformaciones. Los especímenes se expusieron al ambiente de laboratorio, en otras palabras, no fue un control estricto de la humedad o de la temperatura del ambiente. Especímenes

compañeros se colocaron junto a los marcos de carga para preveer cualquier deformación por contracción o expansión medidas en ausencia de cualquier esfuerzo superpuesto. Usando estos valores, la deformación total de los especímenes cargados se corrigió apropiadamente para proporcionar las deformaciones por flujo plástico. Siguiendo con los ensayos de flujo plástico (incluyendo medidas de recuperación de flujo plástico) los cilindros ensayados se partieron para determinar si algún incremento o degradación en la resistencia había ocurrido.

B.- PIC de peso ligero hecho con agregado de ceniza y fibras de vidrio.

Usando la mezcla de diseño dada en la Tabla 2 y los procedimientos trazados en la referencia 6, se hicieron los especímenes de PIC. Un juego de especímenes se colocó en una hornilla y el control de temperatura de secado fue de 200°C. Después de alcanzada la temperatura de secado, los especímenes para el ensayo de choque térmico se guardaron a la temperatura de 200°C durante 1 hora y luego se templaron con agua en el laboratorio. Los otros especímenes que habían estado en la hornilla se les dejó enfriar gradualmente en la hornilla después de desconectar el calor. El otro juego se usó para producir los especímenes de concreto estándar y de PIC estándar. Todos los especímenes se ensayaron a compresión y a tensión por compresión diametral según las normas ASTM referentes al ensayo.

Se reconoce que las escalas de tiempo vs temperatura adoptadas en estos ensayos no están de acuerdo con lo estipulado por los métodos estándar sobre ensayos de fuego en construcción de edificios y materiales (ASTM E 119-73). El estado de conocimiento de los sistemas estructurales de PIC (especialmente de peso ligero) es mayor en su formación y algunas preguntas relacionando el diseño mecánico necesitan ser contestadas y diseñar el criterio establecido antes de calificar cualquier escala completa sobre ensayos de fuego como en ensayos estándar aplicables a materiales normales que pudieran ser garantizadas.

DISCUSION SOBRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CONCLUSIONES.

La figura 1 muestra las características de tiempo vs deformaciones unitarias para un PC hecho con la mezcla de diseño dada en la Tabla 1. Es importante señalar que cualitativamente estas características no son suficientemente diferentes a las del concreto normal. A diferencia del PIC de peso normal, el cual es conocido por su flujo plástico prácticamente de cero, el PC de densidad correspondiente, sujeto aproximadamente a la misma relación esfuerzo-resistencia, se observa un flujo plástico significativamente mayor. Se cree que la distribución del tamaño de la partícula y la cantidad total de resina en el PC afecta significativamente a las características del flujo plástico de este material. Desde que el material orgánico constituye el cementante en el PC, obviamente las propiedades viscoelásticas de la resina tendrán una influencia profunda sobre las propiedades que dependen del tiempo del sistema compuesto. En el caso de PIC, si la concentración de polímero es alta, un valor significativo de flujo plástico puede esperarse, y realmente, ser medido. Así tanto en PC como en PIC, la cantidad de polímero en el sistema, tanto para llenar la microestructura (como en PIC) o como el cementante de base (como en PC) es un factor importante. Generalmente hablando, se sabe que para cualquier sistema PC, la deformación por flujo plástico se incrementa marcadamente sobre una cierta temperatura inicial y que por abajo de esta temperatura, es casi proporcional al esfuerzo aplicado. Ya que el efecto de la temperatura sobre la resistencia a la compresión de PC es reducirlo casi linealmente con

TABLA 1

PROPORCIONAMIENTO DE DISEÑO PARA PC

Trap Rock	1200 gr
Cemento Ca-25	117 "
Cemento tipo I	300 "
Ag fino	1200 "
Resina de Polyester	600 ml
Silano	20 "
ME KP	12 "
Fibras Kevlar 29	6 gr

TABLA 2

PROPORCIONAMIENTO DE DISEÑO PARA CONCRETO DE PESO LIGERO

Cemento con fraguado controlado	5340 gr
Agregados de Freelite #4	8520 gr
Agregados de Freelite #5	2272 gr
Pozzoloth 300 N	4.5 ml
Darex AEA	3.0 ml
Agua	4771 gr

NOTA: La Freelite es un agregado de ceniza sinterizada disponible en varios tamaños de la Freeport Brick Company, Freeport, Pa.

Para hacer el concreto reforzado con fibras, se añadió una libra de fibras de vidrio resistente a los álcalis (No. 885-2.5 cm) de la Cía. Owens Corning al proporcionamiento anterior.

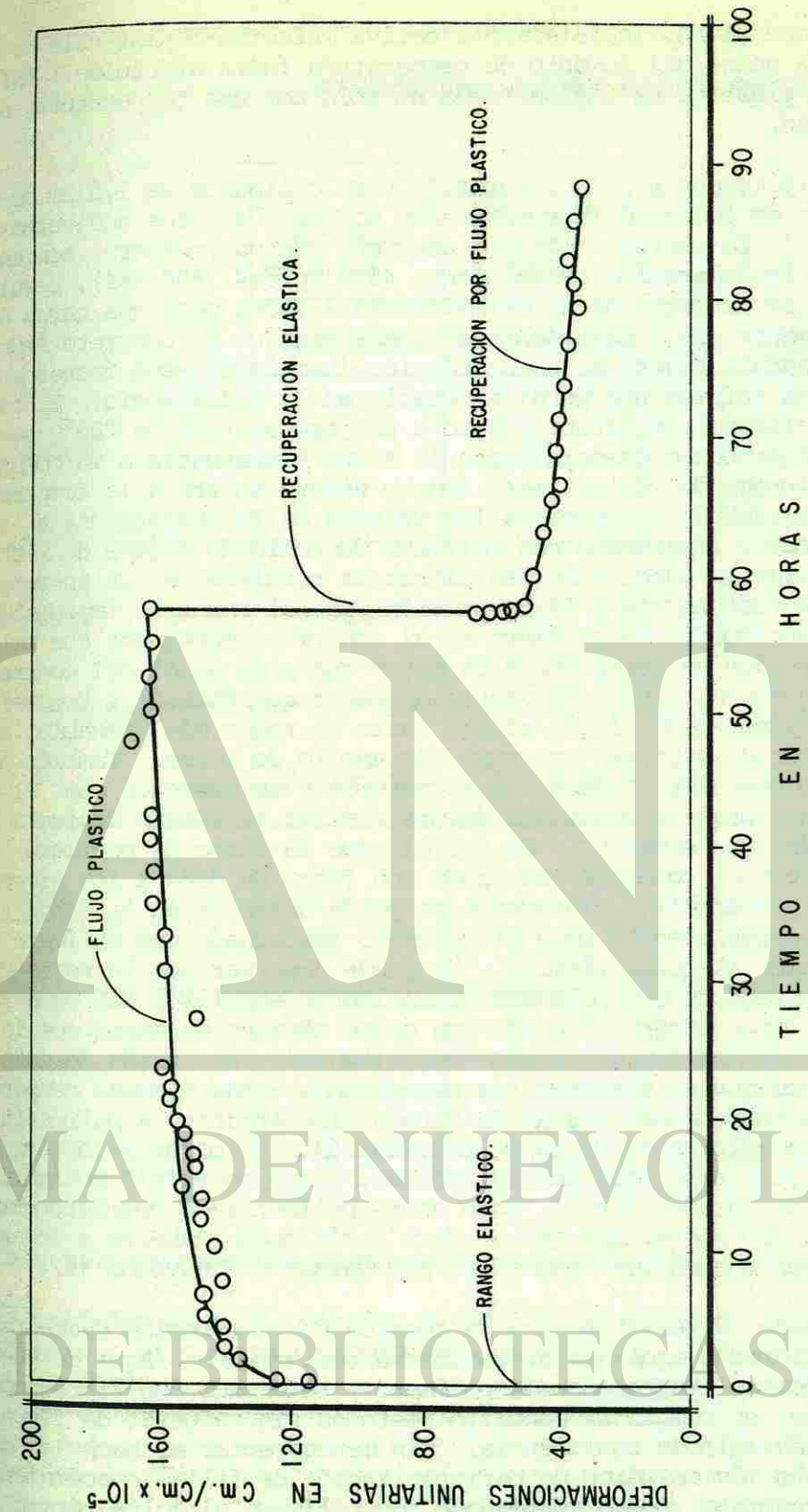


FIG. No. 1 CARACTERÍSTICAS DE LAS DEFORMACIONES UNITARIAS A TEMPERATURA AMBIENTE PARA CONCRETO CON POLIMERO CONTIENDO FIBRAS KEVLAR 29.

el incremento en la temperatura, la relación efectiva esfuerzo-resistencia es más alta que la que existía antes del aumento de temperatura fuera efectuado. Así, la proporción de flujo plástico es influenciada no sólo por una temperatura, sino más bien por un esfuerzo.

La Tabla 3 da la resistencia a la compresión para cilindros de 7.5 cm de diámetro x 15 cm de altura de concreto impregnado con polímero sujetos a diversas condiciones ambientales. La impregnación del concreto con un polímero, teniendo éste una resistencia a la compresión de solamente 45.7 kg/cm² (650 psi), resulta en un incremento en la resistencia de aproximadamente 7 veces para una carga de polímero de aproximadamente 33%. Claramente se puede ver que el concreto impregnado con polímero que estaba sujeto al golpe térmico (templando especímenes a 200°C, en agua a 5°C) ha sufrido una pérdida notable en la resistencia. El concreto impregnado con polímero que estaba sujeto a una temperatura de 200°C pero que se enfría gradualmente posee esencialmente la misma resistencia a la compresión que el concreto impregnado con polímero que no estuvo sujeto a la temperatura elevada. La tabla 3 también proporciona los valores de la resistencia a la compresión para el concreto impregnado con polímero conteniendo fibras de vidrio resistentes a los álcalis, la adición de las fibras ha resultado en un incremento (de cerca de 22%) de la resistencia a la compresión para el concreto impregnado con polímero. La carga promedio de polímero en el concreto impregnado con polímero y reforzado con fibra fue de cerca del 3.5% mayor que para aquél del concreto impregnado con polímero normal, (es interesante destacar que Mikhail y Youssef (8) han demostrado que el refuerzo con fibra afecta tanto el radio más probable, así como el número de mesoporos, esto es, un grupo más amplio de poros. También se observó que el refuerzo con fibra reduce los microporos y se especuló que "el efecto del refuerzo con fibras es cualitativamente similar al efecto debido a la reducción en la relación agua cemento". Es posible que la carga de polímero ligeramente mayor obtenida con el concreto reforzado con fibra se deba a los efectos observados por Mikhail y Youssef). Claramente se puede observar en la Tabla 3 que no hay pérdida en la resistencia para el concreto impregnado con polímero y reforzado con fibra debido al golpe térmico. Se puede observar que la resistencia para que el concreto impregnado con polímero gradualmente enfriado, así como para el concreto impregnado con polímero afectado con golpe térmico es mayor que la del concreto impregnado con polímero tratado "normalmente". Una razón de esto quizá recaiga en el hecho de que al calentar los especímenes a una elevada temperatura (200°C) arriba de la temperatura normal de curado para afectar la polimerización, ha incrementado la eficiencia de la polimerización. En otras palabras, el monómero que pudo haber sido absorbido por las fibras, y que no sufrió polimerización durante el proceso de curado inicial, está ahora polimerizado completamente y une efectivamente a la fibra con el concreto. Otra razón puede deberse a los efectos del templado similares a aquéllos reportados por Tazawa y Kobayashi (9).

La Tabla 3 también da la resistencia a la tensión por compresión diametral de los especímenes similares a aquéllos discutidos anteriormente. Aquí de nuevo se puede ver que el concreto impregnado con polímero y reforzado con fibra soporta bien el golpe térmico, en cambio el sencillo (esto es sin refuerzo de fibra) sufre una pérdida considerable de resistencia. Sin menospreciar el hecho de que necesitan llevarse a cabo más estudios de caracterización de fallas concernientes al comportamiento del concreto ligero impregnado con polímero al golpe térmico, no puede, sino concluirse que los sistemas de concreto ligero impregnados con polímero y sin refuerzo con fibra son extremadamente susceptibles a los efectos del golpe térmico.

TABLA 3

RESISTENCIAS COMPARATIVAS DE MEZCLAS

	Mezcla y Condición			
	Concreto** estándar	PIC** estándar	PIC enfriado	PIC Templado
	Resistencia a la compresión en kg/cm ² (% de polímero)			
Sin fibras	45.7 (0)	313 (33)	310 (35)	208 (35)
Con fibras	45.0 (0)	381 (36)	395 (36)	437 (35)
	Resistencia a la tensión* en kg/cm ² (% de polímero)			
Sin fibras	7.7 (0)		41.5 (29)	19.7 (27)
Con fibras	12.6 (0)	43.6 (36)	57.7 (36)	42.2 (36)

* Cada valor representa el promedio de cuando menos 3 especímenes.

** El estándar en este contexto se refiere al juego de especímenes sin el golpe térmico y al concreto impregnado con polímero (PIC) hecho con la mezcla dada en la Tabla 2.

RECONOCIMIENTO.

El autor agradece a la Sra. E. H. Van Antwerp, G. M. Halgas y D. H. Sarver por su cooperación con el trabajo experimental descrito en este artículo.

REFERENCIAS.

1. Dikeou, J.T., Steinberg M., et al, "Concrete-Polymer Materials" 1st-5th Topical Reports, 1968-1969, 1971-1973, CFSTI, Springfield, Va.
2. De Puy G.W., "Full-scale Fabrication and Testing of Polymer Impregnated Concrete" Polymers in Concrete, The Construction Press England, 1976.
3. Manson, J.A., Chen, W.F., et al, "Polymer Impregnated Concrete for Highway and Structural Applications" Same as Reference 2 above.
4. Gunasekaran M. and Van Antwerp E.H., "The Creep of Polymer Impregnated Lightweight Concrete" Same as Reference 2 above.
5. Gunasekaran M., "Glass Fiber Reinforced Polymer Impregnated Lightweight Concrete" Presented at the ACI seminar 'Concrete with Polymers' Denver, Colorado, April 1973.
6. Gunasekaran M., et al., "The Properties and Behavior of High Early Strength Lightweight Polymer Impregnated Concrete Reinforced with Alkali-Resistant Glass Fibers" Fiber Reinforced Concrete ACI SP-44, 1974, Detroit, Michigan.
7. Davydov S.S., and Ivanov A.M., "Steel Polymer Concrete Structural Construction" Amerind Publishing Company, New Delhi, 1975.
8. Mikhail, R. Sh., and Youssef, A.M., "Studies on Fiber Reinforced Portland cement pastes" Cement & Concrete Research, Vol. 4, No. 6, 1974, Pergamon Press, N. Y.
9. Tazawa, E., and Kobayashi, S., "Properties and Applications of Polymer Impregnated Cementitious Materials" Polymers in Concrete ACI SP-40, 1973, Detroit, Michigan.

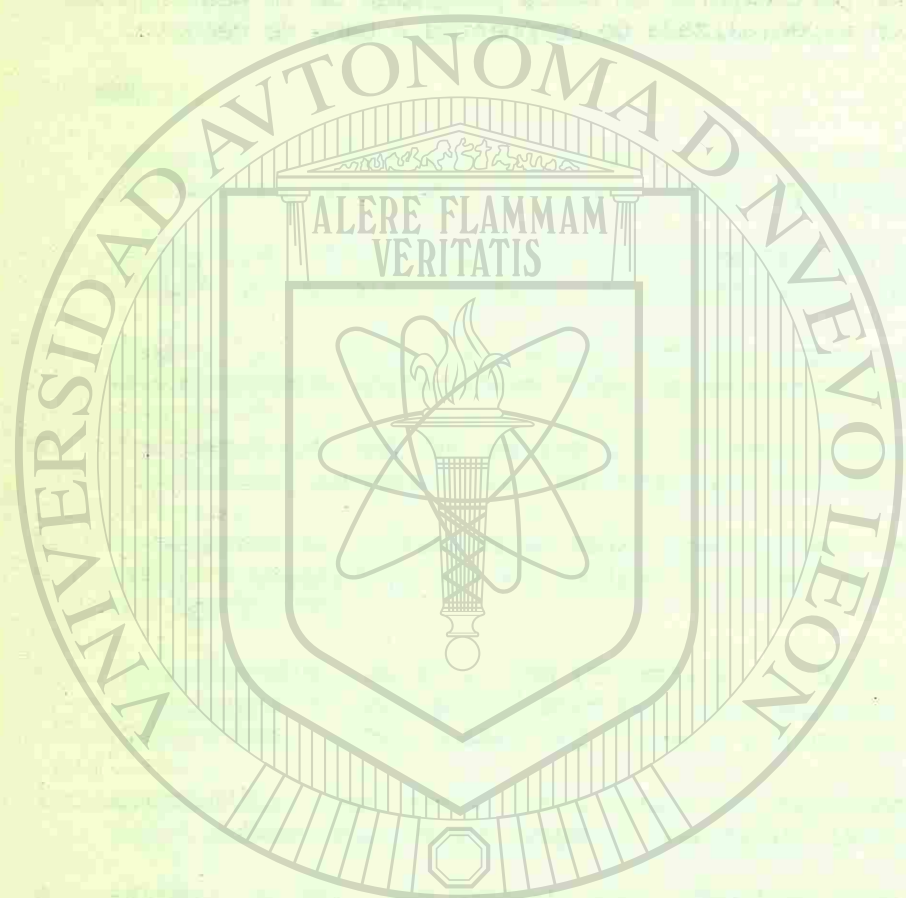
CURRICULUM VITAE

El Sr. Muthian Gunasekaran es Ingeniero Titular en la División de Ciencias de Materiales en el Centro Westinghouse R & D en Pittsburgh Pennsylvania, Estados Unidos.

Obtuvo su grado de Licenciado en Ingeniería Civil con honores en la Universidad de Madras, India, su Grado de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil en la Universidad de Stanford, California y continuó con estudios de graduado en la Universidad de Alberta Calgary, Canadá.

Actualmente es el Director Técnico de un programa patrocinado por el Electric Power Research Institute para desarrollar compuestos Concreto-Polímero para usarse como aislante de electricidad de alto voltaje.

También está actualmente participando en otros programas de la Westinghouse concernientes a la aplicación especializada de compuestos a base de cemento.



INVESTIGACION Y DESARROLLO DE CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE EN EL CANMET DE CANADA

V. Mohan Malhotra*

RESUMEN

Este trabajo presenta la investigación y desarrollo que sobre concreto infiltrado con azufre, se está efectuando en el CANMET. Se describen dos procedimientos de infiltración. El procedimiento A consiste en el curado de especímenes de concreto fresco durante 24 horas, secarlos a 121°C (250°F) durante 24 horas, sumergirlos en azufre fundido durante 2.5 horas, dejarlos que se enfríen y luego ensayarlos 1 ó 2 horas después. El procedimiento B consiste en el curado de especímenes de concreto fresco durante 24 horas, secarlos a 121°C (250°F) también durante 24 horas, sumergirlos en azufre fundido al vacío durante 2 horas, quitar el vacío y dejarlos empapar por un tiempo adicional de 0.5 horas, después se sacan del azufre y se dejan enfriar. El ensaye se hace 1 ó 2 horas después.

El trabajo se ha dividido en dos partes. La primera parte trata principalmente de la resistencia a largo plazo y durabilidad al congelamiento y deshielo del concreto infiltrado con azufre. La segunda parte describe el funcionamiento del concreto infiltrado con azufre en soluciones ácidas y alcalinas.

La información sobre la resistencia a largo plazo indica que la resistencia obtenida a las 56 horas se mantiene por lo menos hasta 540 días. No hay señal de disminución en resistencia al aumentar de edad. Para una mezcla de concreto con una relación agua/cemento de 0.80, la resistencia a la compresión y de tensión por compresión diametral a 540 días fueron de 83.91 y 8.51 MPa (12,170 y 1235 psi) respectivamente; la resistencia correspondiente a las 56 horas fue de 77.08 y 9.15 MPa (11,180 y 1330 psi).

Los especímenes infiltrados con azufre han resistido excelentemente en ciclos acelerados de congelamiento y deshielo. Después de 1000 ciclos, el cambio en longitud en los prismas fue de 0.08% únicamente y no hubo cambios significativos en la resistencia a la compresión y flexión de los especímenes de ensaye en comparación con los de referencia.

La infiltración del concreto con azufre impide el ataque de soluciones ácidas y reduce significativamente su deterioro en soluciones concentradas de sulfato de sodio.

* Jefe en la Sección de Materiales de Construcción de la Rama de Minas, Departamento de Energía, Minas y Recursos de Ottawa, Canadá.

El concreto infiltrado con azufre tiene un potencial considerable para aplicaciones especiales, tales como piezas de concreto precoladas utilizadas para silos y tanques de almacenamiento de abonos líquidos y algunos otros casos donde es necesaria la protección contra corrosión ácida y de sulfato de sodio.

No se pretende que el concreto infiltrado con azufre desplace al concreto normal con cemento Portland; antes bien, ha sido elaborado para utilizarse donde el concreto normal de cemento Portland es deficiente. A causa del bajo punto de fusión del azufre, el concreto infiltrado con azufre no se deberá considerar como material estructural para viviendas o condominios. Su uso en ambientes alcalinos deberá evitarse pues el azufre se desprende del concreto.



INTRODUCCION.

El Center for Mineral and Energy Technology de Canadá ha promovido la investigación y el desarrollo en el campo del concreto infiltrado con azufre desde 1973. Los resultados preliminares de estos desarrollos se han publicado en revistas internacionales de investigación (1, 2, 3). Desde la publicación de estos resultados, varias organizaciones han adoptado el procedimiento CANMET para futura investigación y desarrollo del producto (4, 5). Este trabajo presenta resultados de investigaciones realizadas durante los últimos 18 meses. La primer parte del trabajo trata principalmente con las propiedades mecánicas del concreto infiltrado con azufre y su comportamiento bajo la exposición a la congelación y el deshielo. La segunda parte trata con su funcionamiento en soluciones ácidas y alcalinas.

PROCEDIMIENTOS PARA LA INFILTRACION DEL AZUFRE DESARROLLADOS EN EL CANMET.

En el CANMET se han elaborado dos procedimientos para la infiltración del azufre. El procedimiento A comprende la inmersión de especímenes de ensaye en el azufre fundido a presiones atmosféricas únicamente, en cambio el procedimiento B comprende no solamente la inmersión en el azufre fundido, sino también la provocación del vacío a los especímenes de ensaye. Más adelante se describen en detalle estos dos procedimientos.

Procedimiento A

1. Después de 24 horas de curados, secar los especímenes de ensaye en un horno durante 24 horas a una temperatura de 121°C (250°F).
2. Pesar los especímenes secos y colocarlos inmediatamente en un recipiente con teniendo azufre fundido a 121°C (250°F) por 2.5 horas.
3. Sacar los especímenes del recipiente, limpiarlos y dejarlos enfriar a temperaturas de laboratorio por lo menos 1 hora.
4. Pesar los especímenes para determinar el peso del azufre que se ha infiltrado en el concreto.

Los especímenes están listos para ser ensayados.

Procedimiento B

1. Igual que en el Procedimiento A.
2. Pesar los especímenes secos y calientes y colocarlos inmediatamente en un recipiente conteniendo azufre fundido a 121°C (250°F) y mantener esta temperatura mínima (figuras 1 y 2).
3. Conectar el recipiente a una bomba de vacío por medio de un tubo, aplicando una succión de 76 cm (30") por 2 horas.
4. Quitar el vacío y continuar la inmersión de los especímenes en el azufre fun

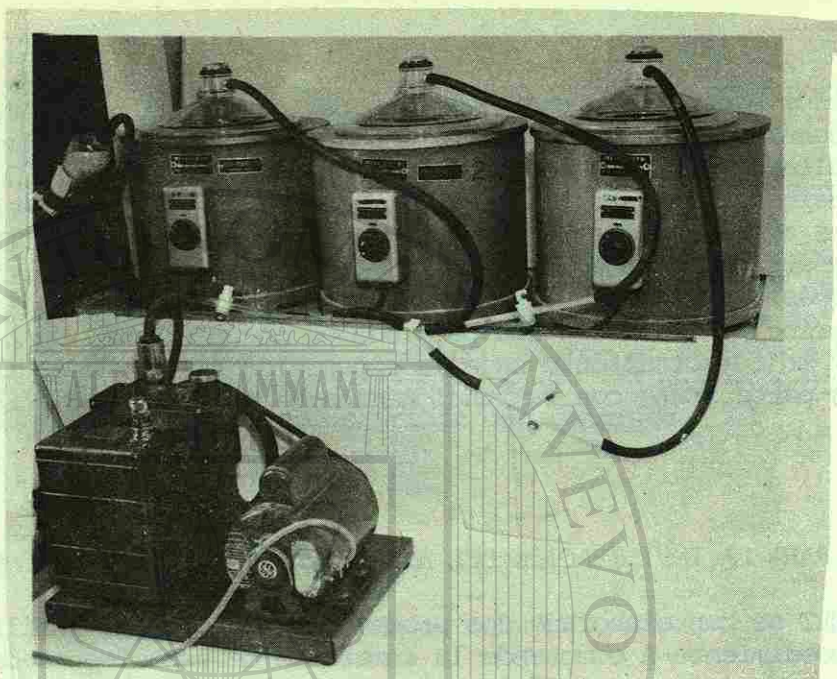


Fig. 1.- Equipo de laboratorio mostrando tres recipientes para la infiltración de azufre.

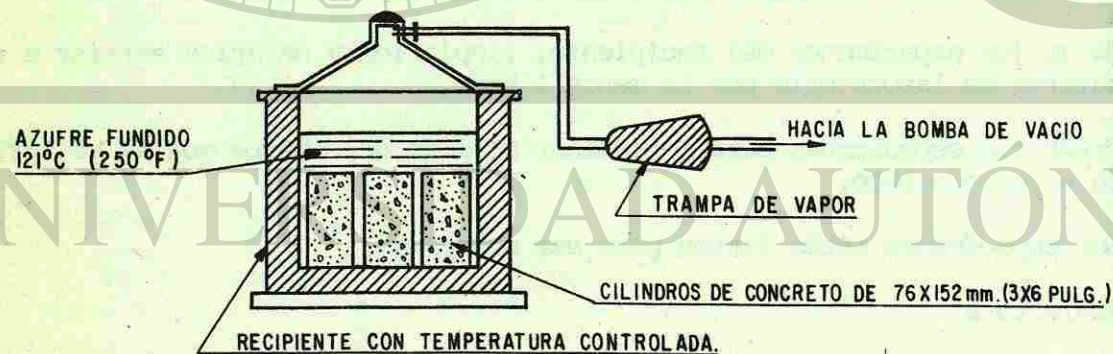


Fig. 2.- Un dibujo del recipiente para la infiltración con azufre

- dido a presión atmosférica por un tiempo adicional de 0.5 horas.
5. Sacar los especímenes del recipiente, limpiarlos y dejarlos enfriar a temperatura de laboratorio a menos 1 hora.
 6. Pesar los especímenes para determinar el peso del azufre que se ha infiltrado en el concreto.

Los especímenes están listos para ser ensayados.

En investigaciones anteriores, se utilizaron ambos procedimientos (A y B), - pero en estudios recientes únicamente se ha usado el procedimiento B y se han obtenido los siguientes resultados:

PARTE I

PROPIEDADES MECANICAS Y ESTUDIOS DE DURABILIDAD.

Materiales, Relaciones de Mezclado y Propiedades de Concreto Fresco.

Para las mezclas de concreto se utilizó cemento Portland normal (ASTM Tipo I). El agregado grueso que se utilizó fue triturado de caliza, con tamaño máximo de 19.5 mm (3/8"), y el agregado fino fue arena natural graduada. Se utilizó azufre ortorrómbico comercial con pureza de 99.9% para la infiltración. En esta investigación no se usaron aditivos. Las siguientes son algunas propiedades fundamentales del azufre:

Punto de fusión	= 115°C (239°F)
Viscosidad a 120°C (248°F)	= 12.5 CP*
Viscosidad a 160°C (320°F)	= 6.6 CP
Viscosidad a 188°C (370°F)	= 100,000 CP
Gravedad Específica	= 1.96 - 2.07
Coefficiente térmico de expansión** a 40.0°C (104°F)	= 0.000115 por °C (0.000064 por °F)

En la tabla 1 se muestran las proporciones típicas de mezclado y propiedades de concreto fresco utilizado para ensayos de resistencia; sin embargo, la relación agua/cemento fue de 0.69 para las mezclas de concreto utilizadas en los ensayos de congelamiento y deshielo.

Ensayes de Especímenes y Presentación de Resultados de Ensayes.

Los cilindros de 76 x 152 mm (3" x 6") fueron utilizados para ensayos de compresión y tensión. Para exposición a congelación y deshielo se utilizaron cilindros

* La viscosidad es medida en centipoise (CP). La viscosidad del agua es 1.0 centipoise a 20.3°C (68.4°F).

** El coeficiente térmico del concreto hecho con agregado de caliza es $7.4 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ ($4.1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{F}$).

T A B L A I

Proporciones típicas de mezclado y propiedades de concreto fresco utilizado para ensayos.

Proporciones de Mezclado				Propiedades de Concreto Fresco				
Relación de agua/cemento (por peso)	Contenido de agua, kg (lb)	Contenido de cemento, kg (lb)	Agregado Grueso, kg (lb)	Agregado Fino, kg (lb)	Temperatura °C (°F)	Revenimiento, mm (pulg.)	Unidad de peso, kg/m ³ (lb/ft ³)	Aire Atrapado, %
0.80	146 (323)	183 (404)	733 (1615)	714 (1575)	23.3 (74)	50 2.0	2324 (145.1)	2.0

ros de 76 x 152-mm (3 x 6 -in) y prismas de 51 x 51 x 152 -mm (2" x 2" x 6"-).

Todos los ensayos se hicieron de acuerdo con los procedimientos ASTM hasta donde fue posible. La unidad automática de congelamiento y deshielo funciona congelando los especímenes con aire y descongelándolos en agua, efectuando 8 ciclos por día.

En las figuras 3 y 4 se muestran las gráficas de edad vs. resistencia de los ensayos. En la Tabla 2 se encuentra un resumen de los resultados del ensayo de congelamiento y deshielo y en la figura 5 se muestra una gráfica de los cambios en longitud contra el número de ciclos de congelamiento y deshielo.

Debido a que únicamente cierto número de especímenes podían ser infiltrados a un mismo tiempo, fue necesario hacer una serie de mezclas de concreto para obtener suficientes especímenes para ser ensayados a edades hasta de 540 días. Se tomaron las precauciones debidas para asegurar que haya la mínima variación en las diferentes mezclas.

En las Tablas 3 y 4 se muestran los resultados del coeficiente de variación y la desviación estándar en la mezcla y entre mezclas; los resultados detallados de los ensayos se reportan en otra sección (6).

En la figura 6 se muestran los especímenes infiltrados con azufre antes y después de los ensayos de resistencia; y los especímenes después de expuestos al congelamiento y deshielo en la figura 7.

COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS DE ENSAYES.

Propiedades de Resistencia del Concreto Infiltrado con Azufre.

La resistencia a la compresión y a la tensión del concreto infiltrado con azufre no aumentan con el tiempo como es el caso de los especímenes de referencia curados en medio húmedo. Las resistencias obtenidas en dos días se mantienen al menos hasta 540 días. Un número de especímenes de ensayo se han mantenido a temperatura ambiente y 40% de humedad relativa para ensayos de edad hasta de 5 años, estos resultados se reportarán cuando se hayan efectuado.

A dos días de edad la resistencia a la compresión y a la tensión de los especímenes de concreto infiltrado con azufre es más de 10 veces la resistencia de los especímenes de referencia curados con humedad, sin embargo, la relación de resistencia entre los dos tipos de concretos disminuye con el tiempo (figuras 3,4).

El gran aumento de resistencia en especímenes infiltrados es probablemente debido a que los poros capilares de la pasta de cemento se rellenan con azufre. El incremento también puede deberse al llenado con azufre de los vacíos presentes entre el agregado y la pasta de cemento. Se indica una investigación más exhaustiva.

Propiedades Elásticas del Concreto Infiltrado con Azufre.

En esta fase de la investigación no fueron determinados ni el módulo de elas

T A B L A 2

Resumen de los resultados del ensaye de congelamiento y deshielo en cilindros y prismas.

Cilindros de 76 x 152-mm (3 x 6-pulg.)		Prismas* de 51 x 51 x 152-mm (2 x 2 x 6-pulg.)	
Tipo de Ensaye	Despues de exposicion a ciclos de congelamiento y deshielo	Tipo de Ensaye	Despues de exposicion a ciclos de congelamiento y deshielo
	Despues de 300 ciclos		Despues de 1000 ciclos
Examinación Visual	Sin Cambio	Examinación Visual	Sin Cambio
Cambio en peso	+0.4%	Cambio en peso	+0.4%
Cambio en longitud	-----	Cambio en longitud	+0.08%
Resistencia a la Compresión. k/cm ² (MPa)	No fueron ensayados 900.1 (88.25)	Resistencia a la Flexión k/cm ² (MPa)	No fueron ensayados 162.4 (15.93)
	886.1 (86.87)		176.5 (17.31)

*Las prismas se ensayaron de acuerdo con el Método ASTM (293-68(1974))

Todos los resultados que se reportan en esta tabla son de especimenes de ensaye hechos de concreto con una relación de agua/cemento de 0.69. Información sobre ensayes hechos de concreto con una relación agua/cemento de 0.80 se ha reportado en otra sección (2).

TABLA 3

Resultados de la desviación estandar y del coeficiente de variación en la mezcla.

Tipo de Concreto	No. de Mezcla	Resistencia a la Compresión de cilindros de 76 x 152-mm(3 x 6-pulg.)			Resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de 76 x 152-mm (3 x 6-pulg.)						
		Resistencia promedio*		D.E.	Resistencia promedio*		D.E.				
		k/cm ²	MPa	k/cm ²	MPa	k/cm ²	MPa				
De Referencia Curado en Medio Húmedo	1	73	7.17	2.0	0.19	14.8	1.45	0.35	0.03	2.7	2.4
	2	59	5.76	1.5	0.15	12.3	1.21	0.70	0.07	2.5	5.6
	3	61	5.96	1.4	0.14	13.0	1.28	0.91	0.09	2.3	7.0
	4	60	5.93	0.1	0.01	13.4	1.31	0.35	0.03	0.2	2.6
	5	69	6.72	2.7	0.27	13.7	1.34	0	0	4.0	0
	6	67	6.55	5.7	0.56	14.1	1.38	0.70	0.07	8.6	5.0
Infiltrado con Azufre	1	831	81.49	14.2	1.39	90.7	8.89	0	0	1.7	0
	2	814	79.77	10.5	1.03	89.7	8.79	1.83	0.18	1.3	2.0
	3	774	75.88	31.9	3.12	89.0	8.72	2.60	0.26	4.1	2.9
	4	786	77.08	7.0	0.68	92.8	9.17	5.27	0.52	0.9	5.7
	5	839	82.22	3.5	0.34	87.9	8.62	6.54	0.64	0.4	7.4
	6	846	82.94	0	0	84.4	8.27	0	0	0	0

* Cada valor es el promedio de dos valores de ensaye.

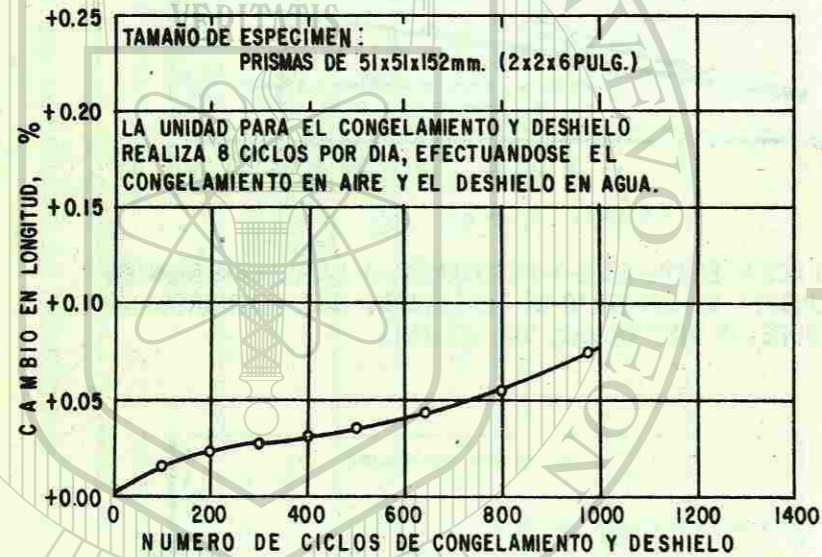
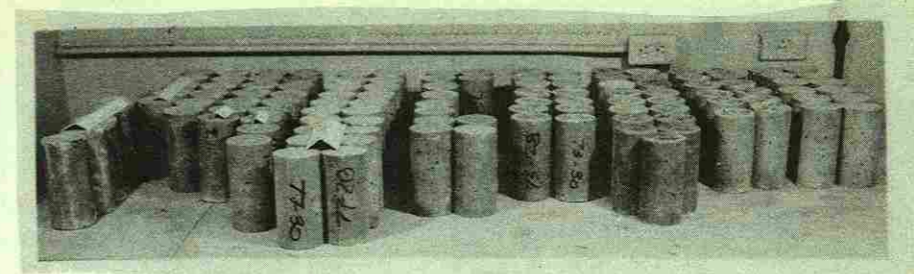


FIG. N°5.- RELACION ENTRE LOS CAMBIOS EN LONGITUD DE LOS PRISMAS DE CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE Y EL NUMERO DE CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO.



(A)



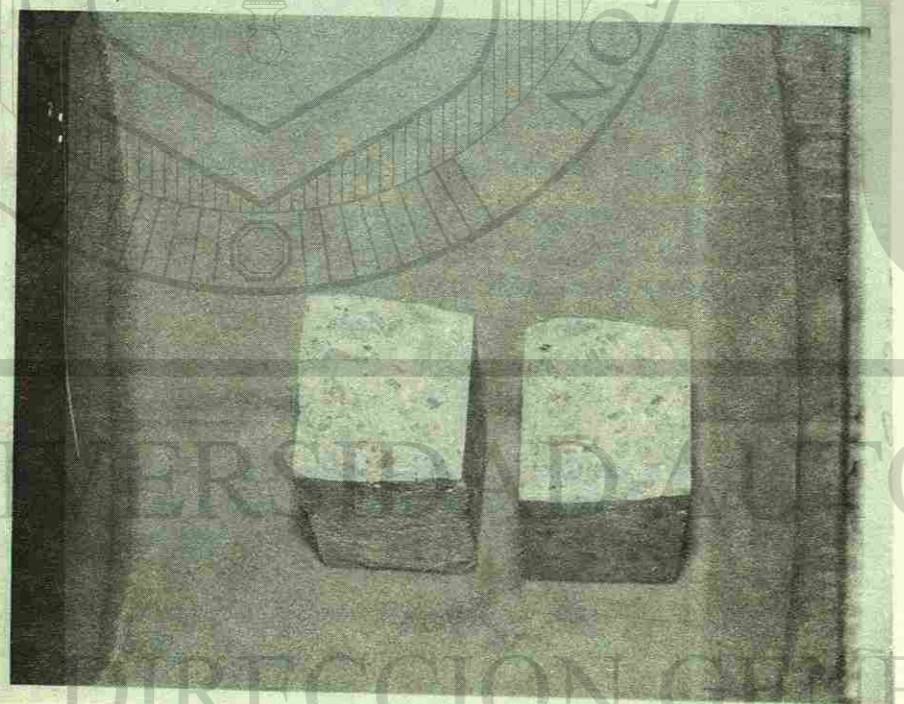
(B)

Fig. 6.- Una vista de cilindros de concreto infiltrado con azufre: (A) Después de infiltración y (B) Después de ensayos de compresión y tensión por compresión diametral.





(A)



(B)

Fig. 7.- Una vista de cilindros y prismas de concreto infiltrado con azufre después de 1000 ciclos de congelamiento y deshielo: (A) Antes del ensaye y (B) Después del ensaye.

CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE

ticidad ni la relación Poisson de los especímenes de concreto infiltrado con azufre. Estudios previos (2, 3) han indicado que el aumento en las propiedades elásticas de los especímenes infiltrados aumentaron más del 100% con respecto a los valores para especímenes de referencia curados con humedad. Por ejemplo, a 28 días, el módulo de elasticidad de Young y la relación de Poisson de los especímenes infiltrados fueron $4.96 \times 10^4 \text{ MN/m}^2$ ($7.23 \times 10^{16} \text{ lb/pulg}^2$) y 0.25 respectivamente, y de los especímenes de referencia (curado húmedo) fueron $2.36 \times 10^4 \text{ MN/m}^2$ ($3.43 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$) y 0.21 respectivamente.

Cantidad de Azufre en Especímenes de Ensaye.

La cantidad de azufre* en los especímenes infiltrados varía entre 13.6 a 14.5%. No es posible correlacionar la variación de la cantidad de azufre con la variación de resistencia debido a que se utilizó únicamente una sola relación agua/cemento, (A/C = 0.8) en la preparación del concreto para esta fase de la investigación.

Densidades de los Especímenes de Ensaye.

Las densidades de los especímenes infiltrados con azufre son del orden de 2515 kg/m^3 (157 lb/ft^3), lo cual es aproximadamente 160 kg/m^3 (10 lb/ft^3) mayores que las densidades de los especímenes de referencia curados en humedad.

Análisis Variacional de los Resultados de Ensaye.

Los coeficientes de variación en los resultados de ensayos de resistencia a la compresión y a la tensión de concreto infiltrado con azufre dentro para una mezcla fueron 1.4 y 3.0% respectivamente; los valores correspondientes de los resultados de ensayos del concreto de referencia curados en humedad fueron 3.4 y 3.7% respectivamente (Tabla 3). Estos valores indican que es posible un excelente control en los resultados de ensaye para concreto infiltrado con azufre, para una mezcla.

Los coeficientes de variación en los resultados de ensayos de resistencia a la compresión y a la tensión, de concreto infiltrado con azufre entre mezclas fueron 3.6 y 3.3% respectivamente; los valores correspondientes en resultados de ensaye para resistencia del concreto de referencia curados fueron 8.7 y 5.6% respectivamente (Tabla 4). Por lo tanto, también es satisfactorio el control de los resultados de los ensayos de resistencia, entre mezclas.

Resistencia al Congelamiento y Deshielo del Concreto Infiltrado con Azufre.®

Los especímenes infiltrados con azufre han funcionado excelentemente en ensayos acelerados de congelamiento y deshielo. Después de 1000 ciclos de congelamiento y deshielo, el cambio de longitud en los prismas fue de únicamente 0.08%, y no hubo cambios considerables en las resistencias a la compresión y a la flexión.

$$* \text{ Cantidad de azufre} = \frac{\text{Peso de los cilindros infiltrados} - \text{Peso de los cilindros secos}}{\text{Peso de los cilindros secos}} \times 100$$

de los cilindros y los prismas respectivamente, comparados a los especímenes de referencia infiltrados con azufre, curados al aire. El comportamiento de estos especímenes expuestos a otros 500 ciclos es desconocido, debido a que los especímenes de ensaye mostraron un deterioro considerable después de 1500 ciclos de congelamiento y deshielo. Se presentaron grietas visibles y disminución considerable de la resistencia a la compresión y a la flexión en los especímenes de ensaye. Es preciso señalar que el concreto a 2 días de edad, curado en humedad y sin aire incluido (A/C = 0.80) generalmente se desintegra por completo al ser expuesto a menos de 100 ciclos de congelamiento y deshielo.

Los resultados de ensaye que se reportan en la Tabla 2 son de especímenes de ensaye de mezclas de concreto con una relación de agua/cemento de 0.69. Se ha hecho referencia en otra sección (2) de información sobre congelamiento y deshielo de especímenes de ensaye hechos de mezclas de concreto con una relación de agua/cemento de 0.80.

PARTE II

ESTABILIDAD QUÍMICA EN MEDIO AGRESIVO.

Estudios Fundamentales.

La estabilidad del concreto endurecido con azufre en diferentes medios líquidos se ensayó desde 1924, cuando Kobbé (7) estudió el material. Como el azufre en sí, el concreto demostró ser altamente resistente al ataque de ácidos fuertes y soluciones conteniendo sales. Sin embargo, Bates (8) descubrió después, que dicho concreto se deterioraba en suelos con sulfatos y llegó a la conclusión de que el azufre también formaba parte del proceso de deterioro. Se hizo poco trabajo con soluciones alcalinas, aunque se sabía que el azufre era inestable en esos ambientes.

Estudios más recientes hechos por Gilchrist y otros (9, 10) indican que la vida de los tubos de concreto para drenaje puede prolongarse por mucho más tiempo si el concreto se infiltra con azufre. Este es un caso especial, en que la oxidación bacteriana de HS^- en la zona aerobia produce ácidos sulfurosos y (poli-ionicos) que atacan al concreto sin protección; la infiltración con azufre impediría esta reacción.

La evidencia sugiere que el concreto infiltrado con azufre sería relativamente estable en soluciones ácidas, neutras y salinas debido a que su permeabilidad es muy baja y esto protege las fases hidratadas inestables, pero se deterioraría en soluciones alcalinas y sulfúreas porque el azufre reacciona en esos ambientes, dejando la matriz porosa sin protección. Algunos experimentos se desarrollaron en el laboratorio del CANMET para probar la durabilidad de este concreto en dichos ambientes.

Materiales y Proporciones de Mezclado.

Los materiales empleados fueron similares a los utilizados en la primera parte de este trabajo, excepto que el agregado grueso fue grava triturada. La relación de agua/cemento para mezclas de concreto fue 0.69.

Ensayes de Estabilidad y Discusión de Resultados.

Acidos.

La resistencia al ataque de concreto infiltrado con azufre por ácidos clorhídricos y sulfúricos fue ensayada en una serie de experimentos de lixiviación en la cual los cilindros de concreto completamente infiltrado y concreto curado 28 días bajo humedad y sin infiltrar fueron sumergidos en ácidos de diferentes concentraciones por períodos de varias semanas hasta meses. Las pérdidas de peso de los cilindros y los cambios en las concentraciones de las soluciones fueron medidas a intervalos, para que las velocidades de reacción pudieran ser determinadas. Los resultados de estos ensayes (figuras 8 y 9) indican que la infiltración reduce la vulnerabilidad del concreto hacia el ataque por ácidos, particularmente en altas concentraciones. El ácido sulfúrico es más destructivo que el ácido clorhídrico de la misma (moralidad).

Los ensayes de largos períodos en prismas de 51 x 51 x 152 mm (2" x 2" x 6" -) sumergidas en una solución de 2.1% de $Na_2 SO_4$ indicaron que el concreto in

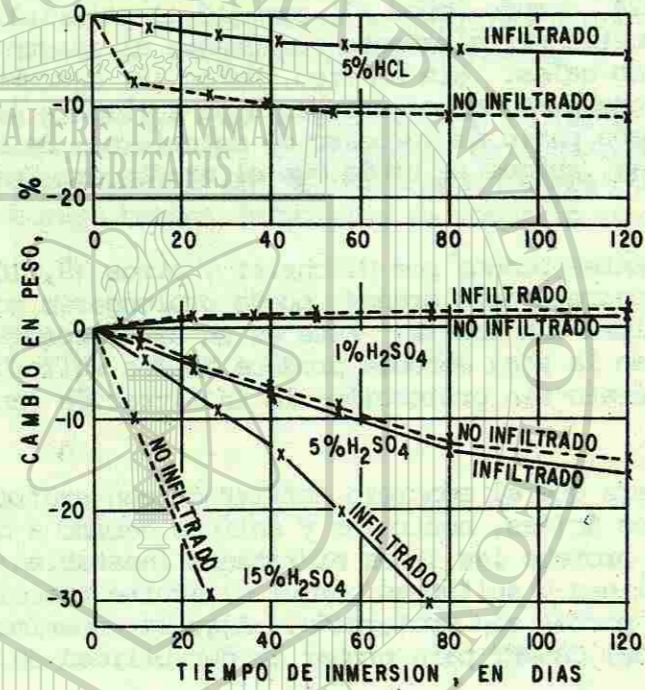


Fig. 8.- Resultados de infiltración de ensayos en el concreto con azufre infiltrado y no infiltrado en:

- a) Solución de HCl al 5% y
- b) Solución de H₂SO₄ al 1%, 5% y 15%

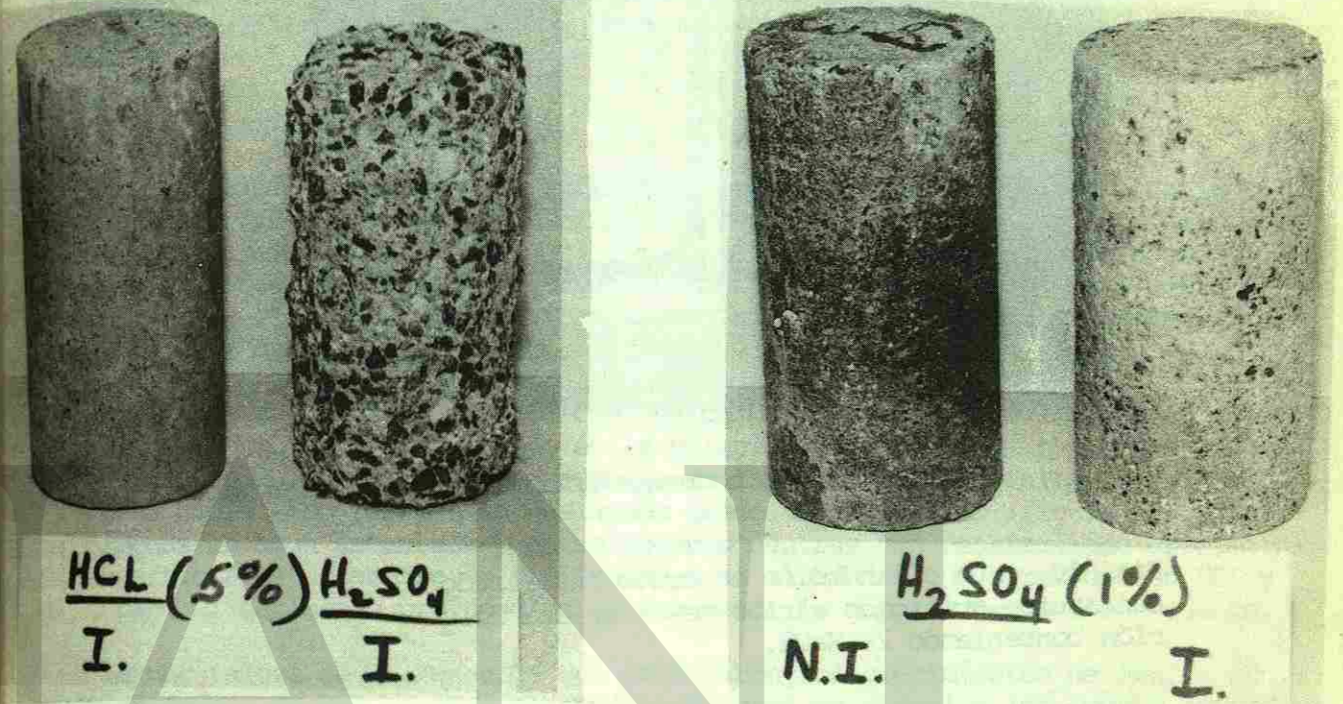


Fig. 9.- Cilindros de 76 mm (3 pulg) de concreto infiltrado (I.) y de concreto no-infiltrado (N.I.) mostrando estabilidad relativa en ácidos:

Dibujo izquierdo: Compara el deterioro lento por el ácido hidrocórico contra el sulfúrico. ®

Dibujo derecho: Muestra la pequeña diferencia en proporción de ataque por el ácido sulfúrico diluido entre con creto infiltrado y no-infiltrado, después de varias semanas de digestión.



concreto infiltrado con azufre sumergido

Fig. 10.- Un cilindro de concreto infiltrado con azufre sumergido varios meses en una solución conteniendo 2% NaOH.



Fig. 11.- Superficie de un cilindro infiltrado sumergido en agua estancada.

filtrado con azufre se expande considerablemente menos que su equivalente no-infiltrado curado con humedad. Las reacciones principales, ejemplo, la formación de yeso expansivo o etringita, aparentemente son impedidas por el proceso de infiltración. La resistencia al deterioro fue confirmada en un experimento práctico en donde se colocaron cilindros infiltrados en una planta de Na_2SO_4 donde se sometieron a enjuagues intermitentes de salmuera. Varios meses de tratamiento no produjeron cambios visibles ni en apariencia ni en resistencia, mientras que el concreto no-infiltrado y curado bajo humedad se deterioró rápidamente en el ambiente.

Soluciones Alcalinas y Neutras.

La estabilidad del concreto infiltrado con azufre en soluciones alcalinas y neutras fue probada sumergiendo cilindros y prismas en soluciones al 5% de NaOH y agua estancada durante varios meses, y midiendo las variaciones de peso con el tiempo. Los especímenes no-infiltrados aumentaron ligeramente de peso antes de estabilizarse, mientras que los especímenes infiltrados con azufre disminuyeron constantemente de peso.

El ensaye de resistencia a la compresión de un cilindro reveló que el concreto infiltrado con azufre sumergido en la solución NaOH perdió mucha de su resistencia después de varios meses, y examinando las secciones de falla se notó que el azufre había sido firmemente deslavado desde la superficie (figura 10). Los especímenes en agua estancada y en soluciones neutras han desarrollado crecimientos superficiales de azufre, y el líquido a su alrededor fue saturado con HS^- y SO_3^- , pero el deslavado profundo de azufre desde la superficie no fue evidente.

La naturaleza de la reacción que produjeron los crecimientos de azufre aún están en duda. Parece ser que el azufre, el cual se disuelve localmente dentro del concreto, emigra a la superficie en solución y se precipita cuando el líquido a su alrededor no es fuertemente alcalino.

OBSERVACIONES CONCLUYENTES. (Parte I y II)

Las investigaciones efectuadas en el CANMET indican que el concreto infiltrado con azufre tiene un potencial considerable para aplicaciones precoladas especiales. Entre esas aplicaciones se incluyen elementos precolados para silos y tanques de almacen de abono líquido, drenaje de concreto y para casos donde es necesaria la protección contra corrosión ácida y sulfato de sodio. Otras aplicaciones incluyen durmientes precolados para ferrocarril y postes de concreto. Es necesario efectuar más investigación antes de que se realice la producción de dichos materiales.

Para determinar los efectos del ataque del agua de mar combinada con el congelamiento y deshielo, el CANMET tiene en proceso la instalación de 50 especímenes en Treat Island, un lugar con facilidad para exposición, cerca de la costa de Maine, en operación por los Ingenieros del U.S. Corps. También se están llevando a cabo investigaciones para determinar el efecto del ataque por bacterias en el concreto infiltrado con azufre.

Hasta este punto de la investigación sobre la estabilidad química del concreto infiltrado con azufre, se puede concluir que la infiltración protegerá el concreto del deterioro en ambientes ácidos y en algunos sulfatados, pero no en ambientes alcalinos. Está menos clara la posible extensión del deterioro que puede ocurrir por medio de filtración espontánea del azufre cuando el concreto está en un ambiente neutro ácido. Aún se están estudiando estas reacciones.

No se pretende que el concreto infiltrado con azufre tome el lugar de concreto normal de cemento Portland; al contrario, ha sido elaborado para aplicaciones donde el concreto normal de cemento Portland es deficiente. A causa del punto bajo de fusión del azufre, el concreto infiltrado con azufre no se podrá considerar como material estructural para edificios, por lo que dicha aplicación no se recomienda.

Para poder que el concreto infiltrado con azufre se convierta en un producto comercialmente viable, el proceso tecnológico deberá ser lo más sencillo posible. Para aplicaciones donde la durabilidad es el factor principal, el Procedimiento A descrito anteriormente probablemente sería el más adecuado; pero cuando se necesita alta resistencia, el Procedimiento B sería el deseado. En situaciones con demanda extrema, el uso de presión positiva pueda ser requerida para lograr infiltración completa de secciones gruesas de concreto. Sin embargo, se recomienda que el uso de presión positiva sea evitada hasta donde sea posible.

En la comparación de técnicas para la impregnación con polímeros e infiltración con azufre relativas a la posible producción de unidades de concreto precoladas para silos y tanques de almacen de abono líquido, Sadler (6), ha demostrado que el costo de infiltración con azufre es \$0.05 a \$0.10 (dólares) por pie cuadrado para 12.5 mm (0.5") de penetración, comparada a \$0.25 a \$0.30 (dólares) por pie cuadrado para 12.5 mm (0.5") de impregnación con polímeros. De acuerdo con él, los dos precios se comparan favorablemente con medios alternativos para bañar la superficie del concreto para protección contra el ataque de líquidos procedentes del silaje o de abonos. La infiltración de azufre en elementos prefabricados de concreto para construcción de silos, se está actualmente investigando en una planta semi-piloto en Toronto*.

* Comunicación personal de John A. Bickley, Construction Testing Services Ltd. Toronto, 1975.

Actualmente, no existe un criterio para la evaluación del concreto infiltrado con azufre. Los límites con respecto a cambio en volumen, resistencia al congelamiento y deshielo y parámetros de resistencia deberán ser establecidos antes de que el concreto infiltrado con azufre pueda utilizarse comercialmente.

RECONOCIMIENTOS.

Se da reconocimiento al Sr. K. E. Painter, Tecnólogo, Laboratorios de Ciencias Minerales (Mineral Sciences Laboratories), por haber llevado a cabo la mayor parte del trabajo de laboratorio asociado con esta investigación.

REFERENCIAS.

1. V.M. Malhotra, "Discussion of Sulphur-Impregnated Concretes SIC, by Neils Thaulow", Cement and Concrete Research, Vol. 5, No. 1, Jan 1975, pp 91-92.
2. V.M. Malhotra, K.E. Painter, and J.A. Soles, "Development of High-Strength Concrete at Early Ages Using a Sulphur-Infiltration Technique", Proceedings, First International Congress on Polymers in Concrete, 1975. Available from the Construction Press Ltd., Lunesday House, Hornby, Lancaster, England.
3. V.M. Malhotra, "Development of Sulphur-Infiltrated High-Strength Concrete", Journal, American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 72, No. 9, Sept 1975, pp. 466-473.
4. R.H. Smith, S.P. Shah, and A. Naaman, "Investigations on Concrete Impregnated with Sulphur at Atmospheric Pressure", Report No. 76-1, College of Engineering, University of Illinois, at Chicago Circle, 1976, 46 pp.
5. John Sadler, "Polymer and Sulphur Impregnation of Concrete Farm Silos and Liquid Manure Tanks", paper presented at the 1975 Winter Meeting of American Society of Agricultural Engineers, Chicago, Ill., Dec. 15-18, 1975. (Copies of the paper may be obtained from ASAE, P.O. Box 229, St. Joseph, Michigan 49085).
6. K.E. Painter and V.M. Malhotra, "Long-Term Strength Properties of Sulphur-Infiltrated Concrete - Progress Report No. 1", Mineral Sciences Laboratories Report MRP/MSL 76-76 (TR), CANMET, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, April 1976.
7. W.H. Kobbé, "New Uses for Sulphur in Industry", Ind. and Eng. Chemistry, Vol 16, No. 10, 1924, pp. 1026-28.
8. P.H. Bates, "The Use of Sulphur in Rendering Cement Drain Tile Resistant to the Attack of Alkali", Ind. and Eng. Chemistry, Vol. 18, No. 3, 1926, p 309.
9. F.M.C. Gilchrist, "Microbiological Studies of the Corrosion of Concrete Sewers by Sulphuric Acid-Producing Bacteria", African Industrial Chemist, Nov. 1973, pp. 214-215.
10. Anon., "Fighting Corrosion with Sulphur", Sulphur Institute Journal, Fall 1971, pp. 14-15.

CURRICULUM VITAE

El Curriculum Vitae del Sr. V. M. Malhotra aparece al final de su trabajo "Uso del Concreto Recirculado".

DETALLES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS, EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL FUEGO EN EL EDIFICIO AVIANCA.

Richard L. Elstner
Domenico Parma M.
Jaime Moreno G.

RESUMEN

Los trabajos de reparación de la estructura se organizaron en tres fases diferentes.

Se procedió al recubrimiento arquitectónico en la zona en que se había perdido a consecuencia del fuego. En algunos casos se aplicó únicamente un resane leve, y en otros casos la estructura se reparó con concreto regular preparando la superficie previamente limpiada, con Colma Fix Primer de Sika con el fin de mejorar la adherencia del resane. En otros casos antes de colocar el resane se aplicó un anclaje mecánico con el fin de aumentar la adherencia y la estabilidad del resane.

La segunda fase fue la reparación de la placa maciza en los pisos típicos soportada por las viguetas pretensadas. Con este fin se demolió el concreto alrededor de las viguetas, luego se demolió total o parcialmente la placa y finalmente se vació el concreto en las áreas de reparación.

La tercer fase fue el arreglo de los pisos, que a pesar de tener suficiente capacidad estructural, tenían gran flexibilidad lo cual implicaba condiciones desfavorables de habitabilidad. Para compensar este defecto se construyeron viguetas postensionadas diseñadas para reducir al 50% de su valor las deformaciones producidas por cargas vivas.

REFERENCIAS.

1. V.M. Malhotra, "Discussion of Sulphur-Impregnated Concretes SIC, by Neils Thaulow", Cement and Concrete Research, Vol. 5, No. 1, Jan 1975, pp 91-92.
2. V.M. Malhotra, K.E. Painter, and J.A. Soles, "Development of High-Strength Concrete at Early Ages Using a Sulphur-Infiltration Technique", Proceedings, First International Congress on Polymers in Concrete, 1975. Available from the Construction Press Ltd., Lunesday House, Hornby, Lancaster, England.
3. V.M. Malhotra, "Development of Sulphur-Infiltrated High-Strength Concrete", Journal, American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 72, No. 9, Sept 1975, pp. 466-473.
4. R.H. Smith, S.P. Shah, and A. Naaman, "Investigations on Concrete Impregnated with Sulphur at Atmospheric Pressure", Report No. 76-1, College of Engineering, University of Illinois, at Chicago Circle, 1976, 46 pp.
5. John Sadler, "Polymer and Sulphur Impregnation of Concrete Farm Silos and Liquid Manure Tanks", paper presented at the 1975 Winter Meeting of American Society of Agricultural Engineers, Chicago, Ill., Dec. 15-18, 1975. (Copies of the paper may be obtained from ASAE, P.O. Box 229, St. Joseph, Michigan 49085).
6. K.E. Painter and V.M. Malhotra, "Long-Term Strength Properties of Sulphur-Infiltrated Concrete - Progress Report No. 1", Mineral Sciences Laboratories Report MRP/MSL 76-76 (TR), CANMET, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, April 1976.
7. W.H. Kobbé, "New Uses for Sulphur in Industry", Ind. and Eng. Chemistry, Vol 16, No. 10, 1924, pp. 1026-28.
8. P.H. Bates, "The Use of Sulphur in Rendering Cement Drain Tile Resistant to the Attack of Alkali", Ind. and Eng. Chemistry, Vol. 18, No. 3, 1926, p 309.
9. F.M.C. Gilchrist, "Microbiological Studies of the Corrosion of Concrete Sewers by Sulphuric Acid-Producing Bacteria", African Industrial Chemist, Nov. 1973, pp. 214-215.
10. Anon., "Fighting Corrosion with Sulphur", Sulphur Institute Journal, Fall 1971, pp. 14-15.

CURRICULUM VITAE

El Curriculum Vitae del Sr. V. M. Malhotra aparece al final de su trabajo "Uso del Concreto Recirculado".

DETALLES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS, EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL FUEGO EN EL EDIFICIO AVIANCA.

Richard L. Elstner
Domenico Parma M.
Jaime Moreno G.

RESUMEN

Los trabajos de reparación de la estructura se organizaron en tres fases diferentes.

Se procedió al recubrimiento arquitectónico en la zona en que se había perdido a consecuencia del fuego. En algunos casos se aplicó únicamente un resane leve, y en otros casos la estructura se reparó con concreto regular preparando la superficie previamente limpiada, con Colma Fix Primer de Sika con el fin de mejorar la adherencia del resane. En otros casos antes de colocar el resane se aplicó un anclaje mecánico con el fin de aumentar la adherencia y la estabilidad del resane.

La segunda fase fue la reparación de la placa maciza en los pisos típicos soportada por las viguetas pretensadas. Con este fin se demolió el concreto alrededor de las viguetas, luego se demolió total o parcialmente la placa y finalmente se vació el concreto en las áreas de reparación.

La tercer fase fue el arreglo de los pisos, que a pesar de tener suficiente capacidad estructural, tenían gran flexibilidad lo cual implicaba condiciones desfavorables de habitabilidad. Para compensar este defecto se construyeron viguetas postensionadas diseñadas para reducir al 50% de su valor las deformaciones producidas por cargas vivas.

1. DATOS GENERALES.

El Edificio Avianca fue construido entre Agosto de 1967 y Diciembre de 1968, Fig. 1, y consta de 35 pisos, 4 sótanos y el techo.

Proyecto de ESGUERRA SAENZ URDANETA SAMPER.

Diseño Estructural DOMENICO PARMA ASOCIADOS.

Construcción AEROVÍAS NACIONALES DE COLOMBIA "AVIANCA" Y ESGUERRA SAENZ URDANETA SAMPER.

La estructura está integrada por 4 sistemas superpuestos de importancia estructural, decreciente así:

SISTEMA A.- Consiste en los pórticos principales destinados a soportar las cargas verticales y las laterales ocasionadas por sismo, Fig. 2. Los pórticos son formados por 8 grandes columnas y vigas de enlace situadas cada cierto número de pisos.

El sistema está construido en concreto reforzado convencional; las vigas de enlace transversales tienen un ligero refuerzo postensionado por razones constructivas.

SISTEMA B.- Consiste en 4 vigas portantes transversales en todos los pisos, Fig. 3, destinadas a soportar las placas, 2 localizadas en las dos fachadas transversales y empotradas en las columnas de esquina y, las otras dos localizadas en la zona central dispuestas en cantilever desde las columnas centrales.

Estas vigas son construidas en concreto reforzado con refuerzo principal postensionado. El postensionamiento se efectuó por medio de cables tipo "PARMA" consistentes en torones de $\phi 1/2$ " de 7 kilos, contenidos en tubo metálico flexible o inyectados.

SISTEMA C.- Consiste en placas típicas formadas por viguetas de Sección I prefabricadas, Fig. 4, con refuerzo pretensionado, distribuidas en los pisos típicos.

Las viguetas prefabricadas tienen estribos sobresalidos para realizar monolitismo con la placa superior colada "in situ".

Las viguetas fueron colocadas en obra antes de colar las vigas portantes del sistema B. La Fig. 5 muestra el detalle del empotramiento de las viguetas a las vigas portantes. En sus extremos las viguetas prefabricadas contienen una barra convencional doblada en el interior de la vigueta y con una longitud suficiente para desarrollar su capacidad por adherencia. En la misma zona los estribos son más densos. La barra doblada sobresale del extremo de la vigueta prefabricada y es soldada en un refuerzo negativo convencional que se aloja entre los estribos sobresalidos de la vigueta prefabricada.

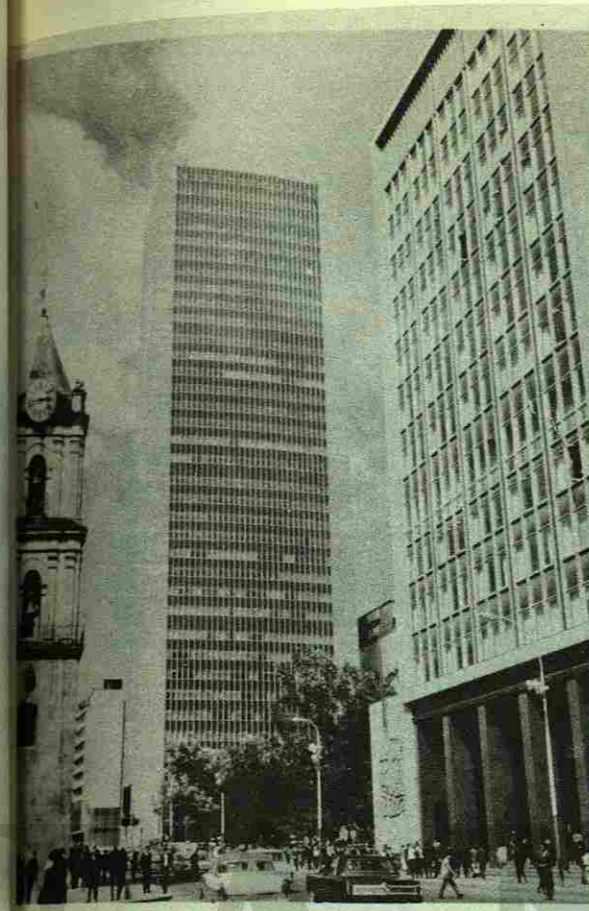


Fig. 1.- El Edificio Avianca en Bogotá, Colombia.

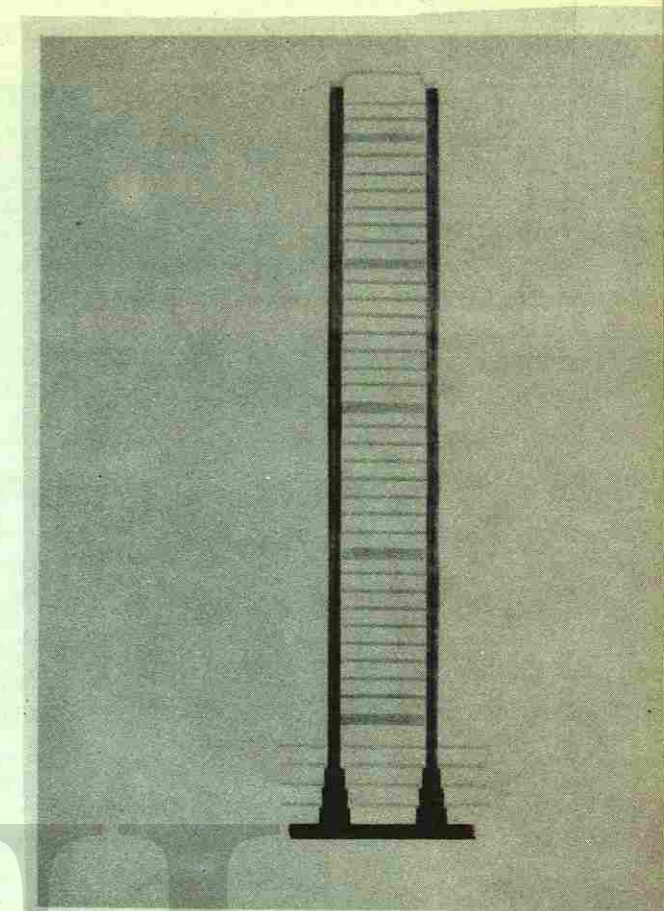


Fig. 2.- Sistema A. Pórticos principales destinados a soportar cargas verticales y de terremoto.

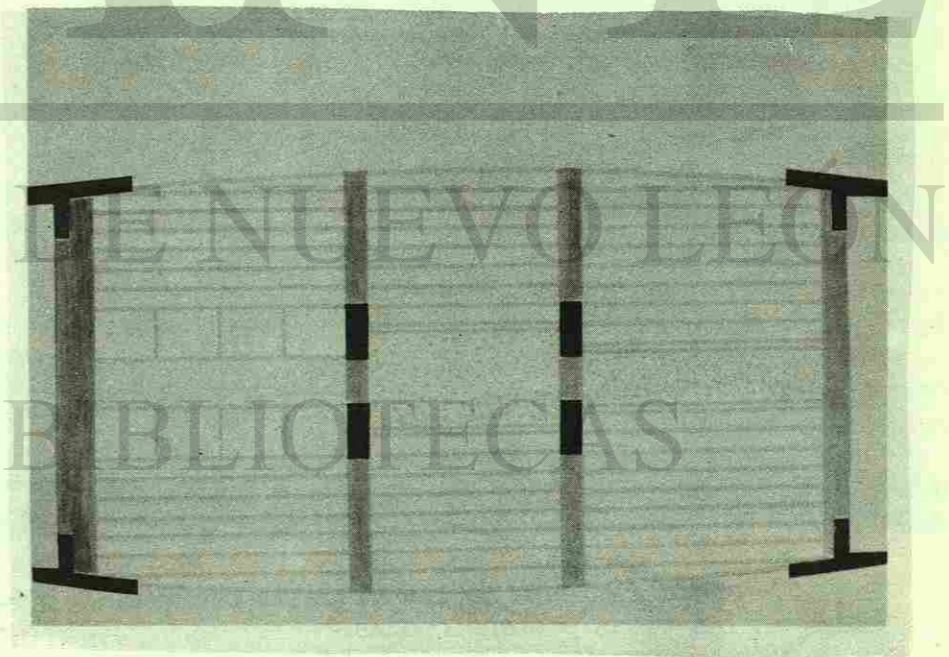


Fig. 3.- Sistema B. Pisos típicos que muestran 4 vigas postensadas soportando viguetas prefabricadas y pretensadas.

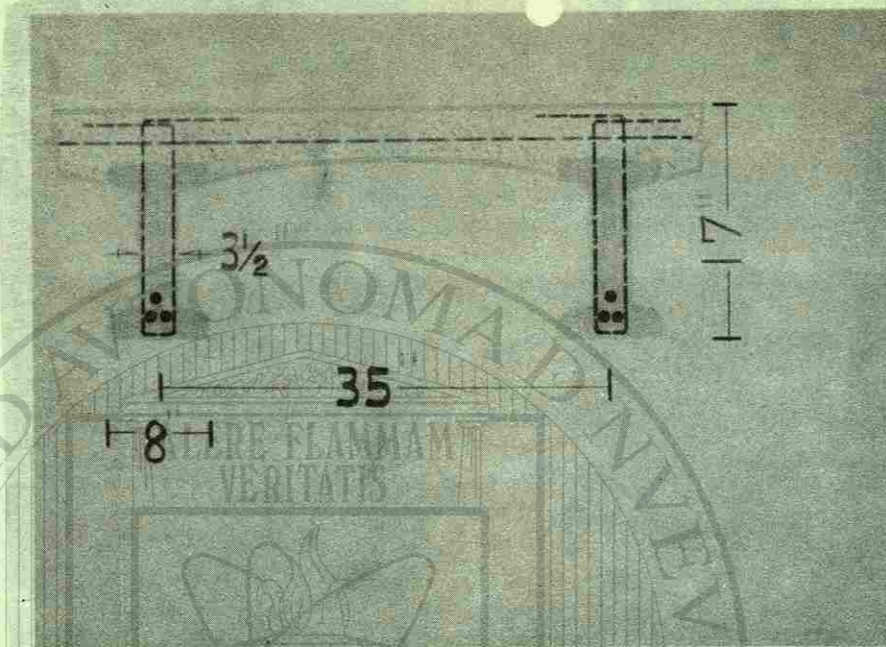


Fig. 4.- Sistema C. Sección del piso típico mostrando las viguetas prefabricadas y la placa vaciada in situ.

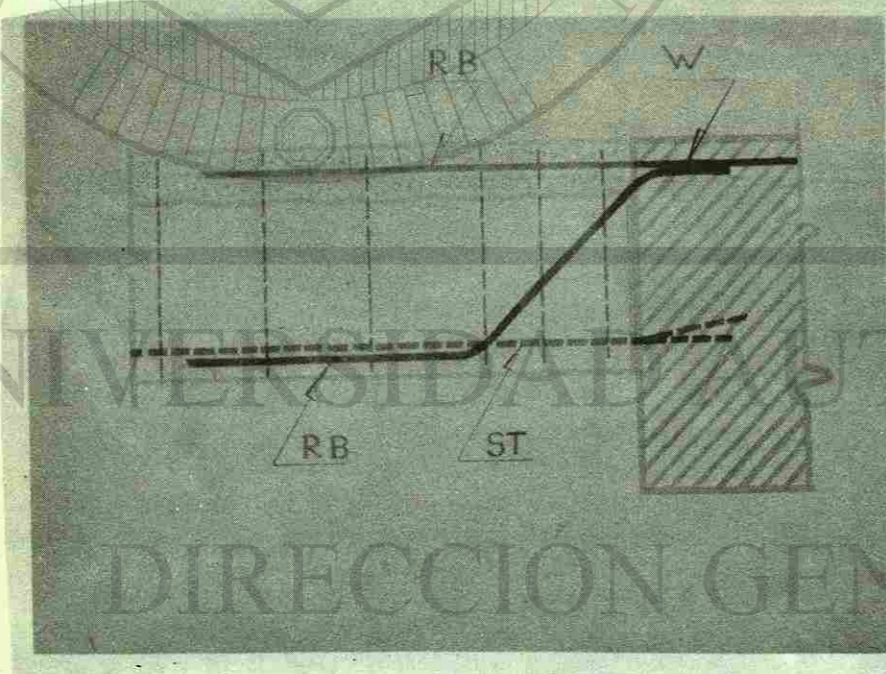


Fig. 5.- Empotramiento de las viguetas prefabricadas en las vigas postensionadas.

Este detalle fue estudiado para asegurar monolitismo y continuidad - entre vigueta prefabricada y estructuras coladas "in situ" y para resistir en forma segura al esfuerzo de corte en la zona de unión entre vigueta y viga.

SISTEMA D.- Consiste en una zona de placa maciza en la zona central de los pisos típicos, colada "in situ" y reforzada con acero convencional. Razones de instalación mecánica impusieron esta solución.

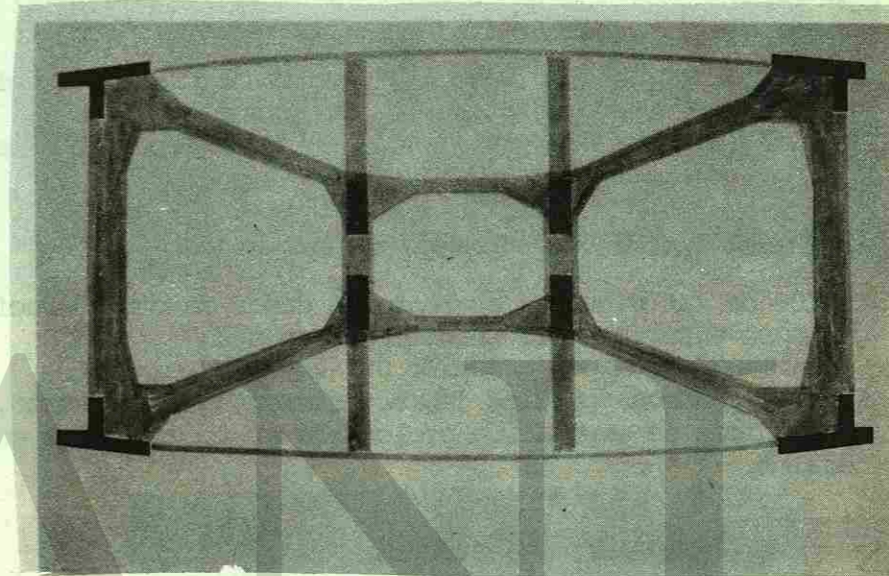


Fig. 6.- Pisos antisísmicos localizados aproximadamente cada 8 pisos, según se ve en la Fig. 2.

CUBIERTA.

Es una estructura independiente. Se realiza por medio de cerchas metálicas apoyadas sobre estructura de concreto que reciben una placa maciza con refuerzo postensionado.

En toda la obra se usó concreto de 350 kg/cm^2 (5.000 psi.) y refuerzo de diferentes tipos.

El día 23 de Julio de 1973 un incendio iniciado en el piso 14 afectó todos - los pisos siguientes hasta la cubierta. El fuego duró desde las 8 de la mañana - hasta las 10 de la noche, y se propagó por la fachada del edificio pasando de piso a piso, quebrando los vidrios de las ventanas e incendiando las cortinas y el contenido de los pisos. Véase figura 7. El fuego no se propagó por las escaleras, ascensores o ductos de ventilación. El contenido del edificio fue totalmente consumido por el fuego y éste se extinguió por sí mismo en el último piso del edificio.

2. PRIMERA INVESTIGACION.

Inmediatamente después del incendio la Administración del edificio, conjuntamente con la Secretaría de Obras Públicas Distritales, ordenaron una primera investigación tendiente a establecer en cuáles condiciones generales de estabilidad se encontraba la estructura. Se nombró una Comisión de Ingenieros que efectuó una visita detenida a la obra, bajo la dirección del Ingeniero Doménico Parma.

La Comisión observó:

Sistema A.- Un daño importante en una de las columnas centrales del piso 14. La columna había perdido el 20% de su sección resistente. La figura 8 ilustra la situación. El resto de los miembros del Sistema A estaban en aparentes buenas condiciones.

Sistema B.- En aparentes buenas condiciones.

Sistema C.- Un 10% de las viguetas aparentaban daños de consideración; sin embargo no se observaron flechas importantes.

Sistema D.- Fuertes pandeos, pérdida de recubrimiento del refuerzo, mucho hierro con indicio de exposición prolongada al fuego, malas condiciones generales.

CUBIERTA METALICA.

Fuerte y grave estado de deformación. Se tomaron las siguientes medidas inmediatas:

- Se hizo un revestimiento robusto en concreto reforzado de la columna dañada.
- Se controlaron muestras del refuerzo más expuestas al fuego; resultó que no había reducción considerable de las características mecánicas.
- Se controló la resistencia del concreto de la columna dañada; al sacar un coque de concreto y romperlo, resultó que no había pérdida importante de resistencia.



Fig. 7.- El fuego se propagó por la fachada del edificio. Más de 100 personas fueron rescatadas del techo del edificio por helicópteros.



Fig. 8.- Daño causado por el fuego en las columnas del piso en donde empezó el incendio.

3. ORGANIZACION DE LA INVESTIGACION FINAL.

Después de la primera investigación de emergencia, la Administración del Edificio y la Secretaría de Obras Públicas Distritales encomendaron al Ingeniero Doménico Parma la organización de una investigación completa tendiente a establecer condiciones finales de estabilidad de la obra y la programación de los trabajos de reparación y reconstrucción.

Con tal fin, la firma de Wiss Janney Elstner y Asociados, de Chicago, fue encargada de un programa de investigación con el fin de determinar si la estructura debía ser reemplazada total o parcialmente. Sin embargo, el éxito final de la rehabilitación del edificio se debe a la colaboración y al trabajo de conjunto de los diferentes grupos que participaron en este trabajo y que se coordinaron.

- 10.- Información visual y nivelación general de las placas a cargo de un Comité de Obra.
- 20.- Información fotográfica y cinematográfica a cargo de un Comité de Obra.
- 30.- Estudio de carga de fuego a cargo de un Comité de Obra, con la orientación de la firma Wiss Janney Elstner & Associates y el Ingeniero Jaime Moreno, ambos de Chicago.
- 40.- Estudio de respuesta dinámica de todos los miembros estructurales expuesto a la acción del fuego, a cargo de Wiss Janney Elstner & Associates.
- 50.- Estudio de muestras de acero convencional a cargo del Instituto de Ensayos e Investigaciones de la Universidad Nacional de Bogotá (IEI).
- 60.- Estudio de muestra de acero pre o post-tensionado a cargo de IEI.
- 70.- Estudio de muestras de concreto a cargo de IEI.
- 80.- Investigación por ultrasonidos del concreto de todas las columnas y de los miembros estructurales de mayor consideración, a cargo de IEI.
- 90.- Pruebas de carga a cargo de WJE e IEI.
- 100.- Control de las fuerzas de tensionamiento actuales de los cables pre y post-tensionados de las estructuras del sistema B y del Sistema C a cargo de IEI.

Las actividades investigativas descritas implicaron aproximadamente 30.000 horas-Ingeniero.

4. RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES.

Los resultados visuales de la primera investigación ejecutada por Richard Elstner y Jaime Moreno, revelaron que el fuego había causado mínimo daño a las columnas y a los miembros principales de la estructura, Figura 9, por lo tanto la posibilidad del reemplazo total de la estructura fue eliminado. Sin embargo se observaron daños importantes en el recubrimiento de concreto en la parte inferior de los pisos estructurales, las viguetas prefabricadas, y las vigas post-tensionadas. Figuras 10 y 11. Las viguetas prefabricadas presentaban considerables fisuras verticales y diagonales. En este punto de la investigación se consideró que un 75% de los pisos estructurales debían ser reemplazados.

La simple observación visual fue suficiente para dictaminar que las estructuras del Sistema D, o sea las placas macizas del centro de la planta, debían ser prácticamente reconstruidas, así que no se dedicó particular atención a su estudio.

ACERO CONVENCIONAL.

Se hicieron varios ensayos de muestras extraídas de las zonas que fueron expuestas más severamente a la acción del fuego.

Para las columnas se había empleado como refuerzo vertical principal, un acero trabajado mecánicamente y torsionado que en su estado original muestra una resistencia a rotura de 5,980 kg/cm² (85.000 psi.) y un límite de fluencia de 5,275 Kg/cm² (75.000 psi.) con alargamiento de 10%. Las muestras indicaron rotura de 5,625 Kg/cm² (80.000 psi.), límite de fluencia 5,065 Kg/cm² (72.000 psi.) y alargamiento de 10%. Considerando que el diseño se había efectuado para un límite de fluencia de 4,220 Kg/cm² (60.000 psi.), las pruebas fueron satisfactorias.

Conclusión similar resultó para el acero de las grandes vigas de enlace del Sistema A.

Para los estribos de las mismas estructuras se había empleado un acero liso que en su estado original muestra una resistencia a rotura del orden de 3,660 Kg/cm² (52.000 psi.) y un límite de fluencia del orden de 2,460 Kg/cm² (35.000 psi.). Las muestras analizadas resultaron con características sensiblemente iguales. A consecuencia de estos ensayos se llegó a la conclusión de que el acero de refuerzo de las estructuras del Sistema A no había sufrido perjuicios que restaran capacidad a las mismas estructuras.

ACERO DE ALTA RESISTENCIA PARA PRE Y POST-TENSIONAMIENTO.

El material empleado en la obra es fabricado en Colombia por la Empresa EMOCABLES, S.A. y tiene en su estado natural las siguientes características mecánicas:

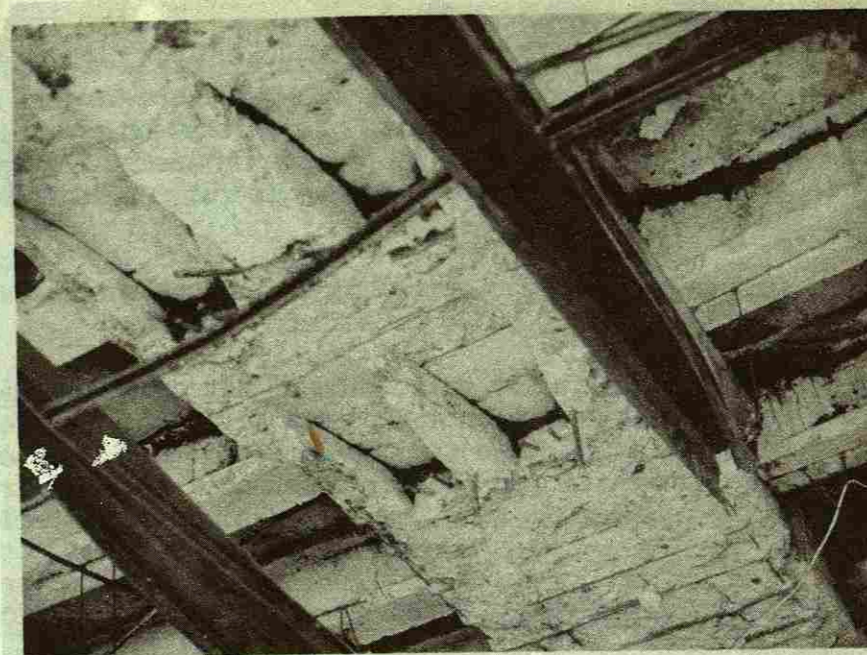
- Diámetro nominal 13 mm ϕ (1/2") integrado por 7 kilos de acero.
- Carga mínima de 9,335 Kg. (35.800 lbs).
- Sección metálica aproximada 0.935 cm² (0.145 s.i.).



Fig. 9.- Un piso típico después del incendio.



Fig. 10.- Daños causados en las placas con refuerzo convencional.



Daño causado en las vigas postensionadas.

Fig. 11

Se sacaron muestras de dos viguetas en las cuales el concreto inferior había sido destruido por el fuego y los torones habían quedado expuestos a la acción directa. En otras palabras, las muestras fueron tomadas de viguetas totalmente destruidas por el fuego. Nueve ensayos a rotura indicaron una resistencia mínima de 8,480 kg (15.700 lbs) para una muestra que tenía indicios de exposición directa prolongada al fuego y valores intermedios en las otras muestras hasta un máximo de 9,935 kg (18.400 lbs). Estos resultados indican que en estas viguetas a un concreto desintegrado por el fuego, corresponde un refuerzo pretensionado cuyo límite de rotura se ha reducido más o menos a la mitad de su valor original. Puede así conceptuarse que, si la destrucción del concreto no se ha presentado, el material metálico dispone de una resistencia a rotura no inferior a 9,935 kg (18.400 lbs).

ESTUDIO DE MUESTRAS DE CONCRETO.

En varios sitios de la obra, en las zonas más expuestas a fuego, se extrajeron un total de 6 corazones de concreto con el objeto de someterlos a carga de rotura y calibrar los equipos de ultrasonidos.

Los ensayos de rotura, reducidos a término de cilindro típico, dieron resultados entre un mínimo de 316 kg/cm² (4.500 psi.) y un máximo de 400 kg/cm² (5.700 psi.). La obra había sido construida con un concreto de especificación 352 kg/cm² (5.000 psi.), sin embargo, el diseño se había efectuado asumiendo 281 kg/cm² (4.000 psi.) como carga de rotura. Por consiguiente estos ensayos indicaron que no se había perdido capacidad en las estructuras correspondientes.

ESTUDIO DEL CONCRETO POR ULTRASONIDOS.

Una vez calibrado el equipo de ultrasonido, se efectuó un control masivo de todas las columnas en todos los pisos y de gran parte de las estructuras de los Sistemas A y B. Se efectuaron un total de 1.500 registros tendientes a controlar resistencia y detectar posibles fisuras internas.

Los resultados fueron muy satisfactorios, no se registraron resistencias inferiores a 316 kg/cm² (4.500 psi.). No se detectaron fisuras.

Particularmente interesante fue la aplicación de ultrasonido a la viga de fachada del Sistema B que fue más severamente expuesta al fuego. Se efectuaron registros cruzados según las diagonales, a todo lo largo de la viga. Los registros resultaron absolutamente homogéneos sin indicar diferencia alguna entre un sentido y su perpendicular, lo cual habría sido índice de anomalías en funcionamiento a esfuerzos diagonales.

CONTROL DE LAS FUERZAS DE TENSIONAMIENTO ACTUALES DE LOS CABLES TENSIONADOS.

Se construyó el aparato mostrado en la Figura 12 para medir la fuerza de tensionamiento en los cables mediante el registro de la fuerza necesaria para producir cierta deflexión en el cable mismo. Se hicieron aplicaciones en la viga de fachada del piso 19, en las vigas cantilever, en varias viguetas y en la placa de cubierta localizada sobre las cerchas metálicas prácticamente destruidas por el fuego.

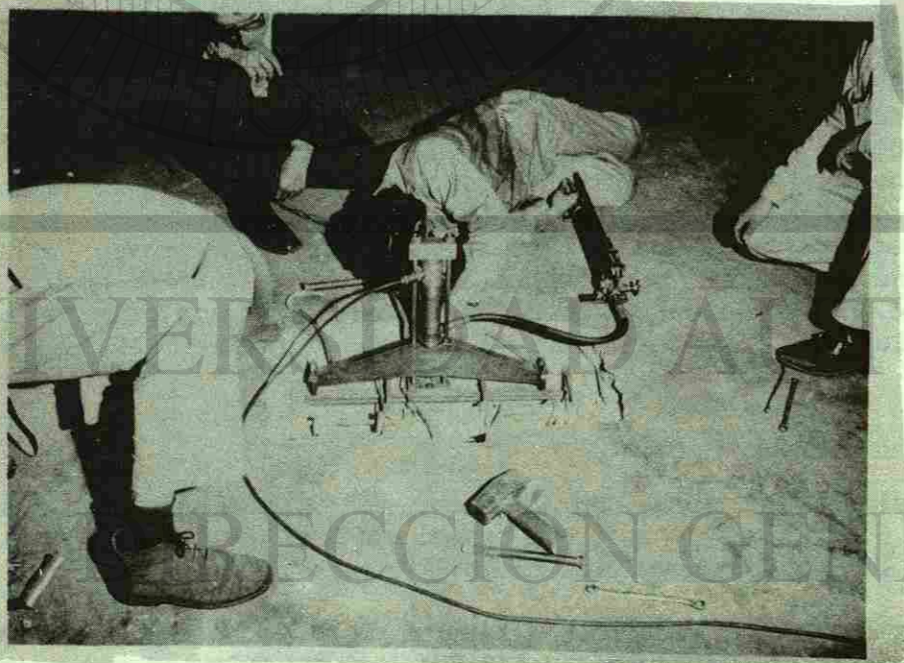


Fig. 12.- Aparato construido para medir la tensión en los cables de las vigas postensionadas.

Viga de Fachada.

Se demolió una zona de concreto, se destruyó el tubo flexible, se limpió el concreto de la inyección hasta dejar 2 torones al descubierto. En ese punto el fuego había destruido el recubrimiento y el tubo flexible había quedado parcialmente expuesto. Cada tendón había sido tensionado a 15,120 kg (28.000 lbs.) de indicación de manómetro, y teniendo en cuenta las pérdidas iniciales por bloqueo de anclaje, las de fricción y las pérdidas varias en el transcurso del tiempo debía registrarse una fuerza mínima de 10,800 kg (20.000 lbs.) por torón para cumplir con las hipótesis de diseño. Se registró una fuerza de 12,960 kg (24.000 lbs.).

Vigas Cantilever.

Se aplicó el mismo tratamiento descubriendo los torones.

En este caso, también, cada torón había sido tensionado a 15,120 kg (28.000 lbs.) de manómetro para lograr una fuerza, en el sitio del ensayo, a tiempo infinito y hechas todas las deducciones, de 9,450 kg (17.500 lbs.) mínimo. Este valor es menor que el correspondiente señalado antes para las vigas de fachada ---- 10,800 kg (20.000 lbs.), en cuanto las pérdidas por fricción son aquí afectadas por una curvatura total de + 25° muy superior a la de las vigas de borde. Los registros fueron: en un caso 9.610 kg (17.800 lbs.) y en el otro 9.396 kg (17.400 lbs.). Estos ensayos, habiéndose practicado en las vigas de borde y cantilever más expuestas a fuego, demostraron que en estas estructuras el funcionamiento de los cables postensionados continuaba siendo satisfactorio.

Viguetas.

Para la prefabricación de estas viguetas los torones habían sido pretensionados en banco a 13,500 kg (25.000 lbs.). El diseño de las viguetas había sido hecho asumiendo una fuerza final a tiempo infinito del torón de 10,800 kg (20.000 lbs.). Sin embargo, se había sobrediseñado en forma tal que aún una fuerza tiempo infinito de 9,180 kg (17.000 lbs.) es aceptable para un buen funcionamiento estructural. Los registros de fuerzas actuales se hicieron demoliendo el flange inferior de las viguetas y parte del alma, hasta libertar un trayecto de torón de aproximadamente 61 cm (2 pies) de longitud. Los resultados fueron:

- En una vigueta fuertemente expuesta a fuego, con flange destruido, condiciones que se presentan en la obra solamente en dos casos, se registró una fuerza de 5,940 kg (11.000 lbs.).
- En una vigueta en condiciones medianas malas, como puede en primera aproximación considerarse que se encuentran el 20% de las viguetas de toda la obra, se registró una fuerza de 9,450 kg (17.500 lbs.).
- En una vigueta de condiciones similares que fue sometida al ensayo de carga, se registró una fuerza de 8,640 kg (16.00 libras).

Con base en estos resultados puede concluirse que el aspecto de los daños al concreto causados por el fuego, es índice bastante seguro y predominante de las condiciones de estabilidad. Cuando el concreto se presenta con aspecto aceptable, puede garantizarse que el acero de alta resistencia que contiene no ha sufrido en

forma importante ni en sus características mecánicas ni en su estado de tensión.

Placa de Cubierta.

Se efectuaron los registros para un cable longitudinal y uno transversal. -- El concreto en los dos sitios estaba bastante destruido y en el caso del cable longitudinal se había perdido el recubrimiento en forma tal que la coraza había quedado expuesta a la acción del fuego. Se trataba del único sitio en el cual se presentaba esta situación. Estos cables, formados por una combinación de 8 torones de 64 mm (1/4"), debía tener según diseño, una fuerza de 17,820 kg (33.000 lbs.). En el caso del cable con coraza expuesta al fuego se registró una fuerza de 15,660 kg (29.000 lbs.) y en el otro caso, en el cual seguía existiendo un recubrimiento de 25 mm (1"), se registraron 21,600 kg (40.000 lbs.).

Vale la pena señalar que en todos los casos en que se efectuaron estos registros a cables postensionados, siempre se encontró el torón en buenas condiciones, sin rastro alguno de oxidación.

PRUEBAS DE RESPUESTA DINAMICA.

La prueba de respuesta dinámica fue ideada y desarrollada por la oficina de Wiss Janney Elstner y Asociados de Chicago, y esta técnica ha sido usada con muy buenos resultados por esta oficina para valorar la integridad de estructuras deterioradas por diferentes causas. La teoría es sencilla: si un peso conocido se deja caer desde una altura determinada sobre un miembro estructural, este miembro se deflecta y vibra. Un sensor de desplazamiento y tiempo fijado al miembro estructural, mide la amplitud de la vibración, la frecuencia y las características de amortiguamiento de la vibración. Los cambios en las propiedades del material, área de sección, longitud del miembro, o cambios en las condiciones de soporte -- afectan la respuesta del miembro que es medida por el sensor de desplazamiento y tiempo. Por consiguiente, si fuego u otro tipo de deterioración causa algún daño al miembro estructural, la técnica de la respuesta dinámica refleja el grado de daño del miembro estructural. En el proyecto del Edificio Avianca, los pisos inferiores que no fueron sometidos al fuego, sirvieron de referencia para la medida cualitativa de los daños en los pisos afectados por el fuego.

Gracias a la combinación de pruebas dinámicas, pruebas de ultrasonido, y -- pruebas de los materiales estructurales, la posibilidad de reemplazo de los pisos estructurales se bajó de 75% a 30%.

Las pruebas de respuesta dinámica mostraron una reducción en la rigidez estructural de las viguetas prefabricadas, que combinado con fisuras presentaban -- una condición estructural delicada, a pesar de que pruebas mostraban fuerzas satisfactorias en los tendones de las viguetas prefabricadas. Por tal motivo, seis áreas de pisos de viguetas prefabricadas fueron escogidas para pruebas de carga. A pesar de que las pruebas demostraron suficiente capacidad de carga, también mostraban falta de continuidad en los soportes de las viguetas.

Los resultados de las pruebas de carga en las seis áreas críticas escogidas, redujeron la posibilidad de reemplazo de los pisos estructurales de 30% a un porcentaje final del 7%.

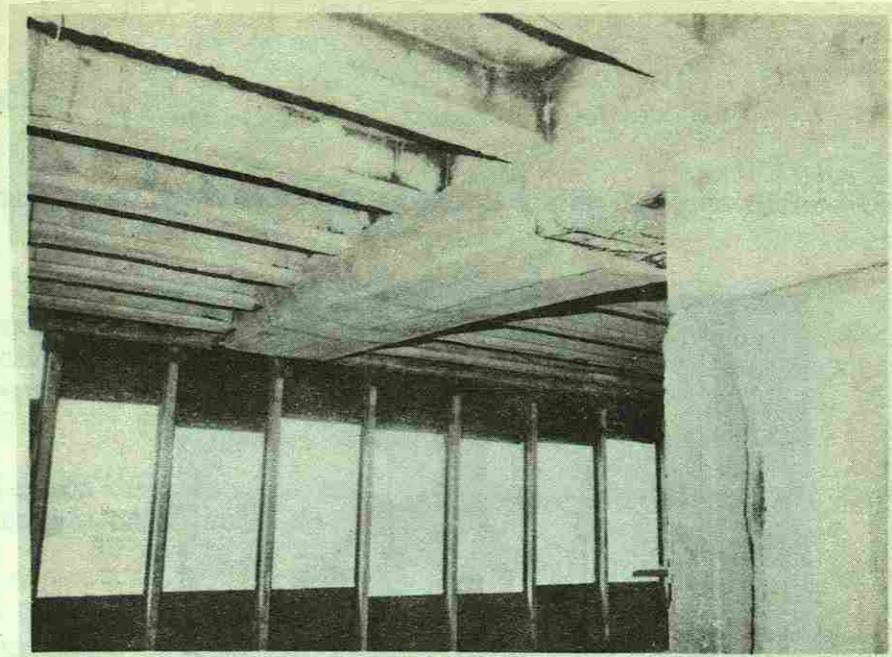


Fig. 13.- Reparación de una de las vigas de cantilever.



Fig. 14.- Reparación de una de las placas macizas.

5. REPARACION.

Los trabajos de reparación se organizaron en 3 fases diferentes:

Fase 1

Reconstrucción del recubrimiento en las zonas en que se había perdido. En algunos casos se aplicó simplemente como un relleno en otros casos fue colado "in situ." La superficie fue preparada con Colma Fix Primer de Sika, para mejorar la adherencia.

En los casos de colado se realizó algún anclaje mecánico. La figura 13 muestra la reparación de un cantilever.

Fase 2

Reconstrucción de la zona central en placa maciza en los pisos típicos. La figura 14 ilustra el trabajo.

Primero se demolió el concreto de alrededor de las viguetas longitudinales que soportan la placa maciza central, tal como muestra la figura 15; luego se demolió total o parcialmente la placa y finalmente secoló quedando la reparación efectuada tal como muestra la figura 16.

El objeto de este trabajo, además de restituir condiciones satisfactorias locales, fue de restituir amarre de conjunto a los pisos y columnas.

Fase 3

Los ensayos de carga indicaron en general condiciones aceptables de estabilidad de las placas, pero una grande flexibilidad de las mismas lo cual implica condiciones no muy satisfactorias de habitabilidad.

Para compensar este defecto se proyectó el sistema de rigidez ilustrado en la figura 17. Su diseño se efectuó buscando de reducir al 50% de su valor actual las deformaciones producidas por la carga viva.

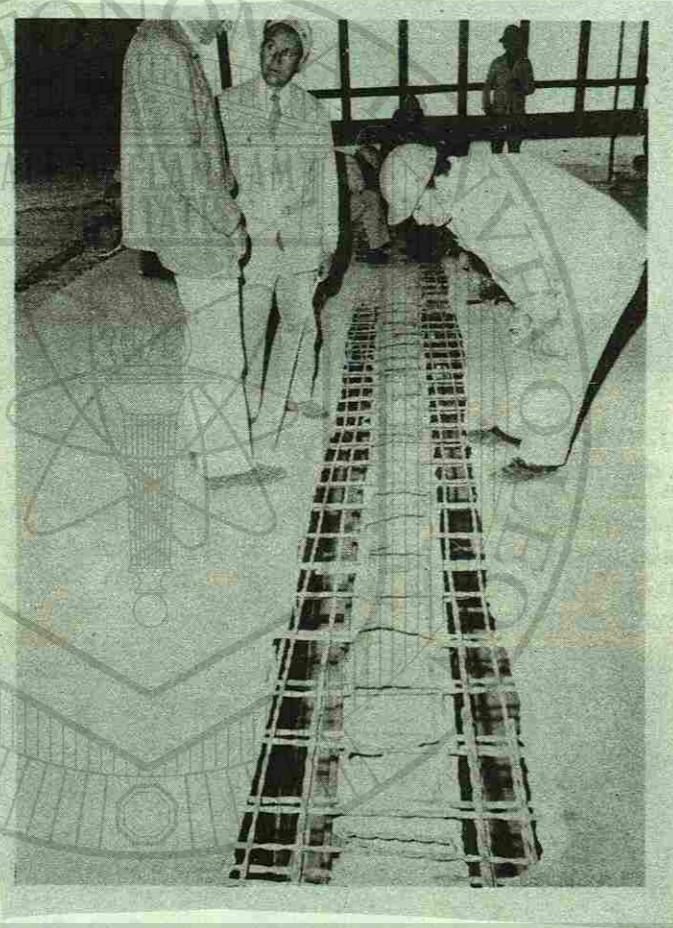


Fig. 15.- Reparación de las viguetas prefabricadas para obtener continuidad con la placa.

6. CONCLUSIONES.

Creemos que la respuesta de la estructura al incendio fue bastante satisfactoria. Consideramos que los factores más importantes de esto fueron:

- El sistema estructural fundamental llamado al principio Sistema A es integrado por un número reducido de miembros de grandes dimensiones. Estas grandes dimensiones ofrecen de por sí una defensa satisfactoria contra el fuego.
- El sistema de postensionamiento basado en cables con coraza metálica e inyectados. Se pudo observar que en los casos en que la coraza fue expuesta a fuego directo, resistió satisfactoriamente defendiendo así la inyección de cemento y ésta a su vez el cable.
- Los detalles constructivos que habían sido estudiados para asegurar continuidad entre elementos prefabricados y partes coladas "in situ". Gracias a estos detalles no se presentó en ningún caso desprendimiento de prefabricados; en dos casos éstos llegaron a su destrucción, pero siguieron firmes en su sitio gracias al fuerte anclaje a las estructuras que los soportan.

Los trabajos de reconstrucción se completaron con éxito, y el Edificio Avianca se encuentra en servicio gracias a la colaboración y al trabajo de conjunto de los diferentes grupos que participaron en este proyecto.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil graduado en la Universidad de Illinois, ha desempeñado el puesto de Ingeniero de Proyectos en "The Engineers Collaborative" (1960-64); Gerente de la Planta en "Reticular Concrete Structures" (1964-68); Ingeniero de Ventas de "Material Service Corporation, Division of General Dynamics" (1968).

Es miembro de la junta Directiva de la Asociación de Ingenieros de Estructuras del Estado de Illinois, Vice-presidente del ACI-Sección Chicago, miembro del PCI, del Comité de Edificios Altos de Chicago y miembro de varios comités de ACI.

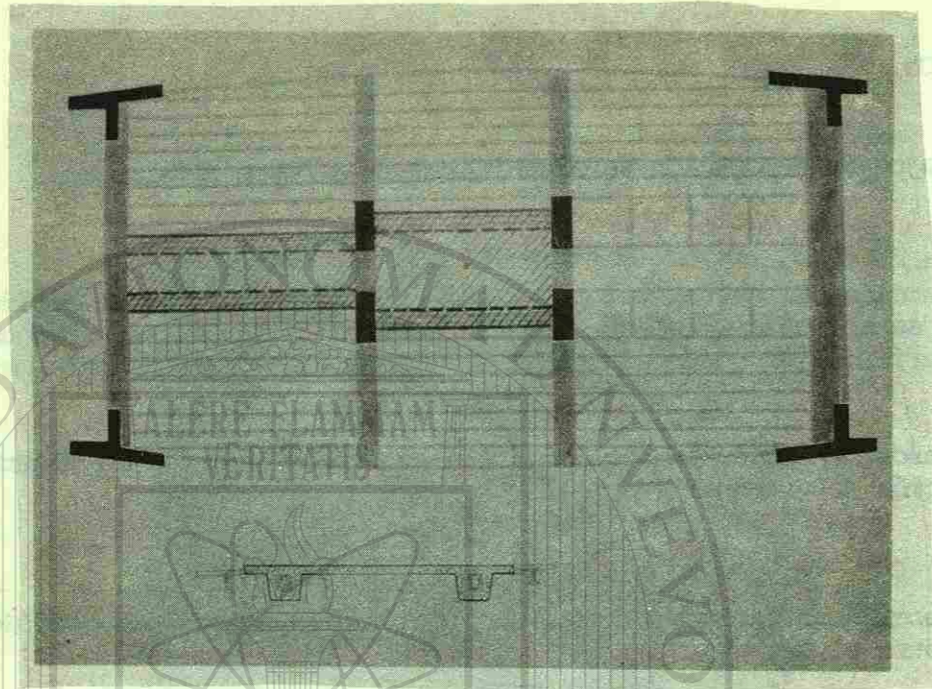


Fig. 16.- Reparación de la placa maciza central.

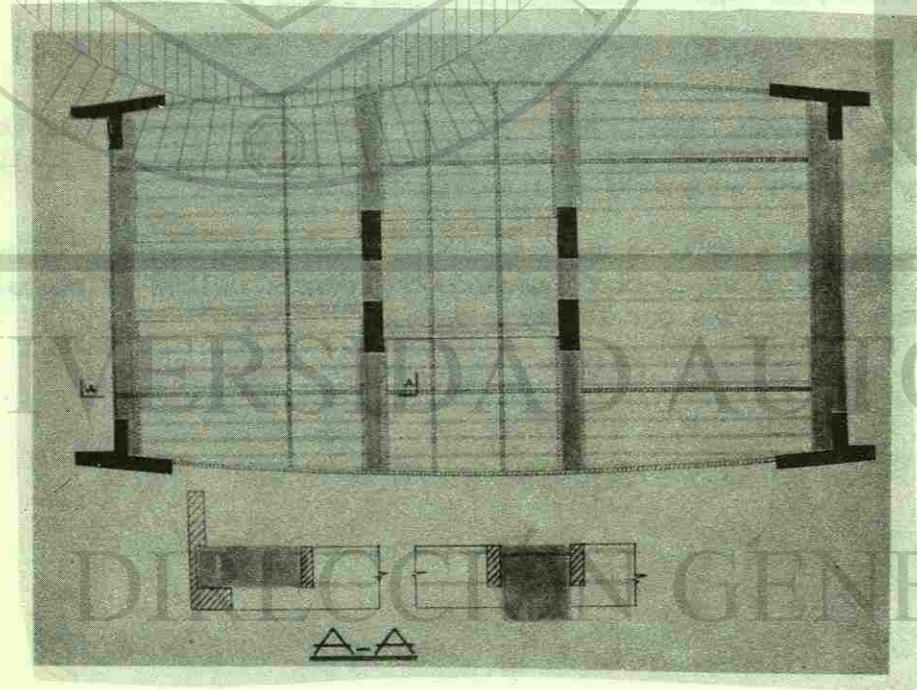
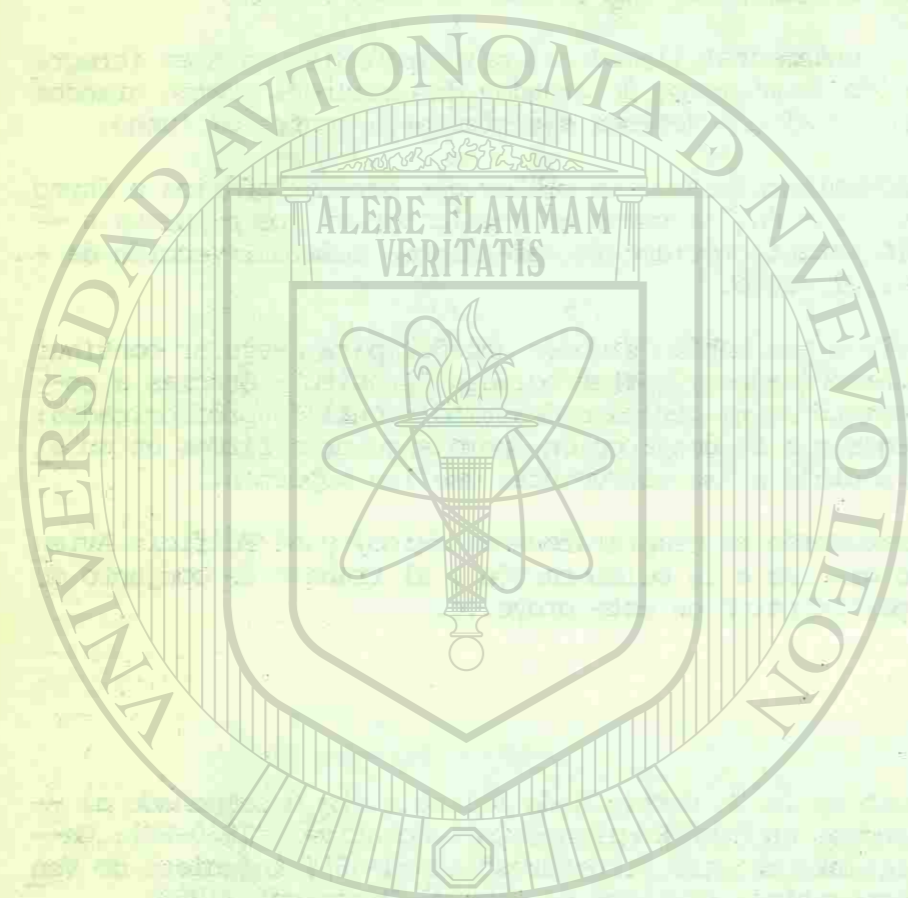


Fig. 17.- Sistema de rigidez para reparar pisos muy elásticos.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LAS PROPIEDADES DE CEMENTOS HECHOS CON CENIZA DE CASCARA DEL ARROZ

Dr. P. K. Mehta*

RESUMEN

La ceniza de la cáscara de arroz conteniendo sílice en forma reactiva parece ser ingrediente excelente de cementos de cal con ceniza de cáscara de arroz o de cementos Portland con ceniza de cáscara de arroz. Las propiedades de los dos tipos de cementos se investigaron por medio de los procedimientos normales de ensaye ASTM. Debido a una demanda relativamente alta de agua, el cemento de cal con ceniza de cáscara de arroz desarrolló resistencia a la compresión más baja; sin embargo, las características de resistencia se consideran adecuadas para trabajos generales de albañilería. El cemento Portland con ceniza de cáscara de arroz con teniendo 50% de ceniza, demostró resistencia a la compresión considerablemente más alta que el cemento Portland de control aun en edades tempranas de 3 a 7 días. Información de ensayos se presenta para demostrar que una propiedad única de los cementos conteniendo ceniza de cáscara de arroz, es su excelente resistencia a los ácidos orgánicos y minerales diluidos. También se reportan los resultados de investigaciones sobre la efectividad del cemento Portland de ceniza de cáscara de arroz para reducir el aumento en volumen adiabático en el concreto masivo, como la expansión debida a la relación de los silicatos-alcalinos, cuando cementos Portland altos en contenido alcalino se utilizan en combinación con agregados reactivos.

* Profesor en Ciencias de Ingeniería del Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de California en Berkeley, California.

INTRODUCCION.

En instalaciones centralizadas de molienda de arroz, el desechar la cáscara del arroz es usualmente un serio problema. Una tonelada de arroz produce 200 kg. de cáscara, la cual, siendo de muy baja densidad, requiere gran espacio para almacenamiento y acarreo. Debido a su insignificante contenido en proteína, no es adecuada para pastura. La alta cantidad de ceniza y lignina presente en la cáscara la hace inadecuada como material económico en la elaboración de productos celulósicos. Un método conveniente para la eliminación de la cáscara es quemándola en el campo o utilizarla como combustible en generadores de vapor. La operación de quemarla, produce grandes cantidades de ceniza, o sea un 20% por peso de cáscara. Esta ceniza consiste esencialmente de sílice el cual está en forma relativamente inerte y no es útil para fines agrícolas o industriales.

En un proceso patentado, el autor (1) describió las condiciones bajo las cuales es posible incinerar la cáscara de arroz de tal manera que la ceniza resultante contiene una forma de sílice altamente reactiva. Entre otros usos, esta ceniza de sílice reactiva se ha encontrado que es una materia prima adecuada para la elaboración de cementos hidráulicos bastante económicos. El cemento Portland, el cemento hidráulico más ampliamente utilizado actualmente, se fabrica por medio de la pulverización fina de clinker de silicatos de calcio, producidos por el calentamiento de una mezcla de materia prima de materiales calizos y silíceos a 1400-1600°C. Sin embargo, cementos hidráulicos satisfactorios se pueden hacer de ceniza de cáscara de arroz reactiva, simplemente mezclando la ceniza previamente molida o intermezclando y moliendo la ceniza con un material calcáreo como cal viva o cal hidratada. Los cementos de cal y ceniza de cáscara de arroz desarrollaron resistencias adecuadas para mamposterías, aplanados y muchas aplicaciones estructurales. Cementos demostrando alta resistencia inicial, mayor durabilidad y mejor resistencia máxima que el cemento Portland, se hacen mezclando la ceniza reactiva de cáscara de arroz con el cemento Portland ordinario.

MATERIALES.

Ceniza de Cáscara de Arroz.- De acuerdo con el método expuesto en la Patente de los Estados Unidos (1), la ceniza utilizada en esta investigación se hizo en un horno industrial descrito por Mehta y Pitt (2). El análisis químico de la ceniza mostró que consistía típicamente de 80-95% SiO₂, 1-2% K₂O, y el resto formado esencialmente de carbón sin quemar. El análisis de difracción por rayos X de la ceniza mostró que el sílice estaba presente en estado amorfo. El material se pulverizó fácilmente y mostró una área superficial de 50 a 60 m²/g por medio de absorción de gas.

Materiales Calcáreos:- Fueron utilizados para hacer cementos de cal y ceniza de cáscara de arroz, Ca(OH)₂ de tipo industrial y CaO con un 99% de pureza. Cementos Portland de ceniza de cáscara de arroz fueron hechos con cemento Portland tipo ASTM II/III. La composición química del cemento se muestra en la tabla 1.

Cementos de Ceniza de Cáscara de Arroz:- Los cementos mezclados se hicieron introduciendo en una batidora de laboratorio la ceniza previamente pulverizada en molino de bolas, con una proporción adecuada de agente calcáreo como cal o cemento Portland. Los cementos mezclados antes de pulverizarse se hicieron por medio

TABLA 1.- COMPOSICION QUIMICA DEL CEMENTO PORTLAND

	Porcentaje
SiO ₂	22.36
Al ₂ O ₃	3.75
Fe ₂ O ₃	2.10
CaO	65.89
MgO	1.77
SO ₃	2.29
C ₃ S	63.5
C ₂ S	16.3
C ₃ A	6.4
C ₄ AF	6.4
Blaine, cm ² /g	4800

de un molino de bolas de laboratorio donde la mezcla de ceniza de cáscara de arroz y un material calizo dado, como cal viva o hidratada se molieron durante dos horas.

PROPIEDADES DE CEMENTOS DE CAL Y CENIZA DE CASCARA DE ARROZ.

En la tabla No. 2 se muestra información sobre la resistencia a la compresión de algunos cementos de cal y ceniza de cáscara de arroz por el procedimiento de ensaye estándar ASTM C109. Se puede concluir de esta información que la resistencia de los dos cementos ya sea mezclados después de pulverizarse o mezclados antes de la pulverización conteniendo ya sea CaO ó Ca(OH)₂ son adecuados para trabajo general de mamposterías. Se hace notar que las especificaciones Estándar ASTM para cementos de mamposterías, C 91 requieren resistencia de 35 kg/cm² (3.45 MPa) a los 7 días y 63 kg/cm² (6.21 MPa) a los 28 días.

De hecho, los morteros con relación A/C igual a 0.5 hechos con cemento mezclado y luego pulverizado conteniendo 20% de CaO ó 25% de Ca(OH)₂ en peso, deberían ser satisfactorios para muchas aplicaciones estructurales, porque las propiedades de resistencia a 3, 7 y 28 días de estos cementos se aproximan mucho a los

TABLA 2.- RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CUBOS DE MORTERO HECHOS DE CEMENTO DE CAL CON CENIZA DE CASCARA DE ARROZ.

COMPOSICION DEL CEMENTO		METODO DE PROCESADO	RESISTENCIA A LA COMPRESION			
CaO/Ca(OH) ₂	Ceniza/cal (en peso)		A/C	3 días	7 días	28 días
CaO	80:20	2	0.50	105 (10.4)	246 (24.2)	361 (35.4)
CaO	70:30	2	0.65	49 (4.8)	144 (14.1)	252 (24.7)
CaO	70:30	1	0.70	25 (2.5)	85 (8.3)	153 (15.0)
Ca(OH) ₂	75:25	2	0.50	77 (7.6)	200 (19.6)	293 (28.7)
Ca(OH) ₂	70:30	2	0.57	46 (4.5)	169 (16.6)	250 (24.5)
Ca(OH) ₂	70:30	1	0.77	35 (3.5)	130 (12.8)	204 (20.0)

* Mezclado de los materiales previamente pulverizados por separada.

** Pulverizado de los materiales que previamente se mezclaron.

cementos Portland comerciales ASTM tipo I/II. La especificación estándar ASTM para el cemento Portland Tipo I (C-150) requiere un mínimo de resistencia de 127 kg/cm² (19.3 MPa) a los 7 días. Una de las razones para la baja resistencia en los compuestos de cementos de cal con ceniza de cáscara de arroz que se muestran en la tabla 2, es su demanda de agua relativamente alta.

En general, en los cementos de cal con ceniza de cáscara de arroz se encontró que tienen un fraguado muy rápido. Sin embargo, juzgando por el ensaye de expansión en autoclave de acuerdo con ASTM, su característica de sanidad fue normal. Una propiedad única de los cementos hechos con ceniza de cáscara de arroz, es su durabilidad superior a los ácidos diluidos. Esto se trata en detalle en seguida.

PROPIEDADES DE CEMENTOS PORTLAND CON CENIZA DE CASCARA DE ARROZ.

Por medio de ensayes preliminares se estableció que no hubo diferencia significativa en el comportamiento mecánico, ya sea que una mezcla particular de cemento de ceniza de cáscara de arroz fuera mezclada una vez pulverizada o pulverizada previamente mezclada. Las propiedades que se reportan son de tres cementos Portland con ceniza de cáscara de arroz producidos mezclando la ceniza de cáscara de arroz pulverizada con cemento Portland del Tipo II en proporciones tales, que la proporción en peso, de ceniza a cemento Portland fue de 30:70, 50:50 ó 70:30. Las muestras fueron identificadas como B-30, B-50 y B-70, respectivamente.

En la tabla No. 3 se muestra la información de la resistencia a la compresión obtenida por medio del Procedimiento Estándar de ensaye ASTM C-109. Aun cuando los ensayes normales de consistencia mostraron un requerimiento de agua más alto para cementos de ceniza de cáscara de arroz que el cemento Portland, de control, se utilizó una relación agua-cemento fija de 0.5 para fabricar los morteros.

TABLA 3.- RESISTENCIA A LA COMPRESION DE CUBOS DE MORTERO HECHOS DE CEMENTO PORTLAND CON CENIZA DE CASCARA DE ARROZ (ASTM C-109).

Tipo de Cemento	RESISTENCIA A LA COMPRESION, kg/cm ² (MPa)			
	3 días	7 días	28 días	90 días
B-30	330 (32.4)	470 (46.2)	607 (59.5)	660 (64.8)
B-50	270 (26.5)	404 (39.6)	595 (58.4)	627 (61.5)
B-70	248 (24.4)	366 (35.9)	442 (43.3)	518 (50.9)
Cemento Portland (control)	231 (22.7)	336 (33.0)	438 (43.0)	493 (48.4)

han encontrado numerosas aplicaciones de campo en Estados Unidos en la industria química y de combustibles.

Los datos de resistencia a la compresión que se muestran en la tabla 3 indican que el cemento Portland con ceniza de cáscara de arroz que contenía 70% poseía un desarrollo de resistencia similar al cemento Portland de control. Sin embargo, mostraron mayores resistencias que los cementos Portland de control, aun en edades tempranas de 3 y 7 días. Comparando el cemento B-30 con el cemento Portland de control, los especímenes fabricados con cemento B-30 mostraron cerca de un 40% mayor de resistencia a la compresión a las edades de 3, 7 y 28 días y más 30% mayor de resistencia a los 90 días.

La información sobre resistencias muestra que esta ceniza de cáscara de arroz no se puede tratar como una puzolana común. Esta representa un material de sílice excepcionalmente reactivo.

Mehta y Pitt (2) reportaron que fueron posibles mejoramientos adicionales en la resistencia de concretos hechos con cementos Portland de ceniza de cáscara de arroz cuando los silíceos se reemplazan con agregados de piedra caliza.

Los tiempos de fraguado determinados por medio del aparato Vicat (ASTM C191), fueron 205, 150, 60 y 150 minutos para los cementos B-30, B-50 y B-70 y el cemento Portland de control respectivamente. Los valores de expansión en autoclave de los cuatro cementos fueron menores del 0.1%. En ensayos de contracción por fraguado en prismas de concreto de 7.6 x 7.5 x 25.4 mm (3 x 3 x 10 pulg) hechos con 390 kg/m³ (658 lbs/yd³) de cemento y curado durante 28 días en agua con cal, y subsecuentemente almacenados durante 4 meses en aire a 50% H.R. y 21°C (70°F), los concretos conteniendo cemento Portland con ceniza de cáscara de arroz, no mostraron diferencia significativa en la contracción por fraguado.

Una característica importante de los morteros y concretos hechos con cementos con ceniza de cáscara de arroz, es su durabilidad superior en ambientes ácidos. Cementos Portland que contienen un 60% CaO originan productos de hidratación conteniendo cerca del 25% Ca(OH)₂, el cual es el principal responsable de la pobre resistencia al ataque de los ácidos de los concretos de cementos Portland. Por el contrario, los cementos con ceniza de cáscara de arroz conteniendo ya sea cal o cemento Portland pueden tener de 20% a 40% CaO y prácticamente nada de Ca(OH)₂ en productos de hidratación. Cilindros de concreto con relación agua-cemento de 0.4 y hechos con los dos cementos, el cemento Portland Tipo II y el cemento Portland con ceniza de cáscara de arroz conteniendo 35% ceniza de cáscara de arroz en peso, fueron sumergidos continuamente durante un período de 1500 horas en soluciones de HCl o H₂SO₄ al 5%. Los datos de pérdida relativa de peso se obtuvieron a intervalos regulares y aparece graficada en las figuras 1 y 2. En la solución de HCl al 5% donde el concreto de cemento Portland registró 35% de pérdida de peso durante el período de ensaye, el concreto de cemento Portland de ceniza de cáscara de arroz mostró únicamente un 8% de pérdida de peso. Las pérdidas de peso correspondientes en la solución de H₂SO₄ al 5%, fueron de 27% para el concreto de cemento Portland y de 13% para el concreto de cemento Portland, de ceniza de cáscara de arroz. Similarmente los morteros de cemento de cal con ceniza de cáscara de arroz mantenidos dentro de una solución al 1% de ácido acético se han mantenido en excelente condición por más de 4 años, pero los correspondientes morteros de cemento Portland han mostrado un ablandamiento de la superficie y una pérdida de peso substancial en un período de un año. Debido a la calidad superior de resistencia a los ácidos, los cementos de ceniza de cáscara de arroz ya han encontrado numerosas aplicaciones de campo en Estados Unidos, en la industria química y de comestibles.

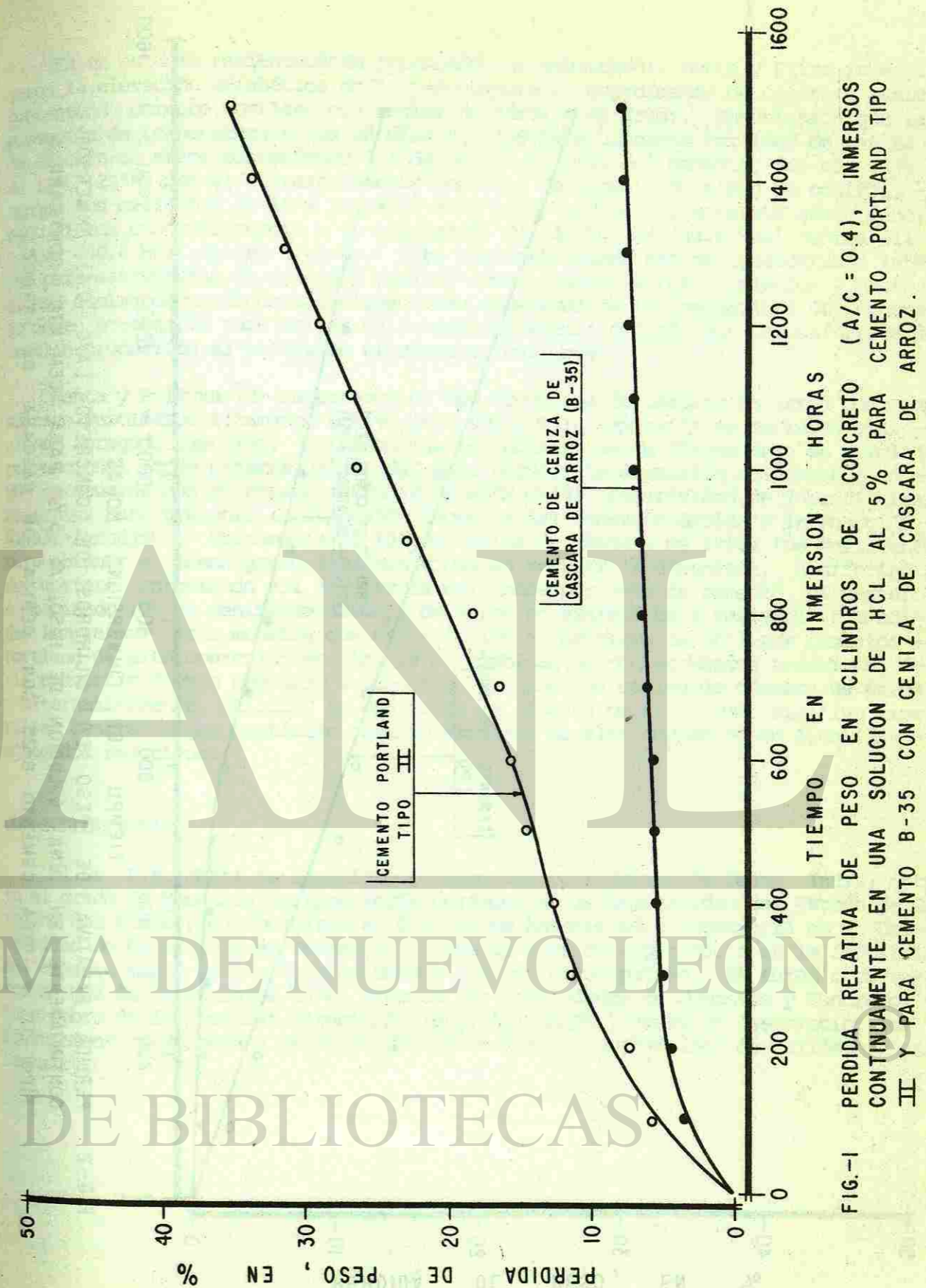


FIG.-1 PERDIDA RELATIVA DE PESO EN CILINDROS DE CONCRETO (A/C = 0.4), INMERSOS CONTINUAMENTE EN UNA SOLUCION DE HCL AL 5% PARA CEMENTO PORTLAND TIPO II Y PARA CEMENTO B-35 CON CENIZA DE CASCARA DE ARROZ.

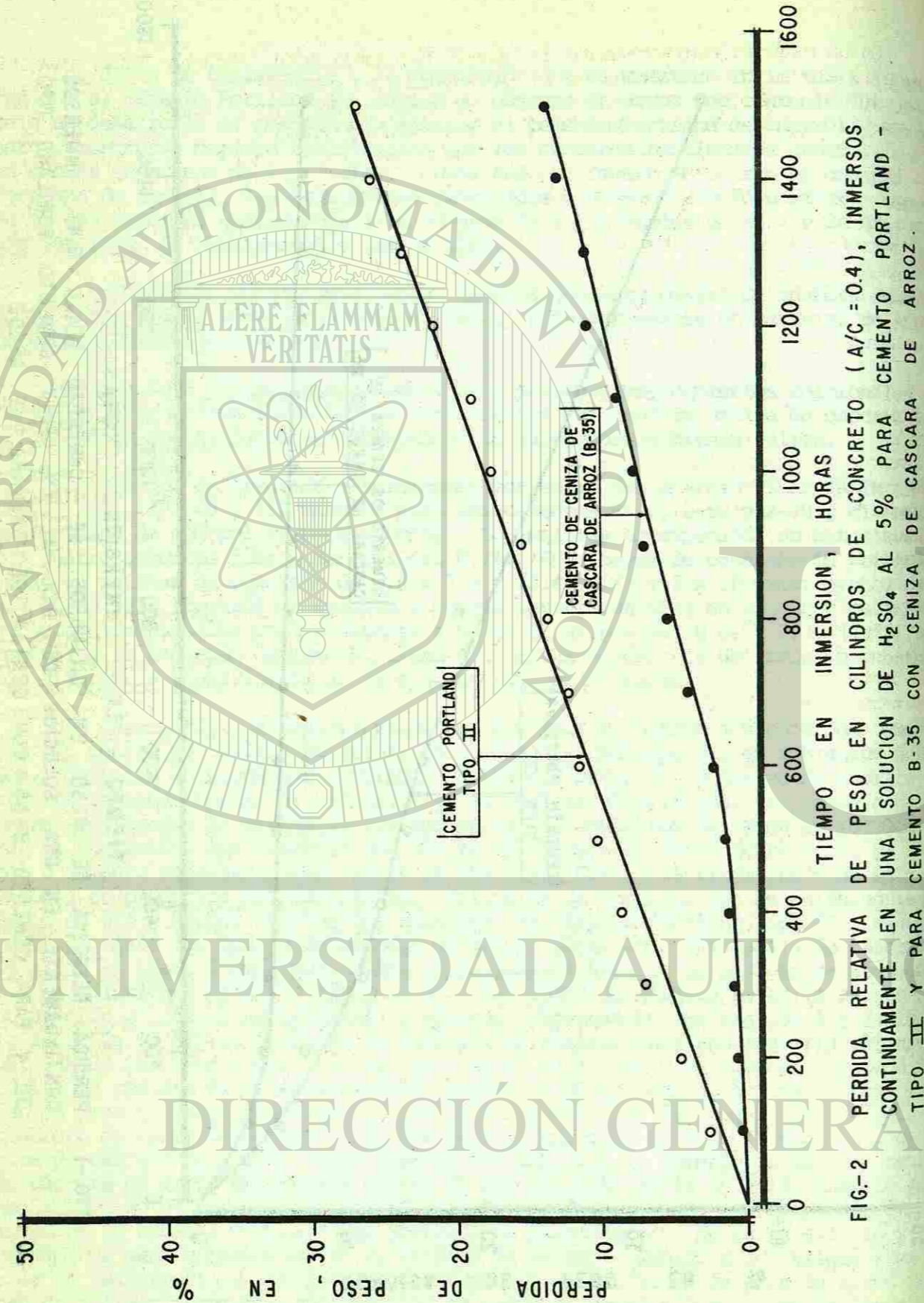


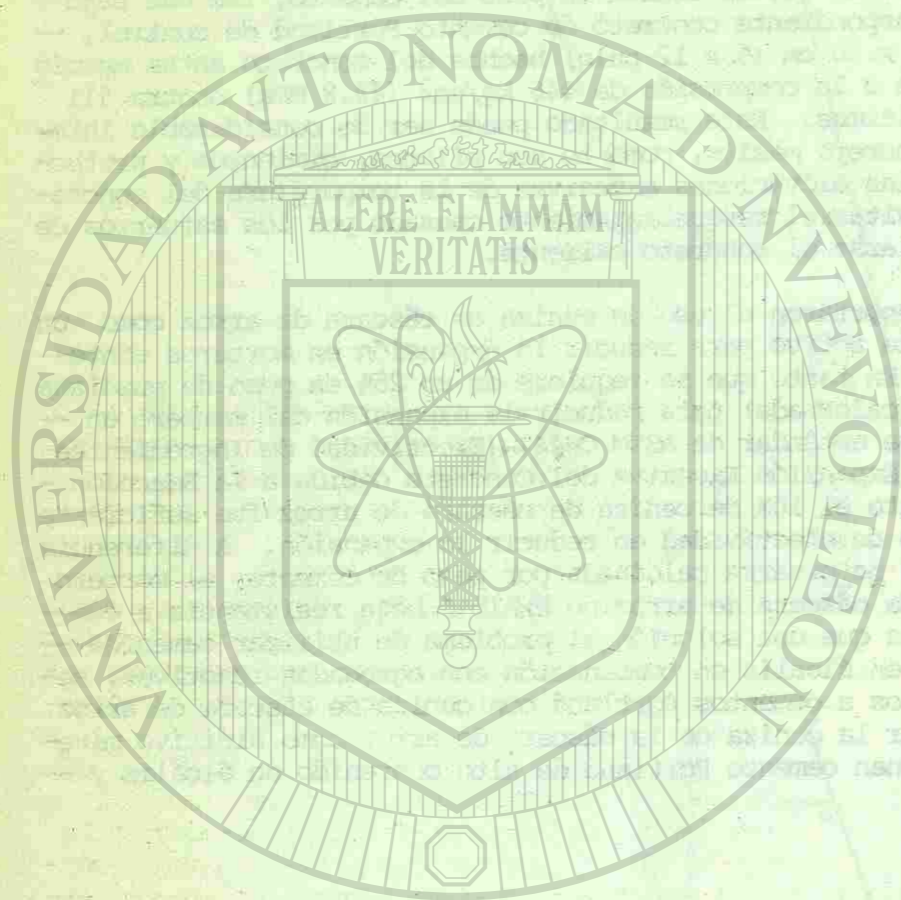
FIG.-2 PERDIDA RELATIVA DE PESO EN CILINDROS DE CONCRETO (A/C = 0.4), INMERSOS EN UNA SOLUCION DE H₂SO₄ AL 5% PARA CEMENTO PORTLAND TIPO II Y PARA CEMENTO B-35 CON CENIZA DE CASCARA DE ARROZ.

En un estudio recientemente terminado (no publicado), Mehta y Pittz investigaron la elevación adiabática de la temperatura en especímenes de concreto masivo conteniendo cemento Portland con ceniza de cáscara de arroz. Encontraron que la elevación de temperatura a los 28 días de edad para concreto Portland de ceniza de cáscara de arroz conteniendo 30% de ceniza en peso del cemento, fue más baja - en 11°C (20°F) que el correspondiente concreto de cemento Portland de control, -- aunque los cilindros de 15 x 30 cm (6 x 12 pulg) hechos del concreto antes mencionado dieron una resistencia a la compresión de 446 kg/cm² (43.8 MPa) contra 411 kg/cm² (40.6 MPa) de los últimos. Este resultado puede ser de considerable interés para estructuras de concreto masivo, como lo son pilotes, cimientos y protecciones nucleares en donde las elevaciones excesivas de la temperatura del concreto deben prevenirse para evitar el resquebrajamiento causado por los esfuerzos de tensión producidos al enfriarse el concreto caliente.

Mehta y Polivka (3) reportaron el uso de ceniza de cáscara de arroz como un aditivo puzolánico altamente activo para reducir la expansión en morteros conteniendo agregado reactivo. En tanto que se requiere de un 25% en peso de puzolana convencional (como pizarra calcinada) para reducir la expansión del mortero un 90% de acuerdo con el ensaye estándar de ASTM C-441 (Efectividad de Ingredientes Minerales para prevenir la Expansión Excesiva del Concreto debida a la Reacción - Alkali-Agregado). Únicamente el 10% de ceniza de cáscara de arroz fue suficiente para obtener el mismo grado de efectividad en reducir la expansión. A diferencia del mortero conteniendo 25% de pizarra calcinada por peso de cemento, el mortero conteniendo 10% de ceniza de cáscara de arroz no exhibió baja resistencia a edades tempranas. Esto muestra que una solución al problema de utilizar cementos -- Portland de alto contenido en álcalis en combinación con agregados reactivos, sería convertir dichos cementos a cementos Portland con ceniza de cáscara de arroz o alternativamente, utilizar la ceniza de la cáscara de arroz como aditivo mineral en concretos que contienen cemento Portland de alto contenido en álcalis y -- agregados reactivos.

CURRICULUM VITAE

El Dr. P.K. Mehta es Ingeniero Químico del Politécnico de Delhi, India; obtuvo el grado de Maestría en Ingeniería Cerámica en la Universidad del Estado de Carolina del Norte y el doctorado en Ciencia de Materiales e Ingeniería en la Universidad de California en Berkeley. Tiene 11 años de experiencia en la industria del cemento tanto en los Estados Unidos como en otros países. Es autor o co-autor de más de 50 trabajos en el área de las Propiedades de Cementos y Concreto. Es miembro de la American Ceramic Society, ACI, ASTM y American Association for Advancement of Science y profesor de ciencias de la Universidad de California en Berkeley.



NUEVO CRITERIO EN LA PRODUCCION DE AGREGADOS LIGEROS PIRO-EXPANDIDOS

Wenceslao X. López*

RESUMEN

La producción de este tipo de agregados empleando métodos tradicionales se ve afectado en su eficiencia y calidad del producto final, por el empleo de combustión adiabática que representa una operación a temperatura variable y por otro lado los requisitos físicos y químicos exigidos por la materia prima empleada, en su elaboración limitan la facilidad de su fabricación.

El nuevo criterio de producción introduce el concepto de combustión isotérmica logrado sobreponiendo la cinética de la reacción con la cinética de combustión, lo que permite conducir el proceso de piro-expansión a la temperatura correspondiente al estado termoplástico del material por expandir, sin variación en la misma.

Reacciones químicas formando silicatos y aluminatos específicos estabilizan el producto final y hacen que este tipo de agregado trabaje por adherencia mecánica y adherencia química simultáneamente. La materia prima en este caso está representada por una gran diversidad de silico-aluminatos naturales excesivamente abundantes en el mundo.

Se darán a conocer una serie de resultados de las pruebas sobre diversos proporcionamientos de concretos ligeros elaborados con estos agregados, de los cuales, un tipo arroja los siguientes valores en sus propiedades principales:

Proporcionamiento.- 320 Kg. cemento/M³ concreto:

Peso volumétrico-----1080 Kg/M³ ®

Resistencia a la compresión (f'_c) 314 Kg/cm²

Módulo Elástico-----Similar al concreto normal

Adherencia-----Similar al concreto normal

* Director del Centro de Investigación en Química Inorgánica de la Universidad de Guanajuato y Profesor Titular en diversas asignaturas en la Escuela de Ciencias Químicas de la Universidad de Guanajuato.

INTRODUCCION

Se pretende con este trabajo dar una idea lo más clara posible, aún cuando sea de carácter general, sobre un nuevo procedimiento que se desarrolla en el Centro de Investigaciones en Química Inorgánica de la Universidad de Guanajuato, para la producción de agregados ligeros piro-expandidos utilizados en la obtención de concretos de bajo peso, de tipo estructural y de resistencia media, sin la presencia de pétreos como grava y arena. El aspecto más relevante en esta exposición corresponde a la presentación de dos nuevos criterios; la Combustión Isotérmica y el empleo de materias primas caracterizadas por la presencia de un compuesto considerado como básico y el cual químicamente corresponde a un silico-aluminato.

Se hará una comparación con los agregados ligeros piro-expandidos tradicionales pero exclusivamente en aquellos aspectos que se encuentran ligados a estos dos nuevos criterios, presentando finalmente dos ejemplos de concretos ligeros con dos tipos de agregados piro-expandidos distintos producidos con materias primas diferentes, pero ambas caracterizadas por la presencia de silico-aluminatos.

De estos ejemplos solo se reportan aquellas propiedades que se consideran como las más representativas de los materiales en cuestión.

DESCRIPCION

Agregados ligeros tradicionales

En un concreto normal los agregados pétreos, grava y arena, se emplean bajo un criterio que podríamos calificar de universal ya que los conceptos y normas bajo las cuales se obtienen y manejan son de carácter general. En cambio en los concretos ligeros producidos a base de agregados de bajo peso, estos agregados se vuelven específicos y cada uno de ellos debe de ser tratado en forma particular tanto en lo que se refiere a su producción como a su control, manejo y forma de aplicación.

De los agregados ligeros encontramos en la literatura fijaremos nuestra atención en aquellos que están sujetos a un proceso de elaboración controlado y al empleo de materias primas de naturaleza inorgánica con una composición y estructura definidas, por considerar que este tipo de agregados es el que ofrece mayores posibilidades de producir un concreto con propiedades razonablemente buenas y mayor control para su empleo, no obstante que en muchos casos se requiere completar estos agregados con grava y arena a fin de lograr concretos con propiedades estructurales satisfactorias. Mencionando como principales representativos de este grupo de agregados los siguientes:

Escoria de Hulla	Cenizas Sinterizadas
Escoria Espumosa	Vermiculita Exfoliada
Arcillas Expandidas	Perlita Expandida

Aún cuando el Sistema de fabricación detallado de cada uno de estos agregados es diferente, todos ellos tienen un factor común en su elaboración motivo por el cual se les ha denominado agregados ligeros Piro-expandidos. Este factor común radica en que las partículas de materia prima a expandir deben ser llevadas a la temperatura en que alcanzan su estado termoplástico, con mayor o menor proximidad al estado de fusión, provocándose una expansión de la partícula de material, originada en el mayor caso de ellos por gases desprendidos de la misma partícula o provenientes de fuentes externas.

En los sistemas tradicionales actualmente empleados para la piro-expansión de agregados ligeros, esta se lleva a cabo mediante un proceso térmico adiabático, que representa una operación a temperatura variable en la que tanto el material a expandir como los gases de combustión van continuamente cambiando de temperatura desde su punto inicial hasta su punto final en los hornos donde tiene lugar la piro-expansión.

Esta forma de operar afecta notablemente la calidad del agregado ligero obtenido, dado que las partículas al expandirse a diferentes temperaturas su estructura y propiedades no son homogéneas, no son las más adecuadas para obtener un buen concreto, mostrándonos la experiencia, la dificultad de producir con este tipo de agregados concretos estructurales que se puedan calificar de verdaderamente ligeros, esto es, con un peso volumétrico que sea por lo menos 50% inferior al de un concreto normal y que simultáneamente alcancen resistencias a la compresión (f_c) que superen los 250 Kg/cm².

A este tipo de proceso hay que agregar que su eficiencia térmica no es alta en virtud de que se trabaja básicamente con el calor sensible de los gases de combustión lo que hace que se requiera un consumo de combustible alto por m³ de agregado ligero producido y además que normalmente los sistemas e instalaciones empleadas para este fin sean bromosas y con un elevado costo.

La producción de agregados ligeros piro-expandidos se enfrentan a otra dificultad adicional a los problemas expuestos respecto a su fabricación y la cual surge de la necesidad de localizar depósitos o fuentes adecuadas de materia prima que cumplan con las exigencias de composición y estructura, así como la de explotabilidad y cuya ubicación sea apropiada de acuerdo con los centros de consumo.

De las consideraciones anteriores podemos concluir que los principales obstáculos que impiden el desarrollo y empleo generalizado de los agregados ligeros piro-expandidos, radican en el proceso y sistema de producción así como en la materia prima, refiriéndose los nuevos criterios que se exponen en este trabajo a una solución a tales dificultades.

Nuevo Criterio Sobre Proceso

Como se expuso anteriormente, para expandir una partícula de material por calentamiento, es necesario llevarla hasta su estado termoplástico, el cual se encuentra comprendido entre el estado de rigidez y el de fusión. Ahora bien, existe un punto entre estos dos estados en el cual las condiciones termodinámicas

cas son óptimas para lograr la expansión más apropiada de la partícula, obteniéndose esta con una continuidad correcta en toda la estructura de la misma, aún cuando dicha partícula en ese punto se expanda al máximo para lograr el mínimo peso volumétrico aparente. Además en virtud de que este punto no corresponde al de fusión no se hace presente la vitrificación indeseable en un buen agregado, ni las contracciones y deformaciones de la partícula que afectaría la calidad del producto final. En resumen podríamos decir que el agregado ligero producido bajo el criterio anterior cualquiera que sea la materia prima empleada presentará las mejores propiedades susceptibles de lograrse con dicha materia prima.

Este punto ideal del estado termoplástico de la partícula, estrictamente hablando se encontraría a una determinada temperatura; pero en realidad la experiencia nos ha mostrado que dicho punto está presente dentro de un rango verdaderamente estrecho de temperaturas, con diferencias del orden de 20°C.

De cualquier manera lo anterior nos lleva a concluir que el proceso de piro-expansión óptimo debe ser conducido a temperatura prácticamente constante o sea isotérmicamente. Para lograr lo anterior se ha establecido un nuevo criterio en los procesos de combustión que es la Combustión Isotérmica.

Combustión Isotérmica

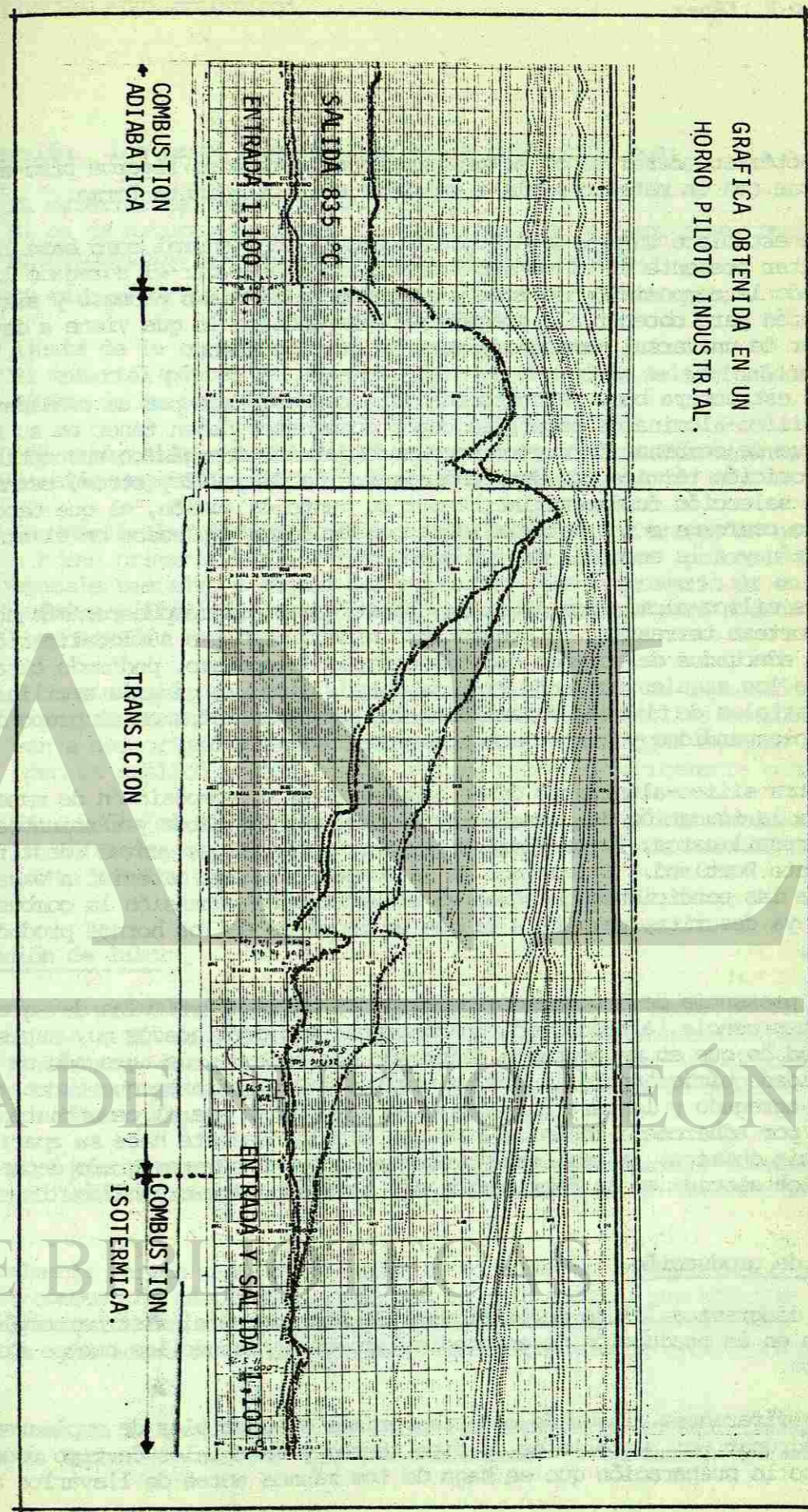
Esta es una combustión controlada que tiene lugar en el interior del horno o reactor donde se lleva a cabo la piro-expansión del mineral de tal manera que el calor generado por la combustión corresponde al calor requerido por el mineral para su piro-expansión en el mismo orden de espacio y tiempo, de manera que haya una sobreposición de la cinética de la combustión con la cinética correspondiente a la piro-expansión, lo que trae como consecuencia que la temperatura permanece constante a través de todo el proceso, permitiendo con ello a las partículas de material permanecer en el estado termoplástico óptimo todo el tiempo de residencia que las mismas requieran para su correcta expansión.

Para lograr el proceso isotérmico anterior es fundamental acondicionar térmicamente tanto la mezcla aire-combustible como el mineral mismo antes de entrar al horno o reactor. El acondicionamiento de la primera requiere de la presencia de una cámara especial, previa al cuerpo del reactor, donde tiene lugar una combustión adiabática parcial de la mezcla aire-combustible en una extensión tal que permita a dicha mezcla elevar su temperatura hasta la de proceso, cuando esta alcance la entrada del reactor y permanecer constante gracias a una serie de combustiones parciales sucesivas controladas mediante la relación aire-combustible en cada una de ellas.

En la gráfica (1) se muestra una combustión adiabática y una isotérmica logradas en un reactor piloto.

Materia Prima

El otro nuevo criterio a que me referiré y que es colateral con la combus-



tión isotérmica descrita en la producción de agregados ligeros piro-expandidos, consierne con la materia prima a expandir en la siguiente forma:

Se establece un tipo de estructura inorgánica general como base la cual debe estar presente en el material destinado a producir el agregado ligero, ajustando la composición de este y sujetándolo al mismo proceso y sistema de producción para obtener el agregado piro-expandido, lo que viene a darle el carácter de universal mencionado para la grava y arena.

La estructura base seleccionada esta representada por un considerable grupo de silico-aluminatos naturales cuyos compuestos deben tener en su constitución agua de combinación u otro compuesto químico inorgánico susceptible de descomposición térmica con desprendimiento de CO₂, SO₂ y otros, estando limitada su selección fundamentalmente por su punto de fusión, el que debe de ser adecuado conforme a los materiales de construcción empleados en el sistema de producción y a la economía del proceso.

Los silico-aluminatos aludidos, constituyen los compuestos más abundantes en la corteza terrestre, no presentando ningún problema su localización en lugares adecuados de acuerdo con los centros de consumo, pudiendo citar como ejemplos los siguientes: todo tipo de barro, una gran gama de arcillas, numerosos materiales de tipo pseudo-perlítico los ya mencionados en el grupo de agregados piro-expandidos y otros muchos compuestos naturales.

Estos silico-aluminatos deben ajustarse en su composición de manera que permitan la formación de pequeñas cantidades de silicatos y aluminatos de calcio, ferrosilicatos, ferroaluminatos y otros compuestos que se identifican en un Cemento Portland. El control de la composición del material a expandir aunado a las condiciones que crea en el reactor de expansión la combustión isotérmica ya descrita, permite a la que se requiere en los hornos productores de clinker.

La presencia de los compuestos aludidos en las partículas de agregado trae como consecuencia la producción de concretos con propiedades muy satisfactorias en virtud de que en un concreto elaborado con este tipo de agregado se establece continuidad química entre la red cristalina del cementante que abraza la partícula de agregado y la partícula misma de tal manera que el cementante no solo trabaja por adherencia mecánica sino que simultáneamente hace su aparición la adherencia química, la cual esta presente en mayor o menor grado dependiendo de la técnica seguida en la fabricación del agregado piro-expandido.

Sistema de producción

El diagrama de flujo de la figura (2) nos muestra el sistema completo empleado en la producción de agregados ligeros aplicando los nuevos criterios descritos.

Las diferentes clases de materias primas susceptibles de emplearse se pueden agrupar en: materiales de tipo térreo y materiales de tipo rocoso siendo básico la preparación que se haga de los mismos antes de llevarlos a la

piro-expansión. Los pasos comprendidos en la producción son:

- A) El material se muele y clasifica:
Si es de naturaleza pétreo la clasificación se hace directamente a las granulometrías que se empleará en la piro-expansión.
Si es tipo térreo se clasifica de modo de ser peletizado.
- B) Ajuste de la composición de la materia prima:
El material pétreo se impregna con los productos seleccionados para el ajuste de su composición.

Los materiales térreos se peletizan agregando simultáneamente las sustancias requeridas para ajustar su composición.
- C) Las partículas de material ya preparadas pasan a través de un reactor u horno primario donde tienen lugar los siguientes procesos o cambios: precalentamiento y secado del material, cambio primario de estructura química y fijación de las sustancias introducidas para ajuste de composición.
- D) A continuación el material penetra en el reactor de expansión donde simultáneamente tiene lugar esta y la formación de los compuestos que van a dar origen a la adherencia química, operándose en este reactor como se explicó anteriormente a temperatura prácticamente constante.
- E) Finalmente el agregado ligero producido en el reactor anterior pasa a un enfriador generalmente de tipo rotatorio de donde sale el producto listo para su empleo.

Recuperación de Calor

Los gases salen del reactor de expansión, después de ceder parte de su calor sensible a fin de precalentar una porción del aire requerido para la combustión isotérmica, pasan al reactor primario para efectuar los procesos que se indicaron tienen lugar en el, lavándose dichos gases antes de salir a la atmósfera para evitar cualquier contaminación ambiental.

El aire procedente del enfriador, donde se ha precalentado a expensas del calor sensible del agregado piro-expandido, se emplea en la combustión isotérmica.

Finalmente merece mención especial la economía de combustible a que da origen la combustión isotérmica, dado que en este caso el proceso que tiene lugar en el interior del reactor de expansión se efectúa a expensas del calor de combustión como acontece en los procesos tradicionales que operan adiabáticamente.

Adicional a la recuperación de calor que representa un bajo consumo de combustible es importante señalar que las condiciones de operación apuntadas reducen

dan en el empleo de equipo sumamente compacto que se traduce en menores inversiones.

Los resultados en las pruebas siguientes con diferentes tipos de materia prima vienen a ejemplificar perfectamente lo expuesto.

SISTEMA PARA PIRO-EXPANSION DE SILICO ALUMINATOS

DIAGRAMA DE FLUJO SIMPLIFICADO

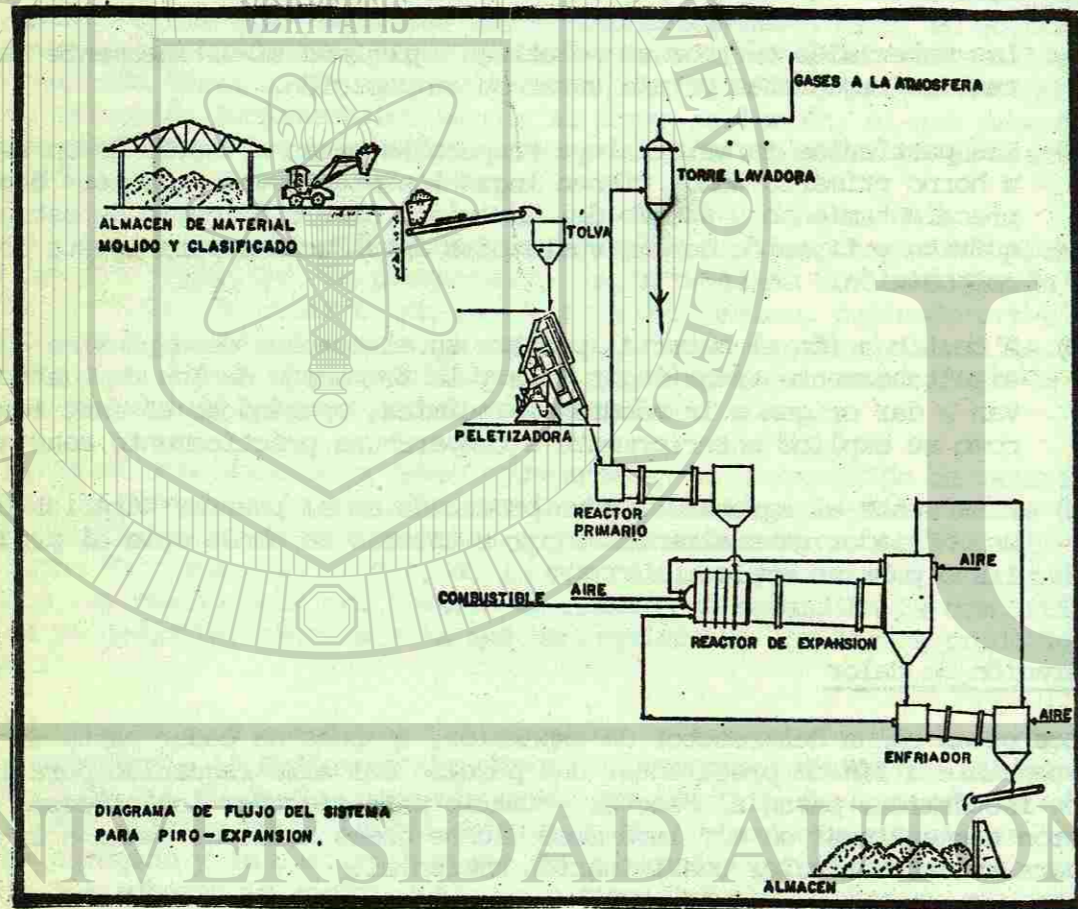


DIAGRAMA DE FLUJO DEL SISTEMA PARA PIRO-EXPANSION.

Primera Prueba

Materia prima a piro-expander: pseudoperlita.

Preparación: sin ajuste composición

Objeto: comprobar el efecto del proceso isotérmico en la calidad de agregado producido sin la formación de silicatos y aluminatos de calcio.

Composición de la materia prima:

SiO ₂	74.1
Al ₂ O ₃	13.3
K ₂ O	4.6
Na ₂ O	3.2
CaO	0.6
S ₂ O ₃	0.1
F ₂ O ₃	0.5
MgO	0.1
P.P. C.	3.5

Resultados:

El producto obtenido a temperatura variable de acuerdo con este trabajo se obtuvo un agregado ligero constituido por partículas bien definidas en forma y estructura y casi exento de polvo.

Propiedades; Agregado:

Peso volumétrico	049kg/m ³	(28 lb/ft ³)
Factor K	0.778 $\frac{\text{cal}}{\text{hr. cm}^2 \text{ } ^\circ\text{C/cm.}}$	(0.627 $\frac{\text{BTU}}{\text{hr. ft}^2 \text{ } ^\circ\text{F/in.}}$)

Concreto: (no estructural)

Proporcionamiento 160 kg. cemento/m³ agregado

Peso volumétrico 0.733 kg./m³ (45.7 lb./ft³)

Factor K 1.61 $\frac{\text{cal}}{\text{hr. cm}^2 \text{ } ^\circ\text{C/cm}}$ ($\frac{1.3 \text{ BTU}}{\text{hr ft}^2 \text{ } ^\circ\text{F/in}}$)

Resistencia a la compresión 5l.
51.5 kg./cm² (758 lb/in²)

Contracción por secado 0.045%

Segunda Prueba:

Materia prima a expander: barro común

Preparación: Peletizado. El material se encuentra ajustado a la composición necesaria.

Objeto: Comprobar el efecto del proceso isotérmico en la calidad del agregado simultaneamente con la formación de compuestos que dan origen a la adherencia química en los concretos.

Composición de la materia prima:

Si O ₂	53
AL ₂ O ₃	11
K ₂ O	2.2
Ca O	8.7
F ₂ O ₃	4.2
S' O ₃	3.8
Mg O	0.2
P.P.C.	15.4

Resultados:

Tratado a temperatura variable según procesos tradicionales, como en el ejemplo anterior el material se fractura produciendo exceso de polvo.

El agregado producido empleando el sistema descrito es uniforme y de una excelente calidad sin polvo.

Propiedades; Agregado:

Peso volumétrico	450 kg/m ³	(28.16/ft ³)
Factor K	0.89 cal/hr cm. ² °C/cm.	(0.72 $\frac{\text{BTU}}{\text{hr. ft}^2 \text{ °F/in}}$)

Concreto (estructural)

Proporcionamiento	320 kg cemento/m ³ agregado.
Peso volumétrico	1080 kg/m ³ (67.3 16/ft ³)
Resistencia a la compresión (f'c)	314 kg/cm ² (4616 Lbs/in ²)
Factor K	2.38 cal/hr. cm ² °C/cm. (1.92 $\frac{\text{BTU}}{\text{hr. ft}^2 \text{ °F/in}}$)

Módulo elástico	Similar al de un concreto.
Adherencia	Similar al de un concreto normal.

Pruebas Múltiples

Se han realizado pruebas de expansión con una gran variedad de barras, con

los que se ha seguido un procedimiento similar al de la segunda prueba, ajustando su composición durante la peletización. Los resultados obtenidos son comparables a los que se obtuvieron en la prueba mencionada.

CONCLUSIONES

Los trabajos hasta ahora efectuados por el Centro de Investigaciones en Química Inorgánica de la Universidad de Guanajuato, tanto en el laboratorio, como en un reactor piloto experimental y en un piloto industrial, han permitido lograr la combustión isotérmica y la producción de agregados de excelente calidad, considerando que esta tecnología podrá llevarse a plantas industriales de alta capacidad en un futuro inmediato. Actualmente se trabaja fundamentalmente en el control de la combustión isotérmica así como de la preparación del material.

Por lo que se refiere a los estudios económicos son positivamente promisorios.

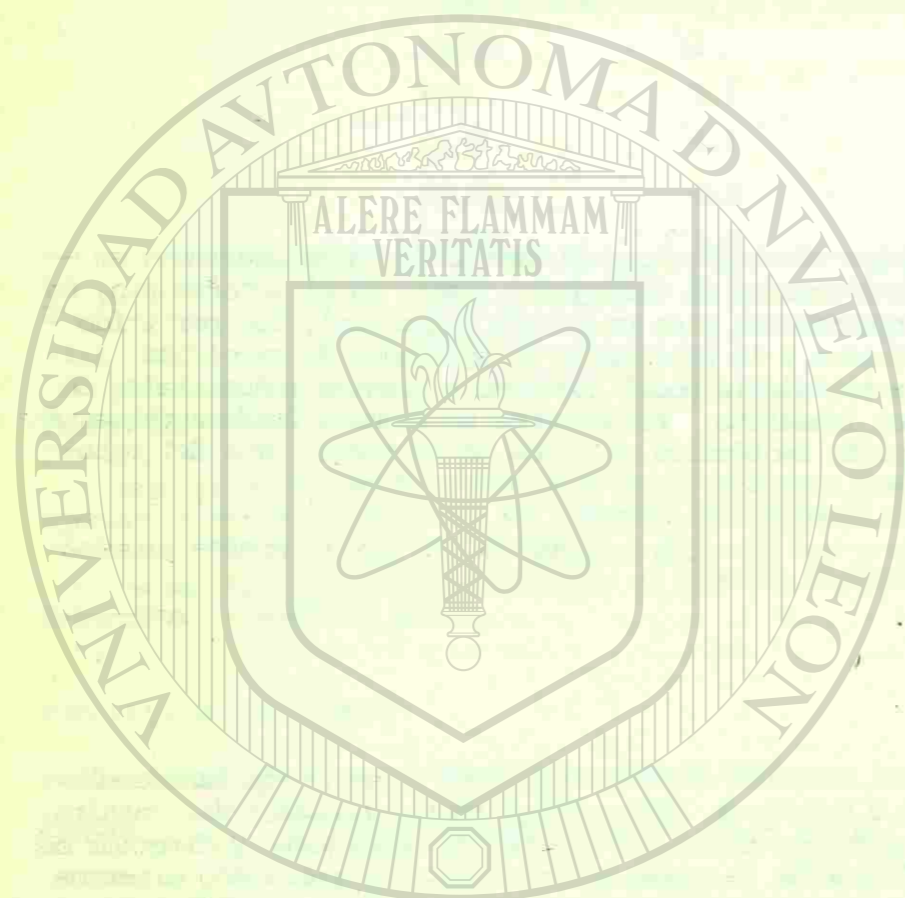
CURRICULUM VITAE

El Sr. López Martín del Campo es ingeniero químico egresado de la Escuela de Ciencias Químicas de la U.N.A.M. en 1950. Fue director fundador del Instituto de Investigaciones Tecnológicas de la Universidad de Guanajuato y director de la Escuela de Ciencias Químicas de la misma universidad. Ha publicado diversos trabajos de investigación relacionados con procesos y beneficios de minerales -- así como diseño y construcción de cámaras reactores de cámaras para procesos termodinámicos y reactores para reacciones químicas.

Ha recibido medalla de oro por servicios prestados a la Universidad de Guanajuato y por la fundación del Laboratorio de Análisis de suelos de la misma Universidad, obtuvo el premio nacional de Tecnología en México en 1976.



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



USO DEL CONCRETO RECICLADO

V. Mohan Malhotra*

RESUMEN

Grandes centros urbanos en Canadá y en los Estados Unidos están notando una creciente dificultad para localizar y desarrollar fuentes de agregado natural para usarse en el concreto. Hay dos razones para ello: primera, el creciente ritmo en la construcción durante las últimas tres décadas ha agotado la mayoría de las fuentes fácilmente accesibles; segunda, la presión por parte de los protectores del ambiente ha afectado notablemente la exploración y explotación de nuevas fuentes. Por lo tanto, éste estudio fue llevado a cabo para investigar la posibilidad para producir agregado a partir de cilindros descartados de ensaye para control del concreto, que normalmente se envían a basureros después de ensayarse.

Una serie de mezclas de concreto de 0.062 m^3 (2.2 pies cúbicos) fueron hechas para abarcar las resistencias bajas, medias y altas. Dos juegos de mezclas fueron hechos para cada nivel de resistencia, un juego consistía en una mezcla de control y una mezcla utilizando agregado grueso preparado a partir de concreto reciclado con un agregado fino de referencia; el segundo juego consistía en una mezcla de control, y una mezcla utilizando agregado fino preparado a partir de concreto reciclado y un agregado grueso de referencia. Especímenes en cilindros y prismas fueron colados con cada mezcla para determinar las propiedades mecánicas del concreto a varias edades, y para estudiar la durabilidad del concreto después de estar expuesto a ciclos de congelado/deshielo.

El análisis de los resultados de ensayos ha mostrado que un concreto satisfactorio puede ser hecho con agregados preparados a partir de concreto reciclado. A mayores relaciones agua/cemento, la resistencia a la compresión y a la flexión de concreto hecho con agregados preparados de concreto reciclado es ligeramente menor que la resistencia del concreto hecho con agregados de referencia; esto se puede sobrellevar con ajustes adecuados en el proporcionamiento de la mezcla. A menores relaciones agua/cemento, la resistencia de los dos tipos de concreto puede ser comparable.

La durabilidad del concreto hecho con agregados preparados a partir de concreto reciclado es comparable con la durabilidad del concreto hecho con agregados de referencia.

* Jefe de la Sección de Materiales de Construcción de la Rama de Minas, Departamento de Energía, Minas, y Recursos de Ottawa, Canadá.

INTRODUCCION

Ciudades metropolitanas, tanto en Canadá como en los Estados Unidos, están sintiendo una creciente escasez de agregados para la industria del concreto. Parece haber dos razones para ello: Primera, el gran volumen de construcción durante los últimos treinta años ha agotado la mayoría de las reservas conocidas de agregados de buena calidad. Segunda, el estar concientes de la necesidad de controlar la contaminación ambiental y la oposición de los ingenieros en ambiente ha desanimado el desarrollo de nuevas fuentes dentro de las áreas metropolitanas. Un estudio reciente (1) comisionado por la Provincia de Ontario sobre la prospectiva oferta y demanda de agregado en la región central de Ontario, llegó a algunas conclusiones alarmantes. El estudio indicó una demanda total de 2.8 billones de toneladas para el año 2000 con un abastecimiento disponible dentro de la región de 3 billones de toneladas (Tabla 1). El estudio concluyó:

"... con las condiciones presentes, la región puede permanecer auto-suficiente en cuanto a agregado mineral quizá durante 15 a 20 años".

Por lo tanto, es de gran importancia el encontrar y evaluar nuevas fuentes de agregado mineral. Una fuente obvia es el concreto desechado, el cual puede ser reciclado para producir agregado. Una búsqueda por toda la literatura disponible reveló poca o ninguna información sobre el tema en América del Norte, excepto en un estudio reciente limitado realizado por el Cuerpo de Ingenieros (2) en el cual fueron reciclados una sección de pavimento de concreto ya descartada conteniendo agregado silicoso y una viga de concreto del laboratorio conteniendo caliza como agregado grueso y arena natural silicosa como agregado fino.

Además de los pavimentos y otros miembros de concreto descartados, otra fuente de agregado es el concreto en la forma de cilindros de ensaye enviados al basurero después de los ensayos de control. Ciertamente que el concreto desechado puede proveer sólo una pequeña proporción de las necesidades totales de la industria del concreto, sin embargo, esta proporción combinada con otros desechos sólidos

TABLA 1

Relación entre oferta y la demanda para los agregados minerales en Ontario Central (Billones de Toneladas)

	Actual potencial de reservas disponibles	Demanda para 1972	Demanda para 2001	Demanda acumulada proyectada para 2001
Arena y grava	1.72	0.030	0.093	1.81
Roca triturada	1.00	0.013	0.037	0.73
Total	2.72	0.043	0.130	0.20

compatibles puede proveer en ciertas instancias, una fuente substancial de agregado. Otra consideración es que el reciclar el concreto desechado para substituir el agregado convencional soluciona los problemas de desechos y por lo tanto considerarse como una medida de control de la contaminación. Por lo tanto, se llevó a cabo un estudio para investigar el comportamiento en el concreto de agregados hechos a partir de reciclar cilindros de ensaye desechados.

Esta investigación es un elemento de trabajo del proyecto sobre Procesamiento de Materiales para la Conservación de Recursos y Energía. Este proyecto es parte de la Actividad de Procesamientos del Programa de Investigación de Minerales del CANMET.

ALCANCE

Doce revolturas de concreto de 62 lts (2.2 pies³) fueron hechas para cubrir las resistencias bajas, medias y altas. Dos juegos de mezclas fueron hechas para cada nivel. Un juego consistió en una mezcla de control y otra utilizando agregado preparado a partir de concreto reciclado y arena natural; el otro juego consistió en una mezcla de control y otra utilizando agregado fino preparado a partir de concreto reciclado y caliza triturada como agregado grueso. Tanto el agregado grueso como el fino se obtuvieron reciclando cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 pulg) que habían sido descartados después de ensayarse. Originalmente estos cilindros fueron hechos con concreto conteniendo caliza triturada como agregado grueso y arena natural como fino. Seis cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 pulg) y seis prismas de 89 x 102 x 406 mm (3.5 x 4 x 16 pulg) fueron colados con cada mezcla para determinar las propiedades mecánicas a diferentes edades, y para estudiar la durabilidad después de estar expuestos a ciclos de hielo y deshielo.

RECICLADO DE CILINDROS DE CONCRETO DESCARTADOS.

Los cilindros de concreto para el reciclado se obtuvieron de una investigación anterior, la cual utilizó caliza triturada y arena natural como agregados grueso y fino respectivamente. En la presente investigación se estudiaron 3 niveles de resistencia, por ejemplo: baja, media y alta. Se aseguró que los cilindros de ensaye para cada nivel de resistencia fueran procesados en lotes diferentes, y que los agregados resultantes fueran almacenados en tolvas separadas.

Los cilindros para la totalidad de los tres lotes pesaron aproximadamente 3.3 tons.

Los cilindros fueron procesados en una forma idéntica a la siguiente:

Todos los cilindros fueron sujetos a una pasada a través de un triturador de quijada de 178 x 254 mm (7 x 10 pulg) abierto a 51 mm (2 pulg). El material resultante se pasó por malla de 12.7 mm (1/2 pulg) y de 9.5 mm (3/8 pulg).

El material mayor de 12.7 mm (1/2 pulg) fue sujeto a una pasada por el triturador de quijada de 178 x 254 mm (7 x 10 pulg) abierto a 19 mm (3/4 pulg). Luego se hizo pasar por una serie de mallas desde 19 mm (3/4 pulg) hasta la malla #100 (150 μ m).

El material con tamaños menores que la malla #4 pero mayores que la #8 (menores de 4.75 y mayores de 2.36 mm) se pasaron dos veces a través de un triturador de quijada de 51 x 152 mm (2 x 6 pulg) colocado con una abertura de 1.6 mm (1/16 pulg). El material resultante entonces se hizo pasar por un juego de mallas, desde la #8 hasta la #100 (2.36 mm hasta 150 μ m). En la tabla 2 se da el material retenido acumulado en cada malla y el porcentaje de pérdida.

Las figuras 1 y 2 comparan los agregados preparados a partir de concreto reciclado con aquellos preparados de caliza triturada y arena natural.

En las figuras 3 y 4 se muestran fotomicrografías tomadas con el microscopio electrónico de los agregados preparados a partir de concreto reciclado y de la caliza triturada y arena natural tomadas como de referencia.

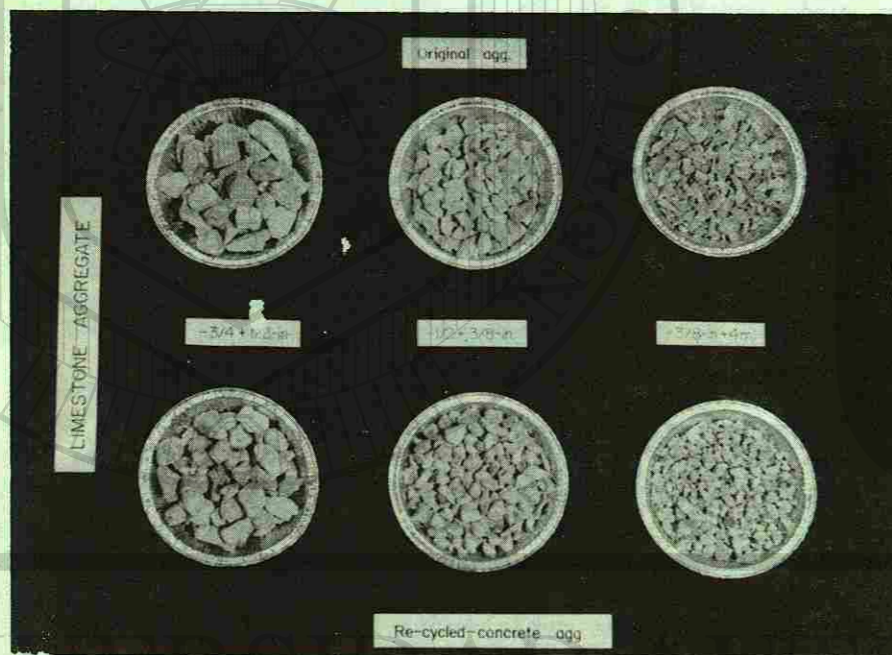


Fig. 1.- Una comparación entre la forma de partícula y textura superficial para caliza triturada y agregado grueso preparado a partir de concreto reciclado.

REVOLTURAS DE CONCRETO.

Un total de 12 revolturas de concreto fueron hechas en el laboratorio de la Rama de Minas (ahora CANMET) entre mayo de 1972 y junio de 1973. Se utilizó una revoladora "contra corriente" de 0.071 m³ (2.5 pies³) para laboratorio.

Los materiales utilizados se describen a continuación:

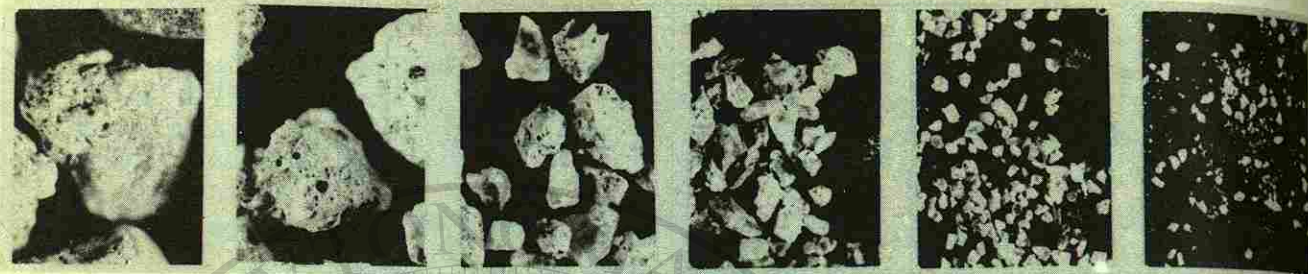
Cemento.

Se utilizó cemento Portland normal, ASTM tipo I (CSA tipo 10) para las re-

TABLA 2
Cantidad y porcentaje de las porciones de agregado grueso y fino después de reciclar cilindros de concreto*

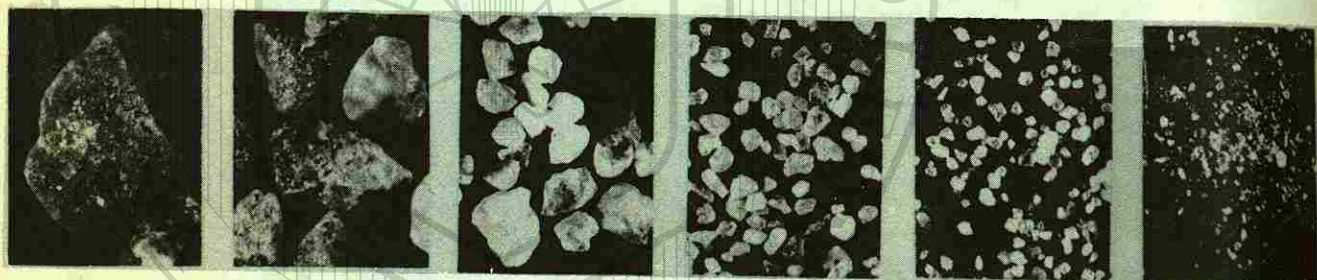
Tamaños mm (pulg)	Baja			Media			Alta			
	lb	kg	%	lb	kg	%	lb	kg	%	
Agregado grueso										
19.0 mm (3/4 pulg)	40	18	3.7	158	63	...	216	98	11.9	
-19.0 mm a +12.5 (+3/4 a + 1/2)	412	187	37.7	405	184		478	217	26.5	
-12.5 a +9.5 (-1/2 a + 3/8)	305	138	27.9	443	201		530	241	29.4	
-9.5 a + 4.75 (-3/8 a + No. 4)	335	152	30.7	472	214		580	263	32.2	
	1092	495	100.0	1478	662	100.0	1804	819	100.0	
Agregado fino										
-4.75 a 2.36 (-No. 4 a + No. 8)	59	27	10.9	82	37	10.8	110	50	11.4	
-2.36 a + 1.40 (-No. 8 a + No. 14)	141	64	26.2	220	100	29.0	287	130	29.8	
-1.40 a + 600 (-No. 4 a + No. 30)	125	57	23.2	204	93	26.9	245	111	25.4	
600 m a + 300 m (-No. 30 a + No. 50)	100	45	18.5	109	49	14.4	120	54	12.5	
-300 m + 150 m (-No. 50 a + No. 100)	43	19	8.1	66	30	8.7	85	39	8.8	
-150 m (- No. 100)	71	32	13.1	77	35	10.2	116	53	12.1	
	539	244	100.0	758	344	100.0	963	437	100.0	
Pérdidas aproximadas		2.6%			2.9%			1.6%		

* Del reporte MPD 73-27 (Proyect MIL 385)



Malla de -4 + 8 Malla de -8 + 16 Malla de -16 + 30 Malla de -30 + 50 Malla de -50 + 100 Malla de -100

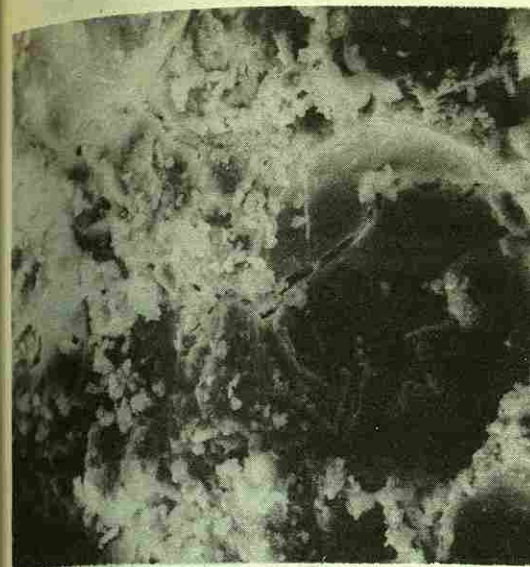
Porciones de agregado fino preparado a partir de concreto reciclado



Malla de -4 + 8 Malla de -8 + 16 Malla de -16 + 30 Malla de -30 + 50 Malla de -50 + 100 Malla de -100

Porciones de arena natural

Fig. 2.- Fotomicrografías mostrando la forma de partícula y textura superficial de la arena natural y del agregado fino preparado de concreto reciclado. Ampliación aproximada de 13x.



Agregado preparado a partir de concreto reciclado x625

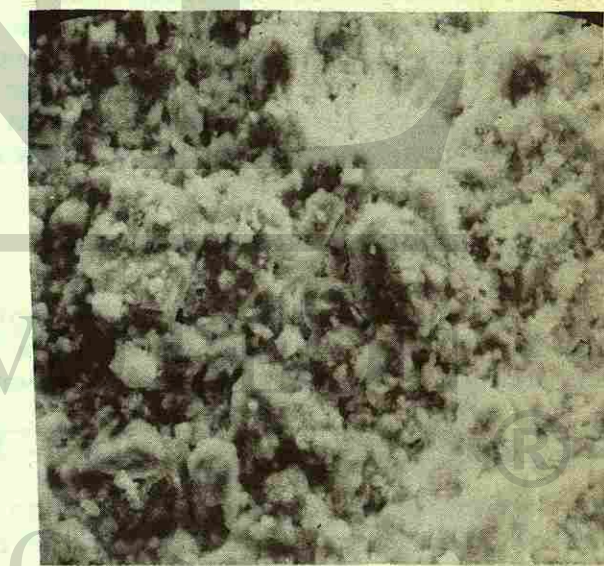


Caliza natural triturada x625

Fig. 3.- Fotomicrografías con el microscopio electrónico de barrido de la porción de agregado con tamaños menores de 19.0 mm y mayores de 12.7 mm -- (3/4 pulg y mayores de 1/2 pulg).



Agregado preparado a partir de concreto reciclado x625



Caliza natural triturada x625

Fig. 4.- Fotomicrografías con el microscopio electrónico de barrido de la porción de agregado con tamaños menores de 12.7 mm y mayores de 9.5 mm (de 1/2 pulg y mayor de 3/8 pulg).

volturas. Las propiedades físicas y el análisis químico del cemento se dan en la tabla 3.

Caliza Triturada.

La caliza triturada con tamaños menores de 25 mm y mayores de 4.75 mm (menores de 1 pulg y mayores del #4) fue tomada como el agregado grueso de referencia en todas las mezclas de control y también en aquellas revolturas donde el agregado fino se obtuvo a partir del concreto reciclado..

Arena Natural.

Arena Natural del Valle de Ottawa fue el agregado fino de referencia, tanto en las revolturas de control como en aquellas en las cuales se utilizó concreto reciclado como agregado grueso. Para mantener una granulometría uniforme para cada mezcla, la arena se separó en fracciones de diferentes tamaños y posteriormente combinadas para dar una granulometría específica.

Agregado Grueso preparado a partir de Concreto Reciclado.

La fracción de concreto reciclado con tamaños menores de 25 mm y mayores de 4.75 mm (menores de 1 pulg y mayores de la #4) se utilizó como el agregado grueso en tres de las revolturas que se investigaron.

Agregado Fino Preparado a partir del Concreto Reciclado.

La fracción del concreto reciclado con tamaños menores del #4 y mayores del #100 (menores de 4.75 mm y mayores de 150 μ m) se utilizó como agregado fino en tres de las revolturas. En estas revolturas los tamaños menores de la #100 (menores de 150 μ m) fueron sustituidos por una fracción similar de arena natural. Como se hizo con la arena natural, para mantener la granulometría uniforme para cada revoltura, se combinaron las fracciones de diferentes tamaños para dar una granulometría específica.

Granulometría de los Agregados.

La granulometría, tanto de los agregados naturales como aquellos preparados de concreto reciclado, se muestran en la tabla 4. El peso específico y absorción de los dos tipos de agregado se dan en la tabla 5.

Proporcionamiento de las Revolturas.

Datos del proporcionamiento para las revolturas de concreto se dan en la tabla 6. Los agregados fueron secados a las condiciones del laboratorio y la cantidad de agua para la revoltura se ajustó para tomar en cuenta la absorción.

En todas las mezclas se utilizó un agente inclusor de aire.

Como se mencionó anteriormente, de acuerdo al nivel de resistencia de los cilindros descartados, se prepararon 3 lotes diferentes de agregado preparado mediante el reciclado de los cilindros de concreto. Al hacer las revolturas de concreto utilizando agregados preparados de concreto reciclado se aseguró que para las revolturas de concreto de alta resistencia, sólo se usará aquel agregado, ya

TABLA 3

Propiedades físicas y análisis químico del cemento

Descripción del ensaye	
Ensayes físicos - general	
Tiempo de fraguado (Aguja Vicat): Inicial....	1 hr 15 min
Final.....	4 hr 50 min
Finura: Pasa la #200.....	97.9 %
Sanidad - Autoclave.....	0.2 %
Ensayes físicos - resistencia del mortero	
Resistencia a la compresión de cubos de 51 mm (2 pulg).	
a los 3 días.....	165 kg/cm ² (16.1 MPa)
a los 7 días.....	271 kg/cm ² (26.5 MPa)
a los 28 días.....	378 kg/cm ² (37.0 MPa)
Análisis químico	
Residuo insoluble.....	0.12 %
Dióxido de silicio (SiO ₂).....	21.1 %
Oxido de aluminio (Al ₂ O ₃).....	5.8 %
Oxido férrico (Fe ₂ O ₃).....	2.6 %
Oxido de calcio total (CaO).....	64.1 %
Oxido de magnesio (MgO).....	2.9 %
Trióxido de azufre (SO ₃).....	2.2 %
Pérdidas de ignición.....	0.34 %
Otros.....	0.84 %

* Los resultados de ensayos y análisis químico fueron proporcionados por la compañía fabricante del cemento.

TABLA 4

Granulometría de los Agregados

Agregado grueso		Agregado fino	
Tamaño de malla mm (pulg)	Porcentaje retenido acumulado	Tamaño de malla mm (pulg)	Porcentaje retenido acumulado
19 (3/4)	33.4	4.75 (4)	0.0
9.5 (3/8)	66.6	2.36 (8)	10.0
4.75 (4)	100.0	1.18 (16)	32.5
		1.40 (30)	57.5
		300 (50)	80.0
		150 (100)	94.0
		Pan	100.0

TABLA 5

Propiedades físicas de los agregados grueso y fino

	Agregados preparados a partir de concreto reciclado.				Caliza triturada	Arena natural		
	Grueso		Fino					
	Alta resistencia	Resistencia media	Baja resistencia	Alta resistencia			Resistencia media	Baja resistencia
Peso específico (S.S.D.)	2.53	2.53	2.50	-	2.31	2.34	2.68	2.70
Absorción, %	4.0	3.9	4.4	7.9	9.3	8.6	0.40	0.50

USO DEL CONCRETO RECICLADO

fuese grueso o fino, que había sido preparado de cilindros descartados correspondientes a ese nivel de resistencia.

Propiedades del Concreto Fresco.

Las propiedades del concreto fresco, temperatura, revenimiento, peso unitario y contenido de aire, están dadas en la tabla 6

PREPARACION Y COLADO DE LOS ESPECIMENES DE ENSAYE.

Para cada revoltura fueron colados 6 cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 pulg) y seis prismas de 85 x 102 x 406 mm (3.5 x 4 x 16 pulg). Se colaron los cilindros llenando moldes de acero en 2 capas aproximadamente iguales, cada capa siendo compactada mediante un vibrador interno. Los prismas se colaron en moldes de latón - llenándose en aproximadamente dos capas iguales, compactándose cada capa colocando los moldes en una mesa vibratoria durante 30 segundos. Después del colado, todos los especímenes se cubrieron con arpilleras saturadas, se dejaron a una temperatura de $25 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($75 \pm 3^\circ\text{F}$) y a 50% de humedad relativa durante 24 horas. Finalmente fueron sacados de los moldes y transferidos al cuarto de curado hasta el momento de ser ensayados.

ENSAYE DE LOS ESPECIMENES.

A los 7, 28 y 91 días se sacaron del cuarto de curado dos cilindros de cada revoltura, se recapearon con una revoltura de azufre y roca triturada, y se ensayaron a compresión en una máquina de ensaye Amsler. A los 14 días se ensayaron a flexión dos prismas de acuerdo a la norma ASTM C78-75 aplicando cargas en los tercios.

ESTUDIOS DE DURABILIDAD.

Aunque la durabilidad no puede medirse directamente, una exposición prolongada del concreto a ciclos de hielo y deshielo produce cambios medibles en los especímenes de ensaye, los cuales pueden indicar deterioro. Mediciones hechas sobre los especímenes de ensaye después de estar expuestos a ciclos de hielo y deshielo, proporcionan información que puede utilizarse para evaluar la resistencia relativa a la helada o durabilidad.

En esta investigación, los prismas de ensaye fueron expuestos a ciclos repetidos de congelamiento en aire y deshielo en agua de acuerdo a la norma ASTM C666-75. La unidad automática de hielo y deshielo* tiene la capacidad de completar -

* Fabricado por la Canadian Ice Machine Company Ltd., Toronto, Ontario.

TABLA 6
PROPORCIONAMIENTO Y PROPIEDADES DEL CONCRETO FRESCO

Serie de revolutura	Revoltura No.	Tipo de revolutura	Proporcionamiento		Propiedades del concreto fresco						
			Relación agua-cemento (en peso)	Relación agua-agregado-cemento (en peso)	Temperatura °C	Temperatura °F	Reyamiento in.	Peso específico lb/ft ³	Contenido de aire %		
A	1	Control	0.69	7.77	24.4	76	50	2.0	2210	138.0	6.2
	2	A. G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia	0.69	7.92	24.4	76	60	2.5	2115	132.0	6.9
	3	Control	0.67	7.80	25.0	77	40	1.76	2279	142.0	5.3
	4	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.67	8.10	25.0	77	50	2.0	2240	140.0	3.5
B	5	Control	0.56	6.50	21.7	71	60	2.5	2240	140.0	6.1
	6	A. G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia	0.56	6.63	22.2	72	60	2.5	2160	134.8	6.3
	7	Control	0.57	6.51	23.3	74	60	2.5	2270	141.6	5.9
	8	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.57	6.76	24.4	76	60	2.5	2165	135.2	6.0
C	9	Control	0.41	4.45	23.2	72	70	2.75	2371	148.0	4.2
	10	A. G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.41	4.94	21.7	71	75	3.0	2250	140.4	4.5
	11	Control	0.41	4.45	24.4	76	50	2.0	2370	148.0	4.9
	12	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.41	4.57	24.4	72	63.5	2.5	2223	138.8	4.8

A. G. = Agregado grueso.
A. F. = Agregado fino.

ocho ciclos diarios. Un ciclo completo desde $4.4 \pm 1.7^\circ\text{C}$ a $-17.8 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($40 \pm 3^\circ\text{F}$ a $0 \pm 3^\circ\text{F}$) y de nuevo hasta $4.4 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($40 \pm 3^\circ\text{F}$) requiere cerca de 3 horas.

Al final del período inicial de curado de 14 días, la temperatura de cada juego de dos prismas se redujo a una temperatura uniforme de $4.4 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($40 \pm 3^\circ\text{F}$) colocándolos en el gabinete del hielo y deshielo durante la fase del deshielo durante una hora. La medición inicial y todas las subsecuentes de los especímenes de ensaye para el hielo y deshielo y de referencia se hicieron a esta temperatura. Después de que se tomaron las mediciones iniciales a los prismas de ensaye, se colocaron dos prismas en el gabinete de hielo y deshielo y los dos prismas compañeros en el cuarto de curado para actuar como de referencia.

Los especímenes de ensaye sujetos al hielo y deshielo fueron examinados, pesados y ensayados mediante un método de velocidad de pulso ultrasónico* a intervalos que variaron desde 100 a 750 ciclos. Al final del ensaye, los especímenes sujetos al hielo y deshielo y de referencia fueron ensayados mediante velocidad ultrasónica y ensayados para determinar su resistencia a la flexión. Ningunas mediciones para la frecuencia resonante fueron posibles debido al mal funcionamiento del equipo.

RESULTADOS DE LOS ENSAYES Y SU ANALISIS.

En esta investigación se ensayaron 72 cilindros y 72 prismas. La densidad de todos los especímenes se tomó a un día como se muestra en la tabla 7. Se da un resumen en las tablas de la 8 a la 12 de la resistencia a la compresión y a la flexión de los cilindros y prismas, respectivamente, de los cambios en la velocidad ultrasónica de los prismas de ensaye durante los ciclos de hielo y deshielo, y de los prismas de referencia durante el almacenamiento en el cuarto de curado. Se calcularon la desviación estándar y el coeficiente de variación, que se muestra en las tablas 13 y 14.

Las relaciones de edad contra resistencia a la compresión se muestran en las figuras 5 y 6; la resistencia a la flexión de los prismas a los 14 días se ilustra en forma de gráfica de barras en la figura 7. En las figuras del 7 al 11 se muestran las relaciones entre la relación agua-cemento y la resistencia a la compresión y a la flexión expresadas como un porcentaje de la resistencia en los especímenes de control.

* Se utilizó equipo "PUNDIT", fabricado por C.N.S. Instruments Ltd., 61-63 Holmes Road, Londres, Inglaterra.

TABLA 7
DENSIDAD DE CILINDROS Y PRISMAS DE CONCRETO A UN DIA

Serie de revoltura	Revoltura No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Densidad (Promedio de resultados de seis ensayos)	
				Cilindros 152x305-mm (6x12-in.) kg/m ³	Prismas 152x305-mm (6x12-in.) lb/ft ³
A	1	Control	0.69	2270	141.7
	2	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.69	2296	143.3
	3	Control	0.67	2335	145.8
	4	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.67	2265	141.4
B	5	Control	0.56	2270	141.6
	6	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.56	2195	137.0
	7	Control	0.57	2285	142.7
	8	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.57	2195	137.1
C	9	Control	0.41	2385	148.8
	10	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.41	2280	142.5
	11	Control	0.41	2390	149.2
	12	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.41	2250	140.8

TABLA 8

RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYE PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESION A VARIAS EDADES.

Serie de revoltura	Revoltura No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Resistencia a la compresión de cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 pulg)					
				7 días		28 días		91 días	
				kg/cm ²	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²	MPa
A	1	Control	0.69	143.1	14.0	179.7	17.6	182.8	17.9
	2	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.69	92.1	9.0	139.7	13.6	142.8	13.9
	3	Control	0.67	166.0	16.2	199.7	19.5	229.6	22.4
	4	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.67	130.5	12.7	167.4	16.3	183.2	17.9
B	5	Control	0.56	181.8	17.6	224.3	21.9	234.9	22.9
	6	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.56	163.9	16.0	204.3	20.0	212.0	20.7
	7	Control	0.57	207.5	20.3	228.9	22.4
	8	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.57	173.7	17.0	182.5	17.8
C	9	Control	0.41	318.2	31.1	332.6	32.5	362.9	35.4
	10	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.41	291.1	28.4	330.5	32.3	382.6	37.4
	11	Control	0.41	325.9	31.8	370.6	36.2	416.3	40.7
	12	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.41	265.8	26.0	324.5	31.7	344.9	33.7

TABLA 9

RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYE PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA FLEXION

Revoltura No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Resistencia a la flexión*								
			Prismas curados con humedad				Los prismas después de estar expuestos a los ciclos de congelamiento y deshielo.				
			Después de 14 días	A la edad correspondiente al final de los ciclos de congelamiento y deshielo.	Núm. de ciclos de congelamiento y deshielo.	Edad al final de los ciclos de congelamiento y deshielo	Resistencia	Porcentaje de resistencia residual			
			kg/cm ²	MPa	kg/cm ²	MPa			kg/cm ²	MPa	
1	Control	0.69	45.4	4.4	52.4	5.1	760	100	47.5	4.6	90.6
2	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.69	38.0	3.7	41.8	4.1	760	100	38.3	3.8	91.6
3	Control	0.67	50.3	4.9	54.9	5.4	684	93	51.0	4.9	92.9
4	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.67	46.1	4.5	53.4	5.2	684	93	46.1	4.6	86.2
5	Control	0.56	59.1	5.8	58.0	5.7	603	82	54.1	5.3	93.3
6	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.56	47.5	4.7	47.1	4.6	603	82	52.4	5.1	111.2
7	Control	0.57	51.3	5.0	56.3	5.5	603	82	53.4	5.2	95.0
8	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.57	43.6	4.3	47.8	4.7	603	82	47.1	4.7	98.5
9	Control	0.41	66.1	6.5	77.0	7.5	750	96	73.1	7.2	95.0
10	A.G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.41	68.2	6.7	70.3	6.9	750	96	68.2	6.7	97.0
11	Control	0.41	70.0	6.9	84.4	8.3	750	100	77.7	7.7	92.1
12	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.41	56.3	5.5	73.8	7.2	750	93	60.5	5.9	81.9

*Cada resultado es el promedio de resultados de dos prismas, haciéndose el ensaye con cargas a los tercios.

A.G. = Agregado grueso.
A.F. = Agregado fino.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA 10
CAMBIOS EN LA VELOCIDAD DE PULSACION DE LOS PRISMAS DE ENSAYE DURANTE LOS CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO - SERIE A

Serie de revoltura	Revoltura No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Velocidad de pulsación de los prismas de ensayo después de estar expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo*						Velocidad de pulsación de los prismas de referencia a la edad correspondiente al final de los ciclos de congelamiento y deshielo.						
				V ₀ ⁺	V ₁₃₀ ⁺⁺	V ₁₅₄	V ₃₄₄	V ₄₂₉	V ₆₈₄ ^{**}	V ₇₅₇ ^{**}	m/seg	ft/seg				
A	1	Control	0.69	4,427	14,524	4,341	14,245	4,408	14,461	4,398	14,430	4,528	14,856	+3.0
	2	A. G. preparado a partir del concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.69	3,959	12,989	3,897	12,784	3,975	13,040	3,988	13,085	4,113	13,495	+3.1
	3	Control	0.67	4,490	14,733	4,478	14,692	4,495	14,749	4,503	14,774	+2.7
	4	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.67	4,280	14,042	4,216	13,831	4,238	13,903	4,249	13,940	+0.7

* Cada resultado es el promedio de dos prismas
 ** Final del ensayo de congelamiento-deshielo.
 + V₀ significa velocidad de pulsación al iniciar los ciclos de congelamiento y deshielo.
 ++ V₁₃₀ significa velocidad de pulsación al final de congelamiento y deshielo, y así

TABLA 11
CAMBIOS EN LA VELOCIDAD DE PULSACION DE LOS PRISMAS DE ENSAYE DURANTE LOS CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO - SERIE B.

Serie de revoltura	Revoltura No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Velocidad de pulsación de los prismas de ensayo después de estar expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo*						Velocidad de pulsación de los prismas de referencia a la edad correspondiente al final de los ciclos de congelamiento y deshielo.				
				V ₀ ⁺	V ₁₂₆ ⁺⁺	V ₄₁₄	V ₅₉₅ ^{**}	m/seg	ft/seg	m/seg	ft/seg			
B	5	Control	0.56	4,431	14,540	4,503	14,774	4,516	14,815	4,481	14,700	4,542	14,903	+1.4
	6	A. G. preparado a partir de concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.56	4,080	13,387	4,181	13,717	4,185	13,732	4,170	13,682	4,300	14,109	+3.1
	7	Control	0.57	4,602	15,100	4,571	14,998	4,541	14,898	4,506	14,782	4,640	15,225	+3.0
	8	A. G. de referencia y A. F. preparado a partir del concreto reciclado.	0.57	4,203	13,788	4,249	13,940	4,183	13,724	4,147	13,605	4,305	14,124	+3.8

* Cada resultado es el promedio de dos prismas.
 ** Final del ensayo de congelamiento-deshielo.
 + V₀ significa velocidad de pulsación al iniciar los ciclos de congelamiento y deshielo.
 ++ V₁₂₆ significa velocidad de pulsación al final de 126 ciclos de congelamiento y deshielo, y así continúa.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES
TABLA 12
CAMBIOS EN LA VELOCIDAD DE PULSACION DE LOS PRISMAS DE ENSAYE DURANTE LOS CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO - SERIE C

Serie de referencia	Revol. No.	Tipo de revoltura	Relación agua-cemento (en peso)	Velocidad de pulsación de los prismas de ensayo después de estar expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo*					Velocidad de pulsación de los prismas de referencia a la edad correspondiente al final de los ciclos de congelamiento y deshielo.		Porcentaje de cambio				
				V ^o	V ⁺⁺	V ⁺	V ³⁰⁰	V ⁵⁰⁰	V ⁷⁵⁰	m/seg		ft/seg			
													m/seg	ft/seg	
C	9	Control	0.41	4,902	16,084	4,821	15,817	4,858	15,939	4,846	15,900	5,086	16,688	+5.0
	10	A. G. preparado a partir de concreto reciclado y A. F. de referencia.	0.41	4,571	14,998	4,483	14,709	4,495	14,749	4,501	14,766	4,733	15,530	+5.2
	11	Control	0.41	4,861	15,949	4,821	15,817	4,812	15,789	4,859	15,943	5,070	16,633	+4.3
	12	A. G. de referencia y A.F. preparado a partir de concreto reciclado.	0.41	4,610	15,126	4,536	14,881	4,541	14,898	4,579	15,023	4,708	15,446	+2.8

* V^o significa velocidad de pulsación al iniciar los ciclos de congelamiento y deshielo.
 ** V¹⁰⁰ significa velocidad de pulsación al final de 100 ciclos de congelamiento y deshielo, y así continúa.
 * Cada resultado es el promedio de dos prismas.
 ** Final del ensayo de congelamiento-deshiolo.

TABLA 13
DESVIACION ESTANDAR Y COEFICIENTE DE VARIACION DENTRO DE LA MISMA REVOLTURA PARA LOS RESULTADOS EN ENSAYE DE RESISTENCIA A LA COMPRESION A VARIAS EDADES.

Serie No.	Revol. No.	7 días				28 días				91 días						
		Resistencia a la compresión		S. D.*	C.V.**	Resistencia a la compresión		S. D.	C.V.	Resistencia a la compresión		S. D.	C.V.			
		kg/cm ²	MPa			kg/cm ²	MPa			kg/cm ²	MPa					
A	1	143.1	14.0	13.4	1.3	9.3	179.7	17.6	4.1	0.4	2.2	182.8	17.9	1.1	0.1	0.5
	2	92.1	9.0	0.5	0.04	0.5	139.6	13.6	6.2	0.6	0.4	142.8	13.9	2.1	0.2	1.4
	3	166.0	16.2	2.6	0.2	1.5	199.7	19.5	2.1	0.2	1.0	229.6	22.4	7.9	0.8	3.4
	4	130.4	12.7	2.5	0.2	7.8	167.4	16.3	1.8	0.2	1.0	183.2	17.9	4.8	0.5	2.6
B	5	181.8	17.6	2.8	0.3	1.5	224.3	21.9	16.4	1.6	7.3	234.8	22.9	5.3	0.5	2.2
	6	163.9	16.0	1.8	0.2	1.0	204.3	20.0	4.2	0.2	1.0	212.0	20.7	1.6	0.15	0.7
	7	-	-	-	-	-	207.5	20.3	2.6	0.3	1.2	228.9	22.4	0.9	0.1	0.3
	8	-	-	-	-	-	173.7	17.0	1.8	0.2	1.0	182.5	17.8	10.2	0.9	5.5
C	9	318.2	31.1	3.0	0.3	0.9	332.6	32.5	48.2	4.7	14.4	362.9	35.4	-	-	-
	10	291.1	28.4	0.9	0.1	0.3	330.5	32.3	3.7	0.4	1.7	382.6	37.4	2.6	0.3	0.6
	11	325.9	31.8	3.5	0.3	1.0	370.6	36.2	0.8	0.1	0.2	416.3	40.7	11.5	1.1	2.7
	12	265.8	26.0	18.4	1.8	6.9	324.5	31.7	9.8	0.9	3.0	344.9	33.7	20.8	2.0	6.0

* Cada valor de la resistencia es el promedio de resultados de dos cilindros de 151 x 305 mm (6 x 12 pulg).
 * Desviación estándar.
 ** Coeficiente de variación.

TABLA 14

DESVIACION ESTANDAR Y COEFICIENTE DE VARIACION DENTRO DE LA MISMA REVOLUTURA PARA LOS RESULTADOS EN ENSAYES DE RESISTENCIA A LA FLEXION EN VARIAS EDADES.

Serie No.	Revol. No.	14 días				82 días				96 ± 4 días					
		Resistencia a la flexión		D. E.*	C.V.**	Resistencia a la flexión		D. E.	C. V.	Resistencia a la flexión		D. E.	C. V.		
		kg/cm ²	MPa			kg/cm ²	MPa			kg/cm ²	MPa				
A	1	45.4	4.4	6.2	0.6	13.6	-	-	-	-	52.4	5.1	1.5	0.1	2.8
	2	38.0	3.7	0.1	0.01	0.4	-	-	-	-	41.8	4.1	0.8	0.1	1.7
	3	50.3	4.9	5.1	0.5	10.2	-	-	-	-	54.9	5.4	1.9	0.2	3.4
	4	46.1	4.5	0.8	0.1	1.8	-	-	-	-	53.4	5.2	?	?	?
B	5	59.1	5.8	4.9	0.5	8.2	58.0	5.7	3.2	0.3	5.5	-	-	-	-
	6	47.8	4.7	0.9	0.1	1.9	47.8	4.6	1.8	0.2	4.1	-	-	-	-
	7	51.3	5.0	0.4	0.04	0.8	56.3	5.5	3.7	0.4	6.4	-	-	-	-
	8	43.6	4.3	2.0	0.2	4.5	47.8	4.7	4.2	0.4	8.8	-	-	-	-
C	9	66.1	6.5	2.0	0.2	2.9	-	-	-	-	77.0	7.5	3.9	0.4	5.1
	10	68.2	6.7	3.0	0.3	4.4	-	-	-	-	70.3	6.9	6.4	0.6	9.1
	11	70.0	6.9	2.8	0.3	4.0	-	-	-	-	84.4	8.3	1.5	0.1	1.8
	12	56.3	5.5	6.2	0.6	11.0	-	-	-	-	73.8	7.2	5.2	0.5	7.1

* Desviación Estándar.
 ** Coeficiente de variación.
 * Cada valor de la resistencia es el promedio de resultados de dos prismas de 99 x 102 x 408 mm (3.5 x 4 x 16 in.)

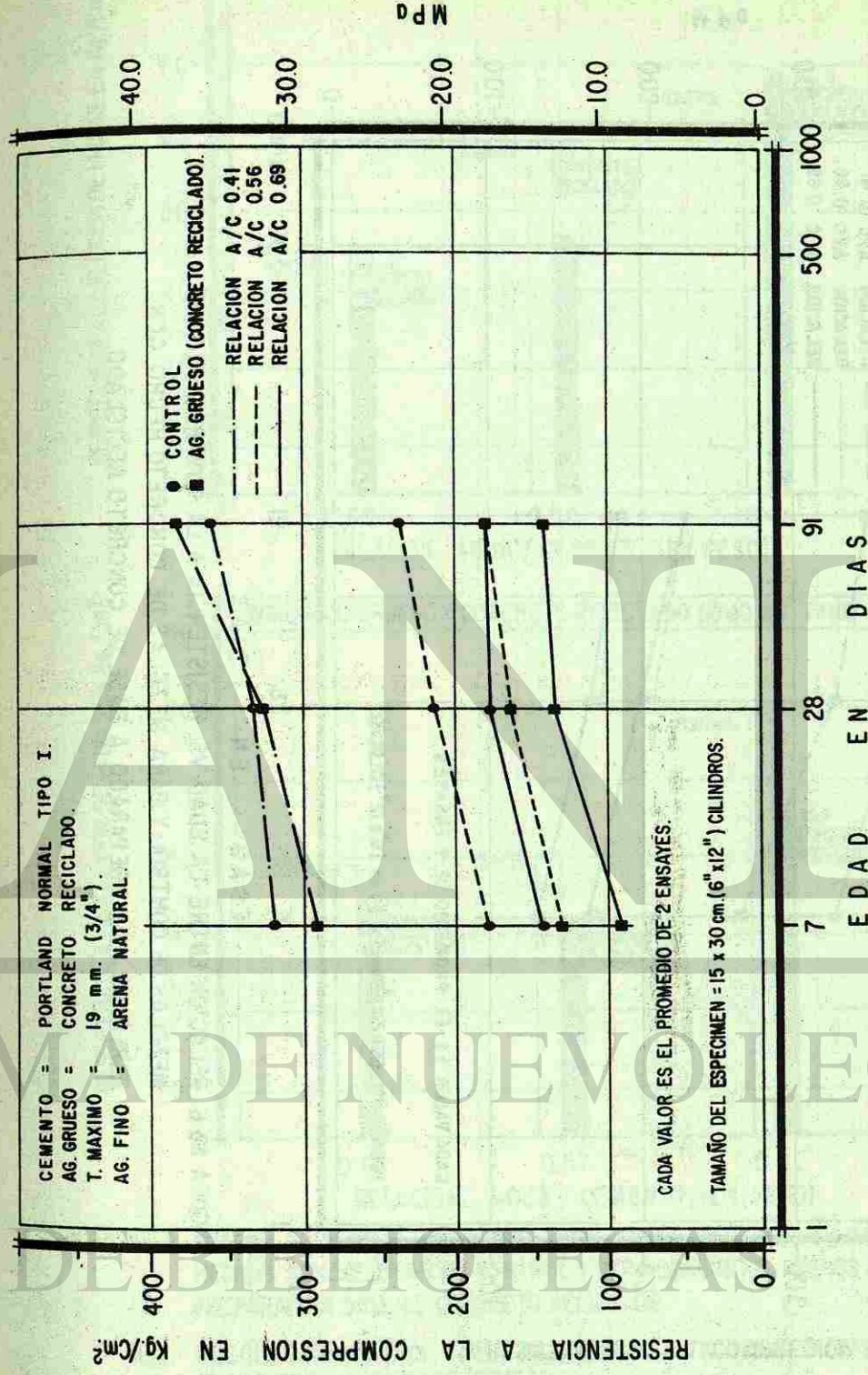


FIGURA No. 5 RELACION ENTRE LA EDAD VS. LA RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLA DE CONTROL Y PARA MEZCLAS DE CONCRETO HECHO CON AGREGADO GRUESO A BASE DE CONCRETO RECICLADO.

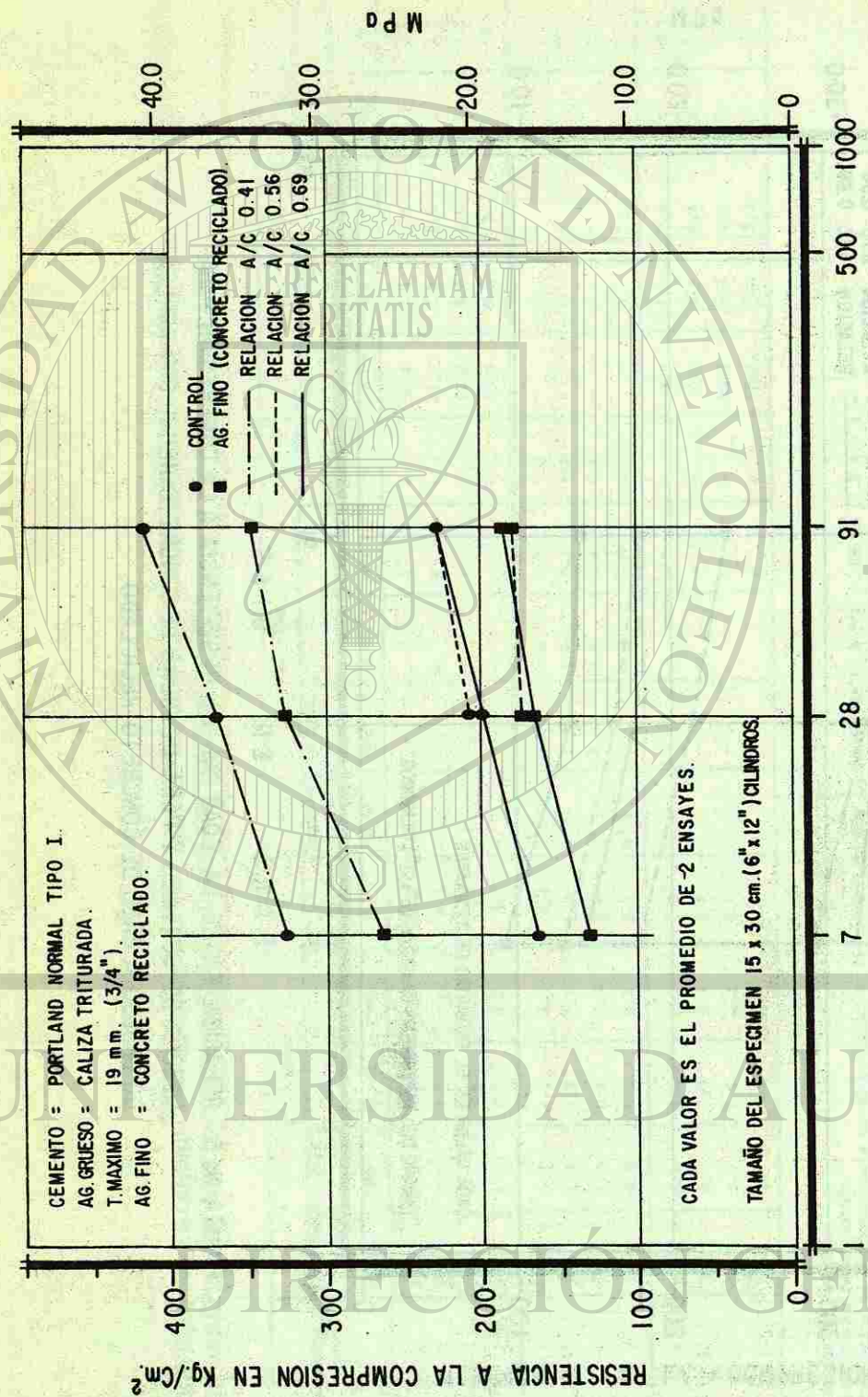


FIGURA No. 6 RELACION ENTRE LA EDAD VS. RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLAS DE CONTROL Y PARA MEZCLAS DE CONCRETO HECHO CON AGREGADO FINO PREPARADO A BASE DE CONCRETO RECICLADO.

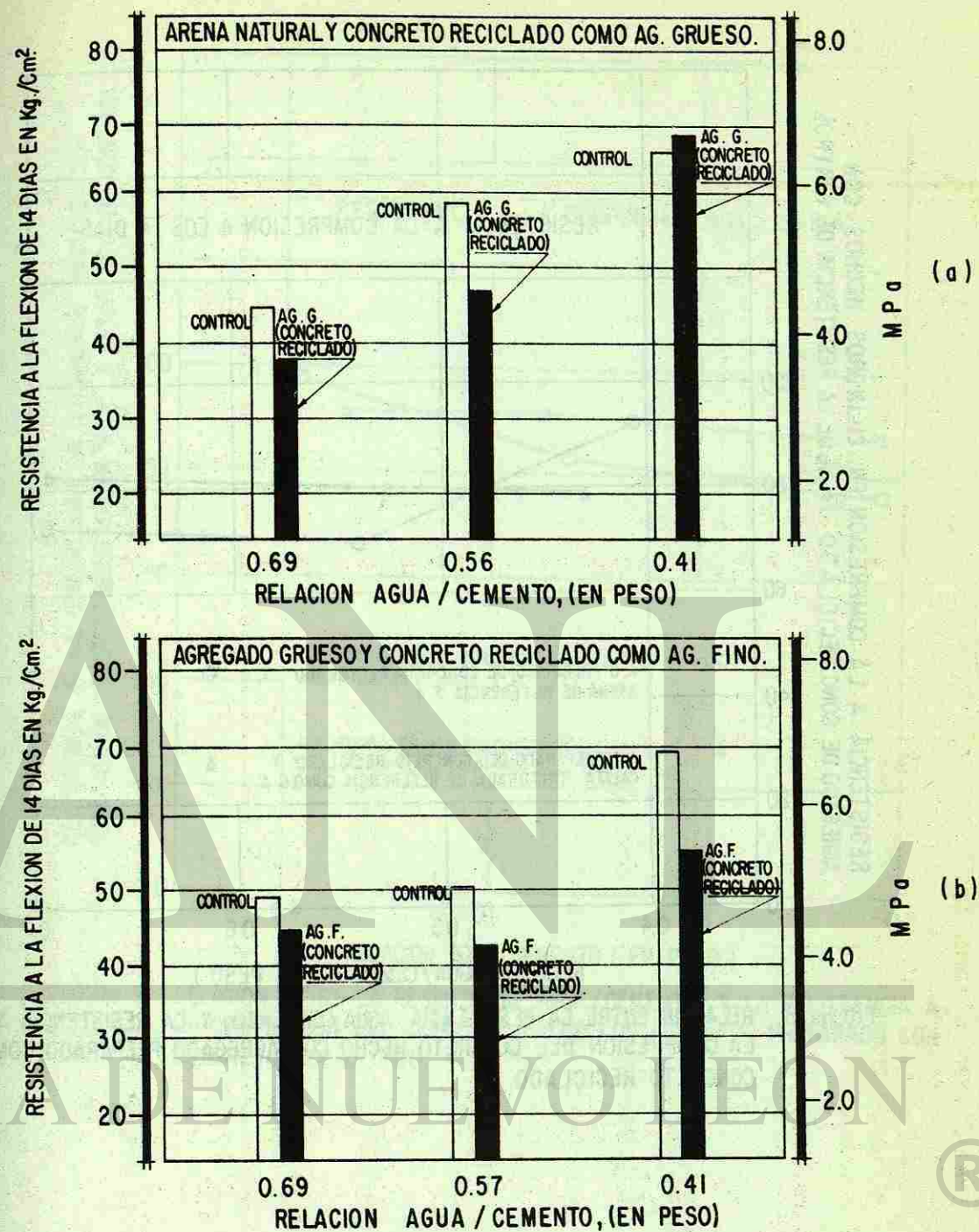


FIGURA No. 7 GRAFICA DE BARRAS PARA RESISTENCIA A LA FLEXION DE 14 DIAS EN PRISMAS HECHOS CON MEZCLAS DE CONTROL Y PARA CONCRETOS HECHOS CON AGREGADO PREPARADO A BASE DE CONCRETO RECICLADO.

- a).- MEZCLAS DE CONTROL Y MEZCLAS CON ARENA NATURAL Y CONCRETO RECICLADO COMO ÁGREGADO GRUESO.
- b).- MEZCLAS DE CONTROL Y MEZCLAS CON AGREGADO TRITURADO Y CONCRETO RECICLADO COMO AGREGADO FINO.

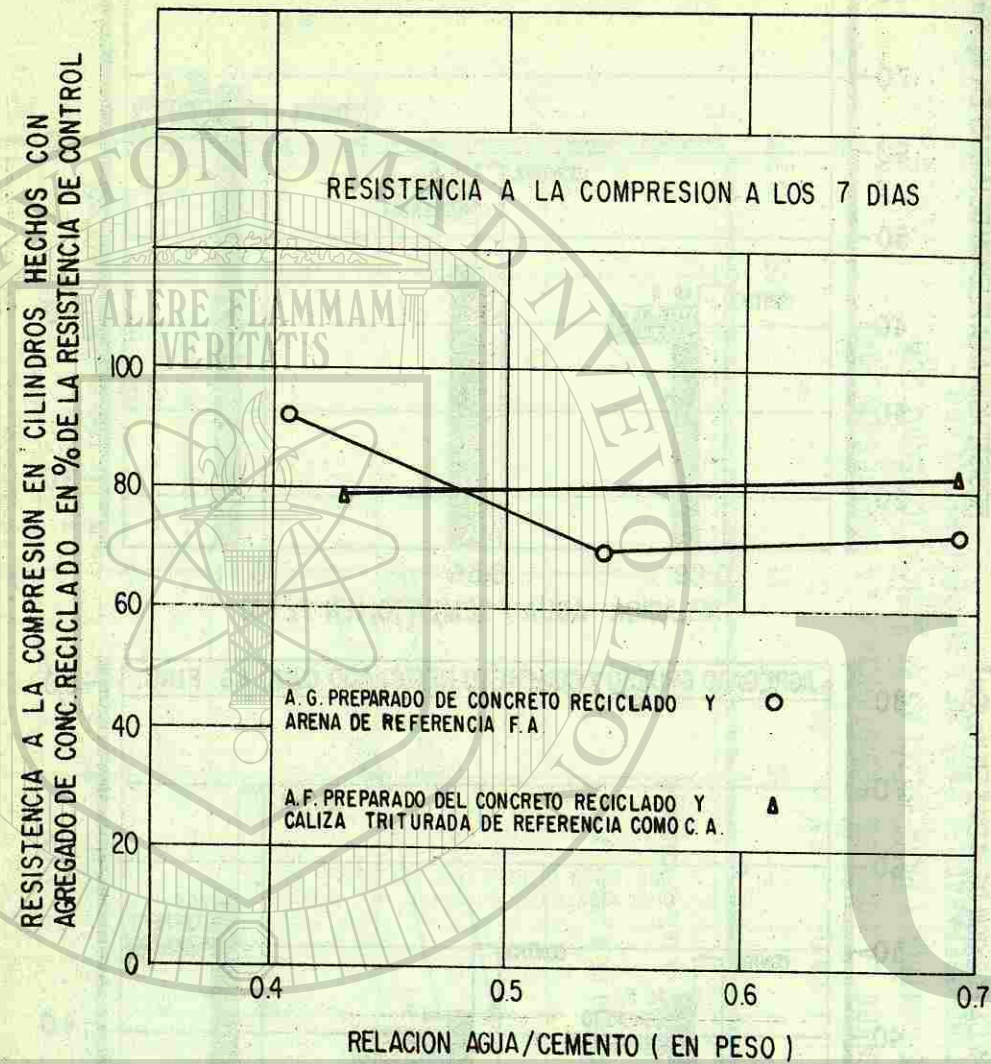


FIG. No. 8 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA AGUA/CEMENTO, Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO HECHO CON AGREGADO PREPARADO CON CONCRETO RECICLADO.

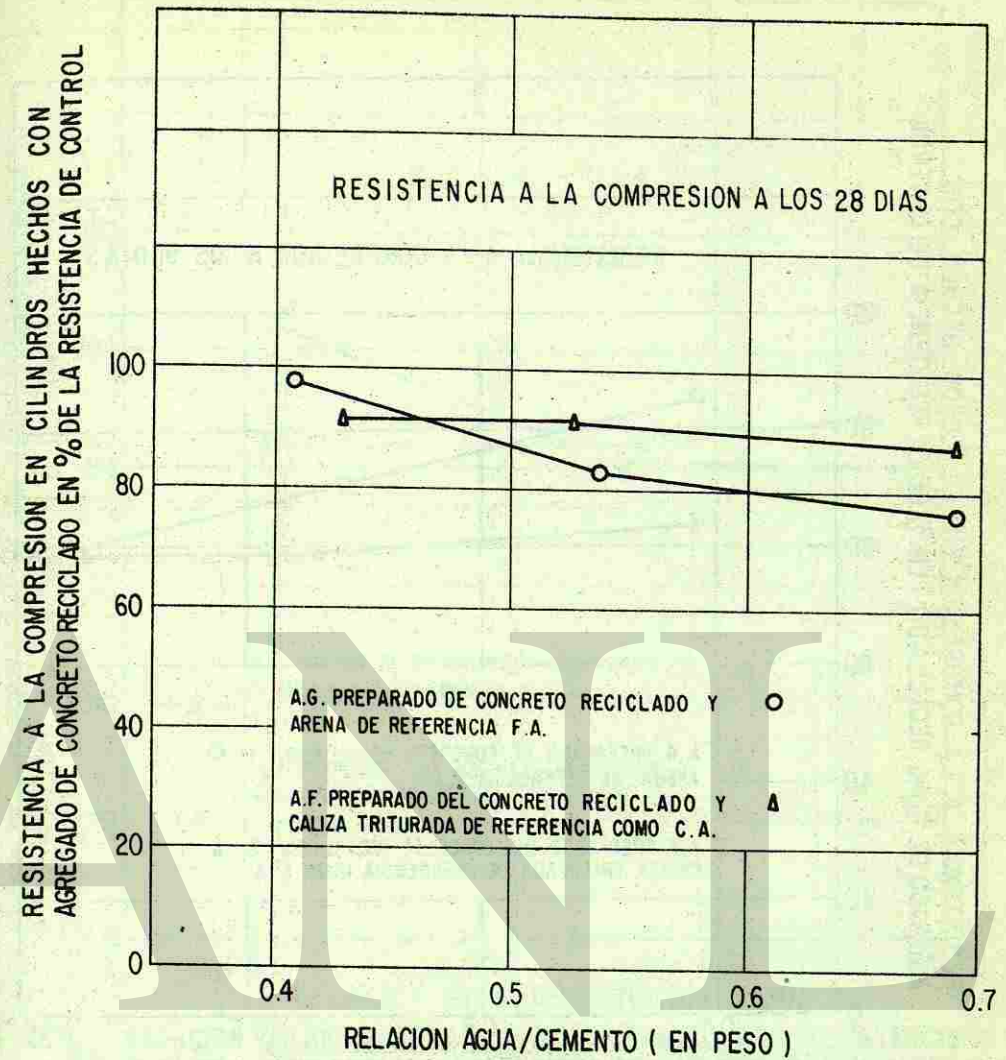


FIG. No. 9 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA AGUA/CEMENTO, Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO HECHO CON AGREGADO PREPARADO CON CONCRETO RECICLADO.

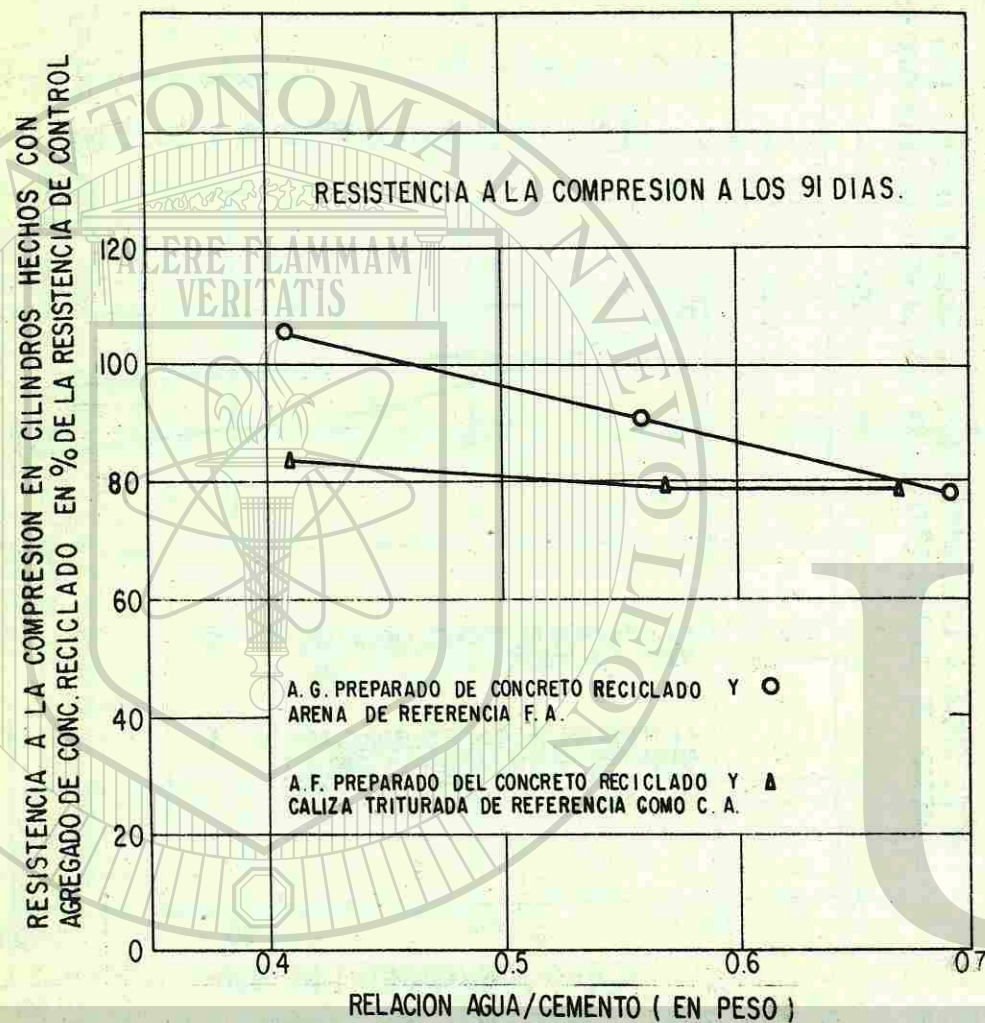


FIG. No. 10 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA AGUA/CEMENTO, Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO HECHO CON AGREGADO PREPARADO CON CONCRETO RECICLADO.

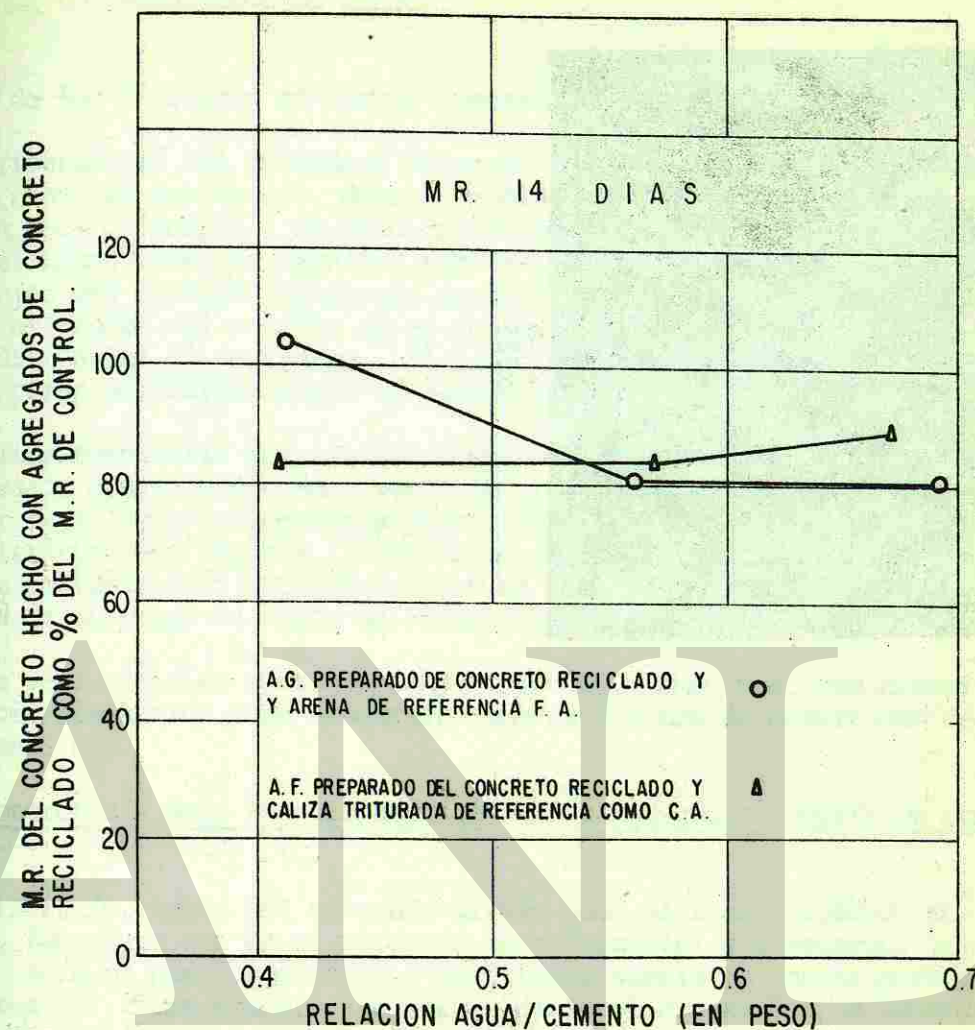


FIG. No. 11 RELACION ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO Y LA RESISTENCIA A LA FLEXION (M.R) DEL CONCRETO A LOS 14 DIAS HECHO CON AGREGADO PREPARADO DE CONCRETO RECICLADO COMO % DE LA RESISTENCIA DE CONTROL.



Ca (K)

Ca (K)

K

S

Al

Mg

Fe

x625

DISCUSION DE LOS RESULTADOS DE ENSAYE.

Reciclado de los Cilindros de Ensaye Descartados.

El triturado de los cilindros de ensaye descartados, o lo mismo que para cualquier concreto descartado, deberá considerarse en la misma forma que el triturado de la roca ordinaria. Se cree que la energía requerida por tonelada de agregado es del mismo orden de magnitud para ambos tipos de material. Para quitar la contaminación del agregado preparado de cilindros de ensaye descartados, se deberá quitar el azufre del recapeo si es que éste ha sido utilizado en el recapeo de los cilindros antes de ensayarse. El costo adicional de quitar el azufre del recapeo, se puede contrarrestar con el azufre recuperado.

Una microfotografía con el microscopio electrónico de barrido de una partícula de agregado grueso con tamaño menor de 3/8 pulg y mayor del #4 (menor de 9.5 mm y mayor de 4.75 mm) preparada a partir de concreto reciclado, junto con un análisis cualitativo con rayos X fluorescentes (fig. 12), muestra que muy poca, si es que alguna contaminación ocurrió durante el proceso de reciclado. Se confirma la existencia de una capa de pasta de cemento cubriendo la partícula de agregado.

Si se va a reciclar concreto de pavimentos y construcciones descartados, se debe ejercer precaución para asegurarse que está libre de materiales de recubrimiento, yeso, etc.

La Alta Absorción y Bajo Peso Específico de los Agregados Preparados con Concreto Reciclado.

La absorción, tanto del agregado grueso como el fino preparado con concreto reciclado, fue mayor que en el agregado de referencia; sin embargo, lo contrario fue cierto para el peso específico. Resultados similares han sido observados en otras partes (2). Una comparación entre las fotomicrografías de la caliza triturada de referencia y el agregado grueso preparado de concreto reciclado (Fig. 3) muestra la presencia de un número de grietas en la pasta de cemento. El ancho de las grietas es del orden de 2 a 4 micrones, y la presencia de estas grietas en la pasta de cemento hidratado explica la elevada absorción de los agregados preparados de concreto reciclado.

Forma de la Partícula y Textura Superficial de los Agregados Preparados de Concreto Reciclado.

Las fotomicrografías (Fig. 1 y 2) de los agregados grueso y fino de referencia y las de los agregados preparados de concreto reciclado muestran que la forma de la partícula de estos últimos es más redondeada. No habrá ensayos disponibles para comparar la textura superficial de los dos tipos de agregados; sin embargo, un examen visual indicó que el agregado preparado de concreto reciclado tenía una superficie más lisa.

Proporcionamiento y Trabajabilidad de las Revolturas de Concreto.

Las revolturas de concreto hechas con agregados preparados de concreto reciclado eran, en apariencia, idénticas a aquellas preparadas con agregado de referencia. Ninguna aspereza fuera de lo común, ni falta de trabajabilidad fue notada en ellas. Una serie exploratoria de las revolturas, la cual no ha sido incluí-

da en este reporte, contenía tanto agregado grueso como fino preparado de concreto reciclado. Los requerimientos de la cantidad de agua para las revolturas en esta serie se incrementarán notablemente en comparación con la de las revolturas de control. Esto fue particularmente cierto cuando el material que pasa la malla #100 (menores de 150 μ m) del concreto reciclado se incluyó en la granulometría del agregado. Aun cuando el material que pasa la malla #100 (menores de 150 μ m) fue sustituido con arena natural, los requerimientos de agua para las revolturas fueron generalmente mayores que para las revolturas de control.

La fracción del agregado fino preparado de concreto reciclado que pasa la malla #100 (menores de 150 μ m) consistió principalmente en partículas de cemento hidratado. Añadiendo agua a este material fue posible colar cubos de 2 pulg (51 mm). Sin embargo, los cubos se desmoronaron cuando se sacaron de los moldes después de 1 día de curado húmedo normal, lo cual indica una resistencia extremadamente baja.

Para fines de incluir aire, la dosificación del aditivo inclusor de aire requerido por las revolturas de concreto hechas con agregado grueso de concreto reciclado era idéntica a aquella requerida por las revolturas de control. Sin embargo, cuando las revolturas de concreto se prepararon con caliza triturada y agregado fino de concreto reciclado, la dosificación del aditivo inclusor de aire fue de más del doble que aquella requerida por las revolturas de control.

CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA.

Concreto con Agregado Grueso Preparado a partir de Concreto Reciclado.

Las relaciones de edad contra resistencia (Fig. 5) para concreto hecho con agregado de referencia y para concreto hecho con el agregado grueso preparado a partir de concreto reciclado, muestran que tanto la resistencia a la compresión como a la flexión son ligeramente menores para estos últimos que para los primeros. La diferencia en las resistencias decrece al disminuir la relación agua-cemento, y esto generalmente se mantiene para todas las edades. Por ejemplo, para una relación agua-cemento de 0.56, la diferencia entre la resistencia a la compresión a los 28 días para los dos tipos es de 20 kg/cm² (2.0 MPa); este valor para una relación agua-cemento de 0.41 es de 201 kg/cm² (0.21 MPa).

Concreto con Agregado Fino preparado a partir de Concreto Reciclado.

Las relaciones de edad contra resistencia (Fig. 6) para el concreto utilizando el agregado de referencia, y para el concreto utilizando agregado fino preparado de concreto reciclado, de nuevo muestran resistencias más bajas a la compresión y a la flexión para estos últimos que para los primeros. Más aún, la diferencia en la resistencia aumenta al disminuir la relación agua-cemento, y esto es cierto para todas las edades. Por ejemplo, para una relación agua-cemento de 0.67, la diferencia en resistencia a la compresión a los 28 días para los dos tipos de concreto es de 32.3 kg/cm² (3.2 MPa); para una relación agua-cemento de 0.41, la diferencia es de 46.1 kg/cm² (4.5 MPa).

Durabilidad de los Prismas de Concreto fabricados con Agregados de Referencia y con Agregados Preparados a partir de Concreto Reciclado.

La durabilidad se midió comparando la resistencia a la flexión y la velocidad de pulsación de los especímenes de ensaye después de estar expuestos a ciclos de hielo y deshielo contra la resistencia a la flexión y velocidad de pulsación de los prismas de referencia a la misma edad que la de terminación de los ciclos de hielo y deshielo (tablas de la 9 a la 12).

En general, fue comparable la durabilidad de los prismas tomados de los dos tipos de concretos.

La resistencia a la flexión resultante después de los ciclos de hielo y deshielo fue de la misma magnitud en cada caso (tabla 9), esto también fue cierto para las velocidades de pulsación. Sin embargo, hay algunas indicaciones de que la durabilidad del concreto, usando caliza triturada como agregado grueso y agregado fino preparado a partir de concreto reciclado, puede ser inferior a aquel hecho con agregado grueso preparado de concreto reciclado con arena natural como agregado fino. Se necesita más investigación en esta área.

CONCLUSIONES.

- 1.- Se puede hacer concreto satisfactorio con agregados preparados a partir de concreto reciclado. A una relación agua-cemento elevada, la resistencia a la compresión y a la flexión de concretos hechos con agregados preparados a partir de concreto reciclado son ligeramente menores que las resistencias de los concretos hechos con agregados de referencia. Sin embargo, se puede ajustar el proporcionamiento para compensar esta desventaja.
- 2.- Cuando se usa agregado fino preparado de concreto reciclado en las revolturas de concreto, es necesario sustituir la porción que pasa la malla #100 con una porción correspondiente de arena natural para mantener a un mínimo la demanda de agua.
- 3.- Es comparable la durabilidad del concreto hecho con agregados preparados de concreto reciclado con aquél hecho con agregados de referencia.
- 4.- La cantidad de aditivo requerido para incluir en el concreto una cierta cantidad de aire, fue idéntica para concretos hechos con agregados de referencia, así como los hechos con agregado grueso preparado de concreto reciclado. Sin embargo, para concretos conteniendo agregado fino preparado de concreto reciclado, la dosificación de aditivo requerido para incluir cierta cantidad de aire fue el doble que aquella requerida por las revolturas de control.

REFERENCIAS.

- 1.- Buck, A. D. Recycled Concrete, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. Miscellaneous Paper C-72-14, 19 pp. May 1972.
- 2.- Towards the Year 2000 - A Study of Mineral Aggregates in Central Ontario. Prepared by Proctor and Redfern Limited, Toronto for the Ontario Ministry of Natural Resources, 1974. (Available from Ministry of Natural Resources, Toronto, Ontario).

CURRICULUM VITAE

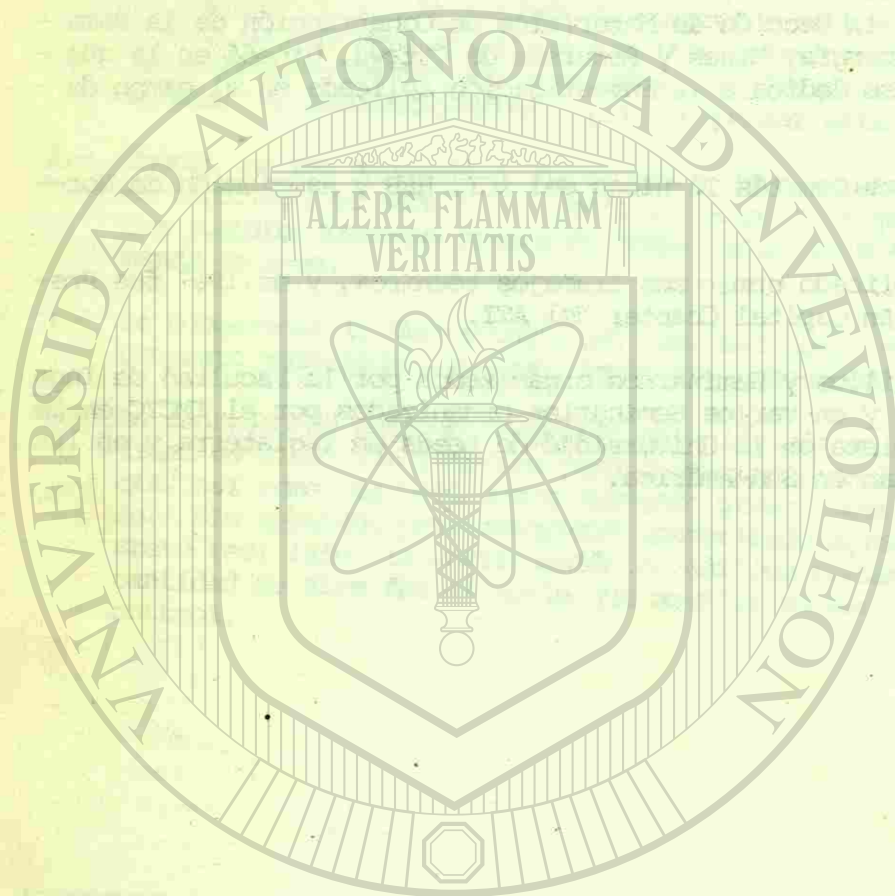
El Sr. V. M. Malhotra es graduado de la Universidad de Dehli y de la Universidad de Western Australia.

Desde 1962 colabora en la Sección de Materiales de Construcción de la Rama de Minas, Departamento de Energía, Minas y Recursos de Ottawa, Canadá en la que actualmente es jefe, donde se dedica a la investigación aplicada en el campo de agregados y concretos.

Es miembro activo de los Comités Técnicos del ACI, HRB y Asociación de Normas Canadienses.

El Sr. Malhotra ha publicado numerosos trabajos técnicos, y en 1967 fue Presidente Fundador del Canadian Capital Chapter del ACI.

Ha participado en Cursos y Seminarios organizados por la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. y en varios Seminarios organizados por el IMCYC en la Ciudad de México, conferencista en la Universidad de Leeds en Inglaterra y en las ciudades de Caracas y Bogotá en Sud-América.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

PROPIEDADES Y APLICACIONES DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO.

Dr. Colin. D. Johnston*

RESUMEN

Este trabajo se inicia identificando las características importantes de las fibras, las cuales gobiernan el funcionamiento de las fibras incorporadas al concreto por medio de un proceso convencional de mezclado, al ser así intenta comunicar la lógica que debería gobernar la selección de fibras para una variedad de aplicaciones específicas. Se hace un resumen de la disponibilidad de la fibra e inclinaciones hacia el uso de las mismas. El efecto de las fibras en el comportamiento del concreto fresco y las propiedades del concreto endurecido se discuten en términos de la información obtenida para fibras de acero, vidrio y polipropileno, aunque por razones que se dan en la introducción, se le da énfasis a las fibras de acero. El trabajo concluye con un repaso breve de la variedad de aplicaciones en las cuales los tres tipos de fibras se han utilizado, una vez más con énfasis principalmente en las fibras de acero debido al amplio uso de éstas. Limitaciones de espacio impiden la inclusión de ilustraciones, pero se espera que la presentación de transparencias remediará parcialmente esta deficiencia.

* Profesor asociado en Ingeniería Civil en la Universidad de Calgary, Alberta, Canadá, y director de M&S. Research Consulting Ltd.

INTRODUCCION.

En este trabajo relativamente corto, es imposible describir en detalle las propiedades del material y aplicaciones de los varios tipos de concreto reforzado con fibras, dentro del alcance de la tecnología presente. Mi deseo es comunicar al lector la lógica que deberá gobernar la selección del tipo de fibra, para la variedad de aplicaciones específicas o posibles, la naturaleza y grado de avance en las propiedades del material básico que aumentan como resultado de la inclusión de las fibras más comunes, y la variedad de aplicaciones o aplicaciones posibles para las cuales cada tipo de concreto reforzado con fibras, ha sido o es probable que sea adecuado.

Antes de discutir las propiedades del material y la amplia variedad de aplicaciones asociadas al concreto reforzado con fibras, deberá racionalizarse el énfasis aparente de las fibras de acero en este trabajo. En primer lugar, el balance de factores tecnológicos y económicos, favorece al acero como fibra para agregarse al concreto mezclado y vaciado por medios convencionales, como será evidente más tarde. En segundo lugar, la información publicada disponible sobre las propiedades de los materiales se refieren casi completamente a fibras de acero. En tercer lugar, y probablemente a consecuencia de lo anterior, la mayoría de las pruebas de campo hasta la fecha se han hecho con fibras de acero. En cuarto lugar, las limitaciones sobre la extensión del texto y tiempo de presentación hacen imposible discutir todos los tipos de materiales fibrosos para reforzar el concreto.

El alcance del trabajo está por lo tanto limitado a concretos en los cuales se les incorpora las fibras por medio de un mezclado convencional. Se han excluido una amplia variedad de productos en láminas o paneles reforzados con fibra de asbesto o de vidrio, en donde la matriz es pasta de cemento (1). Estos difieren, en forma acentuada, de los concretos reforzados con fibra, en el proceso de fabricación y el grado de orientación de las fibras que se presenta de dos dimensiones, esta orientación es originada por lo delgado de las secciones. También se han excluido compuestos donde las fibras son continuas y alineadas, como las que se han desarrollado eficientemente para utilizar refuerzo de fibra de carbón (2).

El qué y el por qué de las fibras.

Vamos a considerar que se requiere de fibras discontinuas orientadas al azar y que se incorporan a una matriz de concreto por medio de un proceso de mezclado convencional, que las someta a considerable mal trato en la forma de esfuerzos de flexión y de abrasión.

Propiedades intrínsecas de las fibras.

- (i) Resistencia a la tensión.- Las fibras deberán ser más resistentes que la matriz para que puedan soportar la carga adicional que se les transfiere cuando la matriz se agrieta.
- (ii) Elongación.- La falla por deformación de las fibras deberá ser substancialmente mayor que la de la matriz, si es que las fibras van a soportar la deformación adicional impuesta sobre éstas después que la matriz se agrieta.

- (iii) Módulo de elasticidad.- Con el fin de hacer máximo el grado de transferencia de carga de la matriz a las fibras, antes de que se agriete la matriz y de aquí su efecto reforzante, la relación E_f/E_m deberá ser lo mayor posible. Esto no es necesario en ciertas aplicaciones donde se aprovecha la resistencia a la desintegración posterior al agrietamiento, por ejemplo: impacto o cargas explosivas.
- (iv) Adherencia.- La habilidad de las fibras para soportar cargas transferidas de la matriz, depende de la adherencia adecuada, física (adhesiva), mecánica (friccional y de entrelazamiento) o química (de reacción entre materiales de la matriz y las fibras).
- (v) Razón de Poisson.- Bajo esfuerzo de tensión, si la razón de Poisson para las fibras es mayor que para la matriz, las fibras tienden a zafarse, reduciendo así o rompiendo la adhesión interfacial. Si es menor, la adhesión se mejora debido al esfuerzo interfacial de compresión y a la fricción resultante generada.
- (vi) Flujo.- Si la razón de flujo de las fibras es relativamente alta comparada con la de la matriz, éstas no pueden mantener su función reforzante con el tiempo, porque se vuelve a transferir la carga a la matriz.

Características físicas.

- (i) A medida que aumenta la razón de aspecto (largo/diámetro efectivo) de la fibra, aumenta también el esfuerzo en las fibras y consecuentemente su efecto reforzante. A razones de aspecto bajos, la falla involucra extracción de la fibra, mientras que para cierto valor crítico, incluye la fractura de la fibra. Idealmente, para utilizar plenamente la resistencia de la fibra, la razón de aspecto deberá aproximarse a este valor crítico.
- (ii) Estructura.- Algunas fibras se producen ya sea como monofilamento, multifilamento o en forma fibrilada, como ejemplo: el polipropileno. Para la forma de multifilamento, el área superficial exterior y diámetro promedio correspondiente gobiernan la razón de aspecto. También la estructura torcida o entretejida ofrece una mejor adherencia mecánica que la forma de monofilamento.
- (iii) Textura superficial.- El procesado físico o químico puede mejorar la resistencia interfacial de adherencia para algunos tipos de fibra. Dicho procesado puede comprender a una cubierta para mejorar la adhesión, deformación mecánica de la superficie de la fibra para hacerla áspera, o alteración del perfil alargado de una línea recta a una ondulada o a una forma arrugada, a una con extremos alargados, en forma de gancho o en círculo.
- (iv) Concentración.- El grado de mejoramiento en propiedades como compuesto está directamente relacionado con la concentración de la fibra. Por lo general, las propiedades mejoran en proporción a la concentración de fibra hasta que el proceso escogido para el mezclado llega a ser incapaz de distribuir las fibras con uniformidad en toda la matriz. El límite superior de concentración depende del proporcionamiento, tamaño máximo

de agregado, tipo, tamaño, aspecto y textura superficial de la fibra.

Compatibilidad del concreto con el proceso de mezclado.

- (i) El proceso de mezclado convencional somete las fibras a un alto grado de abrasión, impacto y esfuerzo de flexión, los cuales deben de soportar para mantener la relación de aspecto y resistencia. Algunas fibras como las de vidrio y carbón sufren una pérdida substancial de resistencia con esta operación. Otros que se quiebran fácilmente sufren pérdida de la relación de aspecto y consecuentemente de su efectividad reforzante.
- (ii) Después del mezclado y colocación, las fibras son selladas, potencialmente para su vida de trabajo, en un ambiente alto en alcalinidad donde deberán mantener resistencia y durabilidad. Además, si el sello se rompe agrietándose durante su servicio, es deseable que la fibra exhiba durabilidad y retención de su resistencia al ser expuestas a varios agentes que penetran por las grietas, por ejemplo: agua, productos químicos en solución como sales para el deshielo, aire, luz, etc..

Resumen del uso de fibras.

Como se muestra en la Tabla #1, en vista de esta extensa lista de características deseables, pocas fibras son perfectas en todos los aspectos. En operaciones comerciales hasta la fecha, únicamente fibras de acero, de vidrio (un tipo especialmente desarrollado que es resistente a los álcalis llamado Ceni-F12), y fibras de polipropileno se han utilizado con cierta amplitud, aunque los polímeros de alto módulo PRD-29 y PRD-49 ofrecen un alto potencial interesante. Las razones no son difíciles de comprender. Las fibras de acero califican bien en casi todos los casos (Tabla #1) con alguna duda únicamente en la durabilidad al post-agrietamiento. Las fibras de vidrio son fácilmente dañadas en el proceso de mezclado convencional, y su estabilidad química de larga duración en el cemento aún está en duda. Por eso su aprovechamiento, aunque substancial en la elaboración por medio de bomba de asperción de una base delgada de pasta de cemento donde las consecuencias de una falla son menores (1), aún no se ha extendido en el concreto. Las fibras de polipropileno tienen poco efecto reforzante debido a su bajo módulo, pero ofrecen excelente durabilidad y resistencia al post-agrietamiento, y por eso se han mostrado útiles en situaciones que incluyen cargas de impacto y resistencia al resquebrajamiento y desintegración.

Disponibilidad.

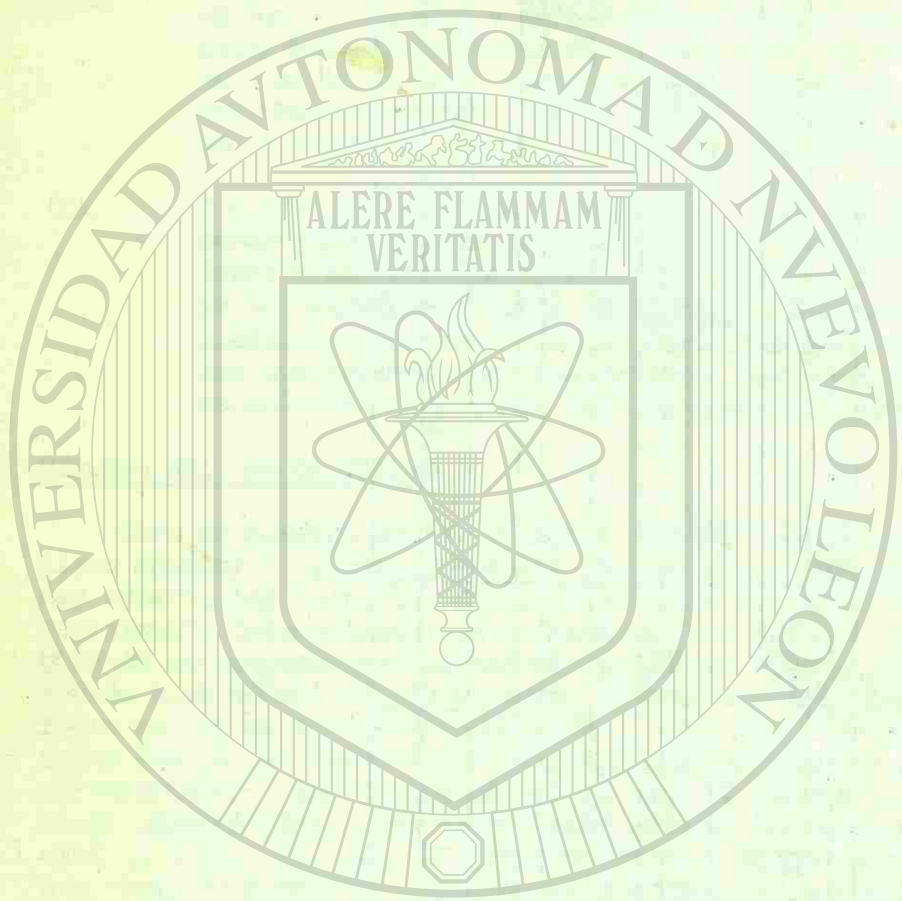
Las fibras de acero fueron primero producidas en Norteamérica utilizando alambre de 0.25 mm (0.01 pulgadas) de diámetro que era casi la porción desechada de alambre utilizado en la elaboración de llantas radiales. Después fue introducido el tipo de alambre patentado Duform con una superficie dispereja y deformada con el objeto de mejorar la adherencia interfacial de la misma manera que el refuerzo corrugado es superior a refuerzo convencional. Es evidente ahora que fibras pueden ser producidas más económicamente cortando láminas de acero o vaciando fibras directamente del horno. Las fibras cortadas de hoja de lámina de acero al alcance del solicitante en los Estados Unidos, Canadá, Australia y Japón. Las fibras obtenidas por fusión del metal se están produciendo de acero inoxidable para un mezclado específico en Estados Unidos de productos refractarios de concreto, pero problemas relacionados con la oxidación y otros factores han impedido la pro-

TABLA 1
RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DE LA FIBRA

Tipo de fibra	Esfuerzo de tensión en kg/cm ² x 10 ³	Elongación en %	Módulo Young en kg/cm ² x 10 ⁶	Módulo de Poisson	Adherencia con el cemento k/cm ²	Flujo Plástico	Competibilidad con el concreto		Durabilidad en el concreto agrietado	Costo \$/lb
							Física (durante el mezclado)	Química (a largo plazo)		
Acero al carbón	3.5-31.6	3-20	2.10	0.30-0.33	> 21.1	Bajo	Excelente	Excelente	Regular	0.25* - 0.30*
Acero Inoxidable	21.1	3	1.69	0.30-0.33	-	Bajo	Excelente	Excelente	Excelente	1.50 - 3.00
Asbesto blanco	31.6	> 3	1.69	-	8.4	Bajo	Pobre	Pobre	Buena	0.06* - 0.10
Asbesto azul	35.2	2-3	1.97	-	32.3	Bajo	Pobre	Buena	Buena	0.07 - 0.11
Algodón	2.8-8.4	5-10	0.06-0.11	-	-	Moderado	Regular	Pobre	Pobre	0.25 - 0.30
Henequén	8.4	2.9	-	-	-	Moderado	-	Pobre	Pobre	0.20 - 0.40
Cáñamo	3.9	1.8	-	-	-	Moderado	-	Pobre	Pobre	0.15 - 0.20
De vidrio	31.6-35.2	2-3.5	0.77	0.22	> 63.3	Bajo	Pobre	Pobre	Pobre	0.40 - 0.50
Tipo E	31.6-28.1	2-3	0.70-0.84	0.22	-	Bajo	Regular	Buena	Buena	0.85
CEI-F11	8.7	13	0.04	0.4-0.5	Pobre	Moderado	Buena	Buena	Buena	0.50
Nylon	8.9	10	0.11	0.4-0.5	Pobre	Moderado	Buena	Pudoso	Pudoso	0.70
Polypropileno	6.5	18	0.05	0.4-0.5	Pobre	Moderado	Buena	Buena	Buena	0.70
Polipropileno	4.0	8	0.08	0.4-0.5	Buena	Moderado	Buena	Buena	Buena	0.50
PRD-29	-	-	0.63	-	-	-	-	-	-	-
PRD-49	-	-	1.34	-	-	-	-	-	-	-
(Kevlar) Karbon	28.6	2.6	1.34	-	-	-	-	-	-	3.0 - 8.0
	14.1-31.6	0.4-1.0	2.46-4.57	0.2-0.4	-	Bajo	Regular (como cintas)	Excelente	Excelente	5.0 - 7.0
Alumino-Silicato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.10

m - En forma de monofilamentos
f - En forma fibrosa
* - Precio canadiense actual

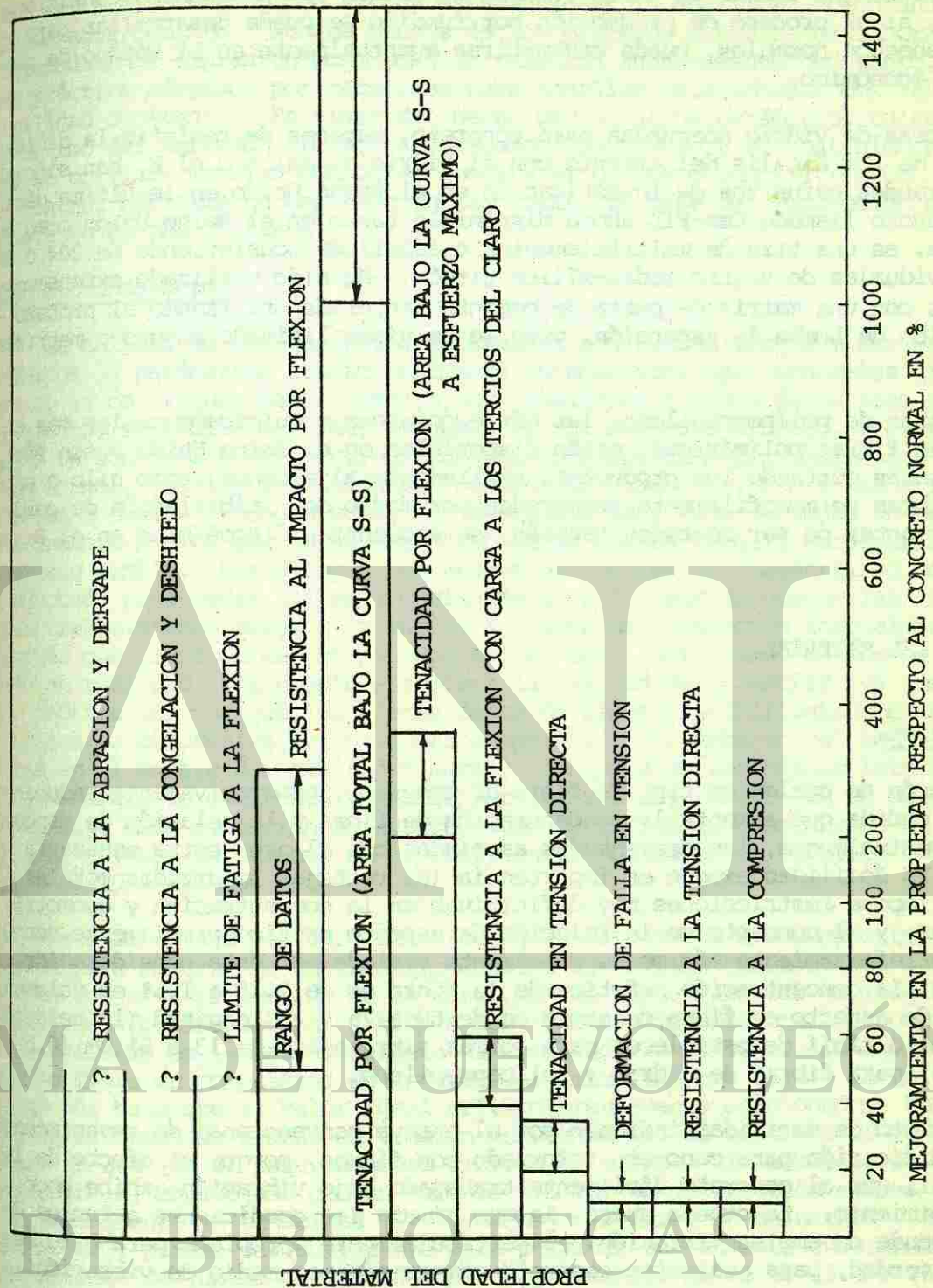




UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA 1



ducción comercial de fibras de acero fundido al carbón de resistencia consistente. Sin embargo, si el proceso de producción por fundido se puede desarrollar para utilizar desechos normales, puede convertirse eventualmente en el método de producción más económico.

Las fibras de vidrio adecuadas para concreto, capaces de resistir la dañina interacción de los álcalis del cemento con el vidrio normal A o el E, han sido el objeto de grandes esfuerzos de investigación en el Reino Unido en la última década. El producto llamado Cem-FIL ahora disponible tanto en el Reino Unido como en Norteamérica, es una tira de multifilamentos o fibrilada consistiendo de 204 ó 408 fibras individuales de vidrio sodio-sílice-zircón. Ha sido utilizado extensamente en productos con una matriz de pasta de cemento preparada utilizando el proceso de fabricación de bomba de aspersión, pero se ha visto limitado su uso a matrices de concreto.

Las fibras de polipropileno, las más económicas y químicamente las más estables de las fibras poliméricas, están disponibles en el Reino Unido y son fácilmente elaboradas cortando los productos, ampliamente al alcance, como hilo o cordón. Las fibras de monofilamento preparadas por medio de fibrilación de cordones estándar antes de ser cortados también, se encuentran disponibles en el Reino Unido.

PROPIEDADES DEL MATERIAL.

Concreto fresco.

La adición de cualquier tipo de fibra al concreto, progresivamente reduce su docilidad a medida que aumenta la concentración de fibra y la relación de aspecto aumenta. Eventualmente, las desventajas asociadas con el agua extra necesaria para mantener la docilidad excede en importancia las ventajas impartidas por las fibras. Esto impone restricciones muy definitivas en la concentración y geometría de las fibras, y el concepto de la relación de aspecto crítico previamente mencionado para un reforzamiento máximo es usualmente violado por esta consideración. Generalmente, la concentración práctica de la fibra es de 0.15 a 1.5% en volumen, la relación de aspecto en fibra de acero es de 60 a 75 y la longitud (la relación de aspecto es difícil de establecer para formas fibriladas) de 13 a 51 mm (0.5 - 2.0 pulgadas) para fibras de vidrio y polipropileno.

El concepto de docilidad indicado por el ensaye convencional de revenimiento requiere modificación para concreto reforzado con fibras, porque el efecto de las fibras es tal, que el concreto fácilmente trabajado bajo vibración exhibe poco o ningún revenimiento. La prueba sueca, la que simula las condiciones actuales de colocación donde se emplea vibración, es particularmente apropiada para este material, y, en verdad, para cualquier concreto compactado por medio de vibración.

La reducción en docilidad asociada con las fibras origina la pregunta sobre qué bases debe hacerse la comparación con el concreto simple. Como fue indicado por el autor en detalle en un trabajo anterior (3), casi todas las comparaciones se han basado en dos de varias alternativas, ya sea a relación agua/cemento constante, donde el concreto de control es muy dócil y el concreto fibroso es rígido (porque no se le agrega agua extra), o de docilidad constante donde se agrega

agua extra al concreto con fibras para mantener la docilidad aumentando así la relación agua/cemento. Aunque muchos de los primeros estudios de laboratorio desafortunadamente emplearon como base la relación agua/cemento constante, la base más práctica adoptada por necesidad para aquellas relacionadas con tanteos es a docilidad constante. En vista del hecho de que otros parámetros tales como tamaño máximo del agregado, relación agregado fino/grueso y el contenido de cenizas (si se utiliza) cambian cuando se compara el concreto con filtros con el concreto de control normalmente empleado en las obras, la base de comparación de docilidad constante es más realista.

Concreto endurecido.

La calidad de los concretos reforzados con fibras tiende a ser evaluada en términos de parámetros tradicionalmente establecidos para concretos simples, aunque no es de ninguna manera seguro, que cualquier o todos éstos sean apropiados. En efecto, el Comité ACI 544, responsable del concreto fibroso, recientemente designó un sub-comité para evaluar ensayos normales como procedimientos de compresión normal, flexión y tensión por compresión diametral, con vista a recomendar cambios o nuevos procedimientos más adecuados para esta variedad de materiales relativamente nuevos que no se comportan de la manera frágil, característica del concreto simple. Por ejemplo, el ensaye de compresión diametral es totalmente inadecuado para medir la resistencia máxima a la tensión porque las fibras continúan transmitiendo carga a la matriz a través de la sección inicialmente fallada, después que el espécimen se ha separado en dos. Así mismo, el ensaye de compresión en realidad, únicamente establece la calidad de la matriz, ya que no hay razón teórica del por qué las fibras deban de afectar significativamente la resistencia a la compresiva de cualquier compuesto. Sin embargo, el hecho de que la falla en el ensaye del cilindro normal involucra agrietamiento lateral en la porción central, lo cual está inhibido por las fibras, resulta en un beneficio aparente bajo esta condición de ensaye, como lo indica la disminución en la razón de Poisson's (4) y un aumento en la resistencia medida en el concreto con fibras de acero de 10 a 25% (3, 4).

La razón principal para usar fibras en casi todos los compuestos tradicionales es para mejorar la resistencia directa de tensión causando que las fibras soporten una alta proporción de la carga que no puede soportar la frágil y débil matriz. Desafortunadamente, debido a los límites impuestos para asegurar distribución uniforme en la matriz durante el mezclado, la concentración máxima permisible de fibra en compuestos de concreto es relativamente baja y la relación de aspecto más baja que el valor ideal crítico previamente mencionado. Por consiguiente, el refuerzo de fibras en tensión en una matriz de concreto no es muy substancial, 15-30% (5, 6) para concreto fibroso de acero. Sin embargo, el aumento en resistencia, emparejado con un aumento similar en deformación máxima y un aumento correspondiente en tenacidad (5) (área bajo la curva de esfuerzos y deformaciones unitarias), parece ser suficiente para permitir un aumento substancial en el espaciamiento de juntas de contracción en pavimentos hasta de 15.2 m (50 pies) aparentemente sin efecto adverso en las cubiertas de prueba de Fort Hood (7) y Las Vegas (8). Si este es el caso, los costos en juntas pueden reducirse considerablemente y mejoraría la conducción de vehículos.

En concreto, particularmente en pavimento de concreto, la resistencia a la flexural frecuentemente se considera como medida de la calidad, y con esta forma de cargar, las fibras tienen un efecto más acentuado que en tensión directa. Varios investigadores (3, 6, 9, 10) han mostrado que la resistencia a la flexión de

especímenes preparados en el laboratorio puede llegar al doble con la adición de 1 1/2 a 2 1/2 % en volumen de fibras de vidrio o acero, con valores obtenidos entre 85 y 140 kg/cm² (8.3 - 13.8 MPa).

Sin embargo, muchos de estos resultados se obtuvieron utilizando especímenes relativamente pequeños con longitudes de fibra del 40 a 50% de la dimensión mínima del espécimen.

El alineamiento longitudinal de las fibras en la superficie del molde es un factor muy importante. Además, el contenido de cemento fue en algunos casos (9, 10) increíblemente alto 510 kg/m³ (850 lb/yd³), como también fueron altos los contenidos de fibra en exceso del 2% en términos de miscibilidad bajo condiciones de campo y costo. Han resultado limitaciones impuestas por consideraciones económicas y de miscibilidad en casi todas las investigaciones de campo empleando de 1 a 1 1/2 % en volumen de fibras de acceso de 80 a 120 kg/m³ (133 - 200 lb/yd³) y las resistencias a la flexión obtenidas son entre 70 y 77 kg/cm² (6.9 - 7.6 MPa) a 28 días (7, 8, 11). Las fibras de vidrio han sido empleadas, aparentemente sin éxito debido a problemas de miscibilidad, hasta la fecha en una sola rama de investigación, así es que no hay información disponible de campo sobre esto.

Hasta ahora se han considerado únicamente las propiedades normalmente utilizadas para caracterizar un concreto simple. Sin embargo es evidente que ensayos normales de compresión, de flexión o de tensión directa no representen completamente las propiedades de concreto fibroso. Distinto al concreto simple que tiene una curva de esfuerzos y deformaciones unitarias casi lineal sin resistencia al post-agrietamiento, el concreto fibroso exhibe un aumento apreciable en tenacidad (trabajo de fractura señalado como el área bajo la curva de esfuerzos y deformaciones unitarias) bajo tensión directa (5), y un aumento considerable a la flexión (3, 12) (del orden de varios cientos en %) dependiendo de la concentración de fibras y relación de aspecto. Esta habilidad de absorber energía también se refleja en ensayos de flexión-impacto conducidos con un tipo de aparato con un péndulo pesado similar al aparato Charpy utilizado para ensayar la resistencia de especímenes de acero a fractura frágil. Aquí una vez más mejoramientos significantes - dentro del 50 a 400% se han observado (3, 6). Gráficas comparativas de carga contra deflexión para morteros de concreto simple y reforzado con fibra de acero por Hannant (6) (Figura 1), muestran la naturaleza fundamentalmente diferente de los dos materiales, el mortero simple comportándose de manera elástica frágil y el mortero fibroso de manera muy dúctil causada mayormente por la habilidad de las fibras para transmitir la carga a través de las grietas en la matriz y de permitir que el eje neutro se mueva hacia arriba produciendo una distribución de esfuerzos parcial o completamente plástica.

Comparando la magnitud de las diferencias entre el concreto simple y el concreto típico reforzado con fibras de acero con un 1% en volumen, una concentración que es factible en el campo desde el punto de vista de compatibilidad con proceso de mezclado y costo, es aparente (Figura 2) que los ensayos normales de resistencia no enfocan los avances más significantes. No obstante, hasta que nuevos procedimientos o modificaciones a procedimientos normales existentes como el ensayo de flexión con cargas en los tercios se desarrollen, el concreto fibroso probablemente continuará evaluándose en términos de resistencia a la compresión o a la flexión. Como se indicó anteriormente, el ensayo de compresión es inaplicable, pero para el presente, el ensayo de flexión es de algún valor para la determinación de la calidad potencial de concreto fibroso en el campo, particularmente

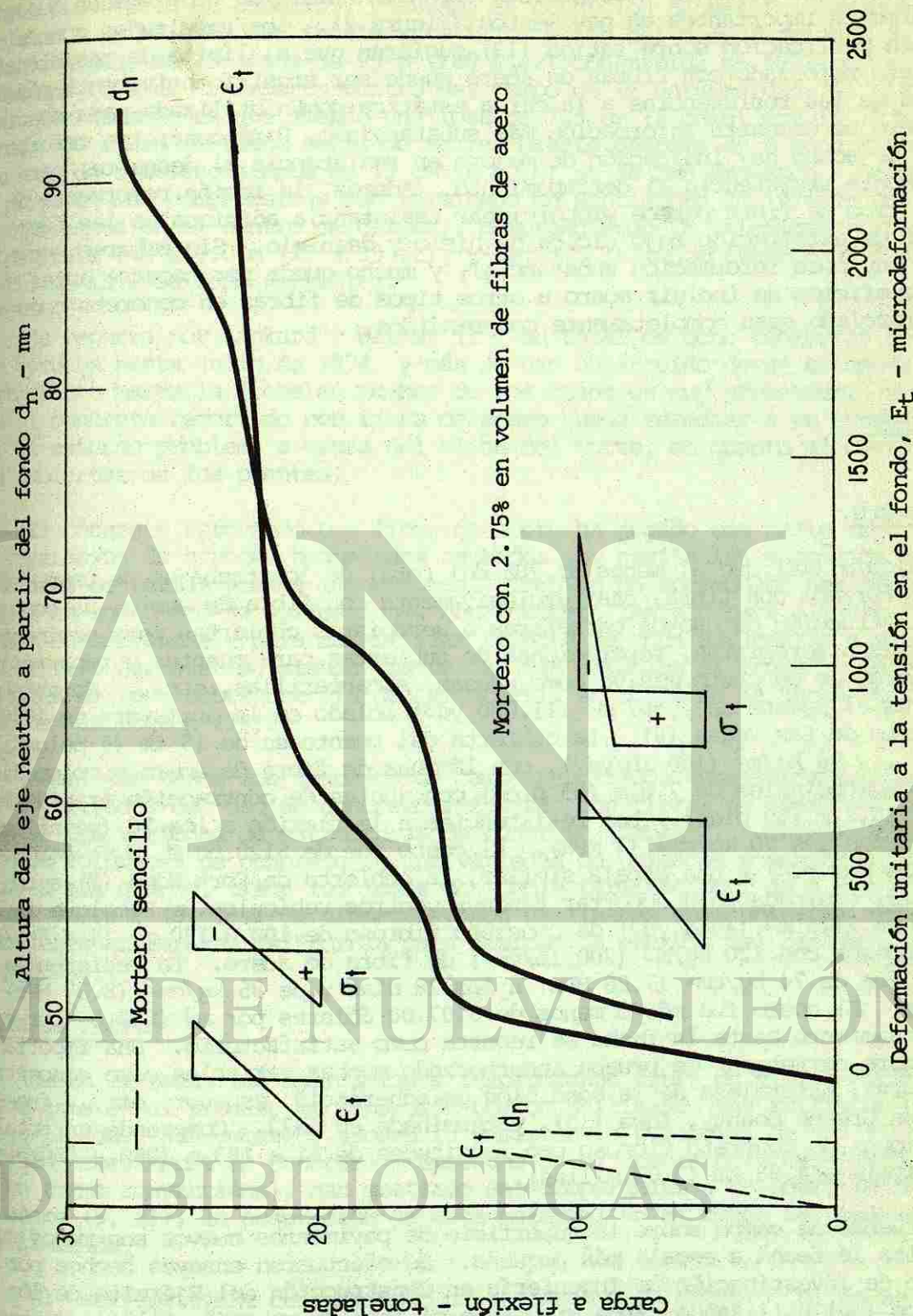


Fig. 1

en pavimentos o cubiertas incluyéndose al volumen de pruebas de campo para el material. En la categoría de desconocidas están un número de propiedades que son particularmente importantes en pavimentos (Figura 2). Los resultados contenidos en la única publicación sobre fatiga (13) sugieren que el límite de resistencia del concreto reforzado con fibras de acero puede ser significativamente más alto que el 50% de las resistencias a la carga estática común utilizada para concreto simple, pero se necesita información más substancial. Para concretos reforzados con fibra de acero hay indicación de mejora en resistencia al desgaste, pero no necesariamente resistencia al derrapamiento. Además, la acción reforzante de cualquier tipo de fibra parece proporcionar resistencia adicional a las fuerzas constantes de exfoliación bajo ciclos de hielo y deshielo. Sin embargo, en todos los casos hay poca información substancial, y mucho queda por hacerse antes de que los beneficios de incluir acero u otros tipos de fibras en concreto convencionalmente mezclado sean completamente comprendidos.

APLICACIONES.

Fibra de acero.

Se calcula (14) que al menos el 70% del total de los trabajos de campo con concreto reforzado con fibra, casi exclusivamente con fibra de acero, ha comprendido la construcción de nuevas carreteras o aeropistas cubiertas para pavimentos de carreteras o aeropistas, reparaciones de cubiertas para puentes y reparación de estructuras de concreto masivo como presas, alcantarillas, etc... Notable por su tamaño es el puente de 6,567 m³ (11,000 yd³) colado en la primavera de 1976 en el aeropuerto de Las Vegas (8). La cubierta del puente es de 15 cm (6 pulgadas) de espesor, 96 kg/m³ (160 lb/yd³), con láminas de fibra de acero y colocadas en tiras longitudinales de 7.6 m (25 pies) con juntas de contracción transversales a cada 15.2 m (50 pies). Las resistencias a la flexión a los 28 (veintiocho) días excedieron los 70 kg/cm² (7 MPa). El costo fue de \$128.00 M. N. por m³ (\$98 dólares por yd³) a una escala similar, la cubierta de Fort Hood (7) a una área especial equipada para soportar tanques y otros vehículos de remolque involucra el uso de 2426 m³ (4064 yd³) de concreto fibroso de 100 a 130 mm (4 a 5 1/4 pulg) de espesor con 120 kg/m³ (200 lb/yd³) de fibra de acero. La resistencia a la flexión fue de 74 kg/cm² (7.26 MPa) a los 28 días y de 85 kg/cm² (8.37 MPa) a los 90 días. El costo fue más o menos de \$107.00 dólares por m³ (\$82.00 por yd³), y el funcionamiento hasta la fecha se reporta como satisfactorio. Una importante cubierta sobre carretera de prueba incorporando muchas variables como concentración de fibras, naturaleza de la condición de adherencia, espesor, etc... fue efectuada en Greene County, Iowa (15), y terminada en 1973. Comprende un total de 29 secciones de concreto fibroso con longitudes de 61 - 183 m (200 - 600 pies), lo que equivale a 4.88 km (3.03 millas).

Las pruebas de campo sobre la superficie de pavimentos nuevos son menos numerosas y hasta la fecha a escala más pequeña. Se efectuaron ensayos hechos por el Laboratorio de Investigación de Ingeniería en Construcción del Ejército de los Estados Unidos (16) utilizando carga simulando el peso de un avión militar de transporte C5A en una losa de concreto simple de 25.4 cm (10 pulg) y una de 15 cm (6 pulg) de concreto reforzado con fibra de acero con 2% de fibra, 159 kg/m³ (267 lb/yd³). El concreto simple falló totalmente después de 950 cargadas, mientras

que el concreto fibroso sostuvo 1400 cargadas antes de que apareciera la primera grieta fina (pelo de cabello), y estaba en condición de servicio después de 8,700 cargadas. Se ha obtenido interesante información del comportamiento de una sección de prueba de 15 losas de 55 m (180 pies) construida en 1973 por el que escribo en una ruta de transporte dentro del campo de la Universidad (11, 17), y el rasgo más notable es que siendo una losa de 7.5 cm (3 pulg) con 1% 79 kg/m³ (133 lb/yd³) de fibra no tiene señal de agrietamiento después de 3 años mientras que una losa de concreto simple de 15 cm (6 pulg) se le han empezado a formar grietas. Un proyecto más comprensible fue terminado en septiembre de 1976 en una vía pública importante en el centro de Calgary, comprendiendo 18 (dieciocho) losas del tipo de fibra 7.6 x 7.0 m (25 x 35 ft), y dejando la concentración de fibra y el esfuerzo de la losa como variables.

Se reporta por Lankard y Walker (15) un total de ocho cubiertas de puentes bajo prueba hasta julio de 1974, y más se han construido desde entonces. El comportamiento hasta la fecha en muchos de los casos es muy prometedor, y parece ser que el concreto reforzado con fibra de acero puede remediar a un grado significativo, el extenso problema a causa del clima del Norte, en cuanto al deterioro de las cubiertas de los puentes.

El concreto reforzado con fibra de acero ha jugado una parte importante en la reparación de grandes hoquedades causados por cavitación o erosión en las estructuras de varias presas importantes. También ha comprobado ser efectivo y económico en un número de aplicaciones con concreto lanzado para alinear y reforzar líneas subterráneas y para estabilizar taludes de roca adyacentes a vías del ferrocarril o carreteras, siendo una de las más notables el proyecto de estabilizar un talud de roca sobre una vía de ferrocarril en el cañón de Snake Rock en el Estado de Washington (19).

Además de todos los trabajos de campo reportados anteriormente, hay otros casos registrados del uso de concreto reforzado con fibras de acero en la reparación de una variedad de estructuras de concreto (Tabla 2). También hay uso limitado de volúmenes de concreto en una variedad de unidades precoladas (Tabla 2), una, la más grande, tiene los lodos con doble terminación T de 4.6 m (15 pies) de largo y 1.5 m (5 pies) de diámetro y son utilizadas como unidades armadas para escolleras en Eureka, California para disipar la energía del oleaje y sus efectos (rompeolas).

Fibra de vidrio.

Hasta la fecha las aplicaciones involucrando fibra de vidrio están basadas mayormente en el proceso de aspersión-bombeo utilizando una matriz de pasta de cemento fluida. Sin embargo, aunque la resistencia potencial de las fibras de vidrio en especímenes de concreto preparados en el laboratorio mezclando el concreto en forma convencional, han mostrado ser comparables a su equivalente en fibras de acero (9, 21), la aceptación de este material en el campo de pruebas ha sido muy limitada.

El escritor tiene conocimiento de únicamente un ejemplo, el de un proyecto de una cubierta de carretera en Minnesota, consistiendo de algunas secciones con fibra de acero. En este caso, las fibras de vidrio, 96 kg/m³ (160 lb/yd³), con longitud de 25 mm (1 pulg), hicieron difícil el transporte, colocación y acabado del concreto. También fue más alta la demanda de agua 4,322 kg/m³ (540 lb/yd³) -

TABLA 2

APLICACIONES DEL CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO.

PROCEDIMIENTO DE FABRICACION	APLICACION
Construcción masiva de concreto	Nuevos Pavimentos o Pisos de Puentes
" " " "	Pisos Industriales
" " " "	Concreto reforzado (acero inoxidable)
Reparación masiva de concreto	Pavimentos o pisos de puentes
" " " "	Vertedores de presas, drenajes, etc.
Concreto lanzado	Estabilización de pendientes rocosas
" " " "	Construcción de minas y túneles
" " " "	Edificios (penitenciarios)
Prefabricados	Losas para estacionamientos de carros
" " " "	Tubería de agua
" " " "	Puentes de pontones
" " " "	Barcazas
" " " "	Dolos rompeolas
" " " "	Postes para alumbrado
" " " "	Tapas de alcantarillas
" " " "	Bases o marcos para maquinaria
" " " "	Componentes refractarios (acero inoxidable)
" " " "	Bóvedas de seguridad
" " " "	Gavetas para tumbas
" " " "	Puntas de pilotes
" " " "	Moldes
" " " "	Juntas de expansión (bordes)

que la del equivalente en concreto con fibras de acero 203 kg/m³ (340 lb/yd³). También se experimentaron dificultades en el acabado, posiblemente en gran parte debido a muy fuertes lluvias. A pesar de las dificultades tan severas enfrentadas en este caso, las fibras de vidrio no necesariamente deben ser consideradas totalmente inadecuadas para el concreto hasta que se haya adquirido más experiencia. Como conocedores de concreto, los expertos saben que es muy fácil elaborar concreto de baja calidad sin fibras. Es aún más fácil hacerlo con fibras si el tipo de revolvedora, la secuencia de mezclado y diseño del proporcionamiento son inadecuados, y, mientras que ya se ha adquirido suficiente información basada en experiencia en el campo con fibras de acero para sobrellevar los problemas, dicha experiencia aún no se ha obtenido con las fibras de vidrio.

Fibras de Polipropileno.

Como antes se mencionó en este trabajo, las fibras de polipropileno tienen poco efecto reforzante bajo cargas estáticas normales. Su mayor beneficio es en cargas bajo condiciones de impacto. Mientras que esto limita la cantidad de aplicaciones potenciales, hay al menos dos éxitos comerciales notables.

En Inglaterra, la compañía Wests Piling and Construction Ltd. ha mejorado significativamente la resistencia al agrietamiento o cuarteadura de sus unidades de secciones de pilotes de concreto huecos debido a la acción del hincado substi-

tuyendo el refuerzo de malla de acero con un 0.6% en volumen de polipropileno fibrilado de 40 mm (1.6 pulg) de largo (22). También en Inglaterra, la compañía -- John Laing & Son. Ltd. está produciendo un concreto espumoso bastante ligero llamado Faircrete (23) utilizado decorativamente en forma de paneles prefabricados -- en los cuales se han incorporado fibras de monofilamento de polipropileno para rigidizar la mezcla a manera de moldearla en acabados arquitectónicos, y para mejorar la resistencia de las unidades terminadas durante el manejo, transportación y colocación.

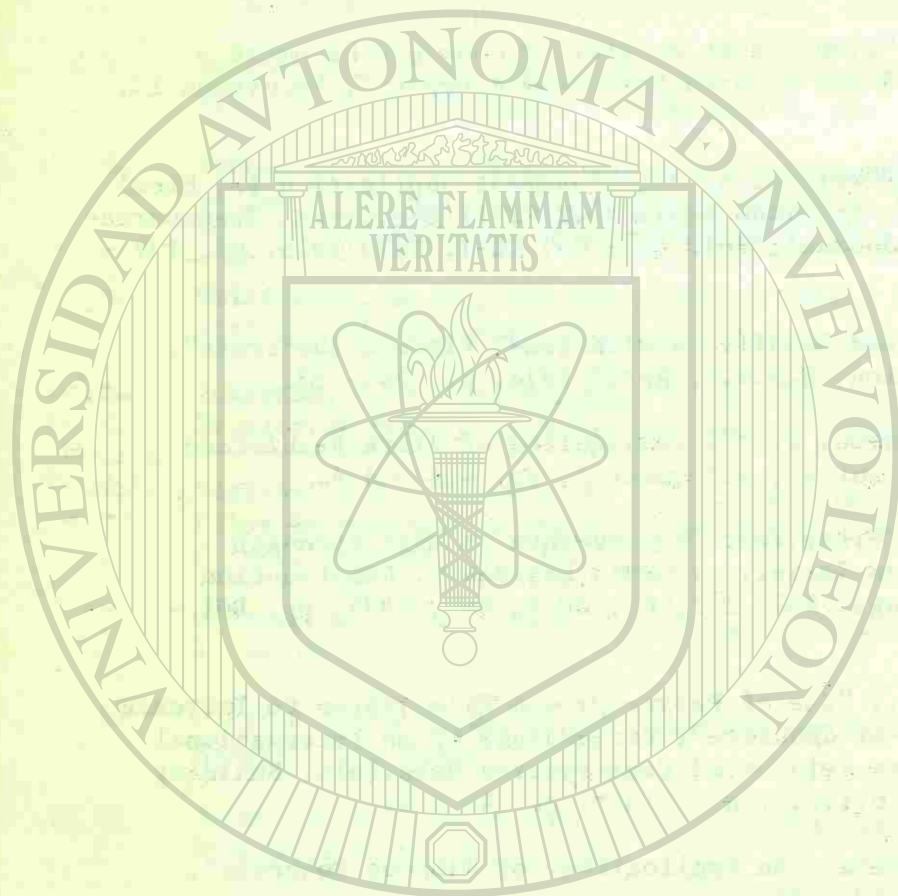
REFERENCIAS

1. Ryder, J. F., "Applications of Fibre Cement", Proceedings of an International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete *, RILEM, London, September 1975, pp. 23 - 38.
* Published by Construction Press Ltd., Hornby, Lancaster, England.
2. Sarkar, S. and Bailey, M. B., "Structural Properties of Carbon Fibre Reinforced Cement", Reference 1, pp. 361 - 374.
3. Johnston, C. D., "Steel Fibre Reinforced Mortar and Concrete - A Review of Mechanical Properties", American Concrete Institute Special Publication, SP-44, July 1974, pp. 127 - 142.
4. Williamson, G. R., "Effect of Steel Fibres on the Compressive Strength of Concrete", Reference 3, pp. 195 - 207.
5. Johnston, C. D. and Coleman, R. A., "Properties of Steel Fibre Reinforced Mortar in Uniaxial Tension", Reference 3, pp. 177 - 193.
6. Edgington, J., Hamant, D. J., and Williams, R. I. T., "Steel Fibre Reinforced Concrete", Building Research Establishment (U.K.), Current Paper 69/74, July 1974.
7. Williamson, G. R., "Fort Hood Fibre Concrete Overlay", Reference 1, pp. 453 - 459.
8. Private Correspondence with Engineering Staff, McCarran Int. Airport, Las Vegas, Nevada.
9. Marsh, H. N., and Clarke, L. L., "Glass Fibres in Concrete", Reference 3, pp. 247 - 263.
10. Luke, C. E., Waterhouse, B. L., and Wooldridge, J. F., "Steel Fibre Reinforced Concrete Optimization and Applications", Reference 3, pp. 393 - 412.
11. Johnston, C. D., "Steel Fibre Reinforced Concrete Pavement - Second Interim Performance Report", Reference 1, pp. 409 - 418.
12. Shah, S. P., and Rangan, B. V., "Fibre Reinforced Concrete Properties", American Concrete Institute, Proceedings Vol. 68, No. 2, Feb. 1971, pp. 126 - 134.
13. Batson, G. B. et al, "Flexural Fatigue of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams", American Concrete Institute, Proceedings Vol. 69, No. 11, Nov. 1972, pp. 673 - 677.
14. Lankard, D. R., "Fibre Concrete Applications", Reference 1, pp. 3 - 19.

15. Knutson, M. J., "Greene County, Iowa, Concrete Overlay Research Project," American Concrete Institute, Special Publication SP-51, Aug. 1975, pp. 175 - 196.
16. Hutchinson, R. L., "Performance of Concrete Pavements Subjected to Wide-Body Jet Aircraft Loading", Reference 15, pp. 125 - 160.
17. Johnston, C. D., "Steel Fibre Reinforced Concrete Pavement - Construction and First Interim Performance Report", Reference 15, pp. 161 - 174.
18. Lankard, D. R. and Walker, A. J., "Pavement Application for Steel Fibrous Concrete", American Society of Civil Engineers, Transportation Engineering Journal, Vol. 101, No. TE-1, Feb. 1975, pp. 137 - 153.
19. Kaden, R. A., "Slope Stabilized with Steel Fibrous Shotcrete", Western Construction (U.S.A.), April 1974, pp. 30 - 33.
20. Barab, S., and Hanson, D., "Investigation of Fibre Reinforced Breakwater Armour Units", Reference 3, pp. 415 - 434.
21. Johnston, C. D., "Fifty Year Developments in High Strength Concrete", American Society of Civil Engineers, Construction Division Proceedings, Vol. 101, No. CO-4, Dec. 1975, pp. 801 - 818.
22. Fairweather, A. D., "Use of Polypropylene Film Fibres to Increase Impact Resistance of Concrete", Proceedings of an International Conference on Fibre Reinforced Construction Materials, Building Research Station (U.I.C.), Nov. 1971, pp. 41 - 44.
23. Hobbs, C., "Faircrete: An Application for Fibrous Concrete", Reference 22, pp. 59 - 67.

CURRICULUM VITAE

Graduado en la Universidad Queen, Belfast, Irlanda del Norte, con experiencia en construcción en Irlanda del Norte. Sus investigaciones han sido orientadas a las propiedades de concreto simple, concreto reforzado con fibras y ferrocemento. Actualmente es profesor asociado en Ingeniería Civil en la Universidad de Calgary, Alberta, Canadá y director de M. & S. Research Consulting Ltd, es miembro de ASTM y ACI. Octubo la medalla Wason de ACI en abril de 1976 por sus trabajos sobre Concreto Reforzado con Fibra de Acero.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Dr. Falcon Bauer*

RESUMEN

Tomando en cuenta las enseñanzas emanadas de algunos errores y principalmente los más sobresalientes, entre los que nosotros advertimos una larga lista de --aciertos y éxitos se propone una metodología que analiza y diagnostica las causas generadoras de los defectos en las estructuras de concreto armado o pretensado, así como también se sugieren métodos de corrección para las fallas más comunes.

* Presidente del Centro Tecnológico de Construcción, Consejero del Instituto Brasileño de Concreto.

INTRODUCCION.

En este trabajo se mencionan las causas más comunes de las fallas y se indican los métodos de reparación más adecuados en estructuras de concreto armado y de concreto presforzado.

Los problemas se tratan de la manera más sencilla, usando ilustraciones adecuadas de modo que las soluciones sean las más convenientes y objetivas.

Procediendo de este modo es posible reducir los efectos de las fallas más comunes. En general, puede decirse, que las fallas en estructuras de concreto se deben fundamentalmente a la falta de conocimientos básicos en materia de tecnología del concreto.

Los defectos o deficiencias que generalmente se presentan en las estructuras de concreto armado o presforzado se deben básicamente a los factores siguientes:

1. Deficiencias del material que hacen que el concreto no esté con capacidad de absorber las solicitaciones previstas en el proyecto.
2. Concretos inadecuados para las características de la obra.
3. Defectos de ejecución.
4. Efectos perjudiciales producidos por solicitaciones diferentes o mayores a las previstas por el proyectista.
5. Mala concepción de los detalles del proyecto. Trataremos a continuación cada uno de estos aspectos, así como los medios para reducir y corregir los defectos de cada caso.

1. DEFICIENCIA DE LAS CARACTERISTICAS DEL CONCRETO O DEL ACERO DE REFUERZO, EN RELACION A LAS SOLICITACIONES NORMALES O A LAS PREVISTAS EN EL PROYECTO.

El concreto está sometido comúnmente a las siguientes solicitaciones:

a).- Solicitaciones mecánicas:

- compresión,
- tensión simple,
- tensión por flexión,
- cortante,
- abrasión,
- impacto.

b).- Acción de elementos externos.

Con el fin de dimensionar los elementos de concreto para que resistan las solicitaciones a que se hallan sometidos es necesario que el ingeniero posea conocimientos sólidos sobre los esfuerzos que han de actuar, los materiales disponibles, y de los equipos y mano de obra que han de emplearse.

Un error en la evaluación de cada uno de estos aspectos puede originar deficiencias específicas en el concreto endurecido, por ejemplo, cuando el concreto presenta características de resistencia a compresión inferior a la denominada "esfuerzo de ruptura", pero superiores a los esfuerzos efectivamente fatigantes, hay una disminución del coeficiente de seguridad de la obra, sin que se presenten señales exteriores indicadoras del esfuerzo de la estructura. Este es, a nuestro parecer, uno de los aspectos más peligrosos. En estos casos un aumento de la carga puede sobrepasar el esfuerzo de ruptura del concreto y producir el colapso inmediato por compresión.

Es lo que sucede cuando una columna sufre aumentos sucesivos de carga producidos por ejemplo, por sobrepisos o por asentamientos diferenciales. En estos casos la ruptura se produce súbitamente.

1.1.- Para evitar este tipo de accidentes es necesario:

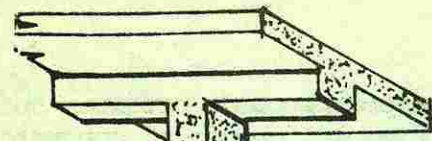
- 1.1.1.- El empleo de un concreto con una dosificación adecuada para los esfuerzos especificados.
- 1.1.2.- El control riguroso de los resultados obtenidos en los ensayos a compresión, en el sentido de constatar, por observación individual y por apreciación estadística, un margen real de seguridad de la estructura.
- 1.1.3.- Un control riguroso del acero.

1.2.- Columnas.

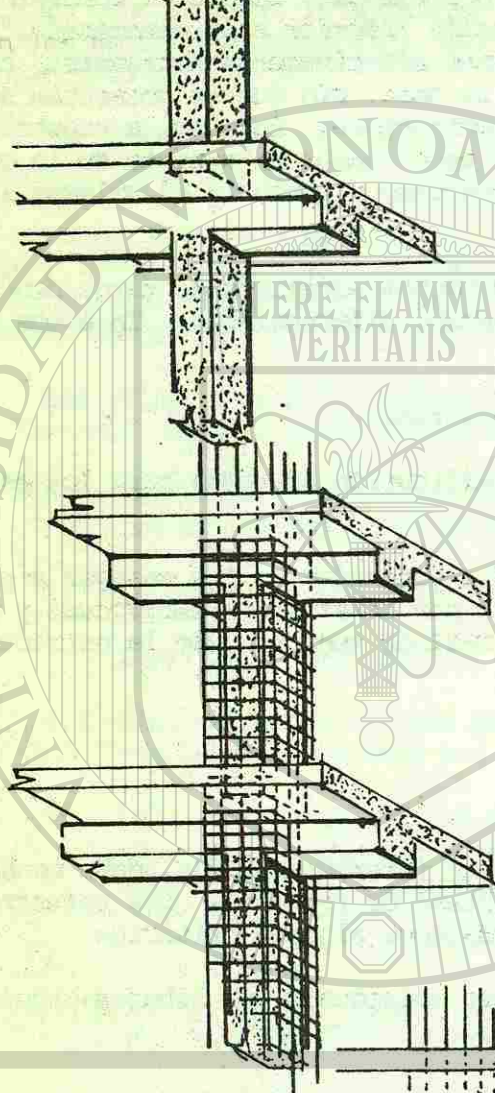
Cuando se comprueben resistencias del concreto inferiores a $f'c$, debe consultarse al calculista sobre una necesidad eventual de refuerzo. Los refuerzos pueden ejecutarse por varios métodos. Abordaremos algunos criterios.

- 1.2.1.- Mediante la colocación de un refuerzo adicional, los dibujos siguientes ilustran las etapas del trabajo.

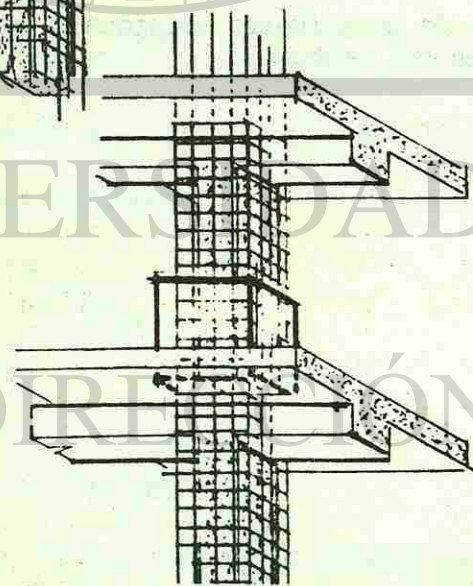
Picado de las superficies y
arredondamiento de las aris-
tas.



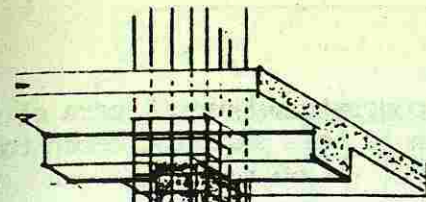
Colocación de acero de refuerzo



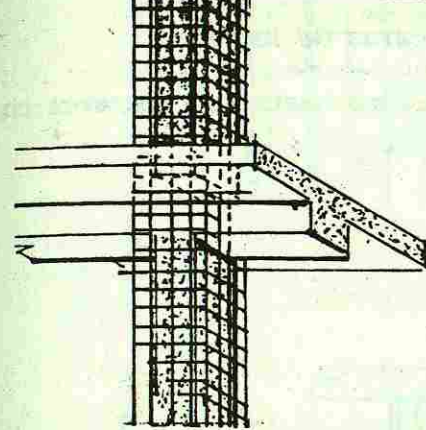
Ajuste de los moldes



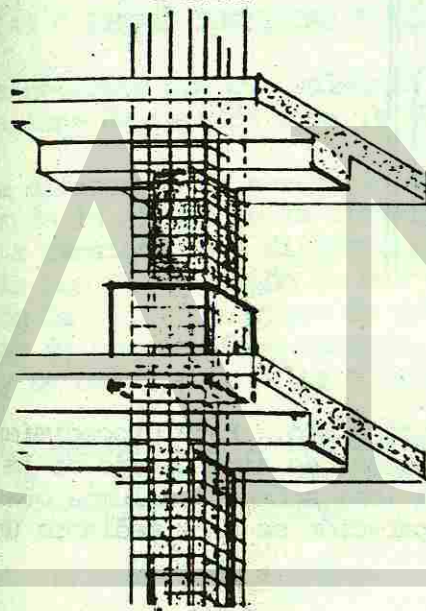
Los moldes se retiran y la superficie
de concreto se pinta con un adhesivo.



Los moldes se recolocan y se procede
al colado del primer tramo.

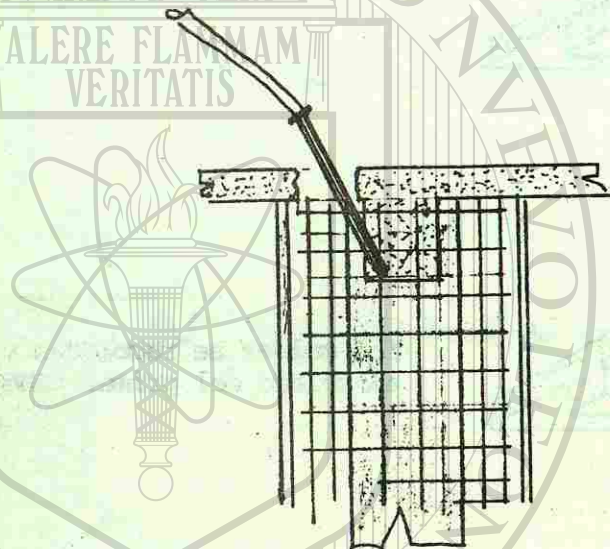


Todas las etapas se repiten para el
segundo tramo de la columna y el co-
lado se realiza a través de una abe-
tura en la losa



Cuando existe la posibilidad de vaciar el concreto adicional para el refuerzo de la columna a través de un agujero hecho en la losa superior deben tomarse las siguientes precauciones:

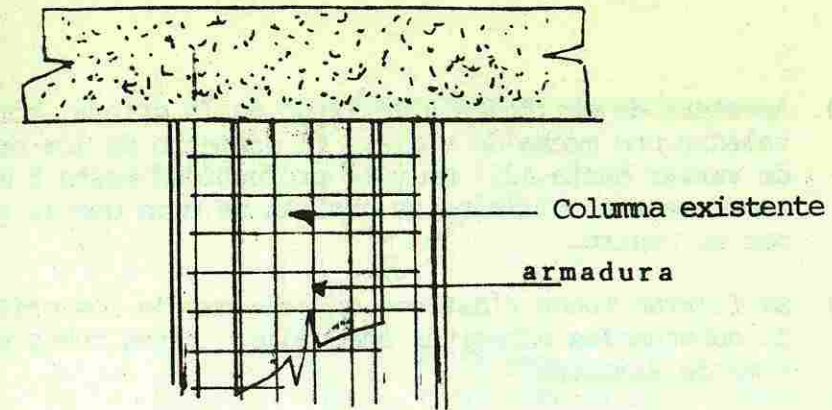
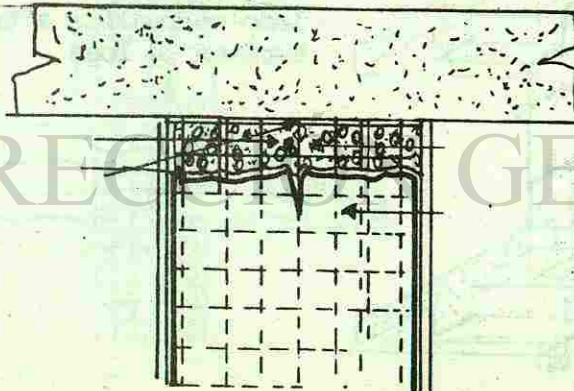
- 1.- Debe colocarse una resina adhesiva en las caras de la viga.
- 2.- El concreto debe colocarse a partir de una cara hasta que aparezca en la cara opuesta.



- 3.- El esquema siguiente ilustra el vaciado de concreto. Este procedimiento tiene como finalidad impedir la formación de bolsas de aire debajo de la viga. Cuando no es posible abrir un agujero en la losa sobre la columna que está siendo reforzada, la última etapa de la reparación se hace mediante un acurado conforme indica el croquis siguiente.

Concreto expansivo

Adhesivo



1.3 VIGAS O PIEZAS SOMETIDAS A FLEXION.

Los defectos que generalmente se observan en vigas, se deben a falta de acero en la zona de tensión o en la de cortante.

Una diferencia de acero de tensión se manifiesta con la aparición de grietas a partir de la altura de la línea neutra o con mayor espesor junto a la cara que trabaja a tensión. Una diferencia de acero en el área de cortante máximo, se caracteriza por la aparición de una fisura de igual espesor a lo largo de toda la altura de la viga. En vigas de gran altura aparecen grietas con origen y fin en las zonas de compresión y tensión. Estas grietas son más anchas junto a la línea neutra y se deben a la falta o deficiencia de acero de distribución.

Son también comunes las fisuras debidas a retracción del concreto. Una deficiencia en la resistencia del concreto puede, como en el caso de las columnas, causar la ruptura por compresión.

1.3.1.- Reparaciones.

Si no ha ocurrido pérdida del acero, las reparaciones tienen como objeto cerrar las fisuras y eventualmente el refuerzo de las vigas.

En seguida tratamos algunos métodos de reparación.

1.3.1.1.- Cuando las grietas son de un espesor mayor de 0,3 mm, pueden sellarse por medio de inyecciones. El proceso es el siguiente:

- a) Se deben examinar superficialmente las fisuras a fin de determinar sus características tales como profundidad, ancho, etc.
- b) Limpieza superficial de la grieta y secado del área circunvecina.
- c) Apertura de un surco cónico a lo largo de la grieta con una profundidad máxima de 5 mm. El surco será rellenado con una substancia adhesiva estructural.

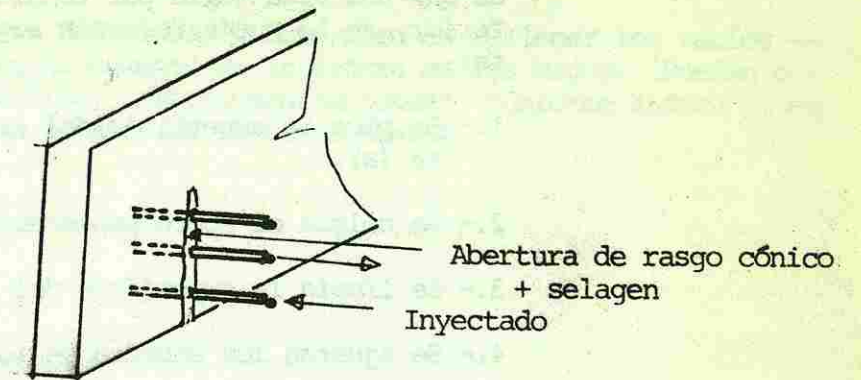
- d) Apertura de orificios a lo largo de la grieta, por medio de un taladro con mecha de vidia. El diámetro de los orificios puede variar hasta 12,7 mm y la profundidad hasta 5 mm. La distancia entre orificios se abrirán de modo que la grieta pase por su centro.
- e) Se fijarán tubos plásticos en cada uno de los orificios, usando sustancias adhesivas adecuadas. Estos tubos serán de unos 8 mm de diámetro.
- f) Después de 12 a 36 horas de fijados los tubos, se hará un ensaye con aire comprimido a fin de comprobar la comunicación entre los orificios. Cuando no haya una comunicación perfecta entre los tubos, deben abrirse nuevos orificios y reiniciarse el ciclo de operaciones.
- g) Una vez que se haya comprobado la comunicación entre los orificios, se procede a la inyección, usando una jeringa especial. La inyección se hace partiendo de los orificios inferiores hacia los superiores. La presión varía de 4.2 a 9.8 kg/cm² (60 a 140 libras por pulgada cuadrada).
- h) Pasadas 48 horas, se cortan los tubos plásticos ubicados en la cara del concreto y se retiran con la ayuda de un taladro.
- i) Finalmente se llenan los orificios usados para la inyección.

NOTA: Montana ha elaborado un procedimiento para el sellado de grietas, que cubre los aspectos "a" hasta "i".

De acuerdo con él, se procede de la siguiente manera:

- I) Tapado inicial de la grieta, en la forma en que se indicó en el aparte "C".
- II) Fijación, con una resina, de los tubitos plásticos.
- III) Inyección con epoxy, tal como se indicó en el párrafo "G".
- IV) Sellado final de los orificios, con una resina. Los croquis siguientes ilustran el procedimiento de inyección.

Inyección en viga fisurada



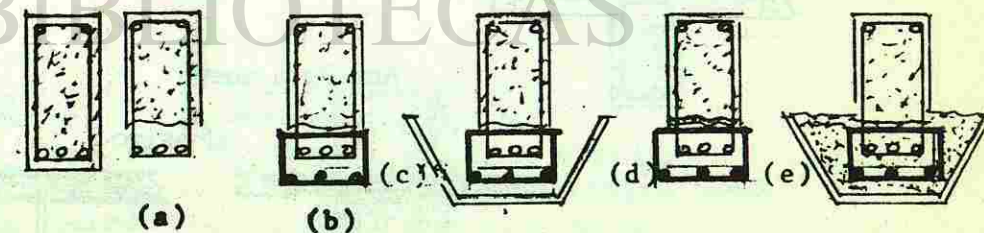
1.3.1.2.- Cuando el espesor de una grieta sea menor de 0,3 mm, puede emplearse el proceso de OKRATIZACION. Este proceso consiste en una aplicación de gas tetrafloruro de silicio (Si F₄), a presión, el cual reacciona con la cal libre proveniente de la hidratación del cemento, sellando las fisuras.

La reacción puede describirse así:



Los componentes del cemento, silicatos y aluminatos, reaccionan de manera semejante. El efecto de la reacción depende de la presión con que se aplica el gas. Hoy es común la aplicación del fluosilicato de sodio o potasio (llamado corrientemente vidrio líquido), para sellar fisuras. El líquido penetra, por capilaridad, hasta el fondo de la fisura y reacciona con la cal libre formando fluosilicato de calcio que es insoluble y que llena la grieta, de adentro hacia afuera.

Quando la fisura está abierta, la aplicación puede hacerse fácilmente aplicando con pincel dos o tres manos de fluosilicato, sobre la superficie seca del concreto.

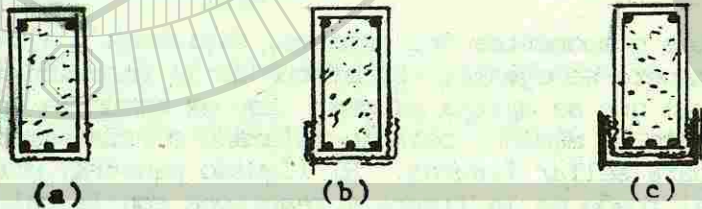


A) Reforzamiento de una viga con acero suplementario. En el caso de que una viga falle por tensión o por escasez de refuerzo inferior, se le puede reforzar siguiendo el procedimiento siguiente:

- 1.- Se pica la superficie del concreto a fin de dejarla rugosa (a).
- 2.- Se coloca el acero suplementario (b).
- 3.- Se limpia la superficie del concreto.
- 4.- Se ajustan los encofrados (c).
- 5.- Se retiran los encofrados y se pinta la superficie con una resina adhesiva (d).
- 6.- Se colocan los moldes y se procede al allanado (e).

B) Reforzamiento de una viga por medio de una cantonera metálica.

- a) Se pica y se limpia la superficie de concreto.
- b) Se pinta la superficie con resina adhesiva.
- c) Se colocan las cantoneras.



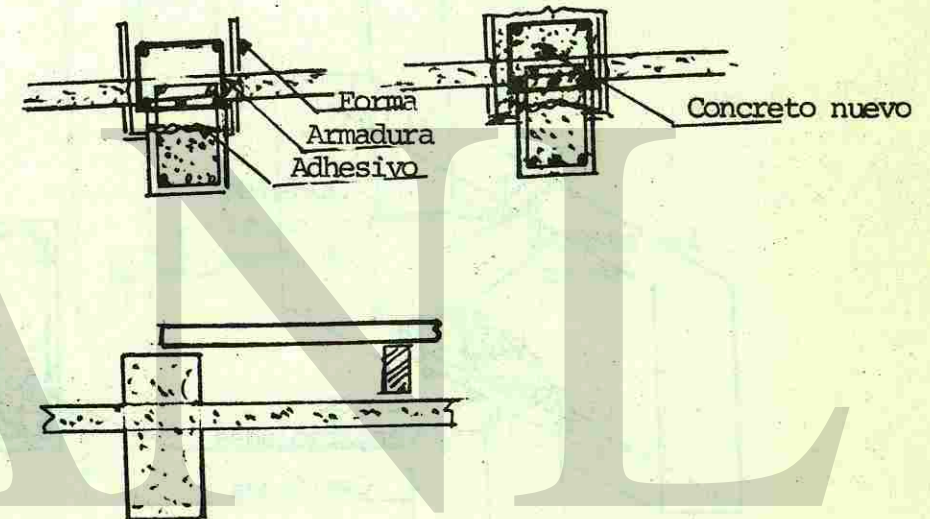
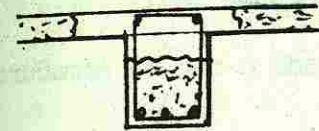
C) Refuerzo por aumento de sección.

C.1.- Incorporación de la losa para que trabaje como viga T.

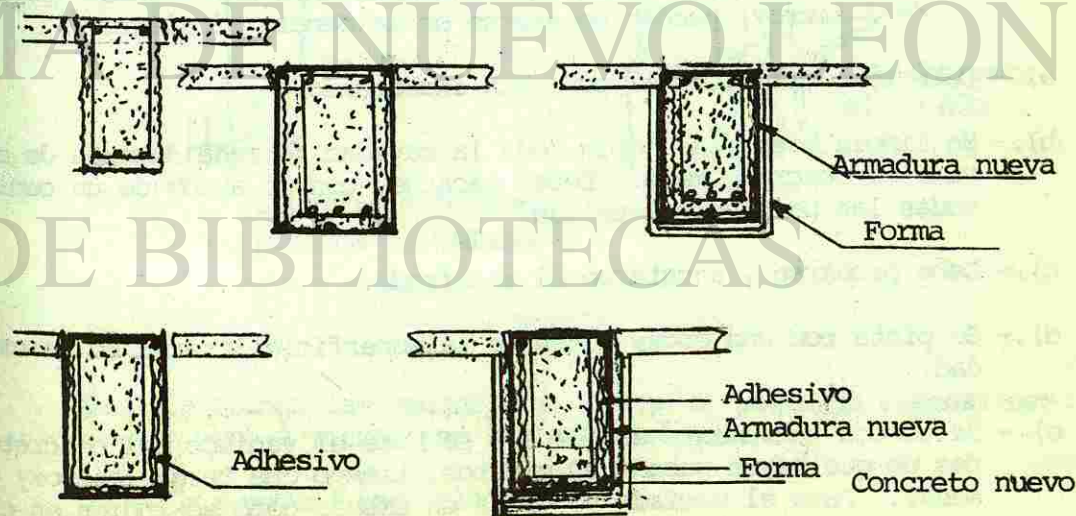


C.2.- Aumento de la altura de la viga.

Habrà siempre necesidad en este caso de rellenar los vacíos -- formados por el aumento de la altura de las vigas. Pueden colocarse, también, losetas prefabricadas, conforme indica el esquema, a fin de aliviar la carga muerta.



C.3.- AUMENTO DEL ANCHO.



2.- CASO EN QUE EL CONCRETO ES INADECUADO PARA LAS CARACTERISTICAS DE LA OBRA.

Este caso se presenta cuando se descuidan algún aspecto particular de la estructura. Los cuidados más comunes que producen daños a las estructuras son:

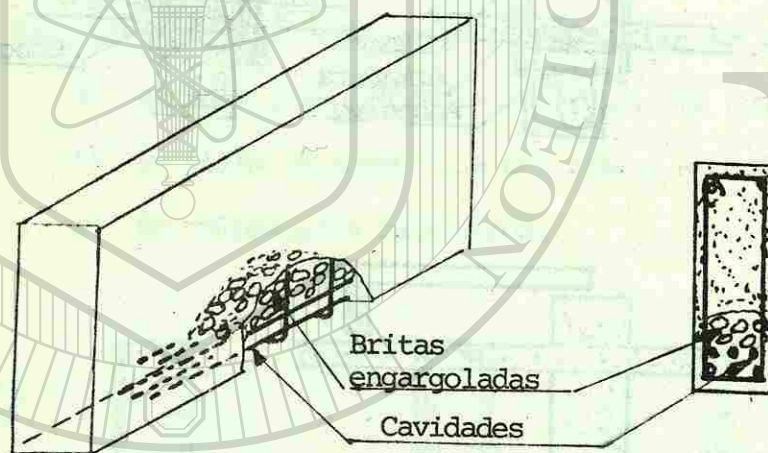
2.1.- Trabajabilidad inadecuada.

Cuando el concreto tiene una trabajabilidad deficiente en relación a la cantidad de refuerzo o a los requerimientos de la vibración, se produce la formación de cangrejas. La figura 1 ilustra los casos más frecuentes.

2.2.- Uso de agregados incompatibles con el encofrado o con la armadura.

En este caso se producen también cangrejas.

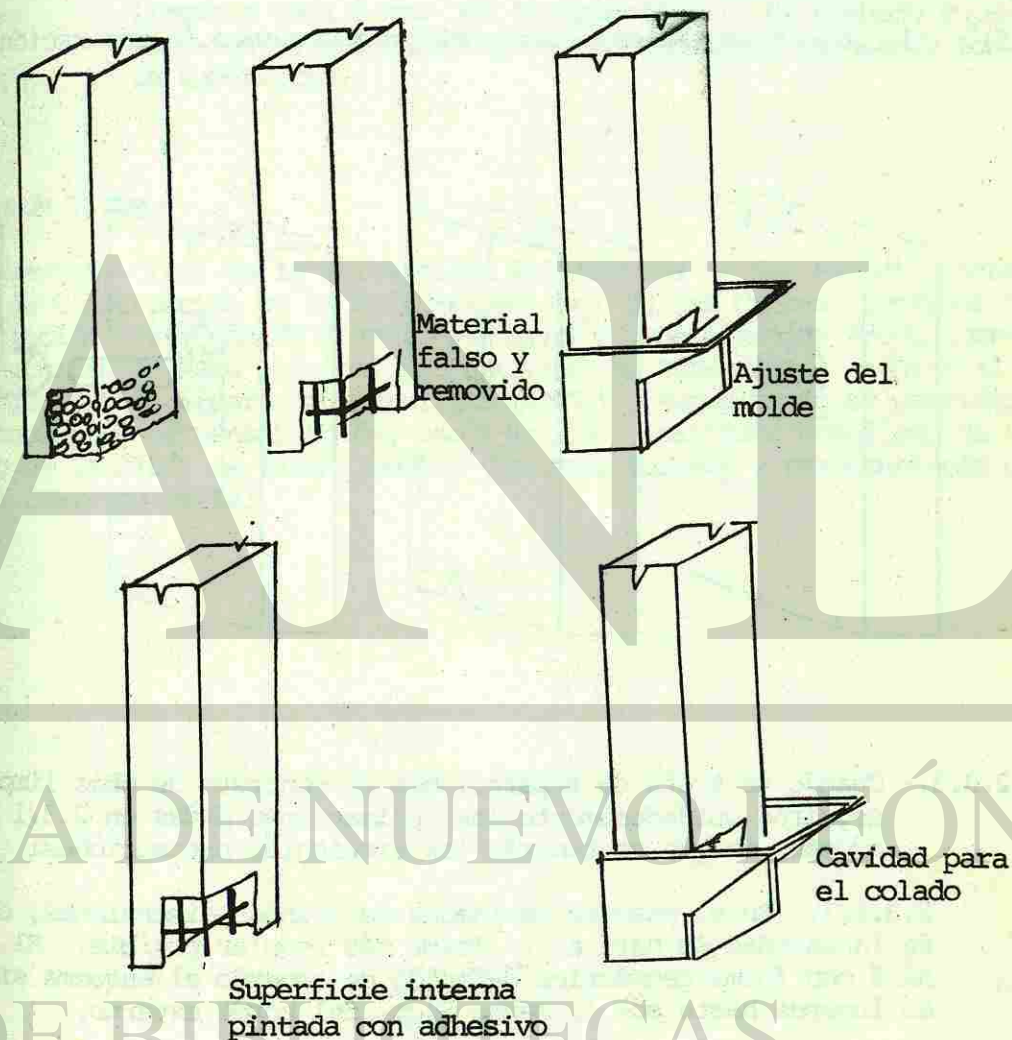
Los agregados gruesos quedan retenidos entre las armaduras e impiden el paso del mortero y aparecen fallas sobre las armaduras, tal como muestra el dibujo.



2.3.1.- Cuando las cangrejas son de dimensiones muy grandes (mayores de 3 litros) pueden repararse de la manera siguiente:

- Debe removerse todo el concreto inadecuado.
- Se limpia bien y se sopla toda la cavidad formada después de removido el concreto malo. Deben sacarse, con la ayuda de un cepillo, todas las partículas sueltas.
- Debe probarse y ajustarse el encofrado.
- Se pinta con una epoxy adhesiva la superficie interna de la cavidad.
- Se coloca nuevamente el molde y se hace el vaciado del concreto antes de que hayan pasado 90 minutos, tiempo que tarda la epoxy en secar. Para el vaciado se usará un embudo como se indica en el dibujo.

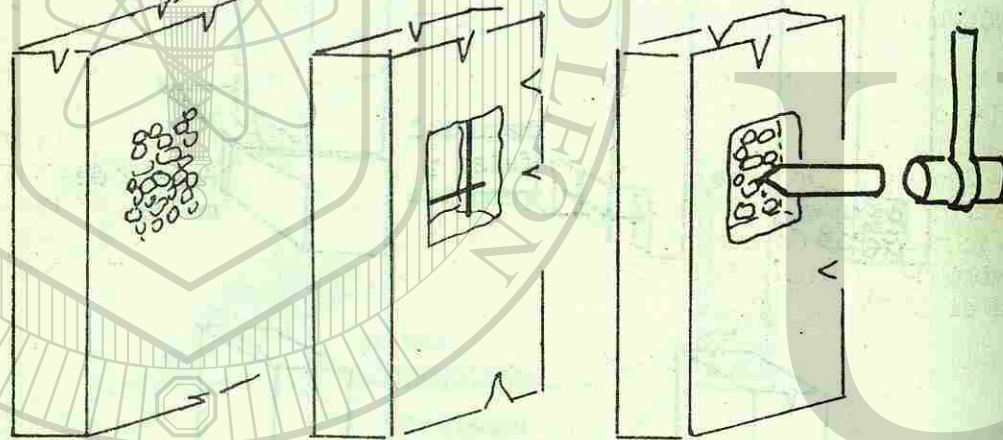
- Se mantendrá mojado el encofrado, a fin de reducir la retracción de fraguado del concreto.
- Se romperá el embudo usado para tal fin.
- Se mantendrá húmeda durante siete días, la superficie del parche de concreto y su vecindad.
- Los croquis siguientes ilustran las etapas de la separación.



2.3.2.- Cuando las cangrejas fueran de pequeñas dimensiones (menores que 3 litros) se les separará así:

- Se removerá todo el concreto malo.

- b).- Se limpiará y soplará bien toda la cavidad formada con la remoción del concreto malo, se sacarán por medio de un cepillo todas las partículas sueltas.
- c).- Se pinta la superficie interna de la cavidad, por medio de una epoxy adhesiva.
- d).- Se llenará la cavidad con un mortero de cemento y arena. El mortero deberá ser bastante seco.
- e).- Conjuntamente con el mortero de agregado pequeño, el que previamente habrá sido humedecido durante 24 horas.
- f).- El croquis siguiente ilustra el procedimiento de reparación.



2.3.3.- Cuando se trata de reparaciones en concreto de obra limpia se seguirán cuidadosamente las indicaciones dadas en 2.3.1 y 2.3.2, además, de que se tomarán las siguientes precauciones:

2.3.1.1.- En el caso de cavidades de grandes dimensiones, el corte de la cavidad se hará en la forma más regular posible. El corte se hará con forma geométrica definida de acuerdo al esquema siguiente, en lugares hasta por lo menos 5 cm. del borde externo.

2.3.1.2.- Para el llenado de la cavidad se usará el mismo procedimiento usado para el llenado de la columna.

El llenado estará precedido de las operaciones indicadas antes en el aparte 2.3.1.

Después de 24 horas del vaciado, se removerá el embudo usado para el mismo y el concreto se picará hasta una profundidad de unos 3 mm.

El llenado de los 3 mm. superficiales se hará con mortero ordinario, cemento blanco, ceniza, arena cribada y agua.

La proporción entre cemento blanco y ceniza, debe establecerse mediante pruebas de morteros mezclados en diferentes proporciones. - Estas muestras se prepararán por lo menos con siete días de anticipación, debiendo escogerse, en el momento de la aplicación, aquella que tenga la coloración más semejante a la del concreto en reparación. La selección se hace por comparación.

2.3.3.3.- El llenado de cavidades de pequeñas dimensiones se hace conforme se ha descrito para el caso del concreto ordinario, hasta llegar a unos 3 mm. de la superficie. El acabado superficial se hace con el procedimiento antes descrito, igualando los colores de la superficie.

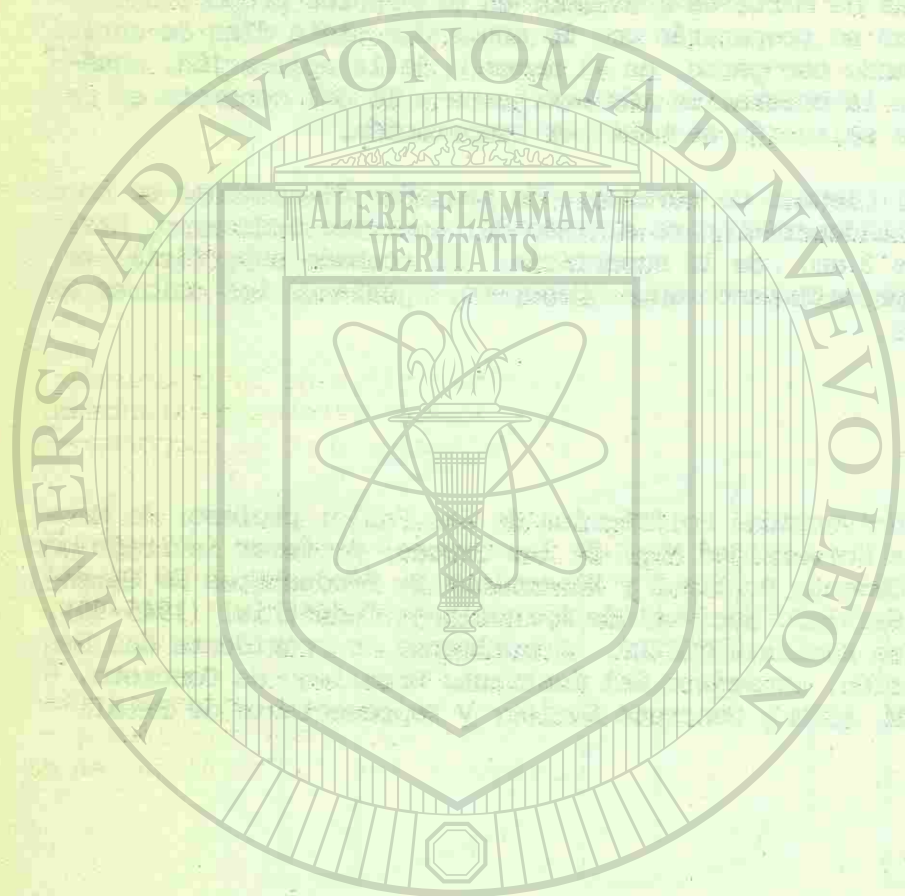
CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil de la Universidad Politécnica de Sao Paulo; profesor de Materiales de Construcción en la Universidad Mogi de las Cruces; profesor invitado por la Asociación Brasileña de Cemento Portland y Venezolana de Productores de Cemento. Ingeniero en Jefe del Servicio Nacional de Aprendizaje Industrial (1945-58), asesor de la Cía. Siderúrgica Paulista-COSIPA. Actualmente es presidente del Centro Tecnológico de Construcción, consejero del Instituto Brasileño de Concreto, miembro de la UILLJ, de RILEM, ASTM y Concrete Society y representante de Brasil ante el CEBTP de París.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

GRANDES ACCIDENTES EN CONSTRUCCIONES DE CONCRETO.

L. A. Falcon Bauer*

RESUMEN

El propósito de este trabajo es servir a los profesionales de la Ingeniería y a la Industria de la Construcción, trayendo a la discusión errores constantemente repetidos, ya sea en cálculo, en el detalle, en el control o en el comportamiento de los materiales.

Es posible que en estas charlas tan solo se repitan lecciones ya olvidadas, - empero, la intención del expositor es que sea estimulado en los ingenieros el análisis técnico de datos recogidos metódicamente, para que sean obtenidas lecciones útiles.

No se trata de un deseo mórbido de analizar los defectos, accidentes o incidentes, más se sobrepone la voluntad de que esos errores sean menos repetidos y - que las lecciones sean aprendidas. Buscaremos siempre obtener la "moraleja" en cada uno de los casos.

* Presidente del Centro de Construcción, Consejero del Instituto Brasileño de Concreto.

INTRODUCCION.

Hay innumerables accidentes ya analizados, empero en este ciclo de charlas más relacionadas con el concreto buscaremos quedarnos en esa área. Los accidentes ocurren en cualquier tipo de estructura, sea en madera, metálica, sea en diques de tierra o en estructuras de concreto. Corresponderá a las sociedades de ingeniería especializadas, el análisis y divulgación de los accidentes en cada área. Creemos que estos trabajos contribuirán a la reducción de accidentes.

En nuestra área, la de las estructuras de concreto armado y pretensado, se ha visto que la ejecución de las construcciones frecuentemente no sigue el nivel de desarrollo y detalle del proyecto. Lo rudimentario de los métodos constructivos, la falta de capacitación del trabajador y la falta de conocimiento tecnológico, son frecuentemente responsables de los accidentes. Por otra parte, cuando estos ocurren por falta de metodología, es casi imposible encontrar las causas. A no ser cuando específicamente es nombrada la fuente, las opiniones expuestas son propias del autor, y resultan del análisis de datos y opiniones recogidas en varias discusiones habidas entre técnicos sobre cada uno de los accidentes ocurridos.

Queremos finalmente volver a acordarnos de un antiguo dicho:

"Los médicos entierran sus errores, los arquitectos los cubren de marfil (actualmente hablaríamos de estucados) y los ingenieros hacen largos relatos que nunca llegan a la luz del día".

REFERENCIAS HISTORICAS.

El código de HAMMAURABI, de 1.800 a.c., da cinco reglas básicas sobre la forma encontrada en la época, para disminuir los accidentes en la construcción.

- 1.- Si un constructor hace una casa para un hombre y no la hace firme, y si su colapso causa la muerte del dueño de la casa, el constructor deberá morir.
- 2.- Si muere el hijo del dueño de la casa, el hijo del constructor deberá morir.
- 3.- Si causa la muerte de un esclavo del propietario de la casa, el constructor deberá dar al propietario un esclavo de igual valor.
- 4.- Si la propiedad es destruida, él deberá restaurar lo que fue destruido, por su propia cuenta.
- 5.- Si el constructor hace la casa para un hombre y no la hace de acuerdo con las especificaciones y una pared cae, el constructor la reconstruirá por su cuenta.

No tenemos noticia si la aplicación del código contribuyó para que los accidentes disminuyesen, pero ciertamente disminuyó el número de malos constructores

y eliminó la posibilidad de repetición continua de los mismos errores.

Los muros de Jericó, al caerse por los toques de clarines, hicieron en la historia el primer accidente producido por fuerzas sónicas y ultrasónicas.

Señalamos el récord de 502 casos de colapsos de estructuras metálicas ferroviarias en el período de 1878 a 1897, descritas por C.F. Stowell en la Schweizerische Bauzeitung de 1894 a 1897.

En 1918, AREA (American Railawing Engineering Association) publicó un informe acerca de 25 accidentes de construcciones de concreto y los clasificó en:

- 1.- Cálculo impropio.
- 2.- Error en los materiales.
- 3.- Error de mano de obra.
- 4.- Cargamento prematuro o remoción de las cimbras antes del completo endurecimiento del concreto.
- 5.- Insuficiencia de cemento
- 6.- Incendios.

Y terminaba el relato enfatizante: Creemos que solamente por una cuidadosa inspección será posible disminuir el número de accidentes.

En 1856, Robert Stevenson, Presidente del Instituto Británico de Ingeniería, al hacerse cargo de su puesto, hacía votos para que los accidentes ocurridos en los últimos años fueran analizados y divulgados, pues nada sería tan instructivo a los jóvenes alumnos y profesionales, como el conocimiento de los accidentes y de los medios empleados en sus reparaciones.

La información precisa de tales accidentes y de los medios empleados para corregir sus consecuencias y aun, evitarlos, serían, en realidad, de más valor que los millares de informes autoelogiosos de trabajos no siempre bien realizados, que los representantes y órganos empresariales siempre presentan al público o a sus accionistas.

Para los que se interesan por el asunto, vamos a nombrar los trabajos más recientes que son, entre otros:

- 1952.- Lossier - La Patología del concreto armado - Dunod Paris.
- 1956.- Rolt Hammond - Accidentes de Ingeniería Estructural- Odhams Press-Londres.
- 1961.- Szechy -Fallas de cimentaciones.- Concrete publication- Londres.
- 1961.- Chaption -Accidentes y Reparaciones en estructuras de concreto- John Willey, N. York.

- 1961.- Thomas Mc Kaig -Fallas de Construcción- Mc. Grow Hill Books, N. York.
- 1963.- Gunter Mall -Deterioro de las Construcciones, Causas, Efectos y -- Prevención- Bauerlag Wiesbaden, Alemania.
- 1964.- Jacob Feld -Lecciones de Accidentes de Estructuras de concreto- American Concrete Institute.
- 1964-1974.- Engineering News Record, trayendo personalmente la noticia de los accidentes ocurridos en todo el mundo.

DEFINICIONES.

- A) Accidente es el comportamiento anómalo de una pieza o de un conjunto de piezas estructurales por deficiencia propia o por acciones externas.
- B) Accidente es el colapso de una pieza o de un conjunto de piezas estructurales por deficiencia propia o por acciones externas.

Un gran número de casos pudieran ser clasificados como accidentes desde que aceptemos la primera de las definiciones.

Algunos autores, para mejor distinguir la diferencia en las dos definiciones, llaman a la primera INCIDENTE y a la segunda ACCIDENTE.

CLASIFICACION.

Tales fallas son generalmente causadas por proyectos inadecuados o impracticables, métodos deficientes de ejecución o de demolición excesivas, choques, incendios, mano de obra incompetente o no debidamente calificada.

En una primera tentativa de clasificación mostraríamos como posibles fallas:

- * Fallas congénitas - de concepción de proyecto.
- De análisis, por parte del proyectista sobre la factibilidad de la construcción.
 - Inadecuado estudio de las condiciones locales.
 - Desobediencia de las Normas por parte de los proyectistas.
- * Fallas no previstas durante la construcción debido a:
- Uso de materiales impropios o con características distintas de las especificadas en el proyecto.
 - Adopción de métodos incorrectos y equipo inadecuado.

- Empleo de mano de obra no adecuada al trabajo.
 - Falta de coordinación en los diversos niveles entre:
 - Proyectistas.
 - Constructor.
 - Proveedores.
 - Supervisor.
 - Propietario.
 - Ausencia de supervisión o de buen juicio.
 - Inadecuado conocimiento de ingeniería por parte del constructor -- y/o desobediencia a las Normas, Códigos y Especificaciones.
- * Fallas ocurridas por causas accidentales tales como:
- Carga excesiva.
 - Ocurrencia de solicitaciones no previstas.

EJEMPLOS.

En este momento pretendemos analizar algunos de los últimos accidentes ocurridos en Brasil, buscando tratar del delicado pero necesario estudio de sus causas, para que su repetición se torne menos frecuente. Aprendamos del viejo, pero sabio, Confucio:

"Si deseamos controlar el futuro, deberemos estudiar el pasado".

1.- VIADUCTO EN CAMPINAS (S.P.)

Colapso de la estructura durante la fase final de colado antes de quitar la cimbra.

La cimbra metálica no resistió a los esfuerzos resultantes del peso, por montaje deficiente o por falla material de las uniones.

Aunque el proyecto de la cimbra, la provisión y el montaje hubieran sido hechos por una empresa especializada había una cláusula contractual en que la proveedora no era responsable por la seguridad de la cimbra.

2.- EDIFICIO EN SAO VICENTE (S.P.)

Construido cerca de un cerro, este edificio de departamentos con ocho pisos - entró en colapso cuando una roca de proporciones grandes rodó, empujada por un tractor que trabajaba por la abertura de una plaza sobre el cerro y al chocar contra el edificio rompió una columna.

El constructor fue considerado también culpable por no haber sugerido la construcción de una barrera de contención contra posibles y previstas caídas de bloques del cerro próximo.

3.- EDIFICIO EN PIRACICABA (S.P.)

En una ciudad del interior de Sao Paulo, la venta de unidades en uno de los primeros edificios de departamentos fue tan espectacularmente solicitada que el edificio, previsto inicialmente para siete pisos, fue a partir del tercer piso, reforzado para soportar ocho más, o sea, cuatro más de lo inicialmente proyectado.

Los ingenieros estructurales estudiaron los refuerzos del edificio construido y el colapso se presentó en la fase final de terminación. El número de víctimas fue superior a medio centenar.

No hubo control, fueron advertidos y castigados por haber proyectado refuerzos sin que se hubiese hecho una verificación de las condiciones de ejecución de la obra. Probablemente la estructura, tal como fue ejecutada y la baja calidad de los concretos empleados, fueron las causas de la falla.

4.- PUENTE EN LA RODOVIA BR 282 (S.C.)

En la fase final de construcción, el puente que une los municipios de Herval do Oeste y Joacaba sobre el Río Do Peixe, en Santa Catarina, cayó faltando de colar apenas el último claro. Veintiún obreros murieron.

Causa, aún no determinada. "Folha da Tarde 11/11/74".

5.- EDIFICIO CALLE GENERAL JARDIM (S.P.)

Edificio de ocho pisos, de departamentos, construido en Higienopolis, en Sao Paulo.

Colapso, una semana antes de su ocupación por los propietarios.

Ninguna víctima humana.

Error de cálculos, falta de supervisión de las constructoras y economía de cemento.

6.- GRUPO ESCOLAR MARIA JOSE (S.P.)

Construcción del FECE iniciada en 1968, paralizada en 1970. Precios de ocasión de la contratación cr \$845,000 hasta cr \$1.260,00- Escogida por el menor precio, la empresa se declaró en quiebra y posteriormente los acreedores también la requirieron.

Examinada la estructura, por medio de ensayos no destructivos y pruebas de carga, se confirmó la necesidad de su demolición por fallas en la ejecución.

En esa época, de ciento cuarenta edificios escolares en construcción, treinta y ocho presentaron problemas de ejecución en la estructura y cuatro tuvieron que ser reconstruidos, como el Grupo Escolar Filomena Matrazzo (S.P.).

El precio mínimo casi siempre es señal de que "gana quien se equivoca en el presupuesto".

7.- DERRUMBE DE SUPERMERCADOS (S.P.)

Obra realizada en Sao Paulo que entró en colapso.

El análisis de la memoria de cálculo hecha por una comisión de profesores, a petición del Instituto de Ingeniería, concluyó que los conocimientos de resistencia y estabilidad demostrado por el proyectista de la estructura eran "notoriamente insuficientes".

Siete obreros muertos y quince heridos.

El ingeniero estructural diplomado recibido en Millan ya era responsable por treinta procesos en el CREA. Revalidó su título en Río de Janeiro y en Sao Paulo.

8.- INCENDIO EN EL JOELMA (S.P.)

Edificio de veintidós pisos en el centro de la ciudad que fue devorado por el fuego en algunos minutos y fue el segundo gran incendio en edificios comerciales. Número de muertos: cerca de doscientos, inmediatas providencias gubernamentales resultaron en la aprobación de códigos ya en discusión hace más de cinco años. La comisión del Instituto de Ingeniería llegó, entre otras, a las siguientes conclusiones:

- 1.- Material combustible (cortinas, cielo falso, pisos, muebles, divisiones, etc.).
- 2.- Instalación eléctrica precariamente hecha, con cables descubiertos, empalmes sueltos, extensiones a partir de enchufes en los zoclos, etc.

La estructura de concreto sufrió poco.

9.- PABELLON DE EXPOSICIONES DE LA GAMELEIRA (M.G.)

Edificio de exposiciones con cerca de 30 m x 240 m, en dos pisos, en área -- construida de cerca de 14.000 m².

Plazo contractual para la ejecución de la estructura, cien días.

El calculista, uno de los más notables de nuestro País, habiendo ya proyectado buena parte de las principales obras de Brasilia, y ya con más de setenta años, continuaba elaborando cálculos.

La policía técnica llegó a la siguiente conclusión: "Admite que haya habido errores en la concepción de la estructura, además de errores en el plano de descimbramiento de los apoyos centrales en vigas sobre dos apoyos.

La causa del derrumbe debe ser atribuida al cálculo de la superestructura -- ("concentración de esfuerzos en los apoyos de las vigas principales, sin armado -- conveniente").

10.- PRUEBA DE CARGA EN PILAS DE CONCRETO EN EL PUENTE SOBRE EL RIO NITEROI.

Durante la prueba de carga de dos mil toneladas realizada en las pilas de con

creto con camisa de acero, hubo una desviación diferencial de las pilas de soporte del tablero y toda la carga cayó sobre el barco de los ingenieros, operadores y medidores de las desviaciones.

Para la carga fueron utilizadas las camisas de las pilas de 1,80 m ϕ x 36 m llenos de agua. Por las dimensiones podemos calcular la inestabilidad del conjunto.

Posiblemente la magnitud de la prueba, una de las más grandes realizadas en Brasil, impidió un análisis frío y desapasionado por parte de los técnicos que participaron en ella.

11.- VIADUCTO PAULO FRONTIN (R.J.)

En la Avenida Paulo Frontin (R.J.) de dos pistas bordeando un canal, fue proyectado un piso elevado constituido por vigas tipo caja en el centro, apoyadas en columnas que bordeaban el canal y, lateralmente, sobre las pistas, se colocaron piezas precoladas, armadas en el lugar, sin interrupción del tránsito.

Durante la fase de colado de la capa superior del elevado, el claro sobre la calle Toneleiros se partió a la mitad, arrastrando el claro adyacente.

Más de medio centenar de muertos.

El ingeniero de la construcción tenía seis meses de práctica profesional y curso de ingeniería de operación de tres años de duración.

Las vainas (ductos) presentaban fallas de inyección. Las ventanas abiertas en la viga central aumentaron los esfuerzos en la zona de compresión.

La recuperación y refuerzo de la estructura costó a los fondos públicos cerca de cinco veces más que la construcción: 18 millones (1.970) contra 90 millones (1.974).

El proyecto arquitectónico y el estructural, así como la construcción, eran responsabilidad de una sola firma. La supervisión era hecha directamente por el órgano público.

12.- EDIFICIO MORENA EN SANTOS (S.P.)

Una Constructora ejecutó para un condominio la estructura de concreto y entró en quiebra.

Una nueva constructora, de las mejores de Sao Paulo, fue invitada a concluir el edificio, haciendo para eso un contrato con los condominios. En él, resguardaba su responsabilidad por cualquier de los defectos existentes ocultos en la estructura, ya que no le sería posible la verificación integral de la parte ya construida.

Cinco años después de la entrega, dos columnas de la fachada principal del edificio entraron en colapso obligando a la constructora a realizar un refuerzo de emergencia que salvó el edificio del colapso.

Basados en la resolución del CONFEA, los condominios exigieron indemnización, ya que de acuerdo con la resolución, el último constructor es el responsable de toda la obra.

13.- PUNTE SOBRE EL LAGO EN BRASILIA.

Proyección de transparencias para debate.

RECOMENDACIONES.

Las fallas podrían ser evitadas, o por lo menos minimizadas, adoptándose los siguientes criterios:

a).- EN LA FASE DE PROYECTO.

- Análisis de la factibilidad de la obra desde los puntos de vista técnico y económico.
- Procedimiento de construcción cuidadosamente detallado.
- Cuidadoso estudio de las condiciones locales y de las características de los materiales de empleo viable.
- Elaboración de especificaciones detalladas y adecuadas al proyecto y a la realidad.
- Evaluación de las condiciones técnicas y económicas de la constructora.

b).- EN LA FASE DE EJECUCION.

- Cooperación mutua entre el cliente, el proyectista, la constructora, la supervisión y tecnólogos en el sentido de asegurar el esquema apropiado de construcción y supervisión de la ejecución.
- Verificación constante del estado del equipo.
- Verificación constante de las características de los materiales y de su conformidad con el proyecto y especificaciones por medio de ensayos e inspección a las fuentes de materia prima y a las fábricas.
- Empleo de mano de obra capacitada en todos los niveles.
- Utilización de mayor número de ingenieros especializados para supervisión y control de los diversos trabajos en la obra.
- Entrenamiento de los supervisores, maestro mayor de obras, y de ser posible, de los obreros.
- Divulgación despersonalizada de las fallas y errores en el sentido de evitar su repetición.

c).- EN CARACTER GENERAL - Consideramos que aún sean oportunas las siguientes recomendaciones:

- Establecimiento de nuevas obligaciones legales entre propietario y constructora.
- Obediencia a la obligación legal de supervisión de la obra por un ingeniero experimentado.
- Adopción generalizada de la consulta a ingenieros especializados - en los diversos sectores de la ingeniería y establecimiento de la responsabilidad de éstos en las decisiones específicas.
- Mayor divulgación, por parte de las escuelas de ingeniería, de las responsabilidades de los ingenieros en la seguridad de las construcciones.
- Organización de cursos de perfeccionamiento técnico y de seguridad para:
 - * Personal de supervisión de las obras y servicios.
 - * Obreros calificados en general.
- Capacitación personal de todos los niveles, así como de los obreros calificados a través de incentivos.
- Proyecto de investigación sobre las causas de los accidentes, en casos seleccionados, por una comisión de ingenieros especialistas. Esta comisión estaría aprobada por una institución apropiada. Publicación de las conclusiones para divulgación en los medios técnicos.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil de la Universidad Politécnica de Sao Paulo; profesor de Materiales de Construcción en la Universidad Mogi de las Cruces; profesor invitado por la Asociación Brasileña de Cemento Portland y Venezolana de Productores de Cemento. Ingeniero en Jefe del Servicio Nacional de Aprendizaje Industrial (1945-58), asesor de la Cía. Siderúrgica Paulista-COSIPA. Actualmente es presidente del Centro Tecnológico de Construcción, Consejero del Instituto Brasileño de Concreto, Miembro de la U.I.L.J., de RILEM, ASTM y Concrete Society y representante de Brasil ante el CEBTP de París.

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE CONCRETOS CON GRANULOMETRIA ABIERTA

Dr. V. Ramakrishnan*

RESUMEN

El trabajo presenta los resultados de una investigación extensiva con 375 mezclas de granulometría abierta y de granulometría continua, con rangos de resistencia entre 210 y 525 kg/cm², con cuatro tamaños máximos diferentes de agregado grueso. Las relaciones de agua/cemento (por peso) entre 2.0 y 10.0. Las pruebas se condujeron, cuando eran aplicables, de acuerdo con los Métodos estandard ASTM.

Las propiedades físicas y mecánicas del concreto endurecido, el peso unitario, la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad, la contracción por secado, el flujo y recuperación de flujo, e índices de permeabilidad, para mezclas optimizadas de concreto de granulometría abierta contra concretos de granulometría continua, se comparan en la 3era. parte de la investigación. Para igualdad en resistencia a la compresión, tamaño máximo de agregado grueso y aproximadamente la misma trabajabilidad, el concreto de granulometría abierta tiene mayor peso unitario, mayor módulo de elasticidad, menos contracción, menos flujo y menos permeabilidad que el concreto de granulometría continua. El estudio ha demostrado que para un mismo tamaño máximo de agregado grueso, el concreto de granulometría abierta se puede producir con 20 a 30% menos de cemento que el concreto de granulometría continua para la misma resistencia a la compresión.

Se hicieron algunos estudios preliminares en la parte final de la investigación sobre concretos de contracción-compensada utilizando cemento del Tipo K. La comparación de las características de expansión-y-contracción de concretos de granulometría abierta y de granulometría continua con contracción compensada requiere 37.7% mas cemento del Tipo-K que el equivalente concreto de granulometría abierta de contracción-compensada teniendo la misma resistencia a la compresión y trabajabilidad. Así, esta investigación ha demostrado que se puede obtener una significativa economía para concretos de contracción-compensada, adoptando granulometría abierta en lugar de agregados de granulometría continua.

* Profesor de Ingeniería Civil en la Escuela de Minas y Tecnología de South Dakota; vice-director del comité de publicaciones de la División de Construcción del American Society of Civil Engineers.

c).- EN CARACTER GENERAL - Consideramos que aún sean oportunas las siguientes recomendaciones:

- Establecimiento de nuevas obligaciones legales entre propietario y constructora.
- Obediencia a la obligación legal de supervisión de la obra por un ingeniero experimentado.
- Adopción generalizada de la consulta a ingenieros especializados - en los diversos sectores de la ingeniería y establecimiento de la responsabilidad de éstos en las decisiones específicas.
- Mayor divulgación, por parte de las escuelas de ingeniería, de las responsabilidades de los ingenieros en la seguridad de las construcciones.
- Organización de cursos de perfeccionamiento técnico y de seguridad para:
 - * Personal de supervisión de las obras y servicios.
 - * Obreros calificados en general.
- Capacitación personal de todos los niveles, así como de los obreros calificados a través de incentivos.
- Proyecto de investigación sobre las causas de los accidentes, en casos seleccionados, por una comisión de ingenieros especialistas. Esta comisión estaría aprobada por una institución apropiada. Publicación de las conclusiones para divulgación en los medios técnicos.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil de la Universidad Politécnica de Sao Paulo; profesor de Materiales de Construcción en la Universidad Mogi de las Cruces; profesor invitado por la Asociación Brasileña de Cemento Portland y Venezolana de Productores de Cemento. Ingeniero en Jefe del Servicio Nacional de Aprendizaje Industrial (1945-58), asesor de la Cía. Siderúrgica Paulista-COSIPA. Actualmente es presidente del Centro Tecnológico de Construcción, Consejero del Instituto Brasileño de Concreto, Miembro de la U.I.L.J., de RILEM, ASTM y Concrete Society y representante de Brasil ante el CEBTP de París.

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE CONCRETOS CON GRANULOMETRIA ABIERTA

Dr. V. Ramakrishnan*

RESUMEN

El trabajo presenta los resultados de una investigación extensiva con 375 mezclas de granulometría abierta y de granulometría continua, con rangos de resistencia entre 210 y 525 kg/cm², con cuatro tamaños máximos diferentes de agregado grueso. Las relaciones de agua/cemento (por peso) entre 2.0 y 10.0. Las pruebas se condujeron, cuando eran aplicables, de acuerdo con los Métodos estandard ASTM.

Las propiedades físicas y mecánicas del concreto endurecido, el peso unitario, la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad, la contracción por secado, el flujo y recuperación de flujo, e índices de permeabilidad, para mezclas optimizadas de concreto de granulometría abierta contra concretos de granulometría continua, se comparan en la 3era. parte de la investigación. Para igualdad en resistencia a la compresión, tamaño máximo de agregado grueso y aproximadamente la misma trabajabilidad, el concreto de granulometría abierta tiene mayor peso unitario, mayor módulo de elasticidad, menos contracción, menos flujo y menos permeabilidad que el concreto de granulometría continua. El estudio ha demostrado que para un mismo tamaño máximo de agregado grueso, el concreto de granulometría abierta se puede producir con 20 a 30% menos de cemento que el concreto de granulometría continua para la misma resistencia a la compresión.

Se hicieron algunos estudios preliminares en la parte final de la investigación sobre concretos de contracción-compensada utilizando cemento del Tipo K. La comparación de las características de expansión-y-contracción de concretos de granulometría abierta y de granulometría continua con contracción compensada requiere 37.7% mas cemento del Tipo-K que el equivalente concreto de granulometría abierta de contracción-compensada teniendo la misma resistencia a la compresión y trabajabilidad. Así, esta investigación ha demostrado que se puede obtener una significativa economía para concretos de contracción-compensada, adoptando granulometría abierta en lugar de agregados de granulometría continua.

* Profesor de Ingeniería Civil en la Escuela de Minas y Tecnología de South Dakota; vice-director del comité de publicaciones de la División de Construcción del American Society of Civil Engineers.

INTRODUCCION

La graduación compatible de los agregados es de primordial importancia para lograr un concreto de alta resistencia. La graduación que se utilice deberá ser compatible para la consolidación completa del concreto fresco, evitando una segregación interna. El objeto principal de la granulometría es permitir que los vacíos de las partículas de agregado grueso en un volumen dado de concreto se llenen con partículas de agregado fino, para luego permitir a los vacíos restantes del sistema agregado, que se llenen con una pasta de cemento de una relación agua-cemento específica, ajustado para aditivos, si llegasen a utilizarse para obtener la resistencia requerida. Esto puede lograrse mejor por medio de granulometría abierta, particularmente para mezclas secas con relaciones agua-cemento bajas para concretos de alta resistencia.

La granulometría abierta de los agregados permite la consolidación completa del concreto plástico y obtener un concreto óptimo de vacíos-llenos. Dicho concreto completamente compacto o de óptimo vacío-lleno tendrá incrementada la resistencia a la compresión. En suma, habrá mejorado el módulo (1) de elasticidad, densidad, durabilidad, impermeabilidad, resistencia al uso, congelamiento y deshielo, descascaramiento, desquebrajamiento y reducida contracción y flujo plástico.

¿QUE ES GRANULOMETRIA ABIERTA?

Granulometría abierta, referido también como granulometría de un solo tamaño o granulometría intermitente, es la omisión de tamaños medianeros indeseables que se encuentran entre un angosto campo de actividad del tamaño máximo permisible de los agregados gruesos y la mayor cantidad aceptable del tamaño de agregados finos, y supresión de los extremadamente finos de las granulometrías continuas convencionales. En agregados gruesos de peso ligero, porque son generalmente manufacturados con gránulos hechos en hornos, el proceso se puede más convenientemente llevar a cabo con un tamaño igual, lo cual es matemáticamente el tamaño ideal para granulometría abierta. En agregados gruesos de peso normal, ya sea de grava o piedra triturada, la manera más práctica es utilizar un campo de actividad angosto de tamaño máximo permisible. En cualquier caso, el tamaño de agregados finos deberán ser aceptables a los intersticios del lado cuando se hacen compactas las partículas de agregados gruesos y todos los extremadamente finos deberán ser suprimidos para reducir la superficie específica para entonces reducir también los requisitos de agua y cemento.

COMO CONTRIBUYE A LA ALTA RESISTENCIA EL PROCESO DE GRANULOMETRIA ABIERTA.

En comparación con la granulometría usual de los agregados, la granulometría abierta, con un solo tamaño de agregados grueso y con una matriz de mezcla de cemento de alta resistencia, ofrece la solución óptima para obtener concreto de la más alta resistencia. Esto fue primero sugerido por Stewart (1), de quien el interés principal fue de obtener resistencia máxima con la mínima cantidad de cemento.

En concreto de granulometría abierta de peso normal, las piedras individuales se sitúan de tal manera de hacerlas virtualmente sostenerse una contra otra, los vacíos llenándose con la matriz uniforme como se muestra en la figura #1. Así la fuerza inherente del agregado es aprovechada completamente y las cargas de compresión serán principalmente transmitidas por contacto directo entre las partículas del agregado grueso, en vez de la mezcla generalmente más débil, aunque esfuerzos de tracción y resistencia al deslizamiento deberán transmitirse por esta última. Por este arreglo, el área superficial del agregado es reducida a un mínimo, lo cual es de gran ventaja por el mínimo de lubricante que se requiere. Adyacente a los puntos de contacto entre partículas gruesas, la mezcla toma relativamente menos cargas en virtud de que su módulo es generalmente de más baja elasticidad que del agregado grueso.

La granulometría abierta ha contribuido magníficamente a la realización de concreto de peso ligero y alta resistencia. Aun cuando la fuerza del agregado grueso de peso ligero es considerablemente menor, es posible obtener una resistencia de 630 kp/cm^2 ó 63 N/mm^2 (9000 lb/pulg^2). La explicación para este sorprendente resultado la da Bobrowski y Bardhan-Roy (2). En concreto de peso ligero y granulometría abierta, el agregado grueso no se sostiene uno contra otro, sino en una capa matriz de aproximadamente 2 a 3mm de grueso proporcionada entre ellos como se ve en la figura #2. Por lo tanto, en concreto de peso ligero, a diferencia del concreto de peso normal, la alta resistencia de la matriz contribuye a la resistencia del concreto y no a la fuerza inherente del agregado grueso. La alta resistencia del concreto de peso ligero se debe al efecto de curvatura de la matriz sobre los agregados gruesos, los cuales son sometidos a una inicial deformación plástica. La fuerza actual de la matriz depende de varias condiciones, pero puede perfeccionarse si en lugar del material de peso ligero se utiliza arena ordinaria para la matriz, aunque en este caso la densidad aumentaría ligeramente.

SUPERFICIE ESPECIFICA MINIMA.

Para concreto de alta resistencia, la relación agua-cemento seleccionada será la mínima, sólo lo suficiente para hidratar la pasta de cemento sin exceso, lo cual causaría sangrado después que el agua necesaria para lubricación y saturación de los agregados, en una superficie de condición seca, ha sido proporcionada. En este contexto, entre menos mortero, menos pasta de cemento, menos cemento, y la consecuente reducción de agua dará las ventajas de producir concreto de más alta resistencia con mayor peso unitario.

La condición óptima se adquiere únicamente cuando la superficie específica del agregado, definida como el área superficial por unidad de volumen, está en su mínimo. En agregados de granulometría abierta, la eliminación de agregados de tamaño medianero y extremadamente finos rebaja la superficie específica, reduce el cemento requerido y aumenta la trabajabilidad y su resistencia.

Como el área superficial de una esfera equivalente es proporcional al cuadrado de su diámetro y el volumen es proporcional al triple de su diámetro, la superficie específica es, entonces, inversamente proporcional a su diámetro. Así es que entre más grande el diámetro, menor será la superficie específica y menos mezcla se requiere.

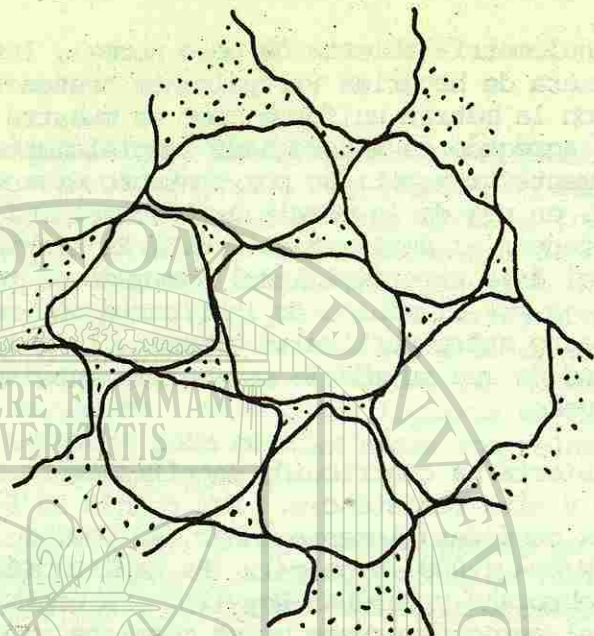


Fig. 1.- Concreto con granulometría abierta con agregado de peso normal.

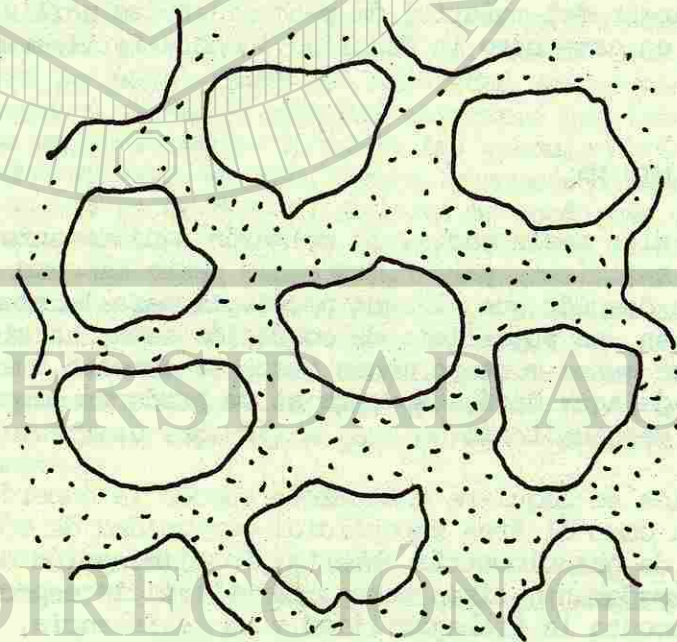


Fig. 2.- Concreto con granulometría abierta con agregado ligero.

BAJO CONSUMO DE CEMENTO.

La resistencia a la compresión del concreto en una relación constante de --- agua-cemento aumenta con un incremento en la relación agregado-cemento, siempre y cuando una completa compactación pueda lograrse. El trabajo de investigación de la Escuela de Minas y Tecnología de South Dakota nos ha mostrado que la resistencia del concreto aumenta con una disminución en el contenido de cemento, manteniendo todas las otras variables igual. El Profr. A. E. Desov de la U.S.S.R. ha comprobado teóricamente que la resistencia del concreto aumenta con una disminución en el contenido de cemento y espesor en capas de mortero de cemento. Con granulometría abierta, este reducido contenido de cemento se puede obtener sin pérdida de la trabajabilidad.

EL DISEÑO DE GRANULOMETRÍAS ABIERTAS.

El objeto de diseñar granulometrías de agregados es para obtener, proporcionando tamaños convenientes, el mínimo vacío o una mezcla controlada en vacíos. Zonas porosas en forma de panal en el concreto suceden algunas veces debido a la inhabilidad de un agregado fino demasiado grueso, de filtrarse dentro de bolsillos locales de agregados gruesos concentrados. Por esto, la elección de un agregado fino menor que el tamaño crítico de entrada, asegura que esos vacíos se llenen por la migración de partículas finas a través de las gargantas de los vacíos. El teorema está en la elección de tamaño máximo "permisible" de agregados gruesos y tamaño máximo "aceptable" de agregados finos. La proporción fija de tamaños "permitibles" y "aceptables" constituye el criterio de granulometría abierta.

Para concretos simples y masivos, el tamaño máximo permisible dependerá del equipo utilizado para manejar, mezclar, transportar y los aparatos vibradores disponibles para una consolidación efectiva. Para concreto armado y presforzado, el tamaño máximo permisible de agregado grueso será limitado por su pasada libre a través de los espaciamientos interlineales del acero de refuerzo o conductos y el recubrimiento necesario requerido. Suponiendo que una forma romboédrica de empaquetar el tamaño más grande admisible de agregado fino, a manera de que sirva su función propiamente como material de relleno es equivalente a $0.155 D$ donde D es el diámetro de tamaño más grande de agregado grueso utilizado.

El procedimiento detallado y los aspectos teóricos y prácticos del diseño de mezclas de granulometría abierta se encuentran en referencias 4 y 5.

RESULTADOS EXPERIMENTALES: CONCRETO DE GRANULOMETRÍA ABIERTA VS. CONCRETO DE GRANULOMETRÍA CONTINUA.

Con el objeto de acertar las características de funcionamiento del concreto de granulometría abierta en comparación con el concreto normalmente utilizado de granulometría continua, una extensiva investigación fue llevada a cabo en la Escuela de Minas y Tecnología de South Dakota y los resultados fueron presentados en varias publicaciones, 6 al 21. Las conclusiones importantes de esta investigación involucrando 375 mezclas de granulometría abierta y mezclas de granulometría continua, han sido aquí resumidas. Las mezclas utilizadas estaban entre 210 kg/cm^2 y 530 kg/cm^2 (3000 lb/pulg^2 y 7500 lb/pulg^2) de resistencia, con cuatro dife-

rentes tamaños máximos de agregados gruesos. Las relaciones de agua-cemento (por peso) variaban de 0.35 a 0.65 y las relaciones de agregado-cemento (por peso) variaban de 2.0 a 10.0. Los ensayos fueron realizados, según fuera el caso, de acuerdo a los Métodos Estándard de ASTM.

CONCRETO PLASTICO.

Una comparación de los resultados de concretos de granulometría abierta vs. concretos de granulometría continua, en base a la igualdad de tamaño máximo de agregados gruesos, relación agua-cemento y relación agregado-cemento, han mostrado la facilidad relativa colocando el concreto de granulometría abierta para obtener una compactación uniforme. Un estudio comparativo de la eficacia de ensayos de revenimiento vs. tiempo vebe como una medida de la trabajabilidad ha revelado que el ensaye de revenimiento no es completamente un índice de la trabajabilidad de mezclas secas con revenimientos de menos de una pulgada. Por lo tanto se recomienda el ensaye vebe para mezclas secas y una relación se obtiene mostrando la correlación entre revenimiento y tiempo vebe.

Para conveniencia de ingenieros de campo, quienes están equipados para realizar únicamente el ensaye de revenimiento, la siguiente ecuación relacionando el revenimiento en pulgadas (S) y el tiempo vebe en segundos (T_v), fue derivada con la información de dichos ensayos:

Las observaciones de apariencia física del concreto plástico, el tiempo de vibración registrado, el número de razadas con llana necesarias para obtener un buen acabado superficial, y los registros gráficos de acabado final, han indicado claramente que, para igualdad en resistencia a la compresión y tamaño máximo de agregados gruesos, el concreto de granulometría abierta es igualmente aplicable, trabajable y acabable como el de granulometría continua.

PESO UNITARIO.

La comparación de pesos unitarios de concretos de granulometría abierta con 25 mm (1 pulg), 20 mm (3/4 pulg) y 13 mm (1/2 pulg) de tamaño máximo de agregados gruesos con aquellos concretos de granulometría continua, ha mostrado que para la misma proporción de volumen de cemento al volumen total, tamaño máximo de agregado grueso y prácticamente la misma trabajabilidad, el peso unitario del concreto de granulometría abierta es de 15 a 60 kg/m³ (1 a 4 lb/ft), más alto que el del concreto de granulometría continua (6). Manteniendo igual los demás factores resistentes, relaciones más altas de agregado-cemento para concretos de granulometría abierta que en aquellos de granulometría continua para obtener igual trabajabilidad, puede explicar los más altos pesos unitarios.

RESISTENCIA A LA COMPRESION.

Las resistencias a la compresión de 28 días para concretos de granulometría abierta y de granulometría continua teniendo prácticamente la misma trabajabilidad, son comparadas en la figura #3, para cada tamaño máximo de agregado grueso utilizado, teniendo la misma proporción de volumen de cemento al volumen total de concreto. Esta gráfica muestra que la resistencia a la compresión del concreto de granulometría abierta es considerablemente más alta que el de su correspondiente concreto de granulometría continua con el mismo tamaño máximo de agregado grueso, igual proporción de volumen de cemento al total y particularmente la misma trabajabilidad. Un aumento significativo en la resistencia a la compresión del concreto de granulometría-abierta en comparación con el de granulometría continua se ha descubierto en los resultados de estos ensayos. La cantidad de aumento varía desde 30 a 40% para tamaño máximo de agregado grueso de 13 mm (1/2 pulg) y desde 20 a 25% en 25 mm (1 pulg) de tamaño máximo de agregado grueso. Con el objeto de comparar los contenidos óptimos de cemento y sus correspondientes relaciones de agregado-cemento para concretos de granulometría abierta Versus concretos de granulometría continua, resistencia a la compresión vs. curvas de óptimo consumo de cemento para varios tamaños máximos de agregados ha sido planeado. Una curva típica se muestra en la figura #4. Se observa que el óptimo consumo de cemento del concreto de granulometría abierta es menor que en aquel concreto de granulometría continua para igual tamaño máximo de agregado grueso y una resistencia a la compresión a 7 días de edad. La cantidad de ahorro en consumo de cemento en concreto de granulometría continua varía de 15 a 35%. Estas cantidades también indican que los concretos de granulometría abierta requieren relaciones más altas de agregado-cemento que los de granulometría continua, utilizando igual tamaño máximo de agregado grueso y consumo óptimo de cemento.

La gráfica mostrada en la figura #5 relaciona el óptimo consumo de cemento con su correspondiente relación agua-cemento, tanto para concretos de granulometría abierta como aquellos de granulometría continua, utilizando cuatro tamaños máximos de agregados gruesos, gráficas similares a la #5 han mostrado que para un mismo contenido óptimo de cemento, el concreto de granulometría abierta requiere una relación más baja de agua-cemento que el concreto de granulometría continua.

MODULO DE ELASTICIDAD.

Carga Estática.- La relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión en especímenes cilíndricos se muestra en la figura #6. Esta nos muestra que el módulo de elasticidad del concreto de granulometría abierta es consistentemente más alto para todas las resistencias que en el correspondiente concreto de granulometría continua (6).

La comparación de módulos de elasticidad para concretos de granulometría abierta y de granulometría continua se realiza en la figura #7, en base al mismo consumo de cemento y prácticamente la misma trabajabilidad (6). Las curvas son trazadas separadamente para cada tamaño máximo de agregado grueso, porque el consumo de cemento es dependiente de dicho tamaño máximo. Esta figura muestra claramente que el módulo de elasticidad del concreto de granulometría abierta es más alto que el del concreto de granulometría continua en todos los tamaños máximos de agregado grueso. La cantidad de aumento varía entre 15 y 20%.

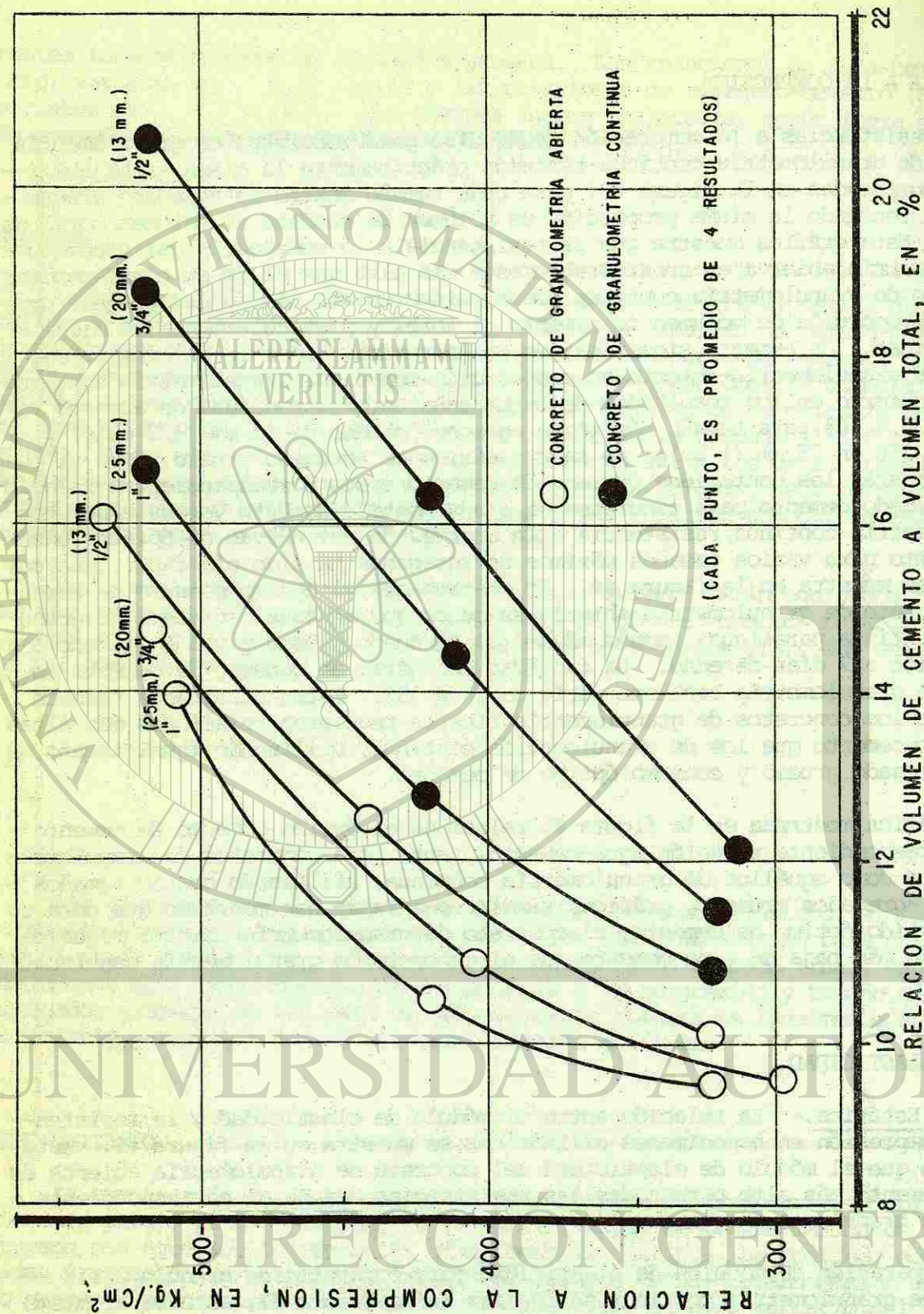


FIG. N° 3 - RELACION ENTRE PROPORCION DE VOLUMEN DE CEMENTO A VOLUMEN TOTAL Y RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

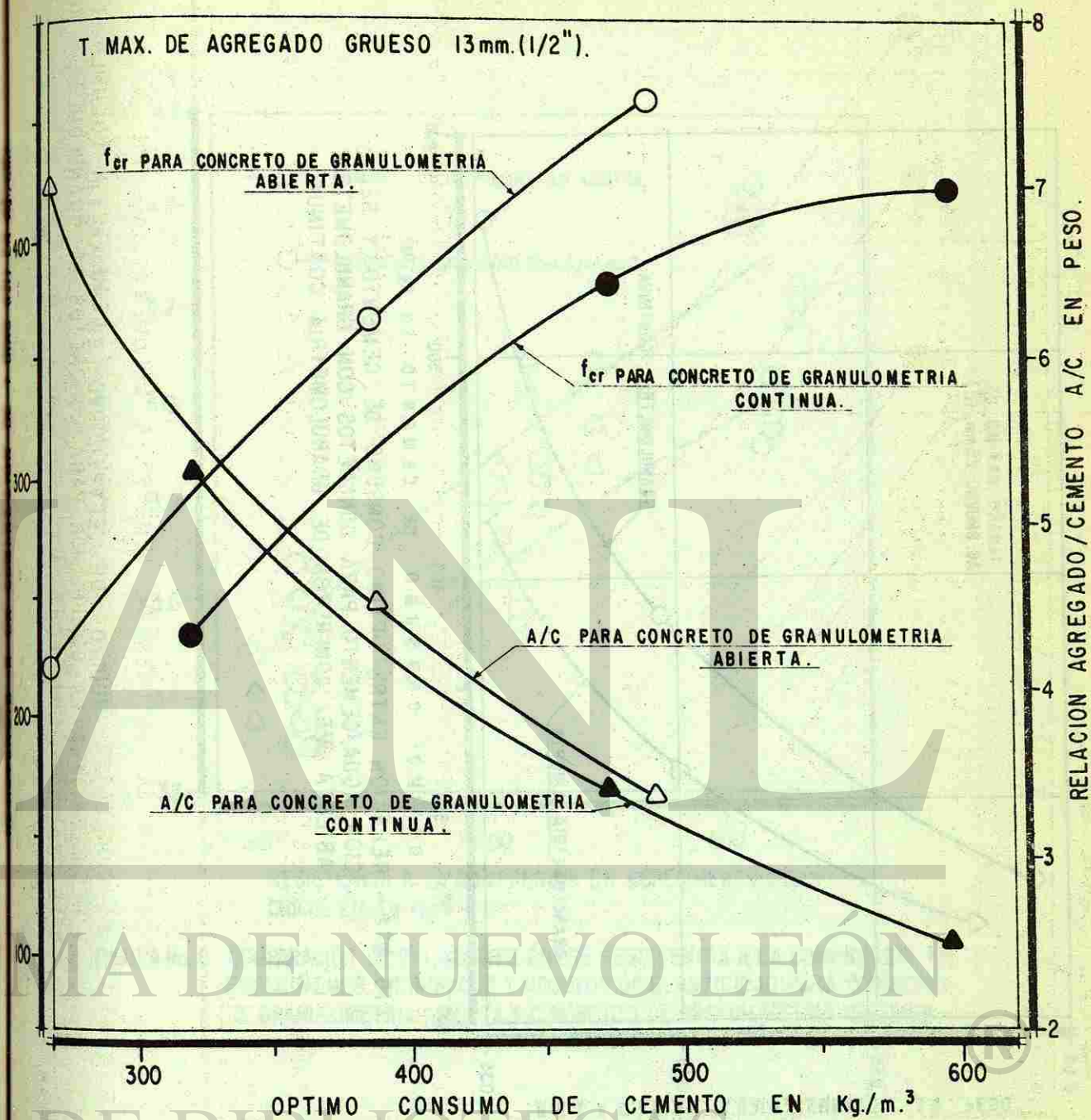


FIGURA No. 4 RELACION ENTRE OPTIMO CONSUMO DE CEMENTO Y RESISTENCIA A LA COMPRESION DE 7 DIAS Y RELACION AGREGADO / CEMENTO PARA CONCRETO CON GRANULOMETRIA ABIERTA VS. CONCRETO DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

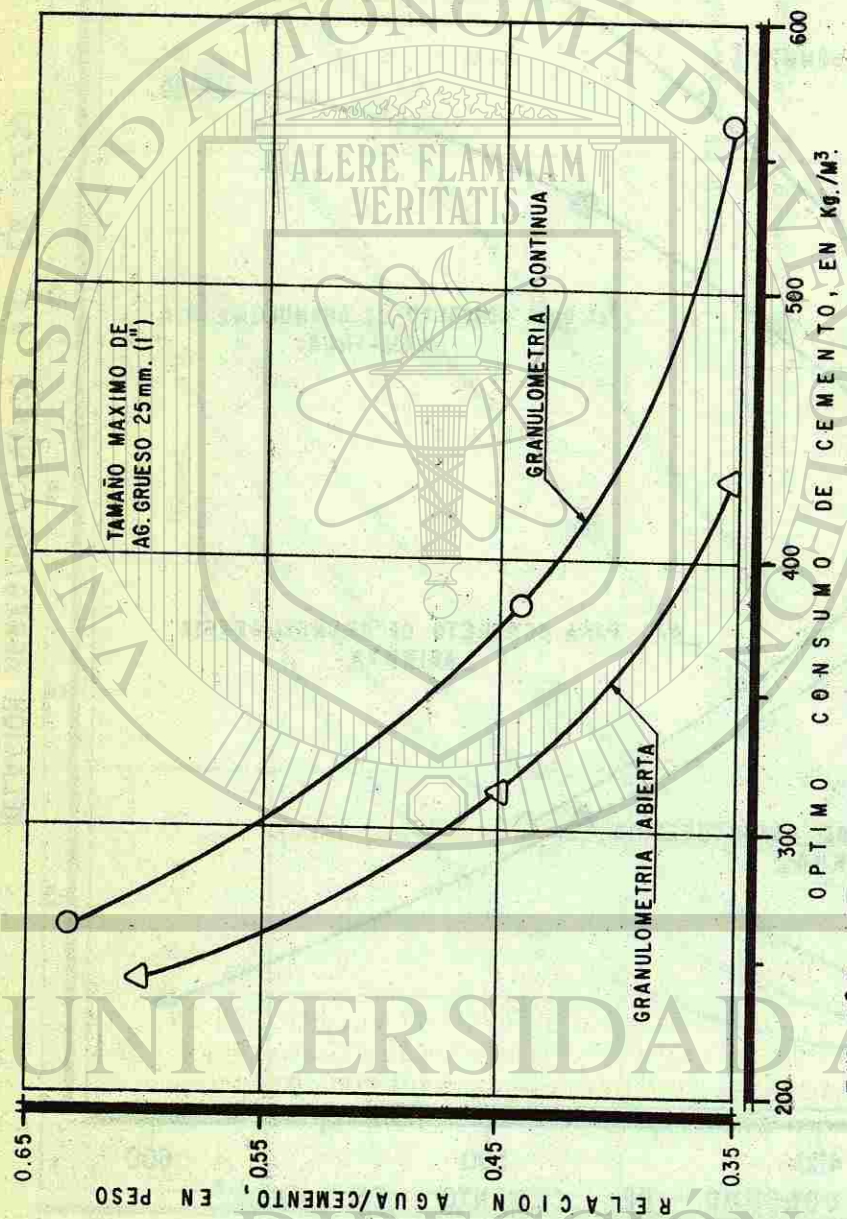


FIG. Nº 5.- RELACION ENTRE OPTIMO CONSUMO DE CEMENTO Y RELACION AGUA/CEMENTO PARA CONCRETOS CON GRANULOMETRIA ABIERTA VS. CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

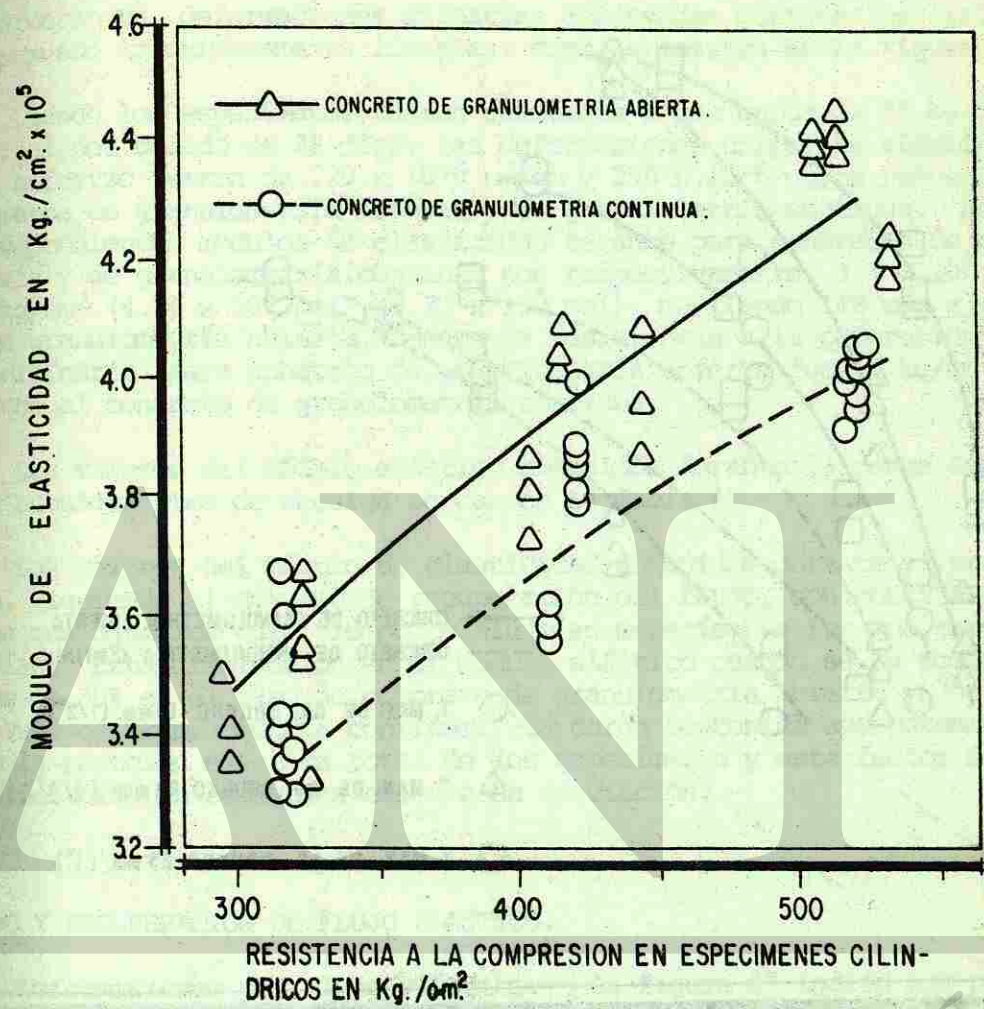


FIGURA No. 6 COMPARACION DE RELACIONES ENTRE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ESPECIMENES CILINDRICOS Y MODULOS DE ELASTICIDAD PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

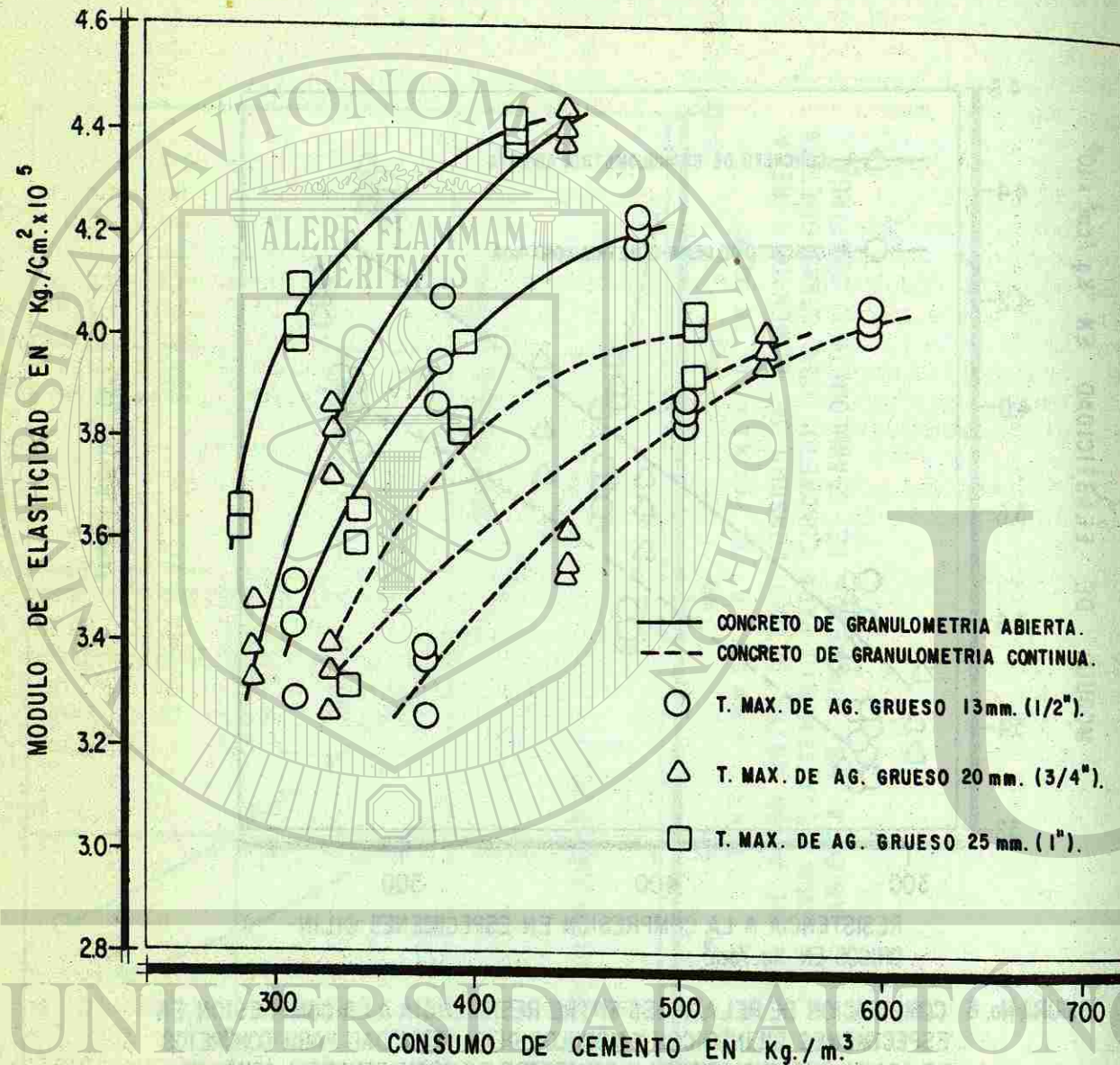


FIGURA No. 7 COMPARACION DE RELACIONES ENTRE CONSUMO DE CEMENTO Y MODULO DE ELASTICIDAD PARA CONCRETO DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

Carga Sostenida.- Las curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria obtenidas tanto para concreto de granulometría abierta como para concreto de granulometría continua durante los ciclos de carga inicial y recargado, se muestran en la figura #8. Los valores de módulo de elasticidad son obtenidos por aproximación en las curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria con una línea recta. Las relaciones de esfuerzo vs. deformaciones unitarias observadas durante los ciclos de carga y descarga son aproximadamente lineales, como se muestra en la figura #8.

Cuando los especímenes fueron sometidos a una carga de 75 kg/cm^2 (13.6 ton) al final del curado de 28 días, las deformaciones unitarias elásticas medidas en este esfuerzo fueron de $220 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$ y $250 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$ respectivamente para concretos de granulometría abierta y de granulometría continua. Por tanto, los correspondientes módulos de elasticidad secante para concretos de granulometría abierta y de granulometría continua son respectivamente, $3.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ y $2.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($4.84 \times 10^6 \text{ psi}$ y $4.25 \times 10^6 \text{ psi}$), mostrando 14% más alto para concreto de granulometría abierta, aunque la resistencia a la compresión en el espécimen cilíndrico para concreto de granulometría abierta fue 10 kg/cm^2 (140 psi) menos que el concreto de granulometría continua.

Los valores del módulo elástico obtenidos durante la carga inicial y los ciclos subsiguientes de recarga se dan en la Tabla #1.

Los valores del módulo de elasticidad obtenidos durante el proceso de recargado, siguiendo el estudio de recuperación del flujo, son considerablemente más bajos que aquellos cuyo tiempo de flujo en especímenes fue con carga inicial a los 28 días. Esta disminución en el módulo elástico cuando se ha sometido al recargado es de 30% en el caso de concreto de granulometría abierta y 36% en el caso de concreto de granulometría continua. La carga sostenida aparentemente había reducido la reacción elástica total de los especímenes y este factor debe tomarse en consideración en cualquier cálculo de desviación.

FLUJO Y RECUPERACION DE FLUJO PLASTICO.

Deformaciones por Flujo Plástico.- La figura #9 indica que para el mismo tamaño máximo de agregado grueso y la misma resistencia a la compresión para especímenes cilíndricos, en el concreto de granulometría abierta hay menos flujo que en el concreto de granulometría continua en todas las edades. A la edad de 365 días, el flujo plástico en el concreto de granulometría continua fue 35% más que en el correspondiente concreto de granulometría abierta.

Curvas de recuperación elásticas y de flujo son mostradas en la figura #10.

El patrón general de recuperación elástica y recuperación de flujo fue igual, tanto para concretos de granulometría abierta como para concretos de granulometría continua.

Se observó que el proceso de recuperación de flujo ocurre a una velocidad mucho más rápida que el flujo, y la recuperación total del flujo parece haber ocurrido dos semanas después de haber quitado la carga. La deformación elástica en la reaplicación de la carga fue mayor que en la recuperación elástica registrada al descargar. Se ha observado una velocidad lenta de recuperación de flujo, con

TABLA 1

COMPARACION DE LA RESISTENCIA ULTIMA A LA COMPRESION Y EL MODULO DE ELASTICIDAD, TANTO PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA COMO PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

Mezcla	Carga inicial a 28 días kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD				
		Edad de recargado		Edad de descarga		
		376 días kg/cm ²	409 días kg/cm ²	365 días kg/cm ²	409 días kg/cm ²	
Concreto de granulometría abierta G 118	3.40 (10) ⁵	2.36 (10) ⁵	3.33 (10) ⁵	7.03 (10) ⁵	5.62 (10) ⁵	4.16 (10) ⁵
Concreto de granulometría continua CO 11	2.99 (10) ⁵	1.91 (10) ⁵	2.88 (10) ⁵	6.47 (10) ⁵	4.57 (10) ⁵	3.40 (10) ⁵

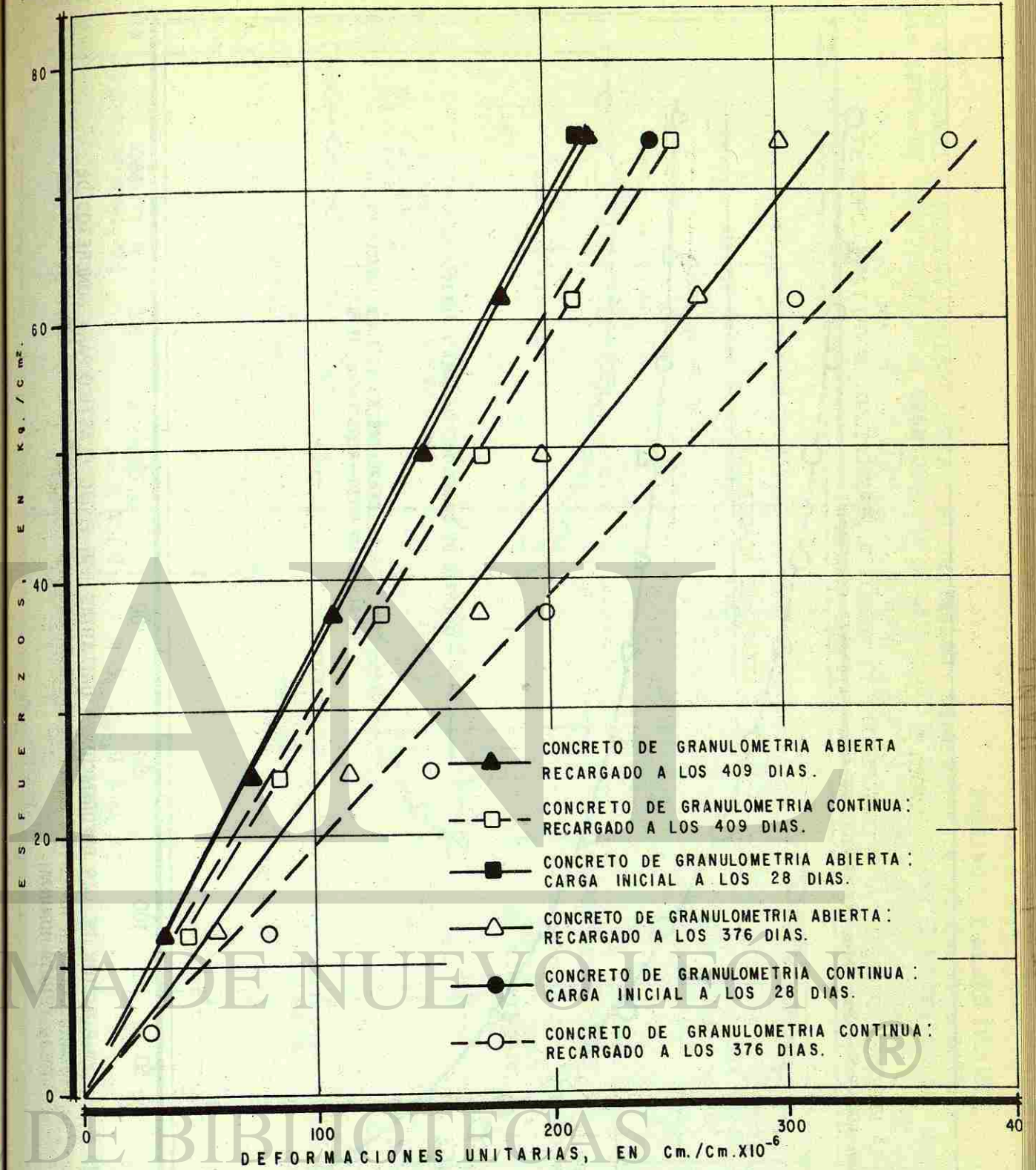


FIG. N°8.- RELACIONES DE ESFUERZOS VS. DEFORMACIONES UNITARIAS DE FLUJO PLASTICO EN ESPECIMENES SOMETIDOS A CARGA INICIAL A LOS 28 DIAS Y RECARGADOS A LOS 376 DIAS.

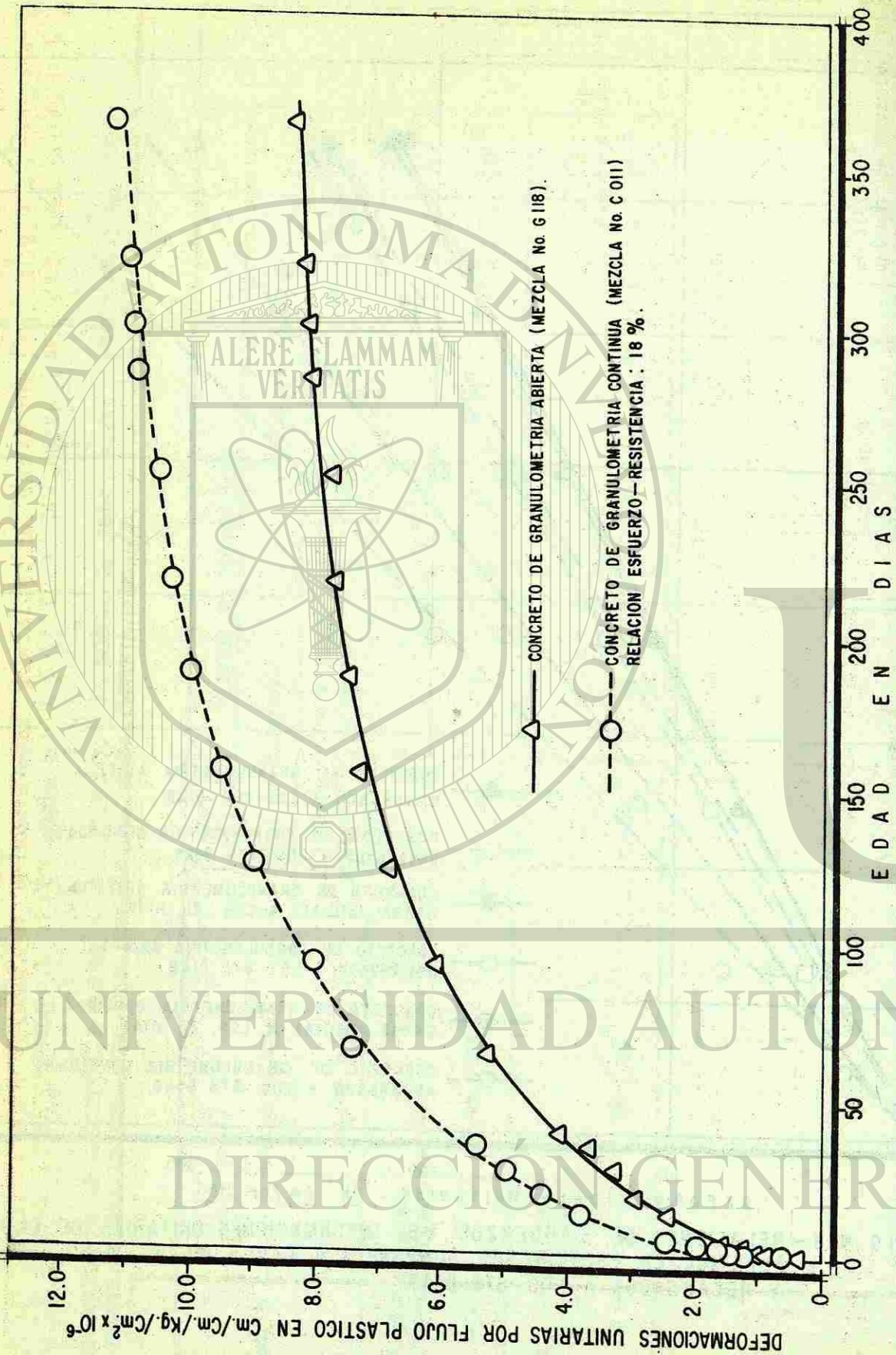


FIGURA No. 9 COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES UNITARIAS POR FLUJO PLASTICO PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA DE 420 Kg./Cm² DE RESISTENCIA NOMINAL.

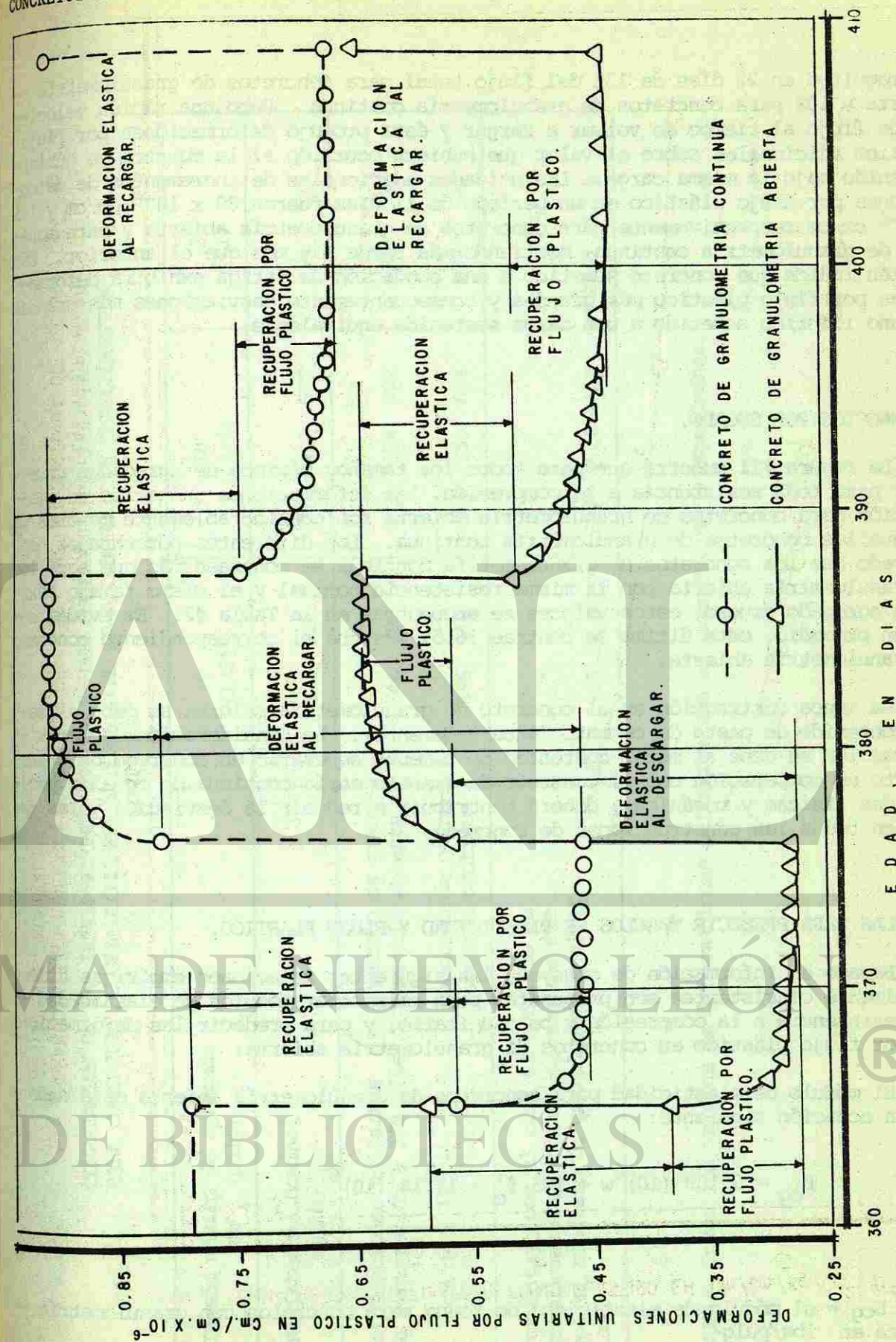


FIG. No. 10.- RECUPERACION ELASTICA Y POR FLUJO PLASTICO AL DESCARGAR Y DEFORMACIONES UNITARIAS POR FLUJO PLASTICO AL RECARGAR PARA CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA.

una magnitud en 22 días de 13% del flujo total para concretos de granulometría abierta y 10% para concretos de granulometría continua. Hubo una rápida velocidad de flujo al tiempo de volver a cargar y ésta produjo deformaciones por flujo plástico adicionales sobre el valor que hubiera ocurrido si la muestra se hubiera mantenido bajo la misma carga. Las unidades adicionales de incrementos de deformaciones por flujo plástico en un período de 11 días fueron 80×10^{-6} cm/cm y 105×10^{-6} cm/cm respectivamente para concretos de granulometría abierta y para aquellos de granulometría continua, mostrando más tarde 31% más que el anterior. Esto también indica que concreto sometido a una condición de fatiga exhibirá deformaciones por flujo plástico más grandes y consecuentemente desviaciones más grandes que uno idéntico sometido a una carga sostenida equivalente.

CONTRACCION POR SECADO.

La figura #11 muestra que para todos los tamaños máximos de agregados gruesos y para toda resistencia a la compresión, las deformaciones unitarias de contracción para concretos de granulometría abierta son considerablemente menores para aquellos concretos de granulometría continua. Los diferentes porcentajes han mostrado que los concretos de granulometría continua se contraen más que aquellos de granulometría abierta con la misma resistencia nominal y el mismo tamaño máximo de agregado grueso, estos valores se encuentran en la Tabla #2. Es evidente que en promedio, este último se contrae 36.5% más que el correspondiente concreto de granulometría abierta.

La menos contracción en el concreto de granulometría abierta se debe al menor contenido de pasta de cemento (agua + Cemento). La consideración de menor contracción se debe al menor contenido de cemento necesario en concreto de grano abierto en comparación con el concreto de granulometría continua de iguales propiedades físicas y mecánicas, deberá contribuir a reducir la desviación y las fallas en todas las construcciones de concreto.

FORMULAS PARA PREDECIR MODULOS DE ELASTICIDAD Y FLUJO PLASTICO.

Basado en información de ensayos, las siguientes relaciones empíricas dimensionalmente consistentes son propuestas para relacionar módulos de elasticidad con resistencia a la compresión y peso unitario, y para predecir las deformaciones por flujo plástico en concretos de granulometría abierta:

El módulo de elasticidad para concretos de granulometría abierta está dado por la ecuación siguiente:

$$E_{cg} = 0.109 (10)^6 w + 185 f'_c - 12.14 (10)^6$$

donde E_{cg} = el módulo de elasticidad de Young para concretos con granulometría abierta en lbs/pulg².

TABLA 2
COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES UNITARIAS POR CONTRACCION A 260 DIAS, TANTO PARA CONCRETO DE GRANULOMETRIA ABIERTA COMO PARA CONCRETO DE GRANULOMETRIA CONTINUA

Tamaño máximo de agregado mm (pulg)	13 (1/2)	20 (3/4)	25 (1)
Resistencia nominal kg/cm ²	316 422 527	316 422 527	422 527
Deformaciones unitarias de contracción a 260 días cm/cm x 15 ⁶	538 646 692 753 896 919	455 534 492 586 750 694	420 537 532 627
Porcentaje por el cual el concreto de granulometría continua se contrae más que el concreto de granulometría abierta.	40.0 38.7 32.8	28.8 40.4 41.0	26.7 43.6

NOTA: Todos los valores de deformaciones unitarias son el promedio de 3 especímenes.

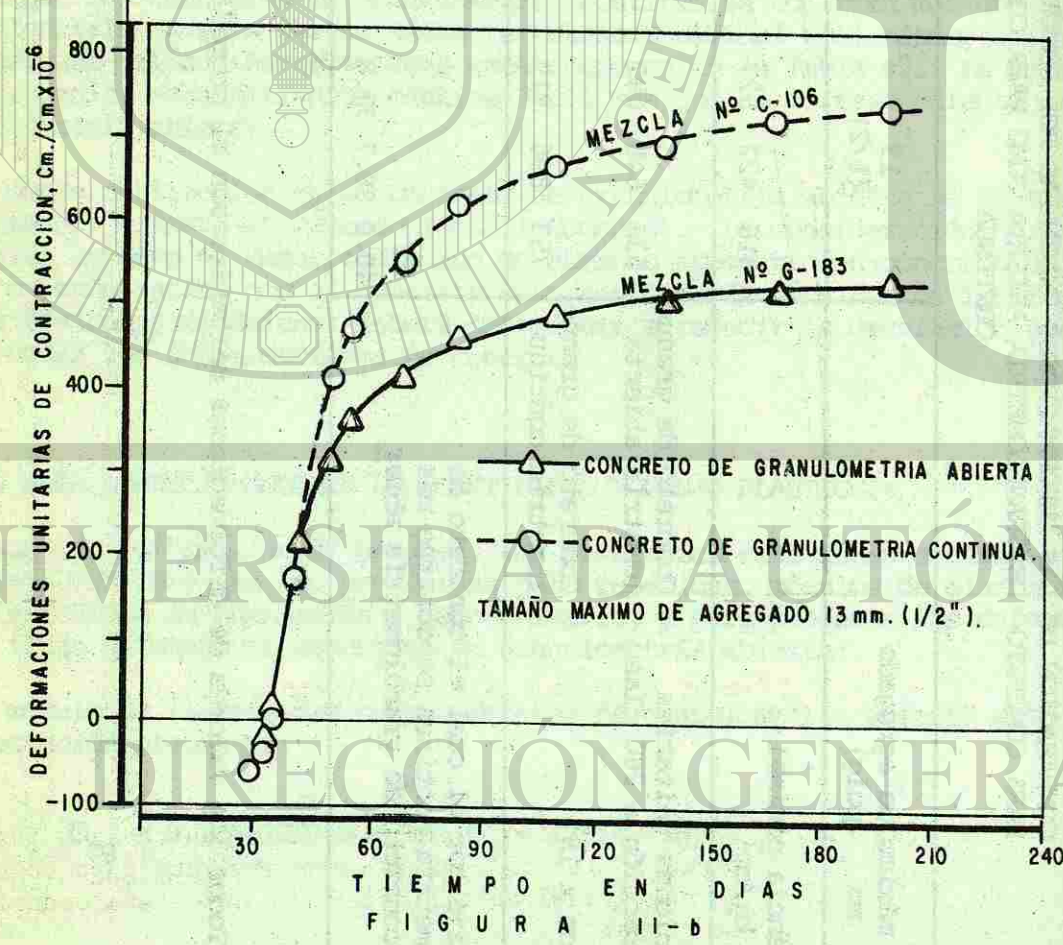
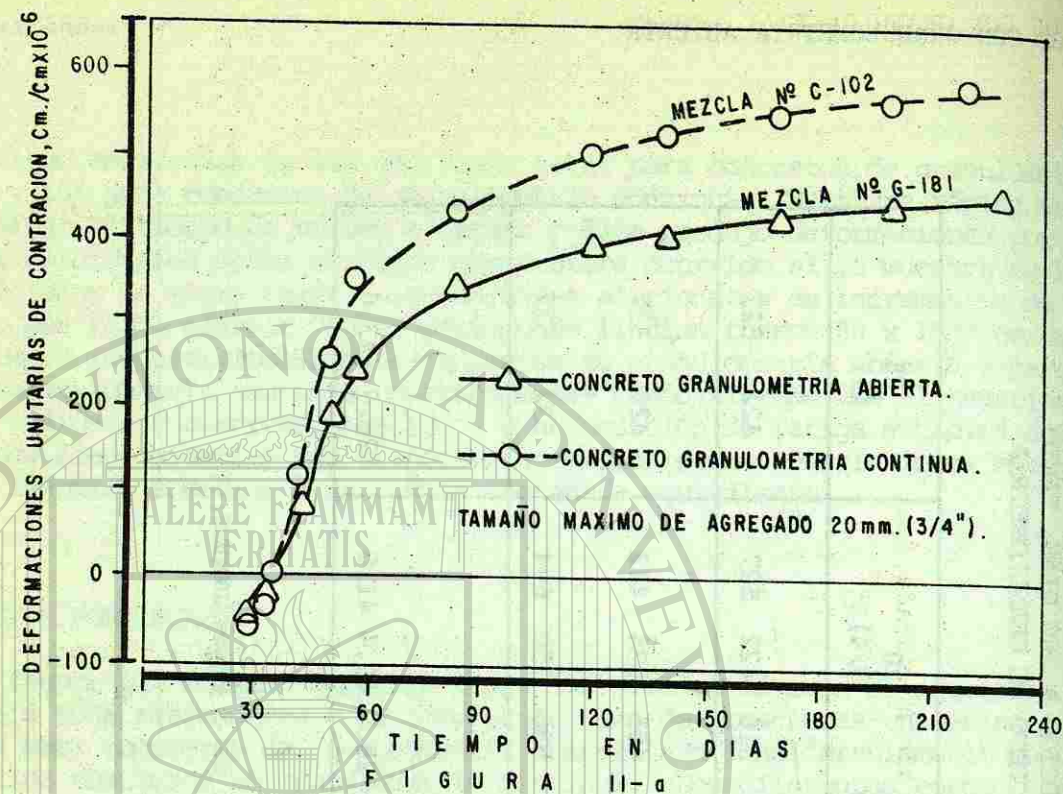


FIG. II.- COMPARACION DE LAS CONTRACCIONES EN CONCRETOS DE GRANULOMETRIA ABIERTA Y CONCRETOS DE GRANULOMETRIA CONTINUA DE 316 Kg./ cm^2 . DE RESISTENCIA.

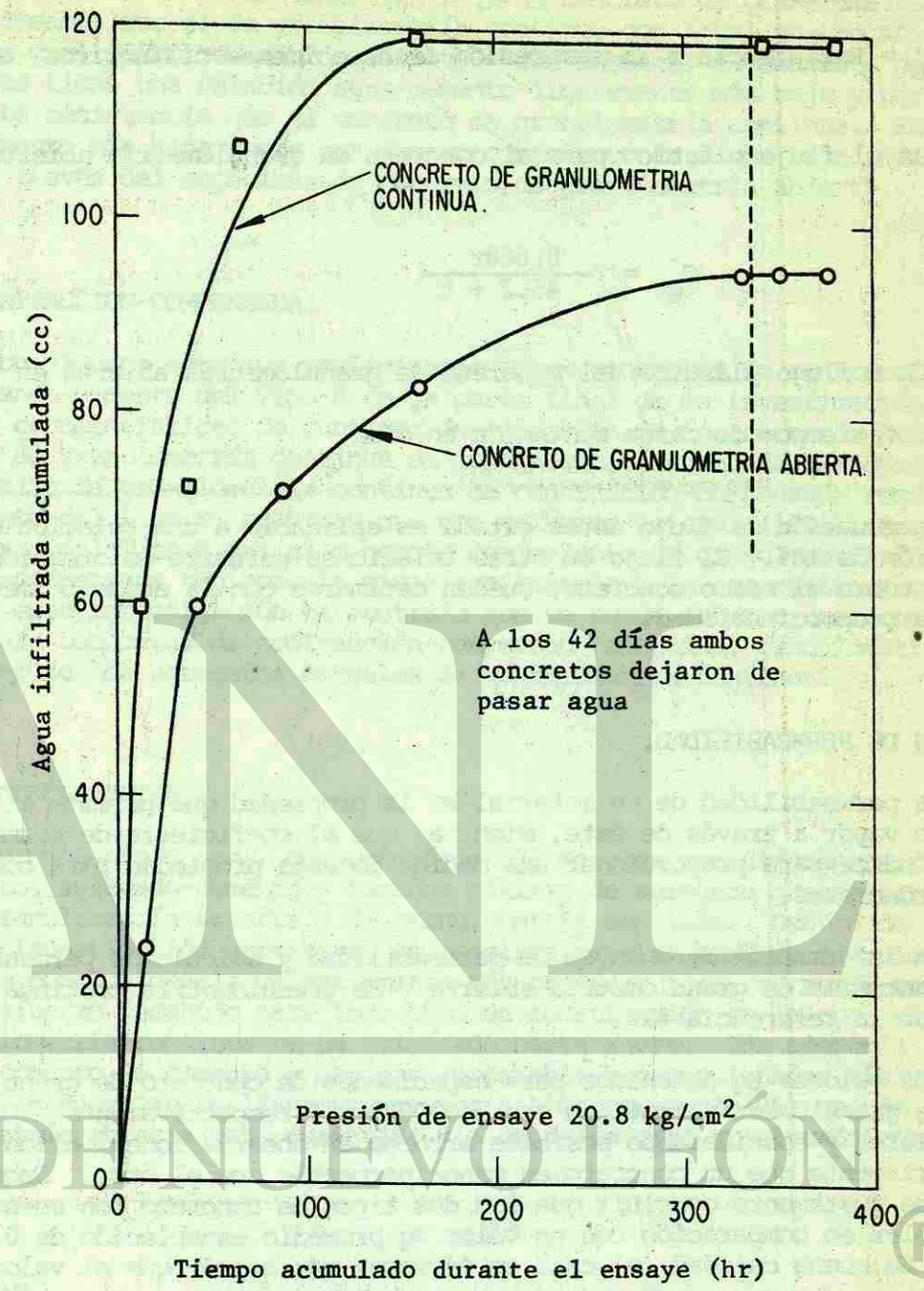


Fig. 12.- Curva de tiempo de infiltración contra agua infiltrada en los ensayos de permeabilidad para concreto con granulometría abierta y con granulometría continua.

w = peso unitario de especímenes cilíndricos de 6 x 12 pulg en libras por pie cúbico.

f'_c = Resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos en lbs/pulg².

Mientras el flujo plástico para el concreto de granulometría abierta nos la da

$$C_g = \frac{0.668t}{45.2 + t}$$

donde C_g = flujo plástico del concreto de granulometría abierta en pulg/pulg/lbs/pulg

t = tiempos de carga sostenida en días

La ecuación de flujo antes citada es aplicable a una relación de esfuerzo-deformación de 18%. El flujo en otras relaciones esfuerzo-deformación, o bajo otras cargas sobre el mismo concreto, pueden estimarse con la ecuación mencionada en base a la proporcionalidad.

INDICES DE PERMEABILIDAD.

La permeabilidad de un material es la propiedad que permite el paso de un líquido o vapor a través de éste, mientras que el coeficiente de permeabilidad (K) es un índice para proporcionar una medida de esta propiedad para comparación con otros concretos.

La información de ensayos de permeabilidad y cálculo de permeabilidades (K_g) para concretos de granulometría abierta y de granulometría continua se han registrado en la referencia #12.

Los valores K_g obtenidos para especímenes de concreto de granulometría abierta y de granulometría continua son 0.000033 y 0 respectivamente. Con estos pequeños valores y considerando posibles errores en observaciones, ellos no significan necesariamente que un concreto es menos permeable que el otro. Sobre esta base, se puede justamente concluir que los dos tipos de concreto son esencialmente impermeables en comparación con un valor K_g promedio establecido de 0.0015 para concretos de buena calidad, el cual es 44 veces más grande que el valor mayor presente (12).

CURVAS DE AGUA INFILTRADA VS. TIEMPO.

Un conocimiento más decisivo se puede deducir de la figura #12 que muestra la relación entre el agua infiltrada y el tiempo de ensayo transcurrido, tanto para concretos de granulometría abierta como de granulometría continua. Se puede observar que para el mismo tiempo de ensayo el agua infiltrada en el espécimen de concreto con granulometría abierta es siempre menor que para el espécimen de con-

creto con granulometría continua. Esto indica que el concreto de granulometría abierta es más impermeable que el de granulometría continua con igual tamaño máximo de agregado grueso y el mismo consumo de cemento. Sin embargo, el concreto de granulometría abierta tiene una relación agua-cemento ligeramente más baja y por consecuencia más alta resistencia que el concreto de granulometría continua. Esta relación agua-cemento más baja puede ser factor contribuyente a una baja infiltración de agua a través del espécimen de concreto de granulometría abierta.

CONCRETO DE CONTRACCION-COMPENSADA.

Se hicieron algunos estudios preliminares sobre concretos de contracción-compensada utilizando cemento del Tipo K en la parte final de la investigación. La comparación de características de contracción-expansión de concretos de granulometría abierta y de granulometría continua de contracción-compensada ha mostrado que el concreto suelto de granulometría continua de contracción-compensada requiere 37.7% más cemento del Tipo K, mientras que con refuerzo lateral (1.16%) requiere 39.2% más cemento del Tipo K que el concreto equivalente de granulometría abierta de contracción-compensada teniendo la misma resistencia a la compresión y trabajabilidad. Así, esta investigación ha mostrado que se puede obtener una economía significativa para concretos de contracción-compensada adoptando granulometría abierta en lugar de los agregados normales de granulometría continua.

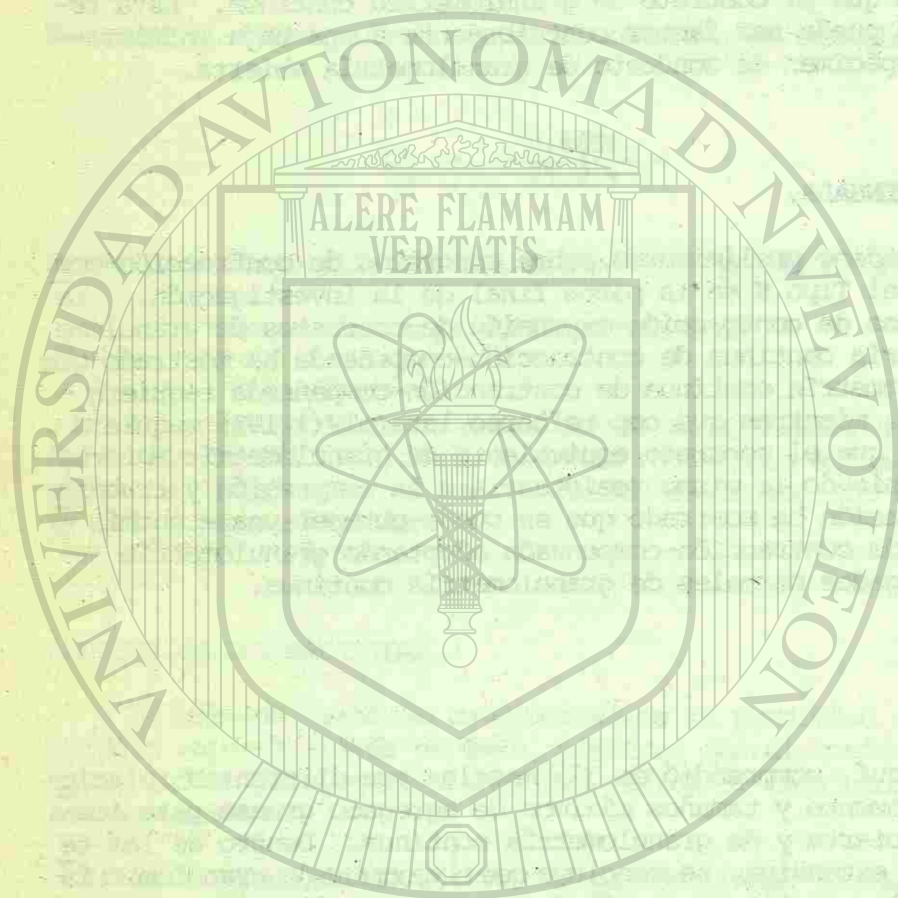
OBSERVACIONES CONCLUYENTES.

El trabajo presentado aquí, comprendió de 375 mezclas con diferentes relaciones agua-cemento, agregado-cemento y tamaños máximos de agregado grueso para los concretos de granulometría abierta y de granulometría continua. Dentro de los terrenos de esta investigación extensiva, se concluye que el concreto de granulometría abierta, aunque con una mezcla relativamente más gruesa y seca, se puede colocar y acabar sin esfuerzo indebido para todo tipo de construcción en la cual el concreto de granulometría continua se ha utilizado hasta ahora. Una economía considerable en el consumo de cemento y mejoras apreciables en propiedades físicas y mecánicas son las ventajas realísticamente obtenibles por medio del uso de concreto de granulometría abierta para cualquier fin donde se esté utilizando concreto convencional.

CURRICULUM VITAE

El Dr. Ramakrishnan obtuvo su doctorado en la Universidad de Londres. Es autor de tres libros, 29 informes técnicos y 76 trabajos de investigación en el campo de Estructuras y Tecnología Civil en la Escuela de Minas y Tecnología de South Dakota. Es miembro de varios comités del ACI y del Highway Research Board relacionados con las Propiedades Mecánicas y Curado del Concreto. Es vice-director y Secretario del comité de publicaciones de la División de Construcción del American Society of Civil Engineers.

El Dr. Ramakrishnan fue seleccionado como uno de los profesores más destacados de América en 1975.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL

CONCRETO SIN FINOS CON AGREGADOS DE ESCORIA.

Raymundo Rivera Villarreal*

RESUMEN

[Un concreto sin finos es un producto que consiste de agregado grueso, cemento hidráulico y agua con una gran cantidad de huecos uniformemente distribuidos en su masa.] Ha sido utilizado en Europa desde el año de 1925 en la construcción de muros de carga o divisores, para firmes, pisos y en plantillas de techos.

El concreto sin finos está considerado como un concreto ligero, por contener gran cantidad de aire en su estructura entre los huecos del agregado grueso resultantes al eliminar los finos que son los que llenan estos espacios en el concreto común.

En este trabajo se ha utilizado agregado de escoria de alto horno para lograr mayor ligereza ya que este agregado tiene una estructura porosa. Sin embargo, se ve aumentado relativamente el consumo de cemento al tenerse que llenar de pasta los huecos superficiales del agregado.

En este estudio se hicieron 57 proporcionamientos de cemento para tamaños máximos de agregado de 10, 13 y 25 mm y para relaciones agua/cemento de 0.36, 0.40 y 0.50 en peso. Las relaciones cemento/agregado variaron de 1:5 a 1:15 y los consumos de cemento de 90 a 355 kg/m³, obteniéndose pesos volumétricos desde 1350 a 2100 kg/m³. Se presentan en gráficas los resultados de ensayos a la compresión y tensión indirecta por compresión diametral a los 7 días, 28 días y acelerados a 29 1/2 hs de edad, así como de M.R. módulo de elasticidad de Young y razón de Poisson a los 28 días de edad.

[Se recomienda su uso entre otras aplicaciones a la construcción de los muros y la cimentación de casas de interés social en suelos de baja capacidad de carga.]

* Maestro de Planta Investigador, Decano de la Facultad y Jefe del Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

1.- INTRODUCCION.

1.1.- Historia del Concreto Ligero.

El concreto ligero no puede considerarse como un nuevo material para la construcción, ya los Romanos en el Año 27 A.C. usaron una forma de concreto ligero en la construcción de la cúpula del Panteón de 44 m de diámetro, en la cual utilizaron como agregado piedra pómez (1).

A fines del Siglo XIX se inició el uso de un concreto con agregados de escoria de hulla en Estados Unidos, Inglaterra y otros países y a mediados de la década de los treinta se introdujo a Inglaterra la escoria espumosa de los altos hornos iniciándose su uso como agregado ligero, su utilización principal era en la fabricación de bloques para muros no cargadores, más tarde se mejoró la calidad del concreto fabricado con agregados de esta escoria y se pudo utilizar para elementos de carga. Recientemente ha sido utilizado para elementos estructurales de concreto reforzado.

En los Estados Unidos los concretos ligeros se han desarrollado en gran escala, debido principalmente a los altos costos del transporte originados para mover materiales pesados a través de grandes distancias para llegar a los sitios de las obras. Los agregados comunes (grava y arena) se encuentran a veces a distancias considerables de los centros industriales y de población. Es entonces cuando resulta económico el uso de agregados de peso ligero que se producen en la localidad.

1.2.- Características del Concreto Ligero.

La característica más importante del concreto ligero, es por supuesto su densidad, la cual es siempre considerablemente menor que la del concreto ordinario.

Existe una forma de hacer un concreto de menor peso, ésta es con la inclusión de aire en su estructura. Básicamente hay tres procedimientos para lograrlo (1):

- 1.- El llamado "Concreto sin Finos", en el cual se omiten los agregados de tamaños pequeños.
- 2.- El "Concreto con Agregados de Peso Ligero", en el cual los agregados tienen estructura celular o porosa.
- 3.- El "Concreto Aireado", que se obtiene produciendo burbujas de aire en una lechada de cemento, de manera que al fraguar ésta, quede una estructura celular.

Aunque básicamente son tres tipos distintos como se ilustran en la Fig. 1, se pueden hacer combinaciones de los mismos para formar otros concretos más ligeros.

Las ventajas de tener concretos de baja densidad son muy numerosos, entre otras: Reducción de las cargas muertas, mayor rapidez de construcción, menores costos de transporte y acarreo, economía en materiales de concreto y acero de refuerzo al diseñar elementos estructurales con menor carga muerta y menor peso propio.

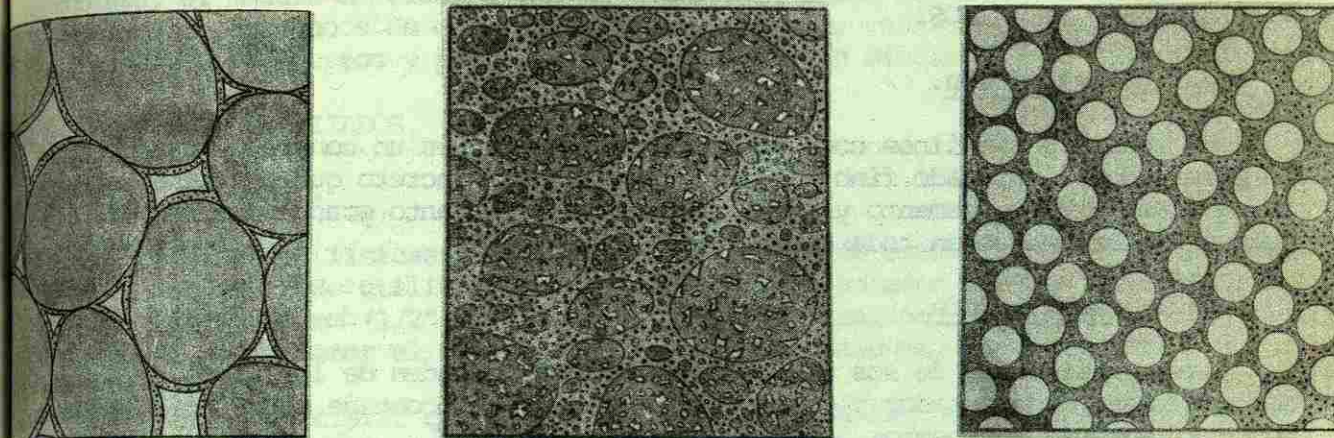


Fig. 1.- Los tres tipos básicos de concreto ligero

El peso que actúa sobre la cimentación de un edificio es un factor importante en el diseño de la misma, específicamente en la actualidad en que la tendencia es hacia la construcción de edificios cada vez más altos.

1.3.- Historia del Concreto sin Finos.

Los primeros usos conocidos del concreto sin finos se remontan al año 1852 - en el Reino Unido cuando se construyeron varias casas con grava y cemento (2). Durante los 70 años siguientes no se reportaron otros usos del concreto sin finos. En el año 1923 reaparece usándose en Holanda (3) y posteriormente de nuevo en varias localidades de Inglaterra.

Las investigaciones realizadas en 1928 por el British Building Research Station han jugado un papel importante en el desarrollo del concreto sin finos en La Gran Bretaña (4). A partir de 1945 se usa ampliamente en Alemania, Francia, Bélgica y Rusia. En 1950 se amplió el uso de la construcción de edificios de apartamentos hasta de cinco pisos. En los últimos años y de acuerdo con la información proporcionada por Short y Kinnsburgh (1) se ha utilizado como muro cargador en construcciones de hasta 10 pisos de alto.

En los Estados Unidos casi no existen referencias importantes de usos del concreto sin finos, sin embargo se han realizado estudios en el U.S. Bureau of Standards en 1943 y en 1951 (5, 6). En los Laboratorios de la Portland Cement Association y en varias Universidades como la de Texas, Ohio y Oregon (1).

En Canadá se construyeron varias casas a prueba en el área de Toronto en 1960 y en 1973 (7) y La Canadian Standards Association publicó una norma en 1973 "No -

finos Concrete" CSA Standard A 23.4 (8).

En México, que tengamos información, no se han publicado a la fecha usos importantes del concreto sin finos.

2.- CONCRETO SIN FINOS.

2.1.- Definición.

El concreto sin finos como su nombre lo indica, es un concreto en el cual se ha eliminado el agregado fino. Por lo tanto es un concreto que contiene solamente agregado grueso, cemento y agua, quedando por lo tanto grandes huecos distribuidos uniformemente en toda su masa.

2.2.- Resistencia.

Las resistencias de los concretos sin finos dependen de los tipos de agregados que vayan a ser usados y de su granulometría, así como de su relación agua/cemento y consumo de cemento.

3.- CONCRETO SIN FINOS CON AGREGADOS DE ESCORIA DE ALTO HORNO.

En el estudio que se presenta se utilizó como agregado, escoria de alto horno enfriada al aire, con la finalidad de obtener un concreto sin finos más ligero, como se puede apreciar en la Fig. 2, que el que se puede obtener con agregados de gravas naturales o de cantera de caliza o dolomitas que son las que predominan en la región noreste de México, además de darle un uso al desecho de los altos hornos.

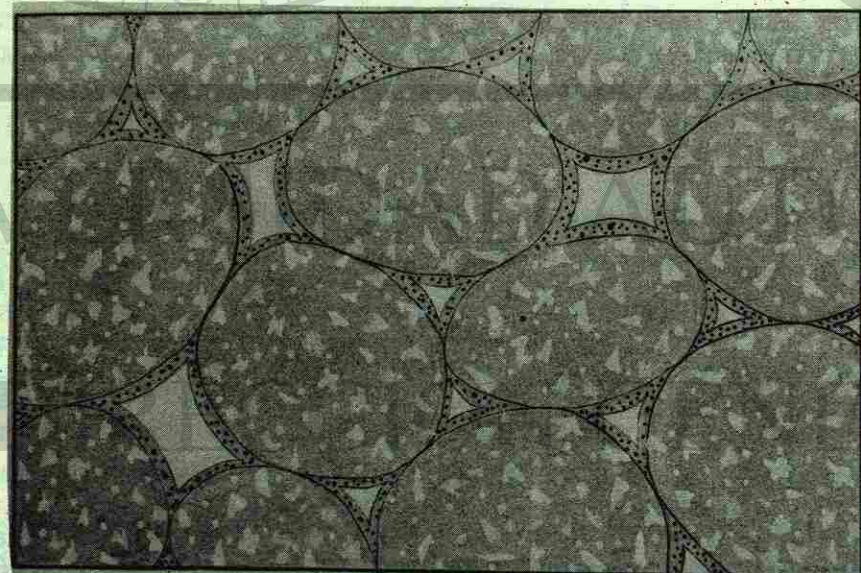


Fig. 2.- Concreto sin finos y con agregados ligeros

4.- PROGRAMA DE ENSAYES.

En este estudio se hicieron 57 proporcionamientos con el fin de determinar la resistencia a la compresión, a la tensión por compresión diametral, el módulo de ruptura, el módulo de elasticidad de Young y la razón de Poisson. Para tamaños máximos de agregados de escoria de 10, 13 y 25 mm, relaciones agua/cemento de 0.36, 0.40 y 0.50 en peso y para distintos consumos de cemento.

5.- MATERIALES UTILIZADOS.

5.1.- Agregado.

Las propiedades físicas y químicas del agregado de escoria de alto horno se dan en la Tabla 1. Se utilizaron agregados con tres tamaños máximos que fueron de 10 mm (3/8"), 13 mm (1/2") y 25 mm (1"), con la finalidad de determinar la influencia que podía tener el tamaño máximo en las propiedades por estudiar.

Es importante aclarar que aunque idealmente sería recomendable utilizar agregados exentos de finos, eliminando totalmente el material que pase la malla No. 4 y aunque esto es posible hacerlo en un estudio de laboratorio como el presente, en este caso no fue así. Los agregados se utilizaron con algo de finos tal como se producen en la planta local procesadora de este agregado. Pretender obtener agregados totalmente libres de finos en la actualidad para utilizarlos en obras de concreto, implicaría un aumento en su costo ya que la compañía tendría que hacer modificaciones en sus instalaciones para su producción.

TABLA 1
PROPIEDADES DEL AGREGADO DE ESCORIA DE ALTO HORNO

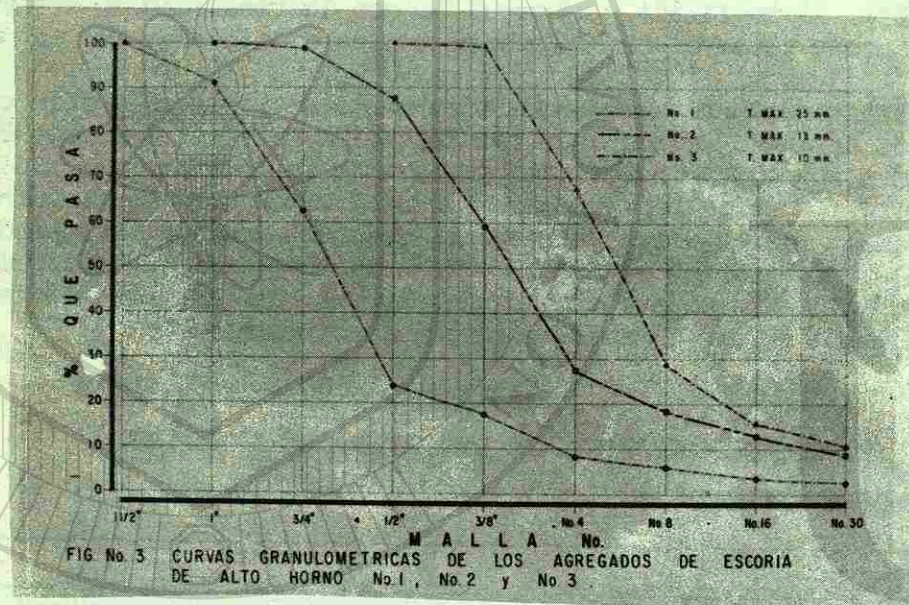
PROPIEDADES FISICAS			
Tipo de agregado	1	2	3
Tamaño Máx. mm (Pulg)	25 (1)	13 (1/2)	10 (3/8)
Peso volumétrico (SS) kg/m ³	1250	1390	1370
Peso volumétrico (VS) kg/m ³	1420	1505	1550
PESO ESPECIFICO (SSS) = 2.4 g/cm ³			
ABSORCION = 4.1%			

ANALISIS QUIMICO (Prom. en %)

CaO	43.20
SiO ₂	33.20
Al ₂ O ₃	14.57
MgO	6.15
S	1.86
TiO ₂	0.84
Fe ₂ O ₃	0.29
Mn	0.17
P	0.02

Quizá en un futuro, cuando la demanda lo amerite, podrá obtenerse económicamente un agregado de escoria libre de finos.

Las curvas granulométricas con tamaños máximos de 10, 13 y 25 mm y que en lo sucesivo se designarán respectivamente como agregados No. 3, No. 2, No. 1, se pueden ver en la Fig. 3.



5.2.- Cemento.

El cemento utilizado fue Portland I marca Monterrey de la Cfa. Cementos Mexicanos. Su propiedades físicas y químicas aparecen en la Tabla 2.

6.- EQUIPO PRINCIPAL.

Para hacer las revolturas se utilizó una revoladora del laboratorio de 80 litros de capacidad de 31 RPM. Los moldes metálicos para los ensayos de compresión y tensión por compresión diametral, fueron los normales de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura y los moldes para la determinación del módulo de ruptura de 15 cm x 15 cm x 50 cm.

Los ensayos se realizaron en una máquina universal Riehle de 60 Tons. Para

TABLA 2

PROPIEDADES DEL CEMENTO PORTLAND I MARCA MONTERREY

PROPIEDADES FISICAS:

PESO ESPECIFICO	3.12
FINEZA, PASANDO MALLA No. 350.	89%
FINEZA BLAINE	3,500 g/cm ²
TIEMPOS DE FRAGUADO.	
INICIAL VICAT	2 Hs 06 min
FINAL VICAT	3 Hs 38 min
INICIAL GUILLMORE	2 Hs 08 min
FINAL GUILLMORE	4 Hs 11 min
SANIDAD	
EXPANSION EN AUTOCLAVE.	0.10%
RESISTENCIA A LA COMPRESION EN CUBOS DE 5.0 CM	
3 DIAS	202 kg/cm ²
7 DIAS	256 kg/cm ²
28 DIAS	309 kg/cm ²

ANALISIS QUIMICO:*

OXIDO	% EN PESO
CaO (TOTAL)	65.00
SiO ₂	20.80
Al ₂ O ₃	5.30
Fe ₂ O ₃	1.90
MgO	1.30
SO ₃	2.80
CAL LIBRE.	1.00
PERDIDA POR IGNICION	2.00
RESIDUO INSOLUBLE.	0.15
Na ₂ O	0.25
K ₂ O	0.75

* INFORMACION PROPORCIONADA POR EL DEPARTAMENTO DE LABORATORIOS DE LA CIA. CEMENTOS MEXICANOS.

la determinación el módulo de elasticidad se utilizó un compresómetro mecánico de doble amplificación y precisión de 0.02 mm y para la razón de Poisson un compresómetro mecánico de triple amplificación y precisión de 0.001 mm. Para el curado acelerado se utilizó un tanque para agua caliente con control automático de temperatura a 91°C ± 1°C y para el curado normal un cuarto de curado a 23°C ± 1.7°C y H.R. no menor del 95%.

7.- PROPORCIONAMIENTOS.

Como ya se indicó anteriormente, para este estudio se hicieron 57 proporcionamientos. Para cada uno de los tres tipos de agregados se hicieron proporcionamientos.

mientos para relaciones agua/cemento de 0.36, 0.40 y 0.50 en peso y para distintos consumos de cemento.

A diferencia del concreto convencional en el que la resistencia está definida principalmente por la relación agua/cemento y se puede obtener una gama de valores en los que se logra cada vez mayor resistencia al disminuir la relación agua/cemento. En el concreto con finos la relación agua/cemento está íntimamente relacionada con una consistencia satisfactoria, este concreto es muy sensible al contenido de agua, pero como ésta viene a quedar íntimamente ligada con la relación agua/cemento de la pasta, que es el principal factor en proporcionar mayor resistencia en los puntos de contacto. Se concluyó en función de la relación agua/cemento.

Si la relación agua/cemento de la pasta es alta, la adhesión entre las partículas de los agregados será menor que para pastas con relaciones agua/cemento bajas, si se aumenta la cantidad de agua y por lo tanto el consumo de cemento para una misma relación agua/cemento, llegará un momento en que la pasta escurra de las partículas y se deposite en el fondo llenando los huecos inferiores y (Fig.4) formando un estrato que no es precisamente de concreto sin finos, por lo tanto es de esperarse que para un tipo y granulometría de agregado y para cada relación agua/cemento exista un consumo máximo de cemento permisible más allá del cual el concreto sin finos ya no resulta homogéneo. Para una misma relación agua/cemento habrá cantidades de pasta y por lo tanto consumos de cemento menores que el máximo permisible hasta llegar a un mínimo que será aquél que alcance a cubrir con una película de espesor mínimo todas las partículas de agregado llegando a producir una especie de destellos metálicos, una de las finalidades de este trabajo es llegar a determinar los consumos máximos de cemento para las relaciones agua/cemento y tipos de agregado propuestos. Para llegar a esto se procedió por tanteos incrementando progresivamente los consumos de cemento para una misma relación agua/cemento en los proporcionamientos sucesivos, hasta llegar al límite en que la pasta escurría al fondo.

7.1.- Proporcionamiento Tipo.

El proporcionamiento para una resistencia a la compresión de 50 kg/cm² a los 28 días utilizando agregado No. 2 y una relación A/C de 0.40, sin incluir el agua de absorción fue:

Agregado de escoria (S)	1460 kg
Agua	57.2 l
Cemento	143 kg

8.- FABRICACION DEL CONCRETO.

8.1.- Revoltura.

El procedimiento para la revoltura de concreto fue el siguiente: Se introdujo en la revolvedora en primer término una cantidad razonable de pasta con la relación agua/cemento del concreto por hacerse se le dieron algunas revoluciones hasta cubrir todas las paredes internas y aspas de la revolvedora y luego se procedió a escurrir el sobrante, en seguida se introdujo el agregado de escoria (Fig. 5) y el agua de absorción faltante al agregado para llegar a su estado saturado superficialmente seco (S S S) (Fig. 6) e inmediatamente se puso a trabajar la re-

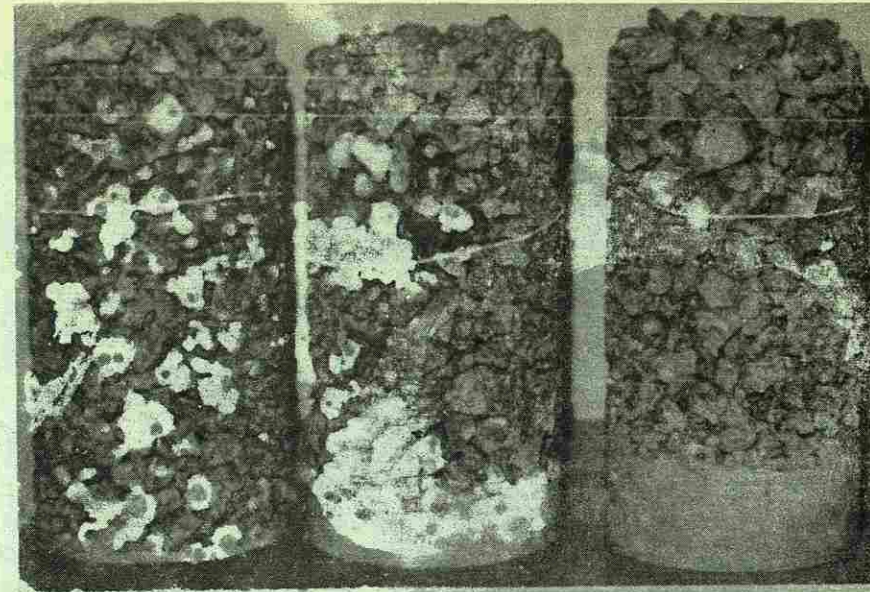


Fig. 4.- El exceso de pasta escurre de las partículas de agregado y se deposita en el fondo.



Fig. 5.- Después de saturar con pasta el interior del tambor y las aspas de la revolvedora se introdujo el agregado de escoria.

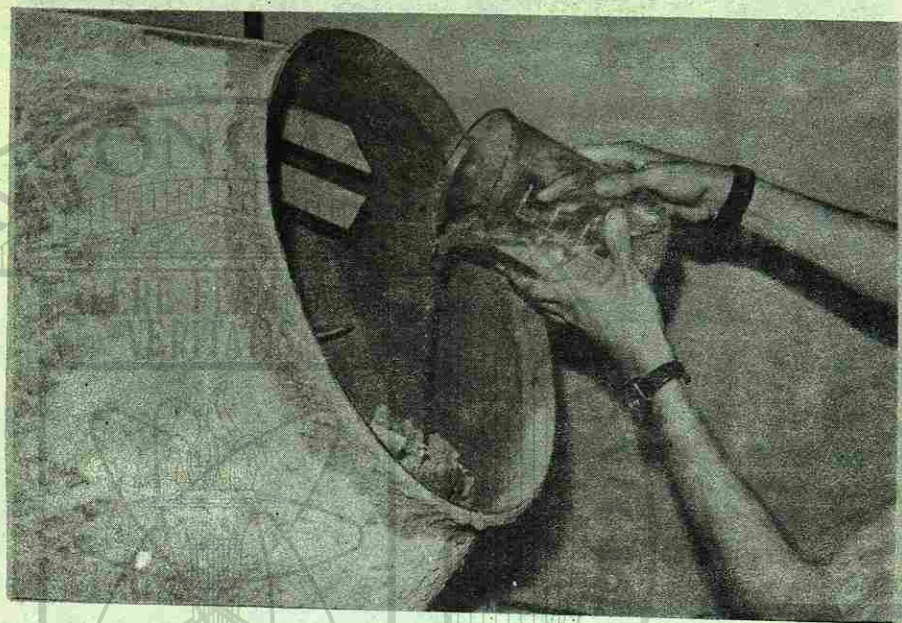


Fig. 6.- Agregando el agua faltante para la saturación hasta S.S.S. del agregado

volvadora durante un minuto para saturar el agregado, transcurrido este tiempo y sin parar de revolver, se principió a introducir la pasta de cemento y agua (Fig. 7) según la relación agua/cemento de diseño y que fuera previamente mezclada, hasta completar un tiempo de 3 min, en seguida, se dejó reposar la revoltura durante 2 min y finalmente se arrancó la revoladora y permaneció trabajando durante un minuto más, procediéndose a sacar el concreto de la revoladora (Fig. 8).

8.2.- Consistencia.

No existe un método normalizado para medir la consistencia del concreto sin finos como en el concreto convencional (9). Los ensayos como el de revenimiento, bola Kelly, factor de compactación o Beve no son aplicables debido a la naturaleza del producto. La consistencia adecuada para un concreto sin finos al momento de colarse debe ser tal que un examen visual muestre que cada partícula de agregado ha sido cubierta con una capa de pasta de cemento y la mezcla aparezca de un color uniforme. En el caso de agregado de escoria de alto horno su estructura porosa (Fig. 9) amerita que se requiera un poco más de pasta para una misma consistencia, al tener que llenarse los poros externos además de cubrir todas las partículas de agregado.

8.3.- Moldeo de los especímenes.

El concreto sin finos no fluye como el concreto convencional pero fluye algo más que el agregado solo, por la pasta que rodea las partículas. Prácticamente se compacta así mismo por la acción de la gravedad. Basta un ligero varillado manual para asegurar una buena compactación en las cibras. Para la compactación de

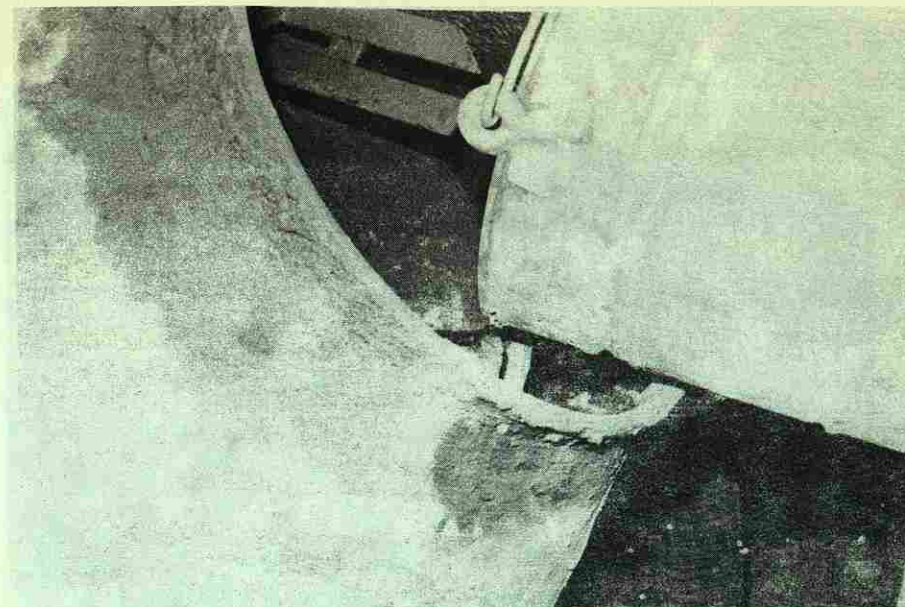


Fig. 7.- Agregando el agua y el cemento en forma de pasta de acuerdo con la relación A/C de diseño.



Fig. 8.- Concluido el proceso del mezclado se vacía la revoladora.

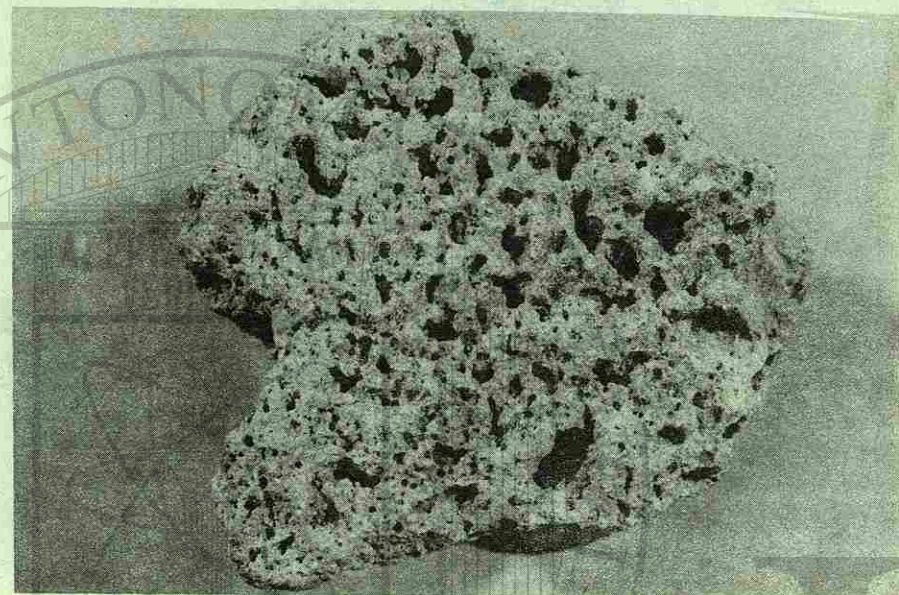


Fig. 9.- Partícula de agregado de escoria de alto horno enfriada al aire.

los especímenes se usó un varillado manual (Fig. 10) como lo establece la norma de ASTM C-31-69 para concreto convencional.

9.- PESO VOLUMETRICO FRESCO.

A cada uno de los proporcionamientos se le determinó su peso volumétrico fresco y sus valores variaron de 1350 a 2100 kg/m³, tanto mayor fue el peso mayor fue el consumo de cemento.

10.- CURADO DE LOS ESPECIMENES.

Los especímenes después de moldeados se dejaron en el laboratorio a temperatura de 23°C y a las 24 hs siguientes se retiraron los moldes llevándose a un cuarto de curado a 23°C + 1.7°C y humedad relativa mayor del 95%, permaneciendo en este lugar hasta el momento del ensaye.

Los especímenes para ensayos de compresión y tensión por compresión diametral que se curarían en forma acelerada, se introdujeron después de 24 hs de moldeados con sus tapas herméticas, en un tanque para curado acelerado de agua caliente a 91°C ± 1°C durante 3 1/2 hs y se desmoldearon, recapearon y enfriaron durante 2 hs para proceder a su ensaye al final de este tiempo, a una edad desde la conclusión del moldeo de 29 1/2 hs.

11.- PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE.

Todos los especímenes fueron ensayados de acuerdo a las Normas vigentes de -

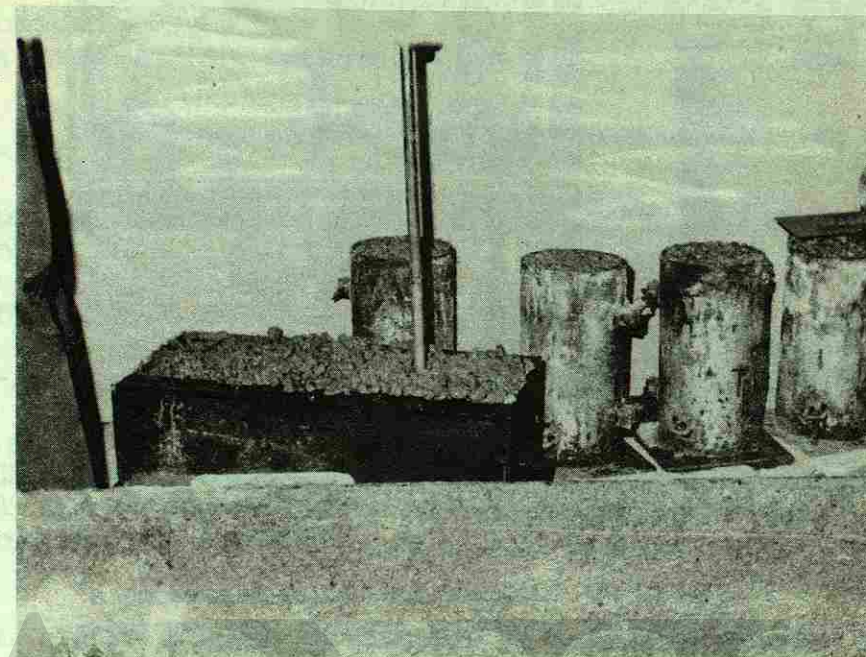


Fig. 10.- Compactación de los especímenes de cemento sin finos de acuerdo a la Norma ASTM C-31.

ASTM, a las edades y con las características siguientes: para cada proporcionamiento.

11.1.- Compresión (AST C-129-69 y C-684-71T).

Tres especímenes curados en forma normal para ensayarse a los 7 días de edad y otros tres curados en la misma forma para ensayarse a los 28 días de edad. Dos especímenes curados en forma acelerada para ensayarse a las 29 1/2 hs (Fig. 11).

11.2.- Tensión por compresión diametral (ASTM-C496-71).

Tres especímenes curados en forma normal para ensayarse a los 7 días de edad y otros tres para ensayarse a los 28 días, curados en la misma forma. Dos especímenes curados en forma acelerada para ensayarse a las 29 1/2 hs (Fig. 11).

11.3.- Módulo de ruptura (ASTM-C-78-72).

Dos especímenes curados en forma normal para ensayarse a los 28 días (Fig. 11).

11.4.- Módulo de Elasticidad de Young (ASTM-C-469-70).

Se determinó en dos especímenes ensayados a compresión a los 28 días de edad curados en forma normal y en proporcionamientos seleccionados (Fig. 12).

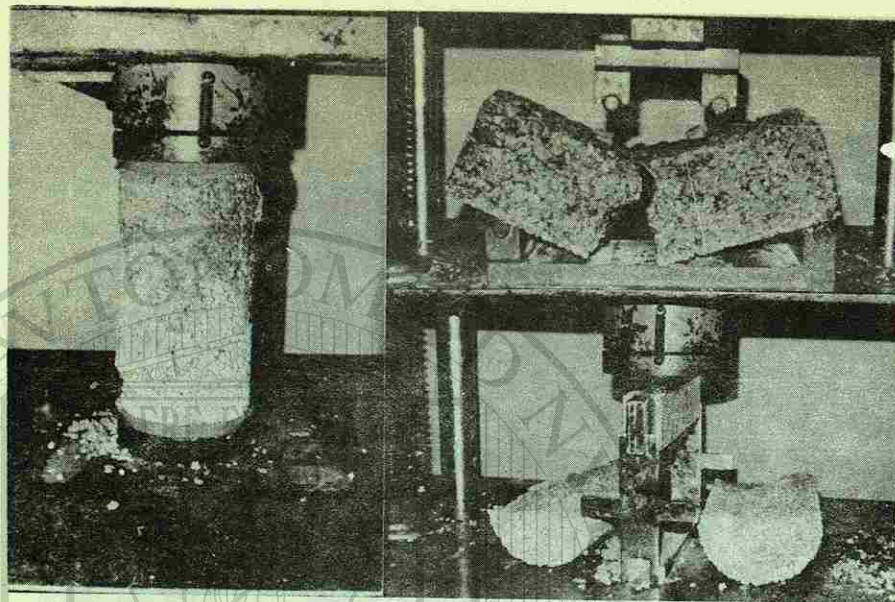


Fig. 11.- Especímenes de concreto sin finos ensayados a la compresión, flexión y tensión por compresión diametral.

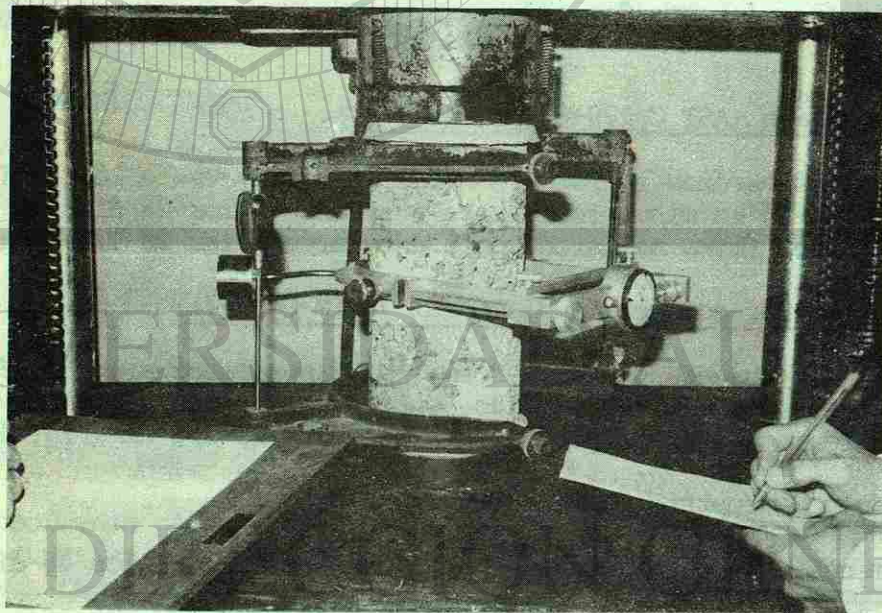


Fig. 12.- Determinación del módulo de elasticidad y Razón de Poisson.

11.5.- Razón de Poisson (ASTM-C-469-70).

Se determinó en los mismos especímenes ensayados a compresión a los 28 días de edad, en los que se hicieron las mediciones para encontrar el módulo de Young (Fig. 12).

11.6.- Acción Capilar.

Se determinó para algunos proporcionamientos seleccionados en cilindros curados en forma normal 28 días.

12.- RESULTADOS DE LOS ENSAYES.

12.1.- Resistencia a la compresión.

En la figura No. 13 se graficaron los consumos de cemento que fueron, desde 90 hasta 355 kg/m³ de concreto contra la resistencia a la compresión que varió entre 14 y 135 kg/cm² a los 7 días de edad en especímenes curados en forma normal. Para los tres tipos de agregados y relaciones agua/cemento en peso de 0.36, 0.40 y 0.50.

En esta gráfica podemos apreciar que en general para todos los casos, el aumentar el consumo de cemento la resistencia aumenta, con la excepción del caso en el que se utilizó agregado No. 1 y una relación agua/cemento de 0.5. Para iguales consumos de cemento se obtienen menores resistencias con el agregado No. 1.

En los concretos en los que se usó agregado No. 2 y No. 3 no hay una diferencia muy clara si bien para ambos casos se obtienen mayores resistencias con el mismo consumo y para menores relaciones agua/cemento.

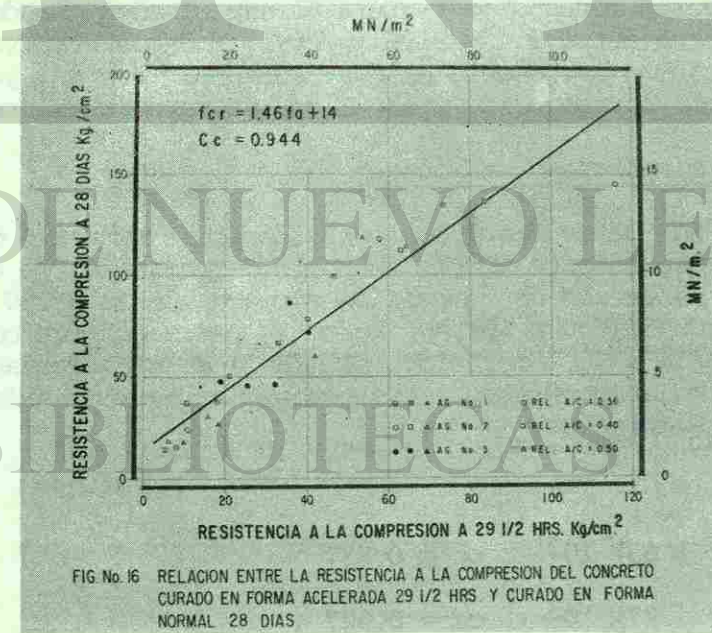
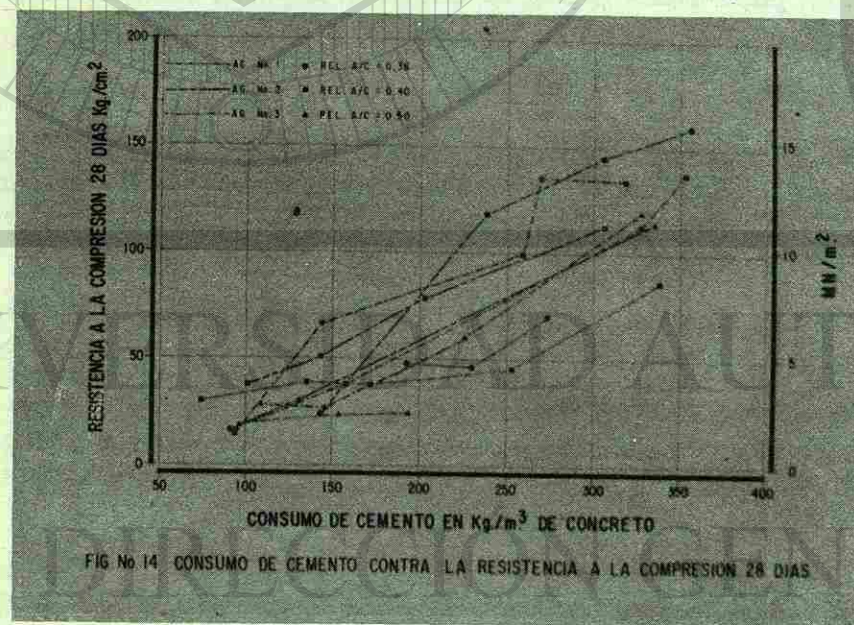
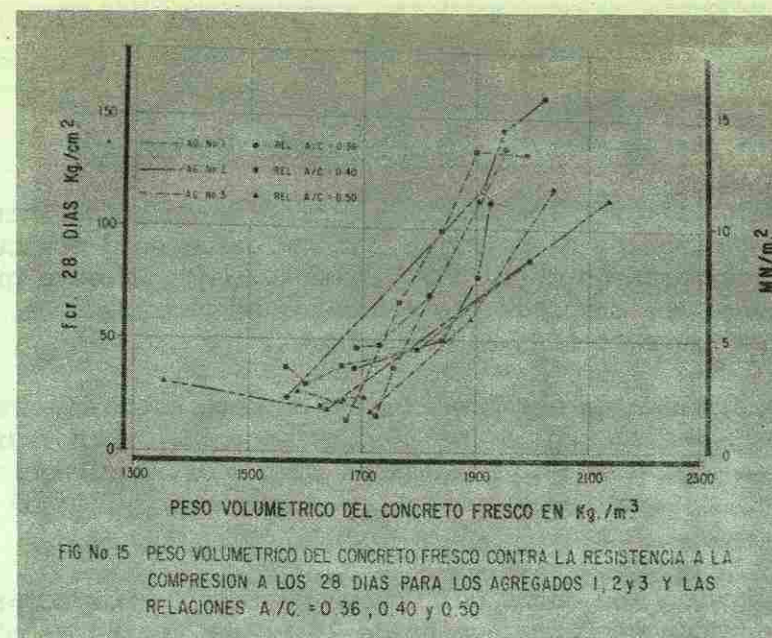
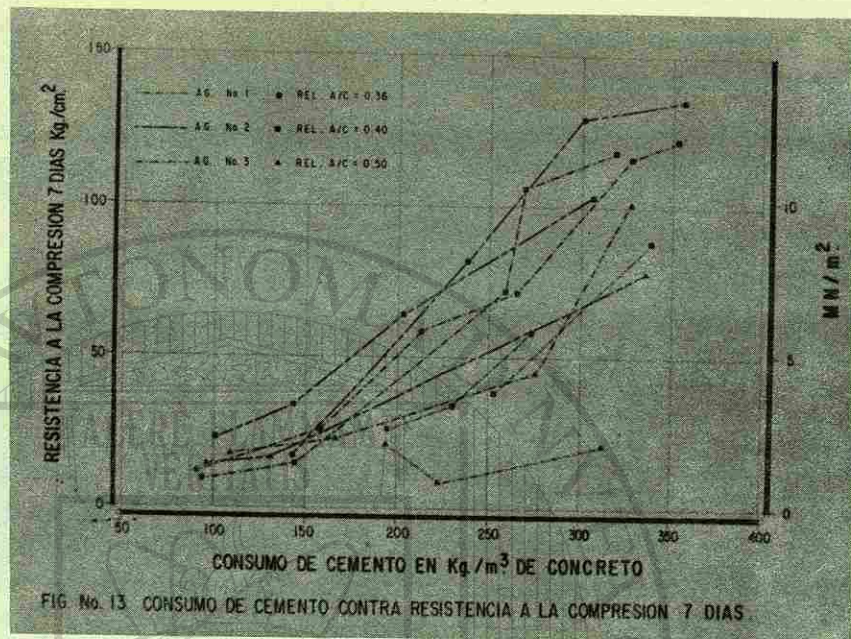
La Fig. 14 se graficó en forma similar a la Fig. No. 13, pero para resistencias a la compresión a la edad de 28 días variando de 15 a 160 kg/cm². Las variaciones de los resultados son similares a los de compresión a 7 días. Además en ambas gráficas aparece como proporcionamiento más eficiente, para consumos mayores de 200 kg/cm², en el que se usó agregado No. 2 y con una relación agua/cemento de 0.36.

En la Fig. 15 se graficaron los pesos volumétricos del concreto fresco contra la resistencia a la compresión a los 28 días. En ella podemos apreciar que para el mismo peso volumétrico y tipo de agregado se obtiene una mayor resistencia al utilizar una relación agua/cemento más baja, pero sin tener una influencia marcada el tipo de agregado. Destaca sin embargo el concreto con agregado No. 2 y con una relación agua/cemento de 0.36 dando mayores resistencias para el mismo peso volumétrico.

En la Fig. 16 se graficó la resistencia a la compresión utilizando un curado acelerado de 29 1/2 hs contra la resistencia a la compresión a los 28 días de edad y con un curado normal de los especímenes. Para los tres agregados y tres relaciones agua/cemento. La ecuación de regresión fue:

$$f_{cr} = 1.46 f_a + 14$$

Con un coeficiente de correlación de 0.944, que podemos considerar como con-



fiable para este tipo de concreto y por lo tanto aceptable utilizar un curado acelerado en los especímenes de concreto para llevar un control de la calidad del mismo.

12.2.- Resistencia a la tensión por compresión diametral.

En la Fig. 17 se graficaron los mismos consumos de cemento contra los resultados de tensión por compresión diametral a los 7 días de edad con curado normal. Los valores encontrados variaron entre 1.7 y 15.2 kg/cm². En esta gráfica podemos apreciar con menores resistencias los concretos con agregado No. 1, y con mejores resistencias los que contenían agregado No. 2.

En la Fig. 18 se graficaron los consumos de cemento contra la resistencia a la tensión por compresión diametral a los 28 días de edad, estas resistencias variaron desde 2.5 hasta 19.1 kg/cm². Resultaron con mayor resistencia para el mismo consumo de cemento, los concretos hechos con agregado No. 2 y con relaciones agua/cemento de 0.36 y 0.40.

En la Fig. 19 aparecen los datos del ensaye de tensión por compresión diametral de especímenes curados en forma acelerada 29 1/2 hs contra el mismo esfuerzo en especímenes curados en forma normal 28 días.

La ecuación de regresión resultante fue:

$$S_t = 1.32 S_{ta} + 2$$

Con un coeficiente de correlación de 0.949.

12.3.- Módulo de ruptura.

En la gráfica de la Fig. 20 aparecen los datos de los consumos de cemento contra los correspondientes módulos de ruptura de especímenes curados en forma normal 28 días con valores entre 2.4 y 31.6 kg/cm². Podemos observar que en general al aumentar los consumos de cemento el M.R. aumenta. Además, para iguales consumos, el concreto con agregado No. 2 es el que da mayores valores de M.R.

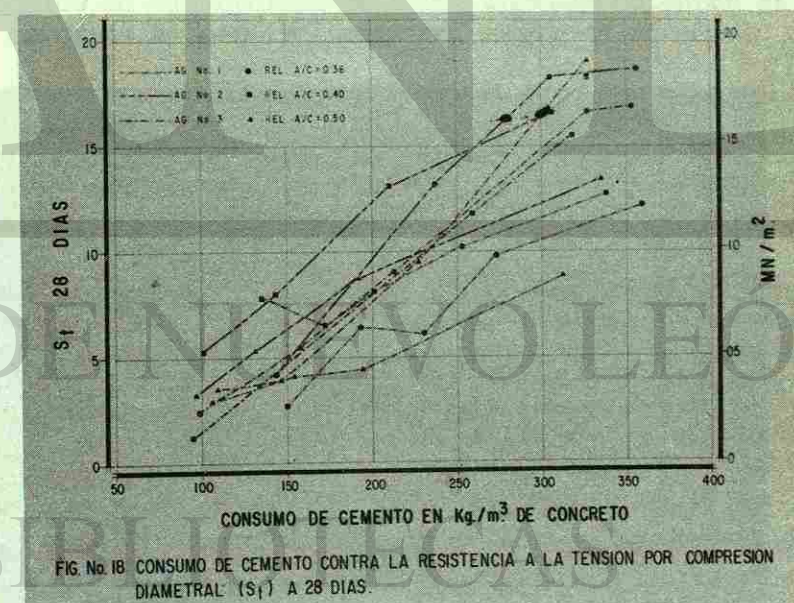
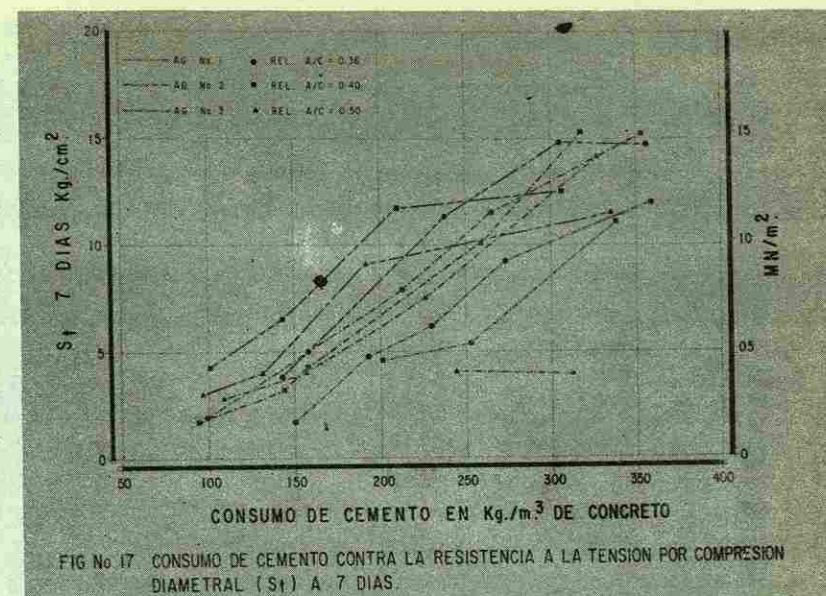
12.4.- Módulo de elasticidad de Young.

La gráfica de la Fig. 21 se trazó con los valores de esfuerzo de compresión a los 28 días y el correspondiente módulo de Young determinando de acuerdo con la Norma ASTM-C-489. Los esfuerzos de compresión variaron de 15 a 160 kg/cm² y los módulos de elasticidad de 35,000 a 197,300 kg/cm². De la gráfica concluimos que para una misma resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad es mayor al aumentar el tamaño máximo del agregado. Las ecuaciones de regresión para cada tipo de agregado son las siguientes:

TIPO 1.- $E = (1.19 f_{cr} + 63) 10^3$ $cc = 0.837$

TIPO 2.- $E = (1.16 f_{cr} + 27) 10^3$ $cc = 0.927$

TIPO 3.- $E = (1.15 f_{cr} + 27) 10^3$ $cc = 0.960$



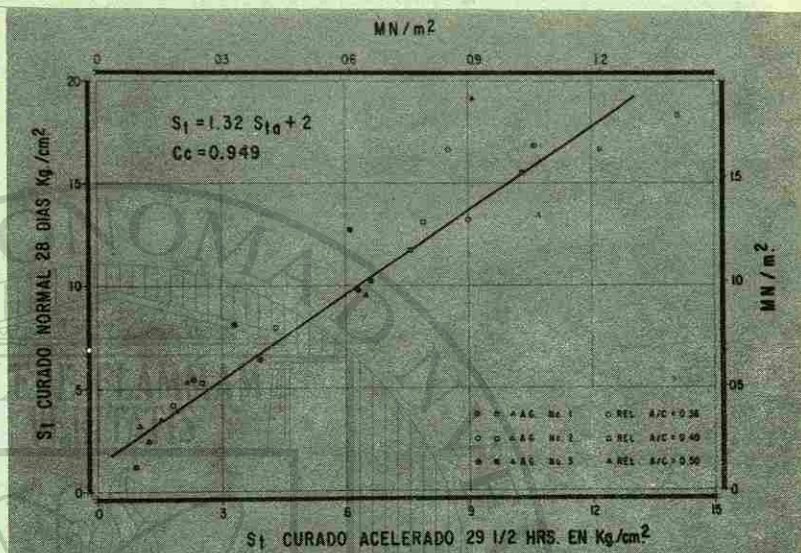


FIG No. 19 RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS DE TENSION POR COMPRESION DIAMETRAL (S1) CON CURADO ACCELERADO A 29 1/2 HRS. Y NORMAL A LOS 28 DIAS

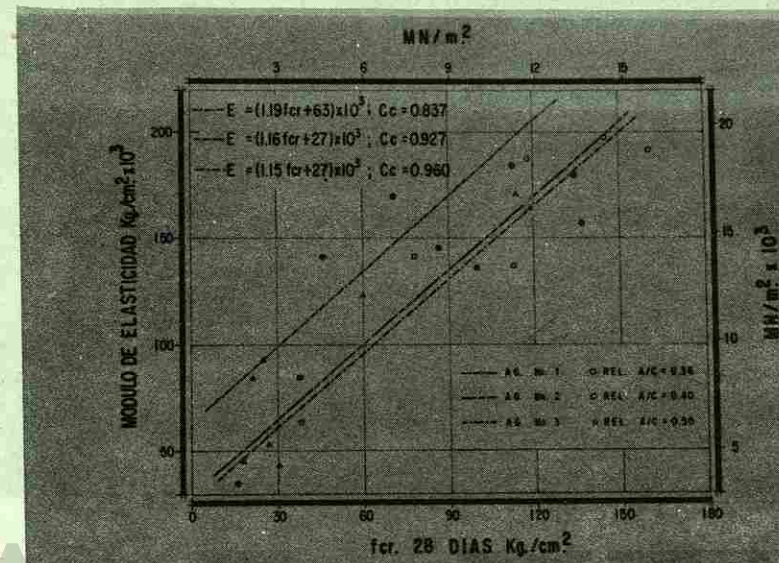


FIG No. 21 MODULO DE ELASTICIDAD PARA DISTINTAS RESISTENCIAS A LA COMPRESION Y TIPOS DE AGREGADO

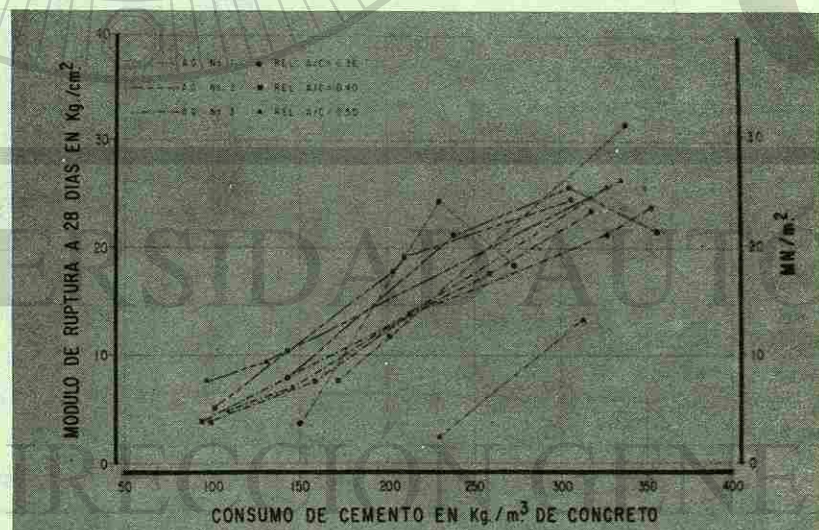


FIG No. 20 CONSUMO DE CEMENTO CONTRA MODULO DE RUPTURA A LOS 28 DIAS PARA LOS AGREGADOS Y RELACIONES A/C INDICADAS

En la gráfica de la Fig. 22 aparecen los pesos volumétricos del concreto fresco contra los módulos de elasticidad de Young correspondientes al concreto a los 28 días. Entre mayor es el peso volumétrico, mayor es su módulo de elasticidad.

La ecuación y cc para esta gráfica es:

$$E = 213 Pv - 264,000 \quad cc = 0.800$$

12.5.- Razón de Poisson.

En la gráfica de la Fig. 23 aparecen los valores de la razón de Poisson para los correspondientes valores de resistencias a la compresión a los 28 días. De la gráfica deducimos que puede considerarse la razón de Poisson como ligeramente inferior al concreto tradicional. Se obtuvo un valor promedio de 0.154 con un coeficiente de variación del 32%.

12.6.- Acción Capilar.

Debido a la estructura celular del concreto sin finos, el agua prácticamente no penetra este material por acción capilar. Los especímenes que se dejaron en contacto con agua a distintas edades como se puede apreciar en la Fig. 24 y mostraron mínima ascensión capilar del agua.

12.7.- Peso volumétrico fresco.

En la gráfica de la Fig 25 aparecen los pesos volumétricos del concreto fresco, contra los correspondientes consumos de cemento.

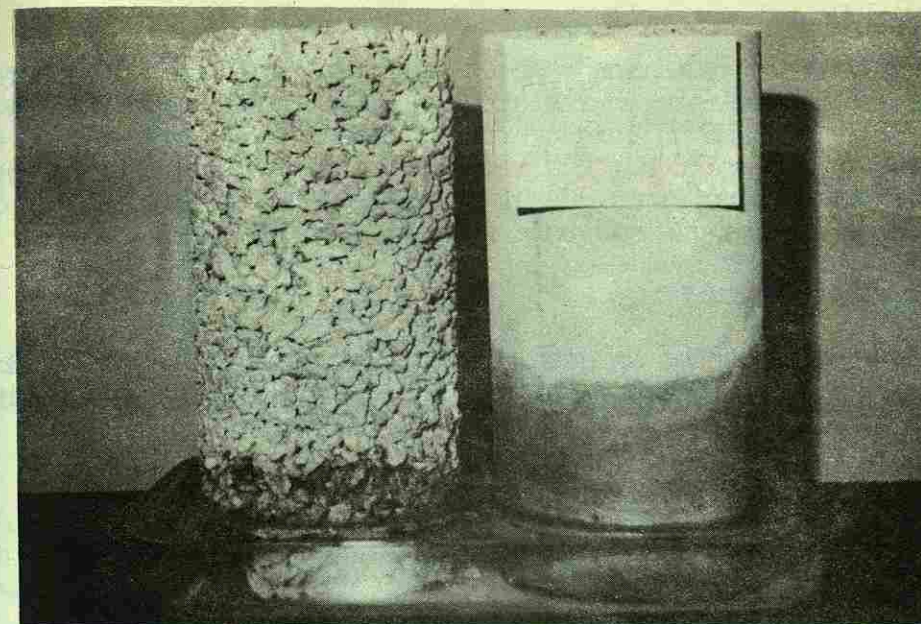
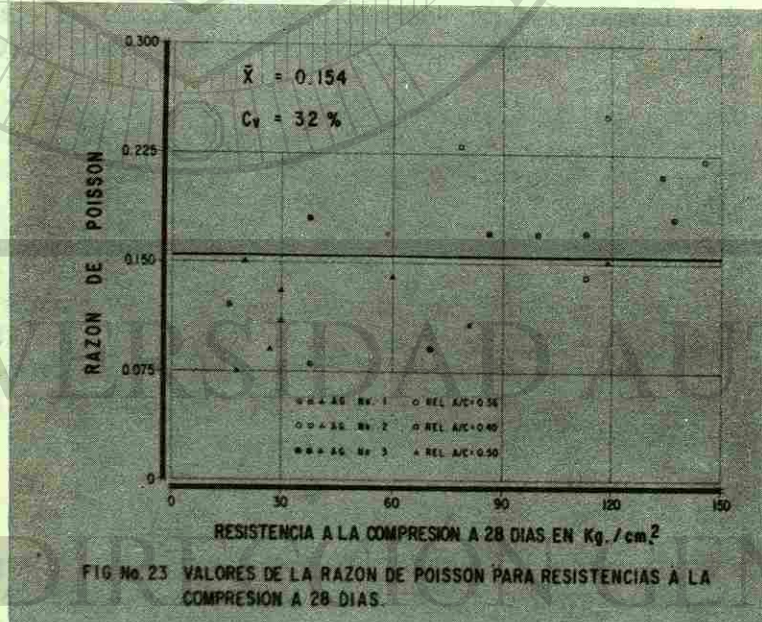
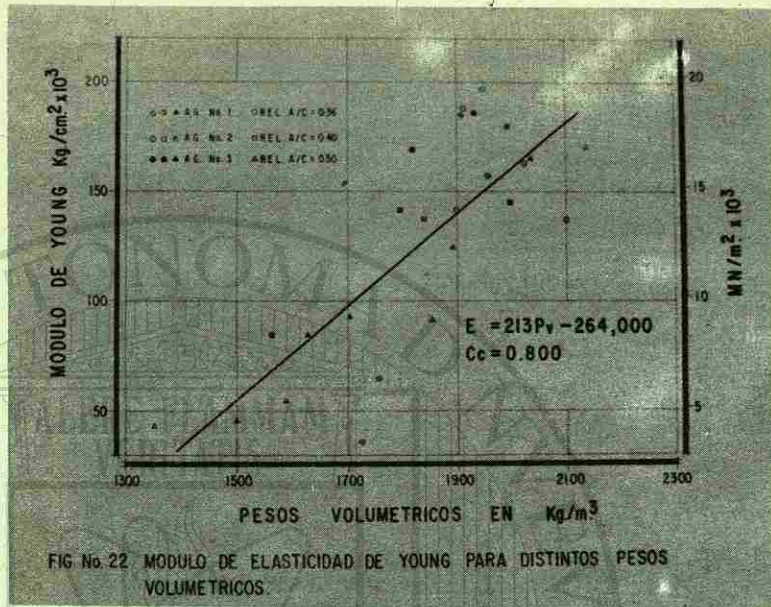
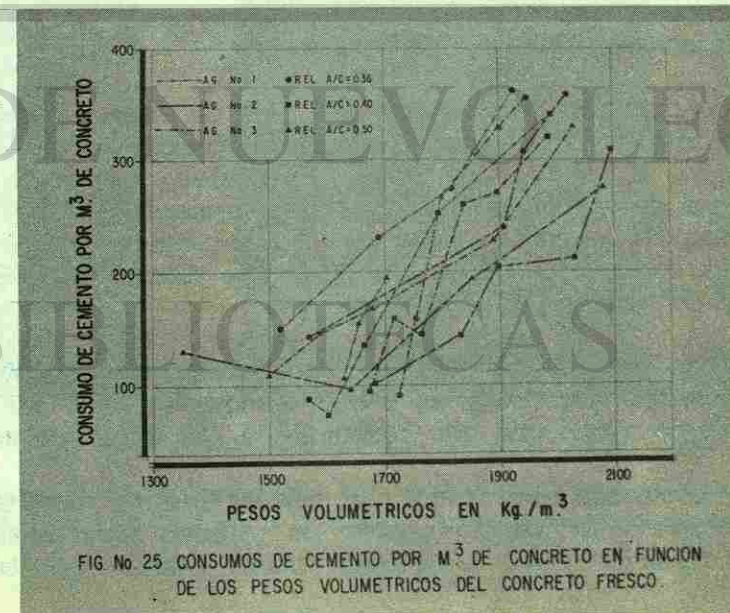


Fig. 24.- La ascención capilar en el concreto sin finos con agregado de escoria y el concreto convencional.



12.8.- Curado.

En la Figura No. 26 aparecen los valores de la resistencia a la compresión a los 28 días y el % de incremento de resistencia considerando como 100% la resistencia a los 7 días, utilizando un curado normal. Podemos observar que conforme aumenta el valor de la compresión hay una tendencia a disminuir el incremento de resistencia con el curado, concluimos que el endurecimiento de la pasta de cemento se acelera en los concretos con más baja relación agua/cemento.

13.- OTRAS PROPIEDADES IMPORTANTES.

Aunque no fueron determinadas en este estudio, ya que se han programado para una etapa posterior, se hace mención a ellas por considerarlas de importancia.

13.1.- Conductividad Térmica.

Dada su estructura porosa su factor de conductividad térmica debe ser mucho menor que para el concreto convencional valores promedio reportados son de 0.72 a 0.81 para concreto sin finos y de 1.24 kg-cal x m² x h 8 x °C para concreto convencional (1).

13.2.- Contracción por secado.

Los valores de la contracción por secado deben ser muy bajos ya que el factor que pinta más en la contracción total del concreto es la del mortero y al no existir éste en el concreto sin finos, su valor es mínimo. Los valores se limitan prácticamente a la contracción del agregado (10) y ésta se realiza más pronto ya que la pasta tiene una gran parte de su superficie expuesta al aire.

14.- CONCLUSIONES.

El concreto es un material que posee una gran variedad de propiedades, cuando mejoramos alguna por diversos medios como puede ser utilizando algún aditivo, resultan afectadas adversamente otras, no es posible lograr un mejoramiento simultáneo en todas sus propiedades. El concreto sin finos por lo tanto, reúne ciertas ventajas que pueden aprovecharse para utilizar este concreto para fines específicos como los indicados en seguida:

Es ventajoso el concreto sin finos con agregado de escoria en elementos donde no se requiere de gran resistencia, como en muros cargadores o divisorios, firmes, cimentaciones, etc. (Fig. 27). Hay ahorro en materiales, tanto en el elemento en sí ya que no se requiere de agregado fino, y consecuentemente menor cantidad de cemento por metro cúbico de concreto, como de las estructuras que tienen que soportar la carga muerta del concreto, como suelen ser las traves de cimentaciones y zapatas que requerirán de menos concreto y acero.

Las cimbras resultan más económicas, ya que el peso es menor y la presión lateral menor, por tener menos fluidez y no requiriéndose vibrado para la colocación del concreto, la cimbra no tiene que ser hermética a las fugas de mortero.

Para los tipos de agregado estudiados, el más eficiente resulta ser el No. 2 ya que se obtienen concretos con menor consumo de cemento para un mismo peso volumétrico y mayores resistencias tanto a la compresión, tensión por compresión dia-

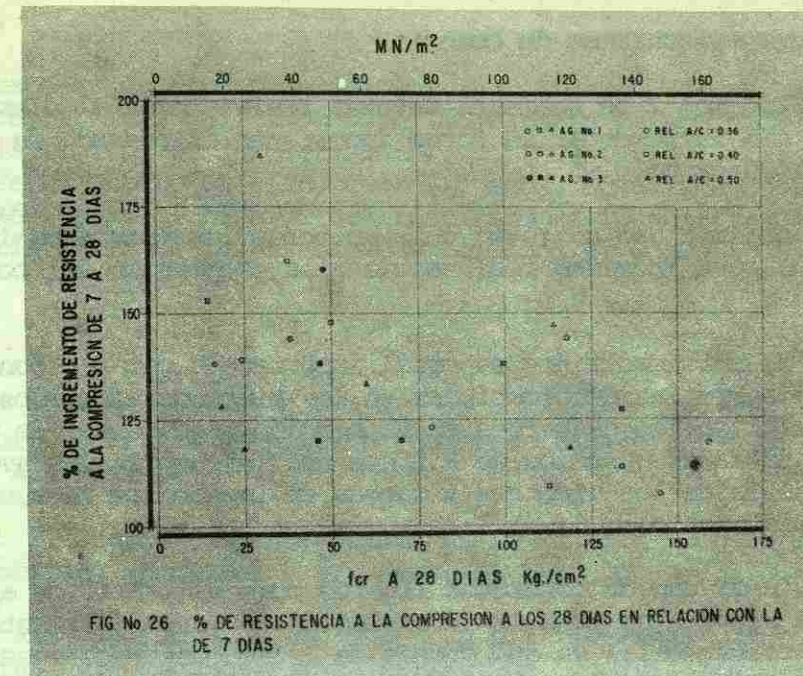


Fig. 27.- Concreto sin finos con agregado de escoria de alto horno No. 1, No. 2 y No. 3.

metral y M.R. a iguales consumos de cemento.

Para el agregado No. 2 se obtienen mayores resistencias al disminuir la relación agua/cemento sin incrementar en forma importante el consumo de cemento y peso volumétrico del concreto.

El módulo de elasticidad de Young como en todos los concretos ligeros es considerable menor que para la misma resistencia a la compresión del concreto común de grava y arena.

El módulo de elasticidad tiene especial importancia para la construcción a causa de su efecto sobre las deformaciones en los miembros sometidos a flexión y sobre la distribución de los esfuerzos en la sección transversal de miembros a compresión, en donde la disminución de E tiene una influencia desfavorable. En cambio, la resistencia de los miembros a cargas de impacto se ve aumentada por su módulo de elasticidad menor.

Es recomendable el uso de concretos ligeros como el fabricado a base de agregado de escoria de alto horno para la construcción de muros y cimentaciones corridas en casas de interés social ya que muchas de estas construcciones se localizan en terrenos de baja capacidad de carga. En esta forma, las cargas que llegan al subsuelo serán menores con la consecuente disminución del espesor y de los costos del cimiento.

AGRADECIMIENTO.

El autor expresa su reconocimiento al Ing. Ricardo Valdez Lozano por haber coordinado la mayor parte del trabajo de laboratorio relacionado con este estudio, así como la colaboración de los estudiantes de Ingeniería Civil, Rogelio Elizondo, José Luis Guerrero, Rubén Carrillo, Carlos Puente, Guadalupe González C, Marco A. Rodríguez, y demás personal técnico del Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

REFERENCIAS.

1. Andrew Short y William Kinniburgh "Concreto Ligero", 1967, Editorial Limusa-Wiley, S. A., México.
2. Francis A. J. "Early Concrete Buildings in Britain" Concrete and Construction Engineering (England) V 60, February 1965 pp 73-75.
3. Macintosh R.H. Bolton J.D. and Muir C.H.D.. "No-Fines Concrete as a Structural Material" Proceedings. The Institution of Civil Engineers V. 5, 1956 pp 677-694.
4. Anon. "Draft Bibliography No. 9: Reference to No-Fines Concrete", Building Research Station, Garston, Waterford, (Herts) 1973.
5. Petersen, Perry H., "Properties of a Porous Concrete of Cement and Uniform Sized Gravel" U.S. National Bureau of Standards, Report BMS 96, 1943.
6. Valore, R.C. and Green, W.C. "Air Replaces Sand in No-Fines Concrete", Proceedings, ACI, V. 47, 1951 pp. 833-846.
7. Anon. "No-Fines Concrete Housing System", Wimpey, Toronto, By George Wimpey, Co.
8. CSA Standard A 23.4, 1973 "No-Fines Concrete", Published by the Canadian Standards Association, Ontario, Canadá.
9. V.M. Malhotra, "No-Fines Concrete-Its Properties and Applications", Mineral Processing Division, Information Circular IC 313, Abril, 1974. Dept. of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canadá.
10. Neville, A.M. "Properties on Concrete" John Wiley and Sons, New York, 1973.

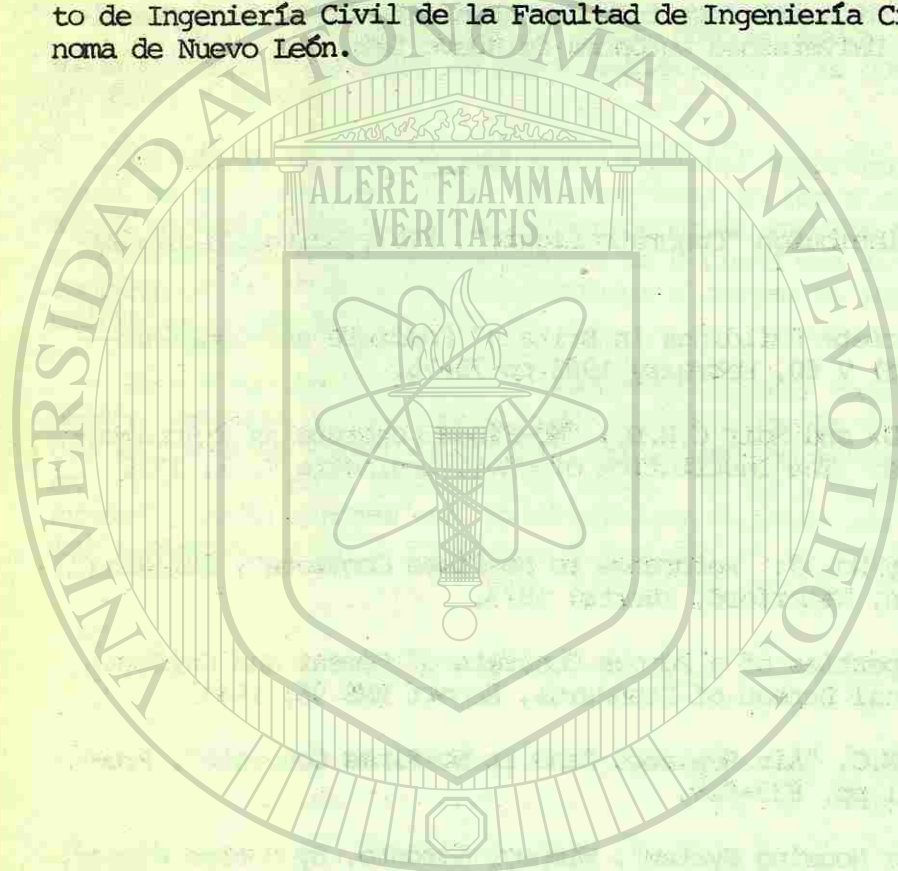
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS
CURRICULUM VITAE

El Sr. Rivera se graduó como Ingeniero Civil en la Universidad de Nuevo León y cursó estudios superiores en la Universidad Nacional Autónoma de México y en la Universidad de California en los Angeles.

Es maestro de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. desde 1949. Ha

publicado diversos trabajos de investigación sobre Materiales de Construcción y Tecnología del Concreto, así como ponencias relacionadas con la enseñanza de materiales de construcción en las escuelas de Ingeniería Civil de México.

Es miembro del ACI, ASTM, CICNL, y es delegado mexicano ante RILEM. Actualmente es Maestro de Planta Investigador, Decano de la Facultad y Jefe del Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

APLICACIONES DEL FERROCEMENTO EN MEXICO

Enrique Erazo Ríos*
Carlos Javier Mendoza E.

RESUMEN

En el trabajo se presentan los resultados de varios estudios orientados al diseño de procedimientos constructivos de bajo costo para el desarrollo del medio rural en los que se empleó el ferrocemento como material de construcción.

La información se presenta dividida en dos partes principales: una, dedicada a la construcción de cubiertas para habitación y bodegas rurales haciendo énfasis en un sistema de prefabricación de losas tipo sandwich y otra parte, dedicada al mejoramiento de los sistemas de riego.

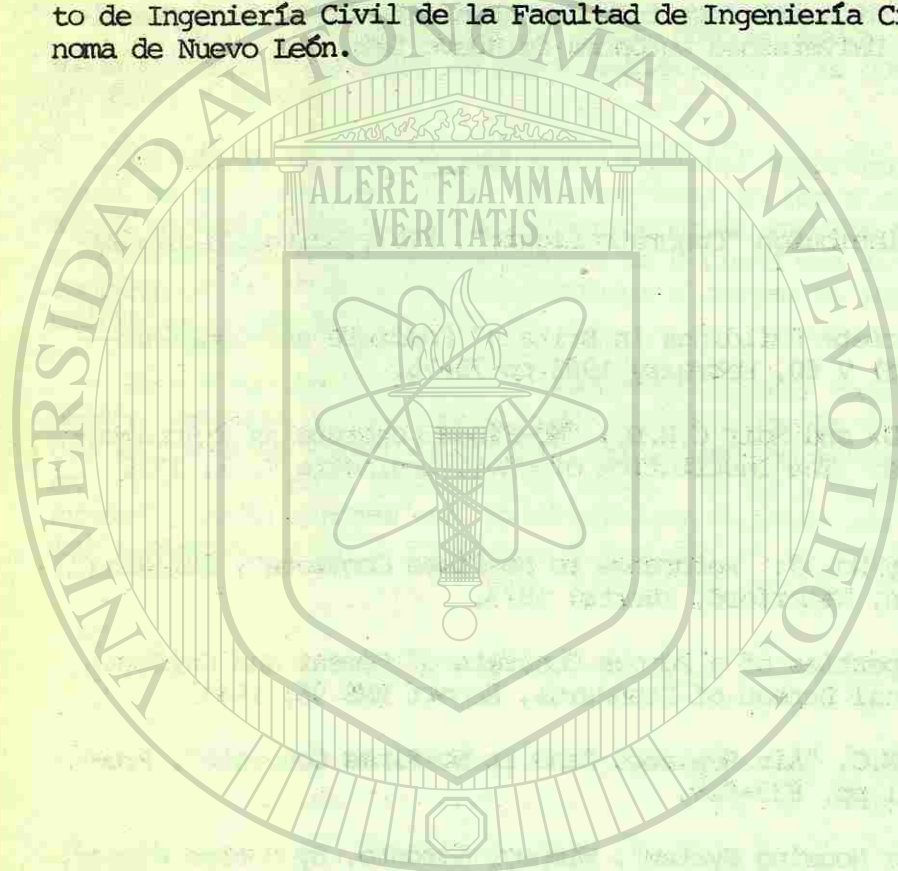
Se describen los procedimientos de prefabricación y colado in situ tanto para cubiertas como para canales de riego.

Finalmente se hace un análisis económico de los métodos diseñados, comparándolos con los sistemas tradicionales y se dan recomendaciones para el diseño, construcción y montaje.

* Ayudante de Laboratorio de Materiales y profesor de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., ayudante investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

publicado diversos trabajos de investigación sobre Materiales de Construcción y Tecnología del Concreto, así como ponencias relacionadas con la enseñanza de materiales de construcción en las escuelas de Ingeniería Civil de México.

Es miembro del ACI, ASTM, CICNL, y es delegado mexicano ante RILEM. Actualmente es Maestro de Planta Investigador, Decano de la Facultad y Jefe del Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

APLICACIONES DEL FERROCEMENTO EN MEXICO

Enrique Erazo Ríos*
Carlos Javier Mendoza E.

RESUMEN

En el trabajo se presentan los resultados de varios estudios orientados al diseño de procedimientos constructivos de bajo costo para el desarrollo del medio rural en los que se empleó el ferrocemento como material de construcción.

La información se presenta dividida en dos partes principales: una, dedicada a la construcción de cubiertas para habitación y bodegas rurales haciendo énfasis en un sistema de prefabricación de losas tipo sandwich y otra parte, dedicada al mejoramiento de los sistemas de riego.

Se describen los procedimientos de prefabricación y colado in situ tanto para cubiertas como para canales de riego.

Finalmente se hace un análisis económico de los métodos diseñados, comparándolos con los sistemas tradicionales y se dan recomendaciones para el diseño, construcción y montaje.

* Ayudante de Laboratorio de Materiales y profesor de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., ayudante investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

INDICE

1. INTRODUCCION

- 1.1 Métodos constructivos empleados actualmente en la construcción de canales.
- 1.2 Posibilidades de aplicación del ferrocemento en la construcción de canales.
- 1.3 Objetivos de la investigación.

2. MATERIALES

- 2.1 Mortero.
 - 2.1.1 Características de la mezcla.
 - 2.1.2 Variables estudiadas.
 - 2.1.3 Propiedades determinadas.
 - 2.1.4 Resultados obtenidos.
 - 2.1.5 Mortero recomendable.
- 2.2 Mallas de refuerzo.
 - 2.2.1. Selección del tipo de refuerzo.

3. REVESTIMIENTO DE CANALES DE RIEGO CON FERROCEMENTO.

- 3.1 Construcción de modelos en laboratorio.
- 3.2 Construcción de modelos en el campo.
 - 3.2.1 Preparación de la base.
 - 3.2.2 Volumen de refuerzo.
 - 3.2.3 Juntas.
 - 3.2.4 Curado.
- 3.3 Otras determinaciones.
- 3.4 Conclusiones.

4. PREFABRICACION DE CANALETA

- 4.1 Desarrollo del método de prefabricación.
 - 4.1.1 Moldes.
 - 4.1.2 Armado.
 - 4.1.3 Colado.
 - 4.1.4 Montaje y juntas.
- 4.2 Variables estudiadas.

- 4.2.1 Mortero.
- 4.2.2 Acero de refuerzo.
- 4.2.3 Nervaduras, traves de borde y distancia entre apoyos.

- 4.3 Pruebas de carga.
- 4.4 Conclusiones.

5. ANALISIS DE COSTOS.

6. RECOMENDACIONES SOBRE ESTUDIOS FUTUROS.

7. RECONOCIMIENTO.

BIBLIOGRAFIA SOBRE FERROCEMENTO.

1. INTRODUCCION.

Con el impulso que actualmente se trata de dar al campo, se ha intensificado en varias partes de la República la construcción de canales de riego con objeto de abrir nuevas áreas de cultivo. Estos canales, cuando atraviesan por terrenos permeables normalmente requieren de un revestimiento que mejore su eficiencia; el revestimiento se construye a base de losas de concreto coladas en el lugar, o bien de elementos prefabricados, requiriéndose en ambos casos de materiales de sello para las juntas. En algunas ocasiones el canal se construye de mampostería, pero ésta es una práctica que se trata de evitar actualmente pues los costos resultan muy elevados.

Desde hace varios años se ha estado experimentando en diferentes partes del mundo con un material llamado ferrocemento, el cual fue objeto de un estudio amplio por parte del Instituto de Ingeniería para determinar sus propiedades básicas, con materiales existentes en el Valle de México.

El ferrocemento es un material formado por varias capas de mallas de acero ahogadas en un mortero de cemento Portland. Los dos materiales al trabajar en conjunto adquieren ciertas propiedades físicas y mecánicas que hacen su empleo atractivo en variados usos: desde la construcción de pequeños silos y cisternas, hasta su empleo en la construcción de grandes barcos y cubiertas de claros importantes.

Las mallas utilizadas como refuerzo pueden ser de varios tipos y calibres de alambre, dependiendo su elección principalmente de la facilidad de adquisición en el mercado y de la eficiencia de las mismas como elemento de refuerzo.

Entre las características principales del mortero se pueden mencionar que debe tener baja permeabilidad, lo cual implica la utilización de arenas bien graduadas y alto consumo de cemento, las mínimas contracciones por secado y una manejabilidad adecuada para las condiciones de trabajo que se empleen. Lo anterior conduce a morteros de alta resistencia a compresión, por lo general superior a 300 kg/cm².

Entre las principales ventajas del ferrocemento se pueden señalar las siguientes:

- a) Un porcentaje elevado del costo total del producto lo constituye la mano de obra empleada en su fabricación; esta situación es favorable para las características socio-económicas de nuestro país.
- b) No son necesarias instalaciones o equipos que representen inversiones considerables, ni mano de obra especializada.
- c) Las propiedades físicas de resistencia, permeabilidad, etc., así como la forma sencilla de construcción, bajo costo inicial y fácil reparación de daños, hacen del ferrocemento un material especialmente recomendable para ciertas aplicaciones.

Por lo anterior se pensó en desarrollar un método constructivo sencillo que permitiera la aplicación del ferrocemento en la construcción de canales teniendo como objetivos principales mejorar la eficiencia de los canales ampliando su vida

útil y reducir los costos de operación y mantenimiento.

1.1 Métodos constructivos empleados actualmente en la construcción de canales.

Los métodos empleados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en la construcción de canales son variados. Estos van desde el uso exclusivo de mano de obra hasta el empleo de maquinaria altamente especializada.

Cuando la construcción del canal se hace por medios mecánicos, generalmente se cuenta con equipo encargado de la excavación de la cubeta del canal, seguido de un equipo afinador de taludes, el cual se encarga de recortar el exceso de material, así como de hacer rellenos en aquellos puntos donde hubo sobre excavación. Este equipo normalmente va montado sobre unas guías o hilos que van dando "línea y nivel" a la máquina finadora a través de unos interruptores de contacto, que automáticamente hacen subir o bajar y rectificar la dirección seguida por el equipo.

Con este procedimiento se logra tener taludes afinados con errores menores a 0.5 cm. Inmediatamente detrás del equipo afinador avanza el equipo con el que se coloca el concreto, el cual no sólo lo distribuye sobre los taludes y plantilla del canal, sino que lo compacta, controla el espesor y afina, con errores en el espesor de ± 0.5 cms.

Se puede decir que con este método, la construcción resulta bastante rápida alcanzando avances del orden de 300 m lineales de canal diariamente.

En las figs. 1 y 2 se muestran dos tipos de equipo utilizado cuando la construcción se hace con métodos mecanizados.

Cuando se emplean métodos mixtos, o sea parcialmente mecanizados, la construcción resulta relativamente lenta en comparación con el método mecanizado. Normalmente con estos sistemas sólo la excavación de la cubeta se hace con equipo mecánico; el afine de taludes y el colado del revestimiento se hacen a mano.

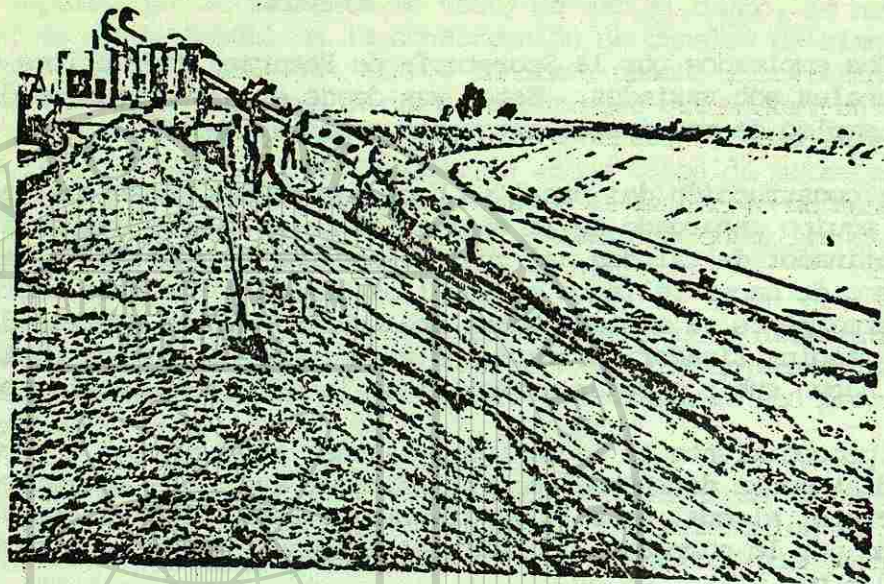
En otros sistemas se hace la excavación con equipo, se afina a mano y el colado se hace empleando un equipo de operación manual que tiene la forma de la sección del canal y es arrastrado por un tractor, fig. 3.

El avance que se tiene en la construcción del revestimiento con este método es de unos 100 m lineales, y sólo sirve para la construcción de canales de sección pequeña, con ancho de plantilla de unos 50 cm.

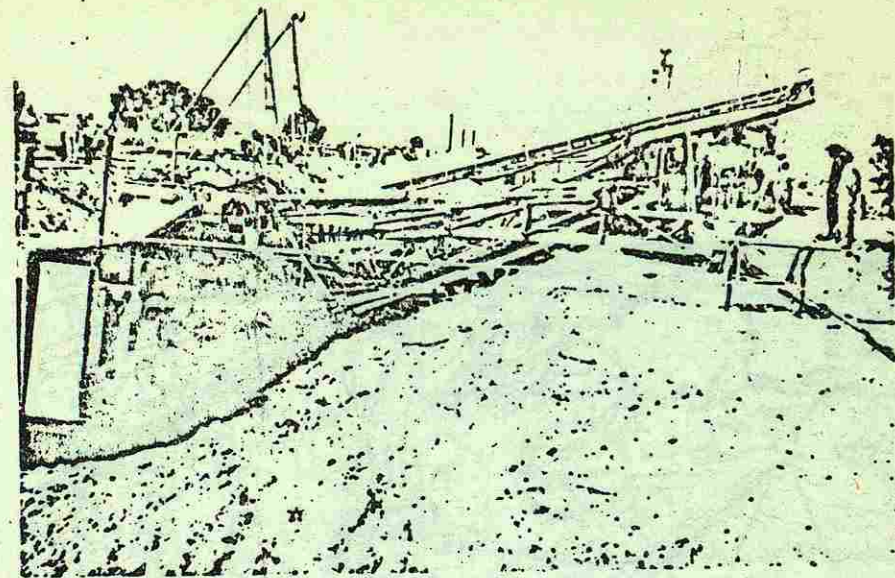
Los sistemas que utilizan exclusivamente mano de obra se emplean tanto para la construcción de canales de mampostería como de concreto.

En caso de utilizar mampostería, la sección se forma con la colocación adecuada de las piezas, las que después se recubren con un mortero de arena-cemento; el avance diario con una cuadrilla de 20 personas es de unos 25 m lineales aproximadamente.

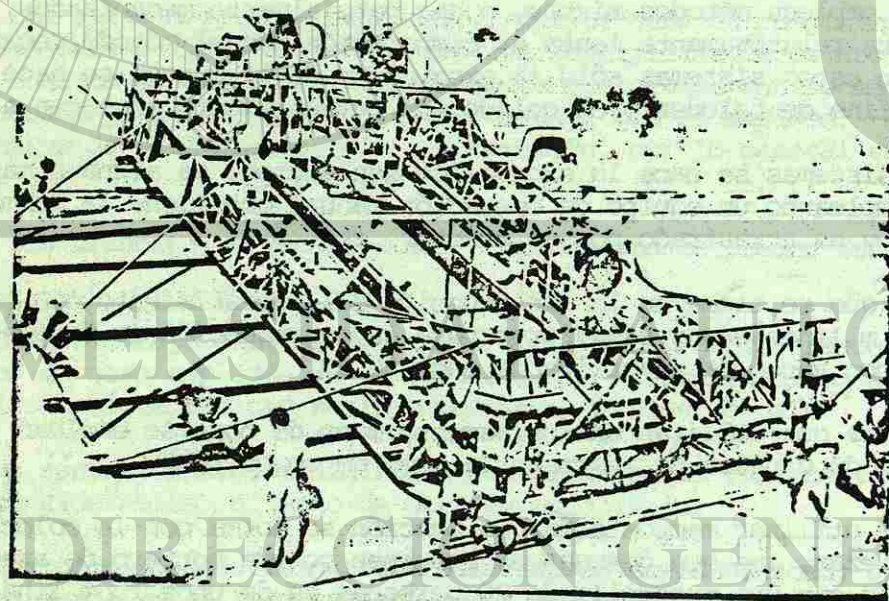
Cuando el canal se reviste con concreto, algunas veces se cuenta con la excavación preliminar haciendo sólo el afine y el colado a mano, con un avance diario en la construcción del revestimiento de unos 40 m lineales con una cuadrilla de 20 gentes, fig. 4.



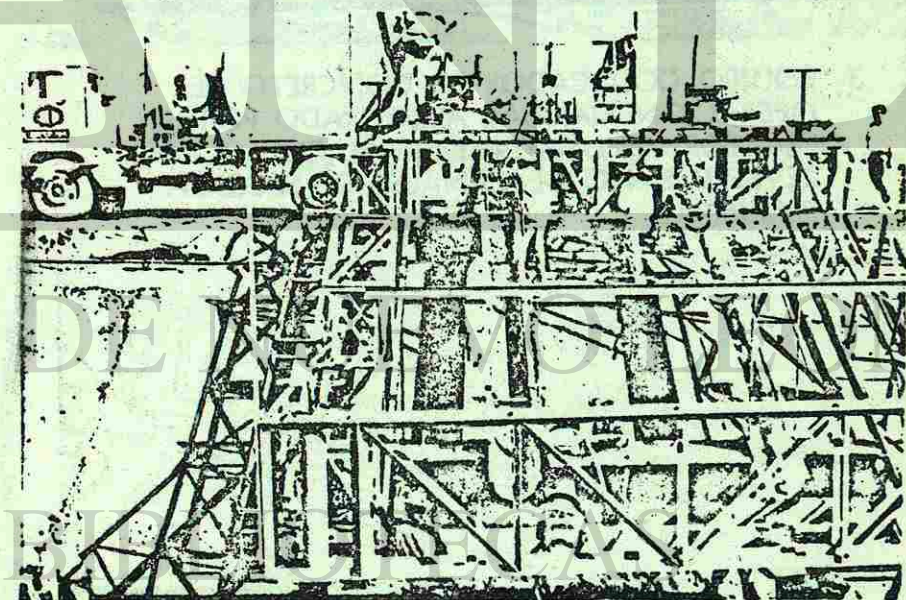
EQUIPO: AFINADORA DE TALUDES



EQUIPO: AFINADORA DE TALUDES



EQUIPO: COLOCADORA DE CONCRETO



EQUIPO: COLOCADORA DE CONCRETO

Fig. 1

Fig. 2

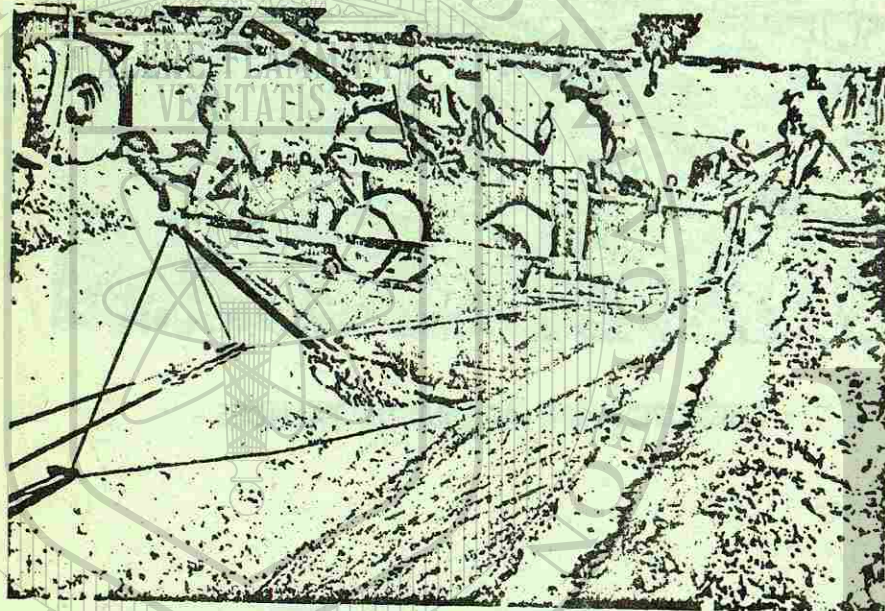


Fig. 3 EQUIPO COLOCADOR DE CONCRETO DE OPERACION MANUAL ARRASTRADO POR UN TRACTOR, SE UTILIZA PARA EL COLADO DEL REVESTIMIENTO DE CANALES DE SECCION PEQUEÑA.

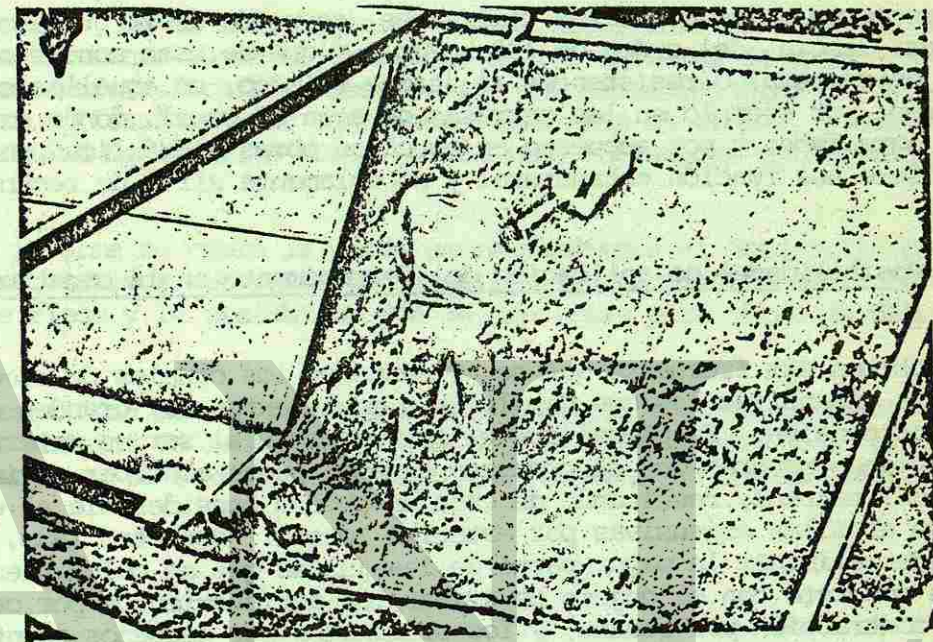


Fig. 4 AFINE DEL TALUD A MANO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

En general se puede decir que los métodos que actualmente se siguen no ofrecen por sí mismos problemas y son rápidos, sencillos y económicos.

Las dificultades que llegan a presentarse se deben principalmente a fallas del terreno, ocasionadas por errores u omisiones en el proceso constructivo.

Esto sucede por ejemplo, en el caso de las zonas sobreexcavadas, en las que se hace un relleno en el momento de afinar el talud; el relleno no siempre alcanza la compactación requerida, originando en estos casos asentamientos del terreno que ocasionan fallas en el concreto.

Con respecto a los concretos utilizados, se puede decir que en general son de baja resistencia, del orden de 140 kg/cm², y que se usan concretos de mayor resistencia estructural o resistentes al ataque químico, en aquellos casos que así lo requieren; por ejemplo en las entradas de agua al canal, donde existen suelos altamente agresivos, y por supuesto en aquellas obras hidráulicas en las que el concreto tiene una función estructural y no solamente sirve de recubrimiento impermeable.

1.2 Posibilidades de aplicación del ferrocemento en la construcción de canales.

El problema más frecuente que se presenta en los canales de riego es el de las arcillas expansivas las que dan lugar a movimientos muy grandes que dejan inoperantes los canales. Se piensa que el ferrocemento al ser un material que admite deformaciones mayores que el concreto simple, puede absorber movimientos diferenciales del terreno, resultando de esto un ahorro considerable al evitar la sustitución de arcillas expansivas por material inerte. Por otro lado, se piensa que se pueden eliminar la mayor parte de las juntas que se colocan en los revestimientos de concreto con el objeto de evitar los agrietamientos por cambios de temperatura, contracción por secado, y los originados por pequeños asentamiento en los taludes del canal. Con el uso de ferrocemento esto puede evitarse, ya que a pesar de tener espesores pequeños los porcentajes de refuerzo son relativamente altos, del orden del 3 por ciento distribuido en varias capas de mallas muy cerradas, con lo cual es posible detener el agrietamiento.

Por otra parte la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha venido utilizando un tipo de canal prefabricado denominado canaleta para obras de pequeña irrigación, el cual se considera eficiente en cuanto a capacidad de conducción de agua, hasta para un gasto máximo de 400 lts/seg.

Las canaletas consisten en una serie de piezas de concreto vibrocomprimido, en forma de U, las que después de fabricadas y curadas se transportan al frente de trabajo uniéndolas a tope con un mortero de arena-cemento. Para lograr la impermeabilidad se requiere de la utilización de material de sello en las juntas de las piezas que tienen una separación de 25 cm entre sí.

La construcción de canales con estos elementos se efectúa, ya sea colocando y nivelando las piezas directamente sobre el terreno o bien, cuando se emplean como canales aéreos, reforzándolos con alambres o barras de acero que pasan por unas muescas localizadas en la parte superior e inferior de las canaletas. Estos canales descansan sobre pilas y cubren claros hasta de tres metros. En ambos casos se presentan problemas de pérdidas de agua; en el primero, por aberturas en las juntas debido a movimientos del terreno y en el segundo, debido a que las de-

formaciones por flexión sumadas a las deformaciones por cambios de temperatura -- abren la junta ocasionando filtraciones. También se ha observado que con este método se tiene un porcentaje elevado de piezas rotas no utilizables, lo que incrementa los costos del sistema.

Debido a los inconvenientes antes señalados, las canaletas de ferrocemento puede tener posibilidad de sustituir al sistema actual con grandes ventajas tanto en costo como en eficiencia, ligereza, facilidad y rapidez de construcción.

1.3 Objetivos de la investigación.

Los objetivos de la investigación fueron determinar la posibilidad de aplicación del ferrocemento en el mejoramiento de los sistemas de riego; en caso de que esto se encontrara factible, desarrollar los procedimientos constructivos que permitiesen su aplicación y dar recomendaciones para el diseño, construcción y control de calidad de aquellas obras hidráulicas en las que el ferrocemento sea aplicable.

En este informe se cubre la parte correspondiente al desarrollo de dos procedimientos constructivos que permiten construir con ferrocemento el revestimiento de canales de riego y la prefabricación de canaletas para obras de pequeña irrigación.

La aplicabilidad de los procedimientos constructivos se corroboró a través del ensaye de modelos de laboratorio y de tramos experimentales en el campo que permitieron estimar el comportamiento de los sistemas desarrollados y el costo de los mismos.

2. MATERIALES

2.1 Mortero.

Con objeto de seleccionar un mortero de cemento Portland que tuviera las características adecuadas para la fabricación del revestimiento impermeable de canales de riego, se estudiaron varias mezclas en las que se emplearon materiales disponibles en la zona del Alto Ixmiquilpan.

Paralelamente al estudio de morteros, se realizaron varios colados en el terreno de prueba, con el fin de observar el comportamiento de las mezclas sobre el terreno, aprovechando esto para entrenar a los obreros en la colocación y manejo de las mallas, así como familiarizarlos con el métodos de colocación del mortero.

Los principales requisitos exigidos a este mortero fueron:

- a) Resistencia a compresión a 28 días mayor de 250 kg/cm².
- b) Manejabilidad adecuada para las condiciones de trabajo.
- c) Alta impermeabilidad.
- d) Baja contracción.

2.1.1 Características de la mezcla.

Tomando en cuenta que en el campo las mezclas de mortero no tendrían las características del que se fabrica en laboratorio, fue necesario preparar mezclas cuya consistencia les permitiera ser homogeneizadas y colocadas en las condiciones ambientales existentes. Esta circunstancia obligó a elaborar mezclas de consistencia plástica y eliminó la posibilidad de usarlas muy secas, como hubiera sido deseable para la aplicación propuesta.

La consistencia de las mezclas de prueba se midió con la mesa de fluidez -- (ASTM C-230) representando condiciones de laboratorio y con un cono de revenimiento de tamaño reducido, fig. 5, que puede ser utilizado como medio de control en el campo.

2.1.2 Variables estudiadas.

Debido a que las características de la zona, tanto del ambiente como del suelo, eran muy desfavorables, se hizo necesario ensayar diversas variantes en cuanto a relaciones arena-cemento y agua-cemento, efecto del curado con membrana y uso alternativo de aditivo retardante, fluidizante y una combinación de ambos.

Las pruebas realizadas, se llevaron a cabo por duplicado, en el laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería y en el laboratorio de campo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Lo anterior tuvo por objeto determinar las diferencias entre los resultados de pruebas hechas en la zona de construcción y los obtenidos en el laboratorio de la ciudad de México para tomarlos en cuenta al momento de hacer las recomendaciones.

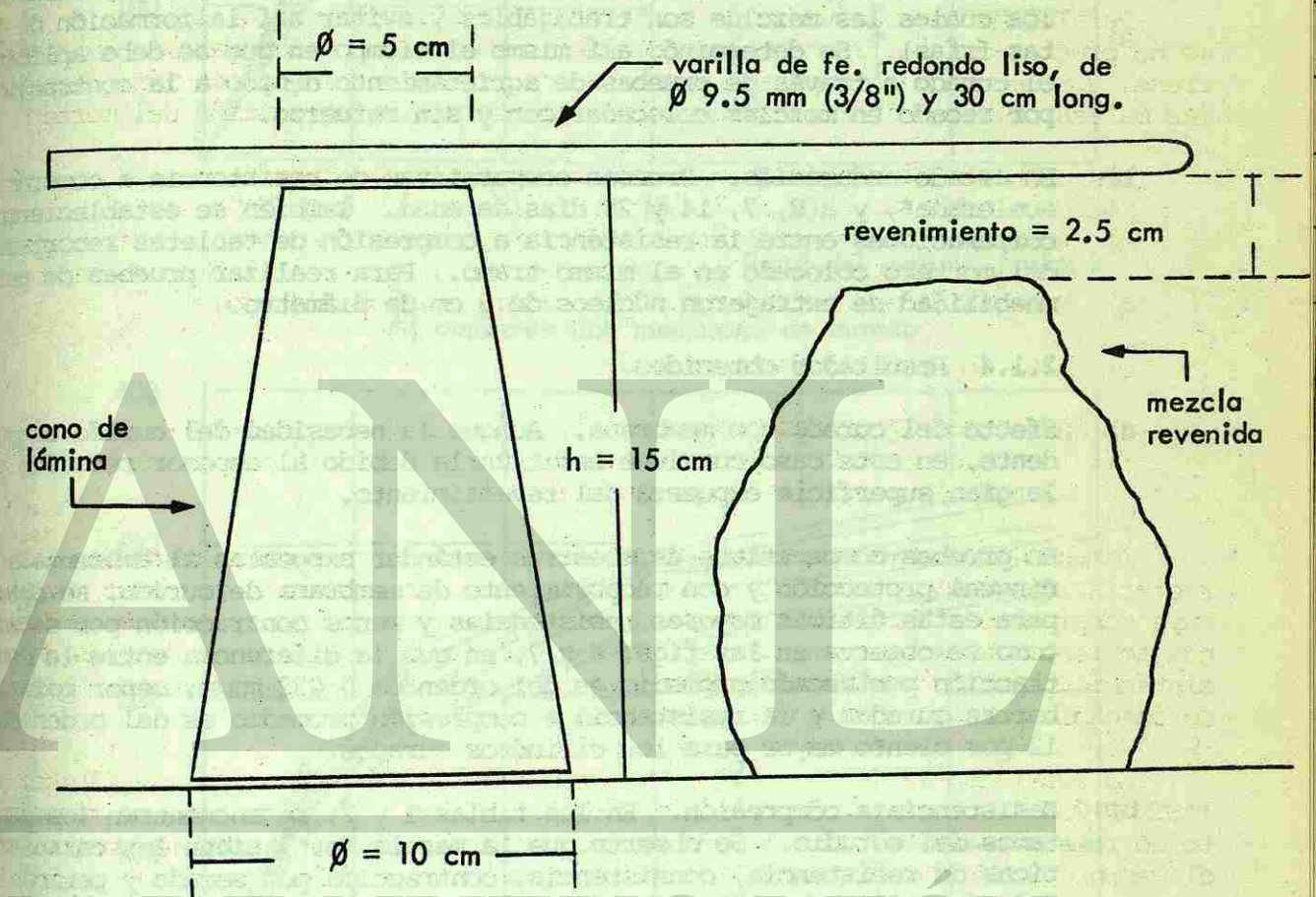


Fig 5. CONSISTENCIA DE LA MEZCLA DE MORTERO, MEDIDA EN CONO DE REVENIMIENTO DE TAMAÑO REDUCIDO

2.1.3 Propiedades determinadas.

Con objeto de conocer las características de los morteros en estado fresco y endurecido, a cada mezcla de prueba se le efectuaron las siguientes determinaciones:

- a) En estado fresco. Medición de la consistencia a través de pruebas de fluidez y revenimiento, registro del peso volumétrico, fraguado inicial y pérdida de consistencia (pruebas realizadas en el laboratorio y sobre el terreno respectivamente, con el fin de conocer los tiempos durante los cuales las mezclas son trabajables y evitar así la formación de juntas frías). Se determinó, así mismo el tiempo en que se debe aplicar el curado a través de pruebas de agrietamiento debido a la contracción por secado en mezclas colocadas con y sin refuerzo.
- b) En estado endurecido. Pruebas comparativas de resistencia a compresión acelerada*, y a 3, 7, 14 y 28 días de edad. También se establecieron comparaciones entre la resistencia a compresión de tabletas recortadas del mortero colocado en el mismo tramo. Para realizar pruebas de permeabilidad se extrajeron núcleos de 5 cm de diámetro.

2.1.4 Resultados obtenidos.

- a) Efecto del curado con membrana. Aunque la necesidad del curado es evidente, en este caso conviene enfatizarla debido al espesor reducido y a la gran superficie expuesta del revestimiento.

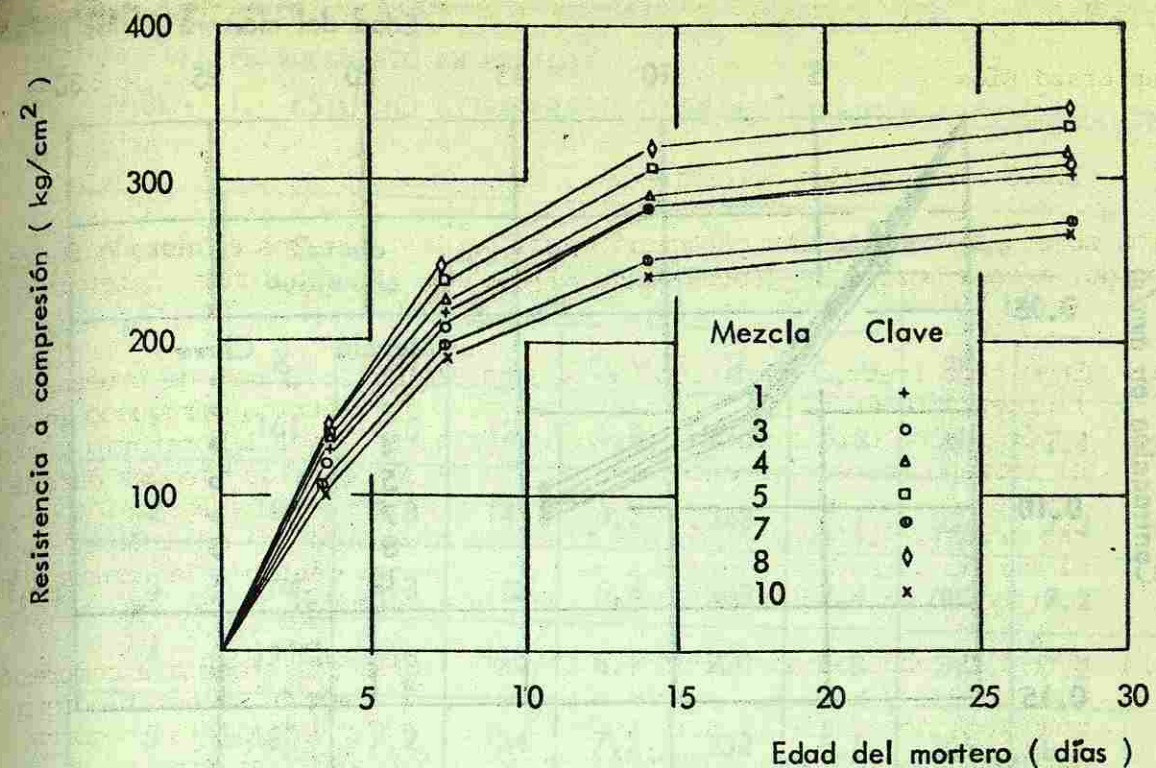
En pruebas comparativas de muestras estándar expuestas al ambiente sin ninguna protección y con recubrimiento de membrana de curado, se obtuvo para estas últimas mayores resistencias y menos contracción por secado, como se observa en las figs. 6 y 7, en que la diferencia entre la contracción por secado promedio es del orden de 0.032 mm/m, menor para las barras curadas y la resistencia a compresión promedio es del orden del 12 por ciento mayor para los cilindros curados.

- b) Resistencia a compresión. En las tablas 1 y 2, se encuentran los resultados del estudio. Se observa que la mezcla No. 7 tiene las características de resistencia, consistencia, contracción por secado y permeabilidad adecuadas para la aplicación propuesta dadas las condiciones ambientales y del terreno de la zona.

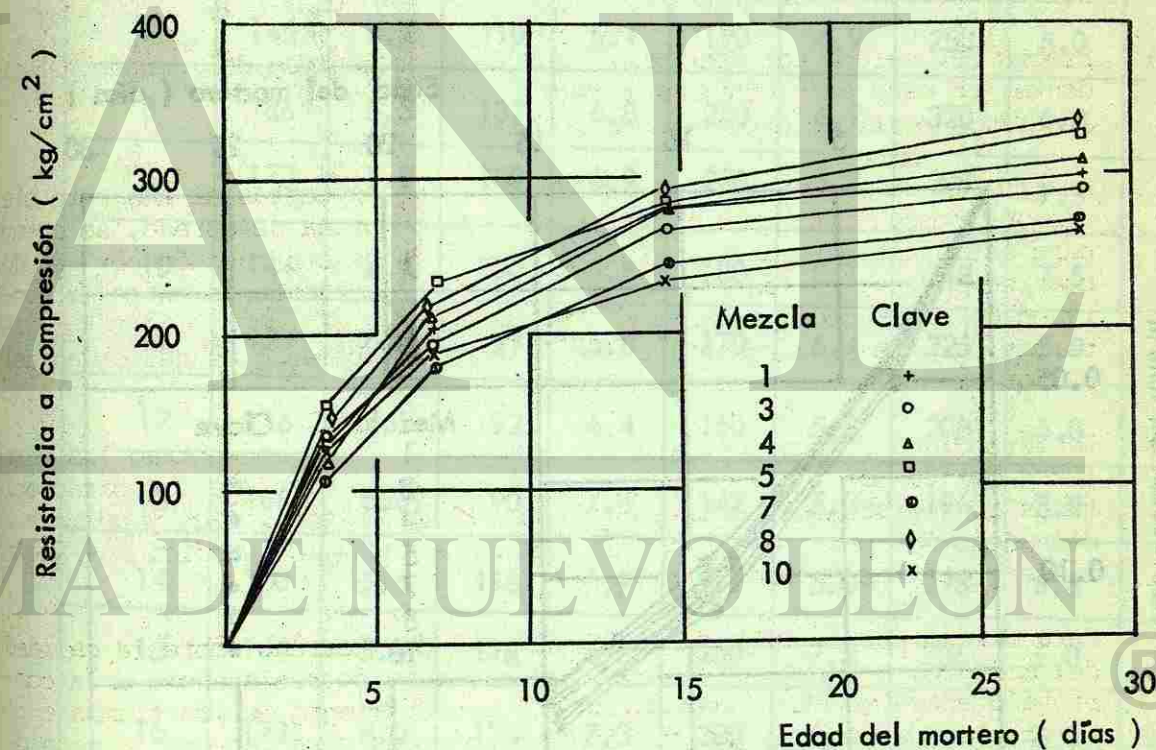
Para determinar la influencia del clima y del terreno sobre la calidad del mortero, se hicieron pruebas comparativas de resistencia a la compresión entre muestras recortadas del revestimiento de los tramos experimentales de campo y los cilindros elaborados para la verificación de calidad de las mezclas utilizadas para el colado de dicho revestimiento.

Se observó que las muestras recortadas de los modelos de campo representaron un incremento del 35 por ciento en su resistencia a compresión en relación a la de los cilindros tomados de las mismas mezclas. Esto mis

* Método estándar ASTM C 684. Procedimiento, Método de agua hirviendo.

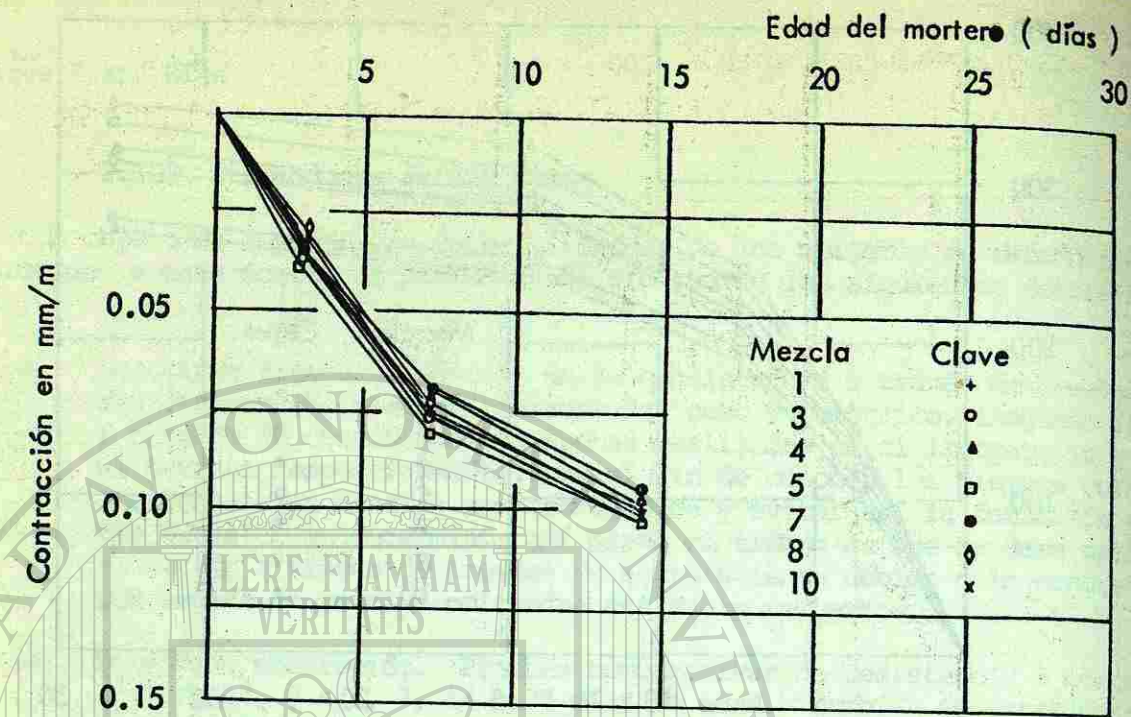


Al ambiente con membrana de curado

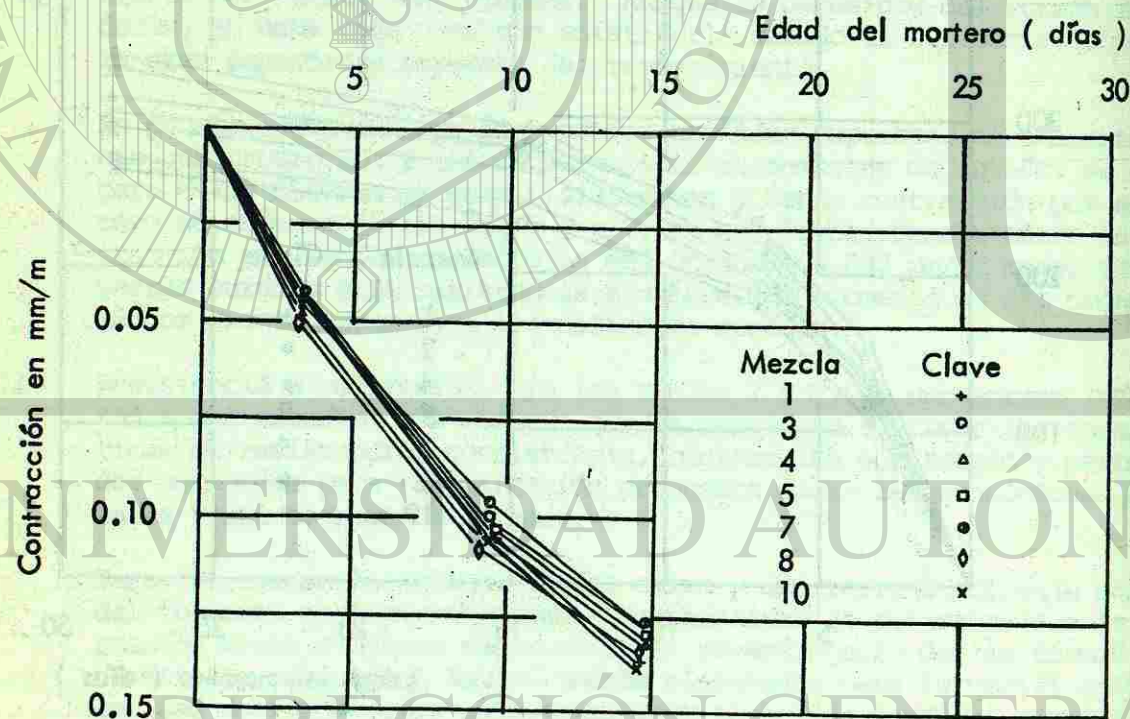


Al ambiente sin membrana de curado

Fig 6. INFLUENCIA DEL CURADO SOBRE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE LOS MORTEROS ESTUDIADOS



Al ambiente con membrana



Al ambiente sin membrana

Fig 7. INFLUENCIA DEL CURADO SOBRE LA CONTRACCION POR SECADO DE LOS MORTEROS ESTUDIADOS

TABLA 1. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESISTENCIA A COMPRESION

Mezcla	Curado acelerado		Edad en días							
			3		7		14		28	
	\bar{X}	C. V.	\bar{X}	C. V.	\bar{X}	C. V.	\bar{X}	C. V.	\bar{X}	C. V.
1	161	6.5	124	6.8	210	5.8	282	7.1	301	6.5
2	180	5.8	141	6.2	248	7.1	326	7.3	350	6.8
3	164	5.3	120	6.4	208	7.4	282	7.2	310	5.1
4	171	6.6	128	8.1	220	6.8	289	7.2	318	7.1
5	180	7.2	134	7.2	232	6.1	305	8.1	336	7.4
6	170	4.9	125	7.3	220	5.4	293	6.4	320	6.1
7	145	4.2	110	5.1	190	4.9	250	5.0	275	5.5
8	186	5.3	137	6.8	240	6.2	320	6.8	350	5.9
9	173	5.8	130	6.9	220	5.3	295	7.3	325	6.3
10	144	4.9	100	5.8	180	8.1	248	7.5	270	7.0
11	129	6.5	99	5.8	170	6.4	225	5.8	248	6.8
12	116	7.1	92	6.4	160	5.8	208	6.8	229	6.7
13	108	6.6	90	7.4	142	5.3	196	8.0	208	7.3
14	160	5.4	118	6.9	211	5.0	278	6.8	300	6.4
15	149	5.8	118	6.3	200	7.3	266	6.0	290	6.1
16	173	8.0	133	7.3	220	8.1	301	6.1	331	7.0

\bar{X} = media en kg/cm^2

C. V. = coeficiente de variación en %

Los valores presentados en la tabla estan dados en base a esfuerzos promedio de tres cilindros de 5 x 10 cm

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA 2. RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MORTEROS DEL ESTUDIO

1. Mezcla	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2. Proporción unitaria en peso:									
Cemento tipo V	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Arena (seca)	2.00	2.50	3.00	1.75	1.50	2.00	2.50	3.00	1.75
Agua total	0.52	0.49	0.60	0.52	0.56	0.60	0.59	0.50	0.60
3. Contenido de cemento por m ³ de mortero (kg/cm ²)	547	569	567	709	636	630	590	720	650
4. Fluidez (%)	130	120	145	140	125	147.5	125	130	142
5. Revenimiento (cm)	4.5	3.5	5.5	5.5	6.3	6.0	3.5	4.5	5.5
6. Peso volumétrico (kg/m ³)	2070	2075	2075	2115	2105	2150	2120	2135	2130
7. Contracción por secado a 14 días de edad (mm/m) con membrana	0.100	0.095	0.099	0.100	0.108	0.095	0.100	0.100	0.105
8. Contracción por secado a 14 días de edad (mm/m) sin membrana	0.132	0.125	0.130	0.129	0.140	0.125	0.132	0.128	0.138

mo también se observó en las pruebas realizadas en los modelos de laboratorio, aunque para este caso el incremento de resistencia fue del 14.3 por ciento. Este fenómeno es atribuible a la absorción del terreno, -- que ocasionó un cambio en la relación agua-cemento y por lo tanto un incremento en la resistencia a compresión del mortero.

- c) Efecto del uso de aditivo fluidizante, retardante y una combinación de ambos. Debido a las condiciones de clima y suelo se pensó en la conveniencia de usar aditivos con el objeto de mejorar las características de las mezclas en cuanto a manejabilidad; sin embargo, como se aprecia en la tabla 1, donde se encuentran resumidos los resultados del estudio comparativo de resistencia a compresión de los morteros estudiados, las mezclas 11, 12 y 13 en las que se usaron los aditivos antes mencionados presentan baja resistencia en las muestras de campo, fenómeno atribuible a la gran absorción del terreno y a la evaporación también severa -- debida tanto al viento como a la temperatura ambiente, que ocasionaron que las mezclas se quedaran sin el agua suficiente para llevar a cabo -- la reacción química completa del cemento.

2.1.5 Mortero recomendable.

De los resultados de las pruebas, se recomendó el empleo de un mortero con -- relación arena-cemento igual a 2, cuyas principales características y datos para su fabricación son los siguientes:

Conceptos	Datos
a) Por peso	
Cantidades de materiales por kg de cemento	
Cemento	1.000 kg
Arena	2.000 kg
Agua total:	
a) si la arena está seca	0.700 lt*
b) si la arena está saturada	0.600 lt*
b) Por volumen	
Cantidades de materiales en volumen por kg de cemento	
Cemento	1.000 kg
Arena	1.429 kg
Agua total:	
a) si la arena está seca	0.700 lt*
b) si la arena está saturada	0.600 lt*

* La cantidad de agua de mezclado es aproximada, pues depende del grado de humedad de la arena en el momento de su utilización.

Revenimiento en cono de tamaño reducido,

6 cm

Resistencia a compresión (cilindros 5 x 10 cm):

a) acelerada	145 kg/cm ²
b) 7 días	190 kg/cm ²
c) 14 días	250 kg/cm ²
d) 28 días	275 kg/cm ²

Contracción por secado a 14 días:

a) sin protección	0.125 mm/m
b) con membrana de curado	0.095 mm/m

2.2 Mallas de refuerzo.

2.2.1 Selección del tipo de refuerzo.

Las mallas de metal desplegado y hexagonal de 19 mm que sirvieron como refuerzo a los modelos de laboratorio se seleccionaron atendiendo a su resistencia a tensión, al agrietamiento que permitieron y a su eficiencia, entendida ésta como el costo por kg/cm² de resistencia a tensión.

Para los modelos de campo se seleccionó la malla de metal desplegado E-600-22 por la facilidad de adquisición, bajo costo, facilidad de colocación, por presentar mayor superficie específica para igual número de capas en relación a la hexagonal y porque con esta malla se logra una mejor compactación del mortero.

Aunque es de esperarse que con este tipo de refuerzo haya corrosión, se pensó que por sus otras ventajas sobre la malla hexagonal valía la pena experimentar con ella y hacer observaciones periódicas para detectar evidencias de corrosión y de su avance, para determinar la vida útil del revestimiento.

Para la malla de metal desplegado la corrosión comienza a presentarse desde que se almacenan los rollos en el frente de trabajo.

Si el tiempo de almacenamiento no es excesivo la oxidación no es de consideración; el problema suele agravarse después del manejo de la malla, en las operaciones de desdoblado y corte que provocan el desprendimiento de la capa protectora de que está previsto el material acelerando el proceso de corrosión. Cuando la malla de metal desplegado queda perfectamente ahogada en el mortero, el problema no se presenta; sin embargo, también se ha observado que cuando quedan poros en la superficie del mortero, el agua penetra hasta el refuerzo de metal desplegando y lo oxida; lo que provoca entre otras cosas expansiones que ocasionan agrietamiento que a su vez permite el paso del agua acelerando el proceso de corrosión. Por todo esto se piensa que posiblemente sea más conveniente usar mallas de acero galvanizado aunque el costo inicial sea más alto.

3. REVESTIMIENTO DE CANALES DE RIEGO CON FERROCEMENTO.

Antes de diseñar el método constructivo con ferrocemento, se hizo una serie de visitas a las obras del "Plan Hidráulico del Centro" realizando observaciones tanto en canales terminados y en servicio como en aquéllos en proceso de construcción. Con objeto de que el método propuesto no se apartara de las técnicas constructivas con las que están familiarizados los contratistas y los obreros.

El método seguido en el revestimiento de canales con ferrocemento consistió en lograr un afine de taludes y plantilla tal que los errores no excediesen de 0.5 cm, colar una base de mortero pobre de un espesor no mayor a un centímetro la cual tiene por objeto absorber las pequeñas irregularidades dejadas por el afine y evitar que el refuerzo quede en contacto directo con el suelo. Colocar las mallas, sobre éstas colar una capa de mortero de 1 centímetro procurando que queden ahogadas perfectamente, afinar el colado con llana metálica y curar.

3.1 Construcción de modelos en laboratorio.

Debido a que el uso del ferrocemento exige el empleo de morteros relativamente secos en espesores de 1 a 3 cm y la colocación adecuada de las mallas de refuerzo, se vio la necesidad de experimentar con el método de colado a través de la construcción de modelos en laboratorio; para esto se construyó un terraplén de dimensiones tales que permitiera alojar secciones a escala natural con un ancho de plantilla igual a un metro, 0.80 m de tirante y 6 m de longitud.

Para la construcción del terraplén se escogió un material limo-arcilloso, tanto por la facilidad de adquisición como por ser fácil de compactar y excavar. La compactación requerida fue del 90 por ciento, la que se logró con once pasadas de un rodillo vibratorio de 400 kg, fig. 8.

Se construyeron 4 cerchas de madera con las dimensiones y forma de los modelos para usarlas con guías tanto durante la excavación y afine de taludes como durante los colados, figs. 9 y 10. En estas figuras se aprecia el terraplén terminado y el corte de la sección modelo.

El colado se hizo tendiendo sobre el talud una capa de mortero de aproximadamente 1 cm con objeto de absorber las irregularidades dejadas en el afine de taludes, fig. 11; inmediatamente después se tendió una capa de malla la que se cubrió con más mortero para finalizar con otra capa de malla y otra de mortero, suficiente para cubrir esta última capa de refuerzo con un espesor de mortero de 0.4 cm. El espesor total del revestimiento fue de 2 cm. Esta forma de colado se siguió en todos los casos, figs. 12 y 13.

Dentro del método constructivo del revestimiento, se mantuvo constante la forma de colado y se hizo variar la forma de colocación de las mallas de refuerzo. Se siguieron dos modalidades, una fue cortando tramos de malla de 2.20 m de longitud y enderezándolos hasta dejarlos como hojas de 2.20 x 0.9 m las que se colocaron en la forma descrita y otra desenrollando los rollos enteros de malla conforme avanzaba el colado. Esta última forma de colocar las mallas se abandonó después de la construcción del segundo modelo, porque se observó que el tiempo de colado se incrementó en un 50 por ciento con relación al primer modelo debido básicamente a la dificultad de colocar la malla por la tendencia a enrollarse, lo que produce una serie de "bolsas" en el refuerzo que son difíciles de cubrir con

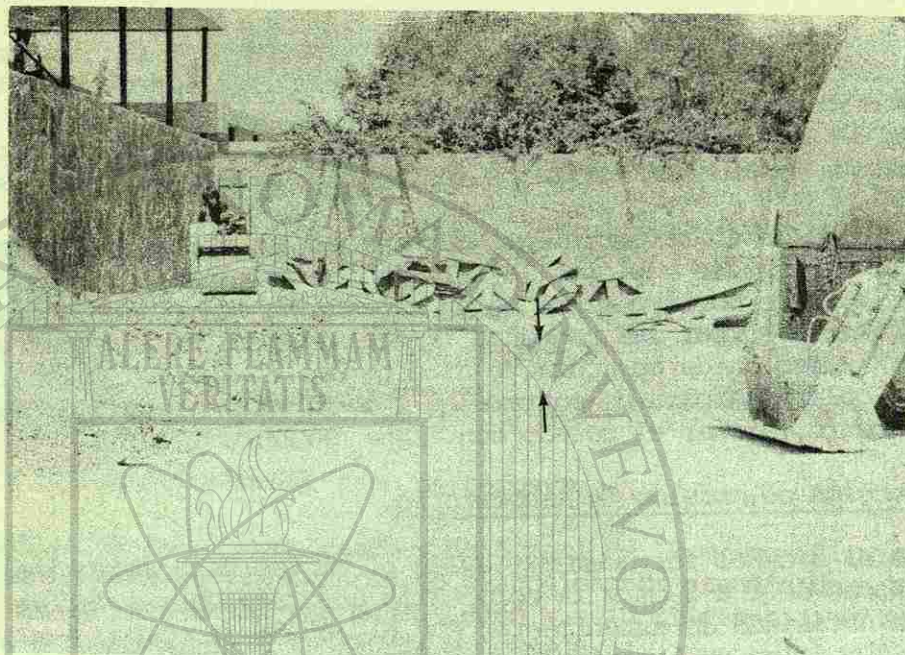


Fig. 8.- Material y equipo empleado en la construcción de modelos de laboratorio.



Fig. 9.- Cerchas de madera y corte de la sección.

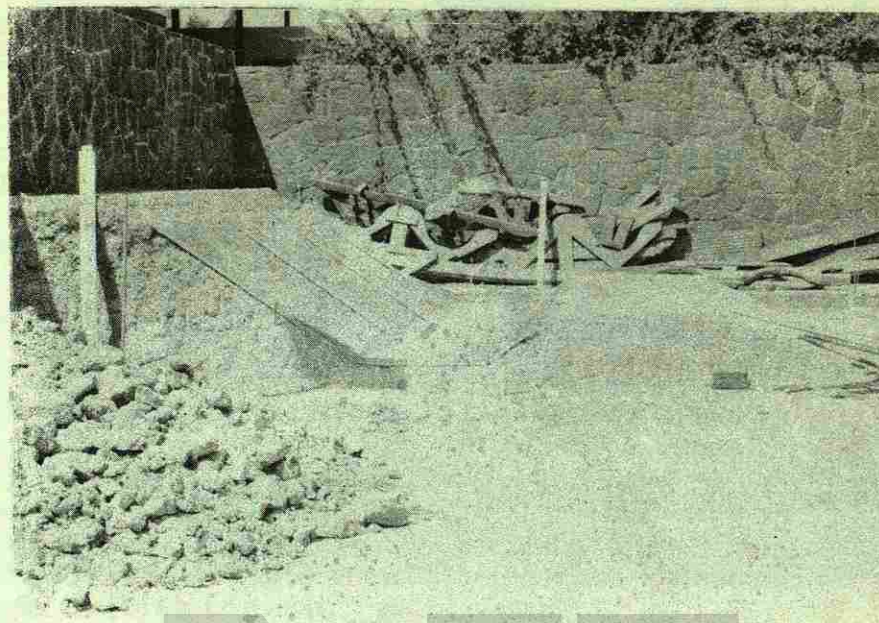


Fig. 10.- Sección terminada y afinada.



Fig. 11.- Colado de la primera capa de mortero.



Fig. 12.- Colocación de la primera capa de malla.

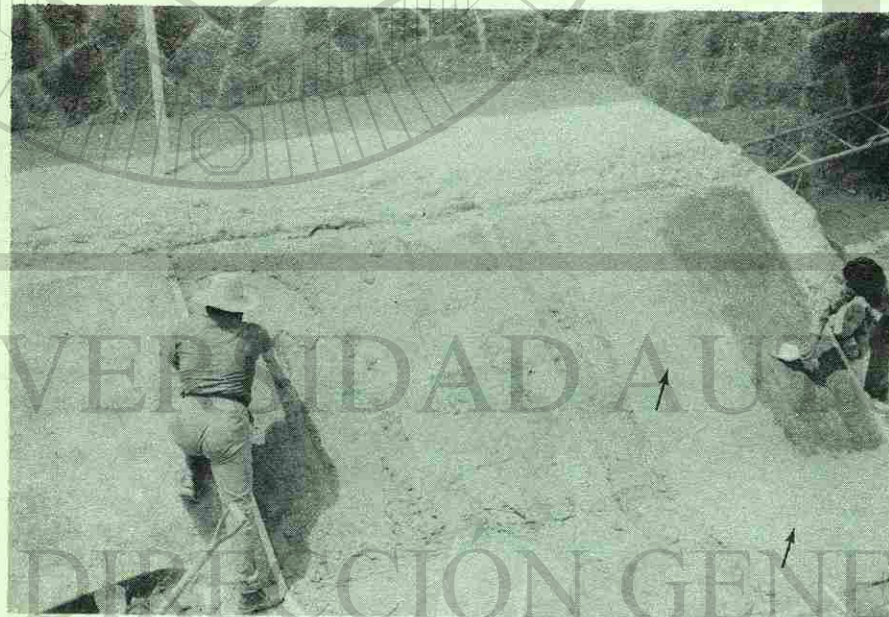


Fig. 13.- Colado de la capa de ferrocemento, afine y curado.

el mortero y que ocasiona pérdida de control del espesor y de la compactación del mortero del revestimiento, especialmente con la malla de gallinero.

El mortero se mantuvo constante en cuanto a características de resistencia y relación cemento-arena, sólo se varió su consistencia; en un caso se empleó revestimiento de $3 + .5$ cm y en otro de $4 + .5$ cm, medido con un cono de tamaño reducido. Con esto se quiso determinar cuál era la consistencia adecuada para facilitar la colocación del mortero, porque se observó que el material del terraplén se caba las mezclas ocasionando pérdida de consistencia en los mismos lo que dificultaba tanto su colocación como la debida distribución del acero de refuerzo en la matriz de mortero. Este problema se subsanó con el empleo de revenimientos de $4 + .5$ cm, aunque es de esperarse que con consumos mayores de agua se aumente el efecto de contracción por secado, el cual se refleja principalmente en el agrietamiento.

El curado de los modelos de laboratorio se hizo aplicando con brocha diferentes productos comerciales, para lo cual cada modelo se dividió en zonas de 4 m^2 cada una; en total se tuvieron 4 secciones por modelo, tres de las cuales se curaron con diferentes productos y una no tuvo ningún tipo de curado. Para determinar la influencia de las membranas sobre la calidad de los morteros, se realizaron pruebas comparativas de resistencia a compresión, permeabilidad y contracción por secado entre muestras tratadas y no tratadas.

Para determinar la influencia del curado sobre la resistencia a compresión del mortero se tomaron cilindros de 5×10 cm de las mezclas utilizadas para colar la zona, y tabletas de $2 \times 8 \times 16$ cm recortadas de cada sección de los modelos antes de su demolición, la que se hizo a los 14 días de edad. Los cilindros se metieron a una cámara de curado en condiciones estándar de secado, (humedad relativa del 50 por ciento y temperatura de $23 + 1^\circ\text{C}$) hasta que cumplieron la edad de ensaye, que también fue de 14 días. Cabe aclarar que en estas pruebas de laboratorio se utilizó cemento tipo III con el objeto de obtener resultados a corto plazo.

Los resultados del ensaye a compresión se muestran en la tabla 3 donde se aprecia que la resistencia promedio de las muestras tratadas es mayor con respecto a las no tratadas en un 16 por ciento para el caso de las tabletas recortadas del revestimiento de los modelos y un 12 por ciento de diferencia entre la resistencia media de los cilindros tratados y no tratados. También se observa que las resistencias medias de los cilindros son en general menores que las obtenidas para tabletas en un 14.3 por ciento, fenómeno atribuible a un cambio en la relación agua-cemento debido a la absorción del material con que se construyó el terraplén de apoyo de los modelos.

El efecto de las membranas de curado sobre la contracción por secado en el modelo y en el mortero sin refuerzo se obtuvo, para el primer caso, colocando en cada zona puntos de referencia a una separación de 25 cm y registrando la variación en las dimensiones por medio de un equipo de medición con escala de lecturas de una centésima de milímetro de aproximación y para el mortero en barras de $2.5 \times 2.5 \times 30$ cm, curadas en condiciones estándar de secado, la medida se hizo con un comparador de longitudes estándar con aproximación de milésimas de pulgadas. En la fig. 14 se muestra la forma en que se llevó a cabo el registro de los movimientos del revestimiento de los modelos.

Se hizo un registro de las temperaturas máxima y mínima diaria, así como de

TABLA 3. INFLUENCIA DEL CURADO SÓBRE LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL MORTERO UTILIZADO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS MODELOS DE LABORATORIO

Modelo	Membrana de curado	f_c en kg/cm ² cilindros	C. V. %	f_c en kg/cm ² tabletas	C. V. %	cil/tab. %
1	A	262	7.5	325	9.8	80.6
	B	271	6.2	296	13.6	91.8
	C	253	8.3	315	10.2	80.0
	-	230	7.8	263	12.5	87.4
\bar{X}		254	7.5	300	11.5	84.9
2	A	291	6.3	330	7.8	88.2
	B	311	7.8	345	9.2	90.1
	C	279	7.1	340	7.9	82.2
	-	262	8.9	281	11.3	93.2
\bar{X}		286	7.5	324	9.1	88.4
3	A	283	8.1	340	13.1	83.2
	B	290	8.0	330	15.4	87.8
	C	261	7.5	335	10.0	77.8
	-	242	8.9	278	12.5	86.9
\bar{X}		269	8.1	321	12.8	83.9



Fig 14. FORMA EN QUE SE REALIZARON LAS MEDICIONES DE CONTRACCION EN EL MODELO

la humedad relativa en el momento de tomar las lecturas. Las observaciones se hicieron dos veces al día, a las 8 y 15 hrs. Lo anterior tuvo por objeto relacionar los cambios en las dimensiones del modelo con la variación de temperatura y humedad, también se hizo un registro de la aparición y desarrollo del agrietamiento - determinando el ancho, longitud y localización de grietas.

Las observaciones realizadas dieron por resultado que la membrana de curado sí contribuye a mejorar la calidad de los morteros aumentando su resistencia a -- compresión, disminuyendo el efecto de contracción por secado en un 11 por ciento como se observó en las pruebas comparativas realizadas entre barras estándar, coladas con las mezclas utilizadas para la construcción de los modelos.

Los movimientos promedio observados en el revestimiento de modelos de laboratorio fue de 0.055 mm/m para gradientes de temperatura de 9°C. El agrietamiento por este efecto fue prácticamente nulo, de donde se puede deducir que el acero de refuerzo contribuye a minimizarlo.

Se observó un ligero agrietamiento debido a la contracción por secado en las zonas donde no se aplicó ningún tipo de curado, sin embargo las grietas se localizaron en puntos donde el refuerzo quedó con demasiado recubrimiento, o bien donde el recubrimiento fue poco; en este segundo caso las grietas siguieron la configuración de la malla. Este fenómeno se observó principalmente en los modelos reforzados con malla hexagonal, la que por su dificultad de colocación, quedó en algunas zonas con poco recubrimiento.

3.2 Construcción de modelos en el campo.

Dado que las pruebas de laboratorio no se consideraron suficiente para los fines del estudio, se efectuaron pruebas de campo, para lo cual se solicitó a la Secretaría de Recursos Hidráulicos un tramo de canal en uno de los frentes de trabajo de las obras del "Plan Hidráulico del Centro" (PLHICEN) en el estado de Hidalgo.

El tramo de pruebas seleccionado quedó comprendido entre los kilómetros 31 + 410 al 31 + 518 del canal Alto Ixmiquilpan.

Esta parte del estudio se llevó a cabo para conocer en condiciones reales el comportamiento del material, resolver los problemas que presenta la mano de obra en situaciones prácticas (determinando su rendimiento efectivo en la construcción del revestimiento) y para conocer los costos que implica el uso del ferrocemento.

El tramo proporcionado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos se dividió en varias secciones con objeto de experimentar la influencia de las características de la base sobre el comportamiento del material con diferente volumen de refuerzo, separación entre juntas y forma de curado.

El mortero se mantuvo constante y se utilizó el correspondiente al diseño obtenido a partir del estudio con los materiales de la región, inciso 2.1.5.

El método de colado fue el mismo que se utilizó para los modelos de laboratorio.

3.2.1 Preparación de la base.

A partir de las observaciones realizadas durante las visitas hechas a las --

obras PLHICEN, en especial a la zona de Alto Ixmiquilpan donde quedó localizado -- el tramo experimental, se recomendó que el afine de taludes y plantilla se hiciera colando con lodo, y que los rellenos en los puntos donde hubiera sobreexcavación también se hiciera con lodo. Este afine debería quedar dos centímetros abajo de la sección de proyecto, ya que el revestimiento proyectado fue de este espesor.

La razón de esta recomendación, fue porque se observó que la forma en que -- normalmente se rellenan y afinan las superficies para recibir concreto (el afine con tierra húmeda compactada a golpe de pisón y los rellenos usando suelo mezclado con cemento) no es adecuada para recibir al ferrocemento. También se observó que en caso de presentarse lluvias la preparación usada es fácilmente erosionable, principalmente, por no alcanzar una buena estabilización, compactación y liga entre los materiales de afine y el terreno natural. El colado de los rellenos y -- afine de la superficie con lodo permite alcanzar una compactación y una liga adecuados entre el terreno natural y los materiales de relleno. Para lograr esto, -- se tuvo la precaución de eliminar las piedras pasando la tierra por un arnero antes de fabricar el lodo. Los errores en el afine fueron despreciables (menores a 0.5 cm) y el costo, el no usar cemento para estabilizar el material, se reduce -- por lo menos en el costo del cemento.

En las figs. 15 a 18 se aprecia la magnitud de los rellenos, la forma de hacer el afine y el acabado que se logra con el sistema propuesto.

Durante la realización de las pruebas se observó que las mezclas perdían manejabilidad rápidamente conforme se aplicaban sobre los taludes y plantilla del canal. Esto se debió principalmente al terreno altamente permeable.

Por lo anterior se recomendó que una longitud de 35 m del tramo de prueba, -- se subdividiera en 5 secciones de 7 m y que a cada una se le regara con agua durante 6, 12, 24, 48 y 72 horas con objeto de poder experimentar sobre terreno con diferente grado de humedad la pérdida de consistencia de las mezclas, así como la aparición y desarrollo del agrietamiento. Para determinar el tiempo en que la -- pérdida de consistencia constituía un obstáculo para la correcta colocación y compactación del mortero se utilizó un equipo que mide su resistencia a la penetración conforme se va endureciendo. Aunque el equipo (penetrómetro) está recomendado por la norma ASTM C 403 para determinar el tiempo de fraguado del concreto a -- través de un procedimiento de ensaye bien establecido, el método de prueba seguido no tenía tal objeto y sólo se llevó a cabo con fines comparativos. En las -- figs. 19 y 20 se presenta la forma en que se realizaron las pruebas de pérdida de consistencia y agrietamiento, sobre las zonas con diferente grado de humedad.

En las figs. 21 y 22 se representan en gráficas los resultados del ensaye -- con el penetrómetro, donde se muestra el comportamiento de 7 mezclas cuya diferencia entre sí es básicamente el consumo de agua y la relación arena-cemento.

Se observa en estas figuras que la mezcla No. 7, que fue la que se empleó en las pruebas de revestimiento, presenta en ambos casos un mejor comportamiento, -- manteniéndose por más tiempo manejable. También es clara la influencia de la humedad del terreno, pues para el caso en que se comenzó a humedecer 48 hrs antes -- de la prueba, la mezcla se mantuvo manejable durante un 70 por ciento de tiempo -- adicional que en el caso en que se humedeció el terreno durante 6 hrs. Se determinó, a través de las pruebas antes descritas, que el humedecimiento del terreno debería de comenzar 48 hrs antes de cada colado y que para alcanzar la humedad ne-



Fig. 15.- Magnitud de los rellenos.



Fig. 16.- Colocación de cerchas para el afine.



Fig. 17.- Colado con lodo para hacer el afine y rellenos de la sección.



Fig. 18.- Acabado en el afine.



Fig. 19.- Pruebas de pérdida de consistencia sobre el tramo de prueba.

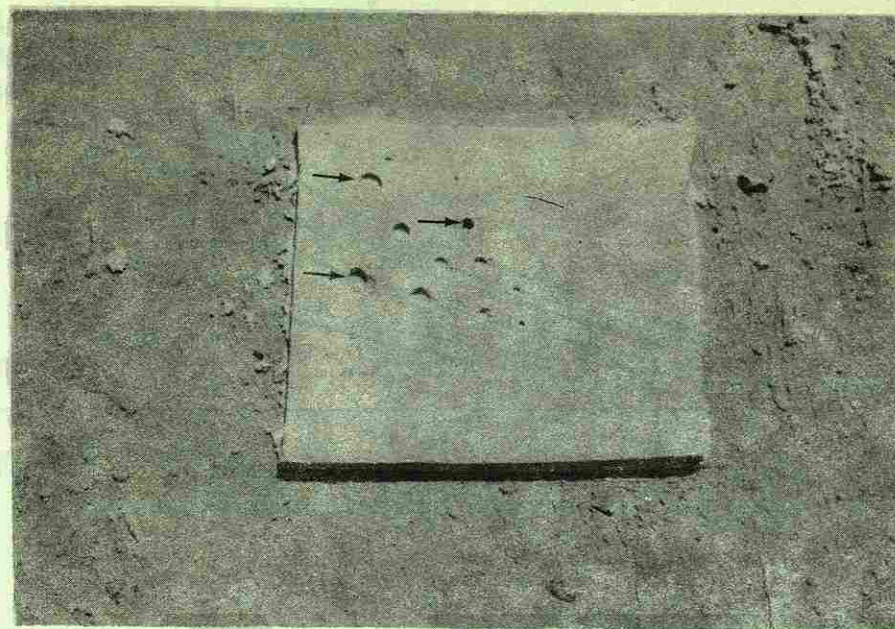


Fig. 20.- Pruebas de agrietamiento y pérdida de consistencia realizadas en el tramo de prueba.

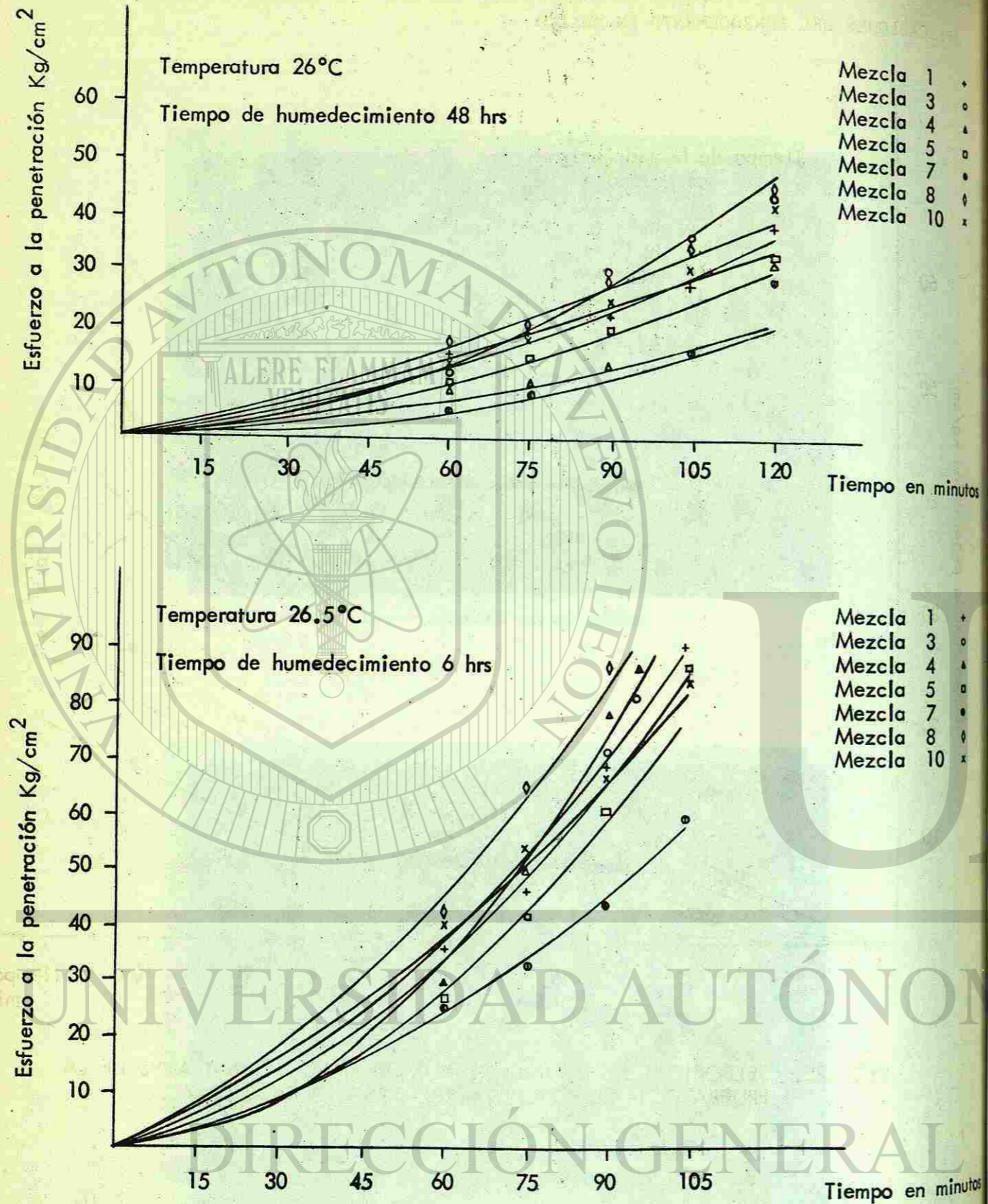


Fig 21. INFLUENCIA DE LA HUMEDAD DEL TERRENO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS. PRUEBAS REALIZADAS PARA SELECCIONAR LA MEZCLA ADECUADA.

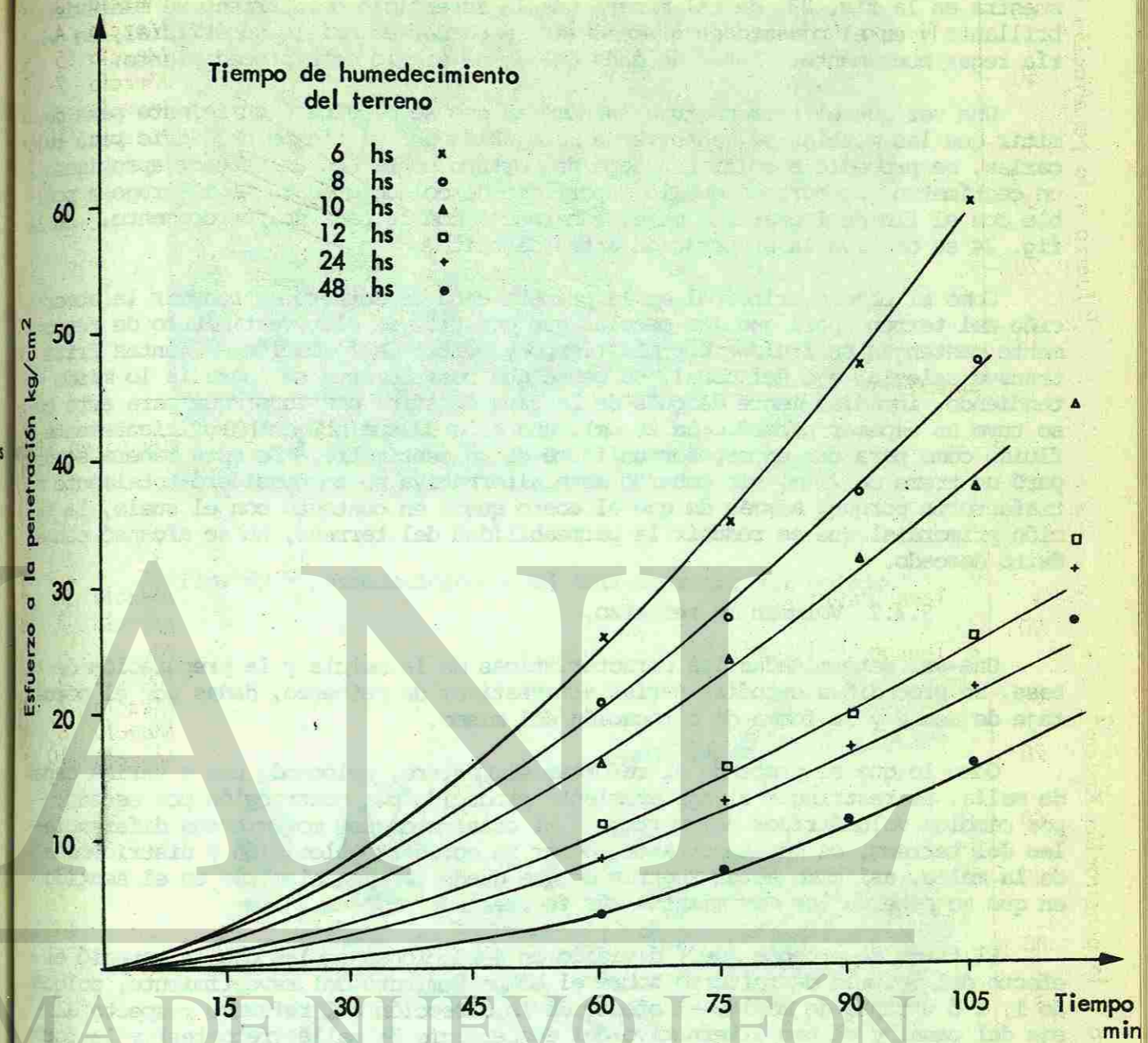


FIG 22. SELECCION DEL TIEMPO DE HUMEDECIMIENTO A TRAVES DE LA PRUEBA CON EL PENETROMETRO PARA LA MEZCLA 7

cesaria, era suficiente con rociar agua con un bote o con una manguera como se muestra en la fig. 23, de tal manera que la superficie del terreno se mantuviera brillante y en el momento en que empezara a perder el brillo superficial, se debería regar nuevamente. Antes de cada colado se siguió este procedimiento.

Una vez que el terreno tuvo la humedad que se consideró suficiente para permitir que las mezclas se mantuvieran manejables por el tiempo necesario para colarlas, se procedió a colar una capa de mortero pobre con un espesor aproximado a un centímetro, procurando que la superficie de colado quedara lo más rugosa posible con el fin de lograr una mejor adherencia con la capa de ferrocemento. En la fig. 24 se observa la preparación antes descrita.

Como el objeto principal de la primera capa de mortero es reducir la absorción del terreno para que las mezclas que constituyen el revestimiento de ferrocemento mantengan su fluidez por más tiempo y evitar la formación de juntas frías transversales al eje del canal, se pensó que posiblemente se lograría lo mismo -- tendiendo, inmediatamente después de la capa de afine con lodo (que para este caso tuvo un espesor promedio de 20 cm), una capa de suelocemento suficientemente fluido como para dar un espesor uniforme de un centímetro. De esta manera se preparó un tramo de 21 m, sin embargo esta alternativa no se consideró totalmente satisfactoria porque, además de que el acero queda en contacto con el suelo, la función primordial que es reducir la permeabilidad del terreno, no se alcanzó con el éxito deseado.

3.2.2 Volumen de refuerzo.

Una vez determinadas las características de la mezcla y la preparación de la base, se procedió a estudiar varias alternativas de refuerzo, dadas por el porcentaje de acero y la forma de colocación del mismo.

Como lo que se pretende al reforzar el mortero, colocando una o varias capas de malla, es restringir el agrietamiento producido por contracción por secado, -- por cambios volumétricos del mortero y el ocasionado por movimientos diferenciales del terreno, es muy importante lograr la correcta colocación y distribución de la malla, así como estar seguros de que quede con los alambres en el sentido en que se esperan los movimientos más fuertes.

El tramo de pruebas quedó dividido en 4 secciones en las que se estudió el efecto del volumen de refuerzo sobre el comportamiento del revestimiento, colocando 1, 2 ó 3 capas de malla, el efecto de la dirección del refuerzo respecto al eje del canal y el uso alternativo del desperdicio de malla (recortes) y la forma de traslaparlo.

Como se mencionó en el capítulo 2, se hizo una serie de colados con el objeto de observar el comportamiento de los morteros elaborados en el campo y de familiarizar a los obreros con el métodos constructivo. Una vez determinadas las características de la mezcla más adecuada se iniciaron los colados del tramo de prueba con el estudio de la influencia del volumen de refuerzo. Las observaciones consistieron en la revisión constante de los tramos para determinar la presencia de agrietamiento y el desarrollo de éste.

De las observaciones efectuadas se puede decir que aparentemente dos capas de malla son suficiente para contener el agrietamiento, pues los tableros en estudio presentaron agrietamiento similar y prácticamente despreciable, tanto por el



Fig. 23.- Humedecimiento del terreno antes del colado.

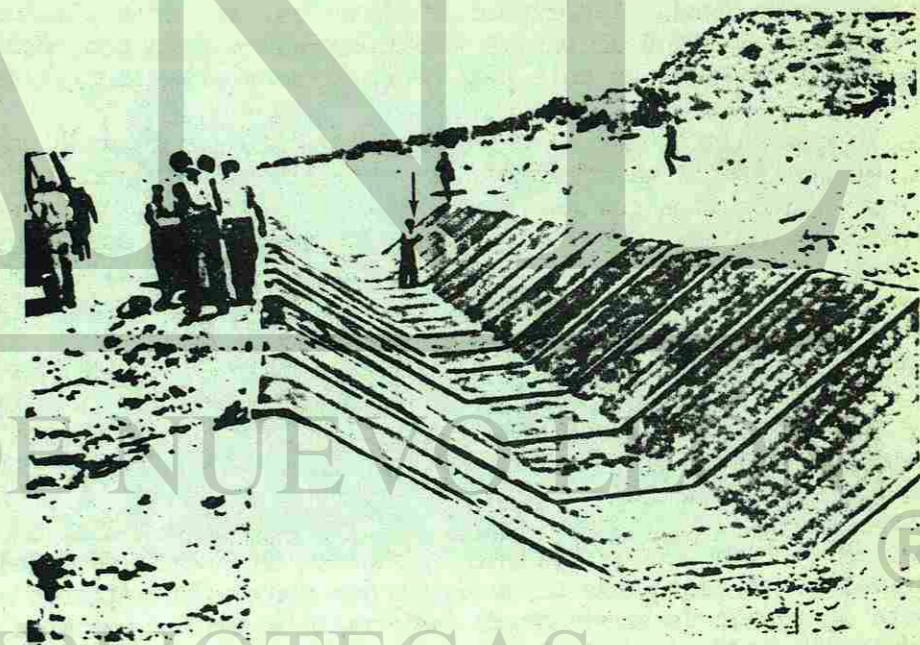


Fig 23. HUMEDECIMIENTO DEL TERRENO ANTES DEL COLADO

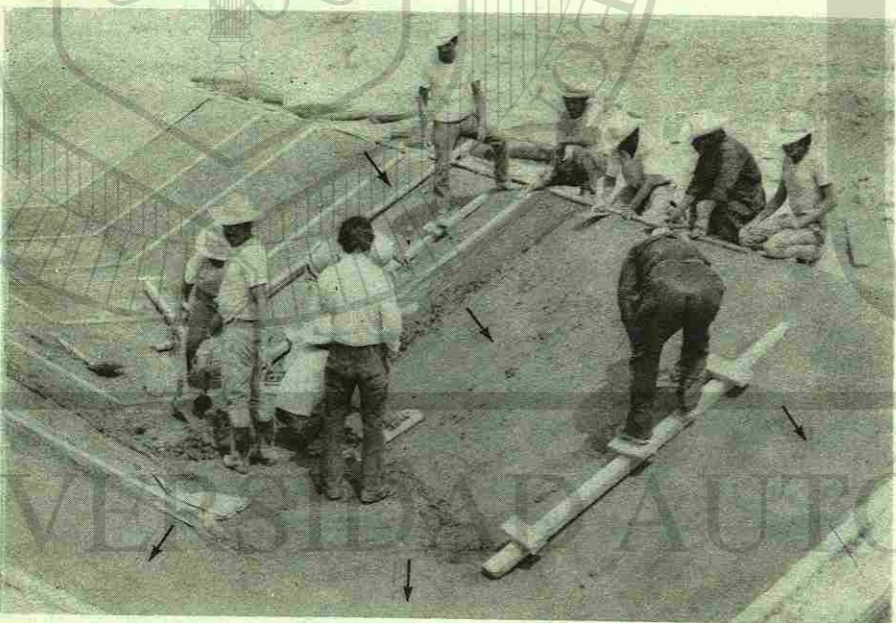


Fig. 24.- Colado de la primera capa de mortero y acabado.

ancho de las grietas como por su longitud. Sólo hubo agrietamiento en lugares -- donde la malla quedó mal colocada. Las dimensiones de los tableros en estudio -- fueron de 10 m lineales.

Respecto al armado de tableros en dos direcciones, aunque es conveniente desde el punto de vista de resistencias no lo es desde el de acabados, por lo que para la solución de casos similares al estudiado se considera más conveniente armar en una sola dirección y que ésta sea desenrollando la malla en dirección perpendicular al eje del canal.

En la fig. 25 se muestran las secciones en que se dividió, el tramo experimental, y la forma en que cada una quedó reforzada.

3.2.3 Juntas.

Con objeto de estudiar la posibilidad de eliminar la mayor parte de las juntas que normalmente se requieren cuando se construyen revestimientos de concreto, el tramo de pruebas se dividió en tableros de diferentes dimensiones que van desde uno de 36 m de longitud, donde se ensayó el colado continuo sin ningún tipo de junta, hasta el estudio de tableros de 3 m con juntas transversales y paralelas -- al eje del canal.

Para determinar la separación entre juntas se compararon 5 tableros de 3, 6, 9, 12 y 36 m respectivamente, los que estaban reforzados con dos capas de malla.

Durante los 2 meses de observación, los tableros no presentaron agrietamiento por contracción o por cambios volumétricos lo que hace pensar que la malla es capaz de absorber dichos movimientos, por lo menos en tableros de hasta 36 m de -- largo.

3.2.4 Curado

A partir de los resultados de laboratorio, inciso 2.4, en que se observó que con cualquiera de los productos utilizados se logra mejorar la calidad de los morteros, aunque no en la misma proporción, se planeó hacer el curado de los modelos de campo utilizando el mismo producto comercial que actualmente usan en los frentes de trabajo de la zona donde se realizó el estudio, aplicándolo con un pulverizador para obtener una capa de curado uniforme.

Con objeto de encontrar la efectividad del producto como membrana de curado, durante las pruebas se emplearon tres tramos de 10 m cada uno para establecer comparaciones. A uno de estos tramos se le curó con agua por 12 hrs, al otro con el producto comercial y al último no se le dio ningún tipo de curado. Se observó -- que el tramo sin curado y el curado con el producto comercial se agrietaron por -- contracción por secado en forma similar y el tramo donde el curado se hizo con -- agua presentó menos grietas en relación con los otros dos. Esto posiblemente se debe a que el producto no formó una membrana impermeable, permitiendo la evaporación del agua de la mezcla. Sin embargo, se observó que la temperatura del mortero en el momento de fraguar fue menor en un 30 por ciento donde se aplicó el producto por lo que se concluye que no funciona como membrana de curado debido principalmente a que en el campo no se aplicó en forma adecuada, pero sí como reflejante, lo que hasta cierto punto es benéfico.

Las pruebas anteriores sirvieron además para demostrar que la correcta colo-

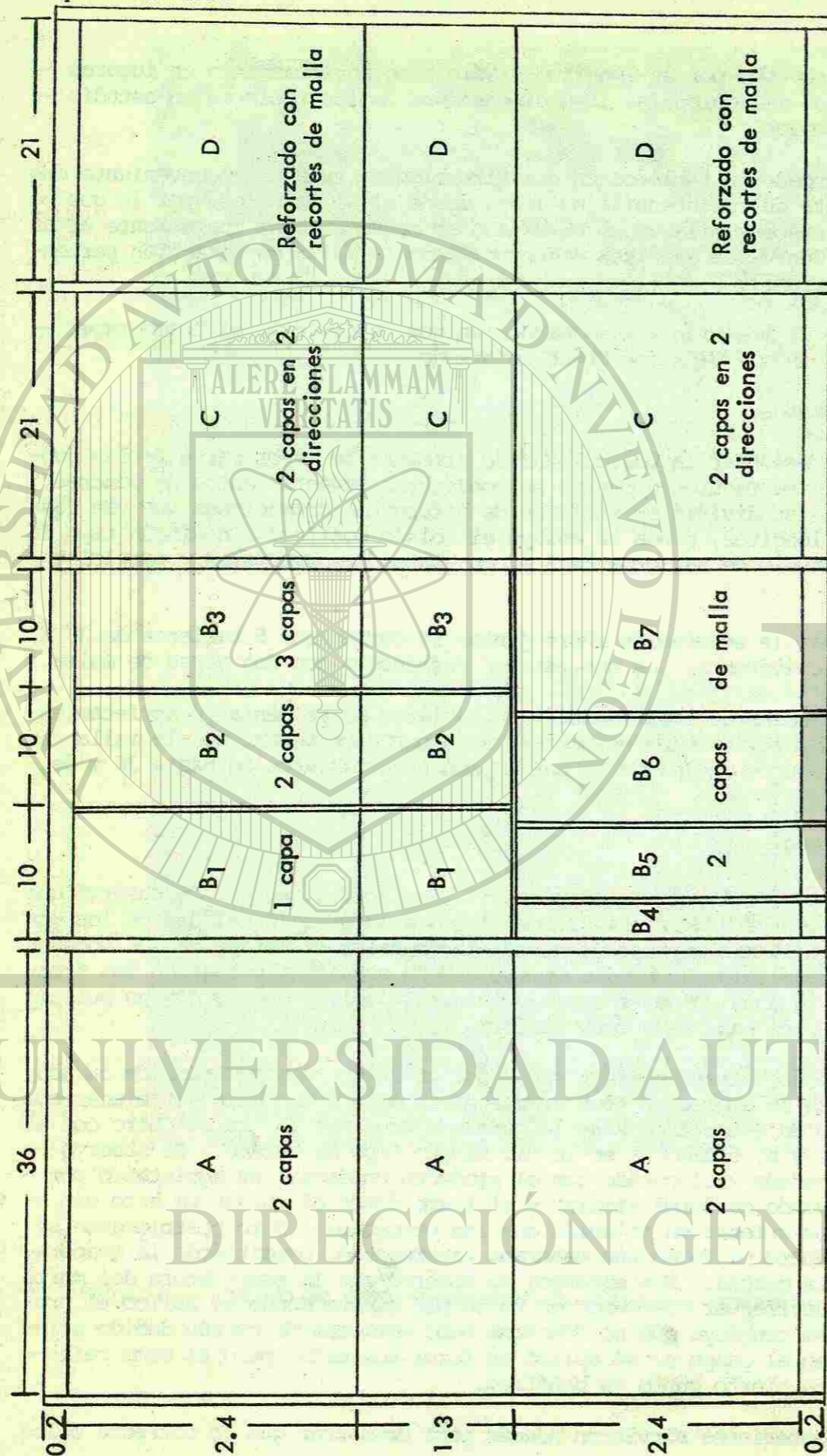


Fig 25. DIVISION DEL TRAMO DE PRUEBAS

cación de la malla contribuye notoriamente al control del agrietamiento.

3.3 Otras determinaciones.

a) Pruebas de permeabilidad.

Para la realización de estas pruebas se obtuvieron núcleos de 5 cm de diámetro nominal tanto de modelos de laboratorio como de campo. Para los modelos de laboratorio se obtuvieron un total de 36 muestras, 12 por cada modelo, formada por 3 núcleos de cada zona curada con diferente tipo de producto.

De los modelos de campo se obtuvo un total de 30 núcleos; 10 de cada talud y 10 de la plantilla.

Las muestras se colocaron en permeámetros sometiéndolas a una presión inicial de 1.5 kg/cm², la cual se mantuvo por un lapso de 60 hrs después de las cuales se continuó la prueba incrementando la carga en 0.1 kg a intervalos de 1 hr hasta alcanzar una presión de 4 kg/cm²; esta presión se sostuvo durante 59 hrs al final de las cuales se suspendió la prueba por considerar que las condiciones de ensaye eran suficientemente severas para las condiciones de servicio a que estará sometiendo el ferrocemento.

De estas pruebas se obtuvo que el ferrocemento es prácticamente impermeable, sólo se observó en algunos casos un humedecimiento superficial en las muestras sin que llegara a establecerse el flujo.

b) Pruebas fisicoquímicas realizadas al agua de mezclado.

Para determinar la influencia de la calidad del agua de mezclado sobre la de las mezclas se realizó una serie de pruebas fisicoquímicas a cuatro muestras de agua tomadas de diferentes lugares. La primera fue colectada en el canal Xochitlán. La segunda y tercera muestras se tomaron de un arroyo donde cargan las pipas que reparten el agua a los frentes de trabajo y de uno de los depósitos donde se almacenó el agua en el tramo de prueba, respectivamente. La cuarta muestra fue tomada del río cuyas aguas, mezcladas con las de algunos canales del sistema de riego, fluirán por el canal en construcción.

Los resultados obtenidos se reportan en la tabla 4, donde se observa que las concentraciones de sulfatos y cloruros están dentro de los límites de tolerancia, el pH es relativamente bajo pero también dentro de los límites establecidos, lo que podría ser objetable es la cantidad de sólidos totales. Sin embargo, la literatura existente respecto a la calidad del agua de mezclado, tolerable hasta 2000 p.p.m. de sólidos totales y en las muestras estudiadas se encontró hasta 1238 p.p.m. por lo que el agua de mezclado utilizado para las pruebas se considera con calidad suficiente como para no ocasionar daño al mortero.

3.4 Conclusiones.

De las observaciones y pruebas efectuadas se obtuvieron las conclusiones siguientes:

a) La realización de los rellenos y afine con lodo permitió tener la sección del canal mejor perfilada con los taludes y más resistentes a la erosión por efecto del viento y lluvia.

TABLA 4. ANALISIS FISICOQUIMICO DEL AGUA DE MEZCLADO

Punto de Muestreo	1	2	3	4
pH (método potenciométrico)	8.0	8.7	8.7	8.2
Cloruros (Cl ⁻), en mg/l	45	295	300	150
Sulfatos (SO ₄ ⁻), en mg/l	120	212	212	140
Dureza total, en mg/l de CaCO ₃	208	396	388	408
Dureza de calcio, en mg/l de CaCO ₃	120	172	164	160
Detergentes, en mg/l	1.9	2.1	1.0	1.0
DBO ₅ , en mg/l	7.3	0.6	0	0
DBO _U , en mg/l	13.5	0.6	0	0
Sólidos totales, en mg/l	587	1144	1238	428
Sólidos totales fijos, en mg/l	492	1076	1029	276
Sólidos totales volátiles, en mg/l	95	118	209	152
Sólidos suspendidos totales, en mg/l	209	134	121	160
Sólidos suspendidos fijos, en mg/l	197	118	114	87
Sólidos suspendidos volátiles, en mg/l	12	16	7	73
Sólidos filtrables totales, en mg/l	378	1060	1117	268
Sólidos filtrables fijos, en mg/l	295	958	915	189
Sólidos filtrables volátiles, en mg/l	83	102	202	79

- 1.- canal Xochitlán
- 2.- arroyo
- 3.- tambo
- 4.- río

La preparación de la base con una capa de mortero de un centímetro resultó más eficiente que la hecha con suelocemento, pues aparte de presentar menor permeabilidad, impedía que el refuerzo quedara en contacto directo con el suelo, reduciendo la posibilidad de corrosión.

b) Se encontró que para el caso estudiado la forma más eficiente de colocar el refuerzo fue desenrollando la malla en sentido transversal al eje del canal y que no es conveniente reforzar en dos direcciones pues dificulta la colocación y el colado, aparte de que no se logran buenos acabados.

De la observación de tableros reforzados con diferente volumen de refuerzo se puede decir que aparentemente dos capas de malla resultan suficientes para impedir el agrietamiento en el revestimiento en tramos de hasta 36 m de longitud y que se puede usar el desperdicio de los rollos de malla (recorte) siempre y cuando los traslapes queden cuatrapeados.

c) De las observaciones efectuadas sobre tableros de diferente longitud para determinar la separación óptima entre juntas, se obtuvo que el ferrocemento admite que la separación entre juntas quede determinada por el avance que se alcance durante la jornada de trabajo.

d) De las observaciones efectuadas se obtuvo que la temperatura ambiente fue determinante en el comportamiento de las mezclas, reflejándose sobre todo en los consumos de agua y en el tiempo de fraguado inicial. Los incrementos en el consumo de agua fueron hasta un 8 por ciento superiores al consumo de diseño, cuando se alcanzaron temperaturas ambiente superiores a 28°C, y el tiempo de fraguado inicial se vio reducido hasta en un 60 por ciento.

e) En cuanto al producto aplicado para curar, se puede decir que principalmente sirvió como reflejante notándose su influencia en la temperatura alcanzada en las mezclas colocadas, la cual varió entre 40 y 50°C, de acuerdo con la cantidad de producto aplicado, y temperaturas del orden de 65°C en las zonas donde no se aplicó. En cuanto a su efectividad para evitar evaporación del agua se puede decir que fue poca, debido a que no se llegó a formar una verdadera membrana.

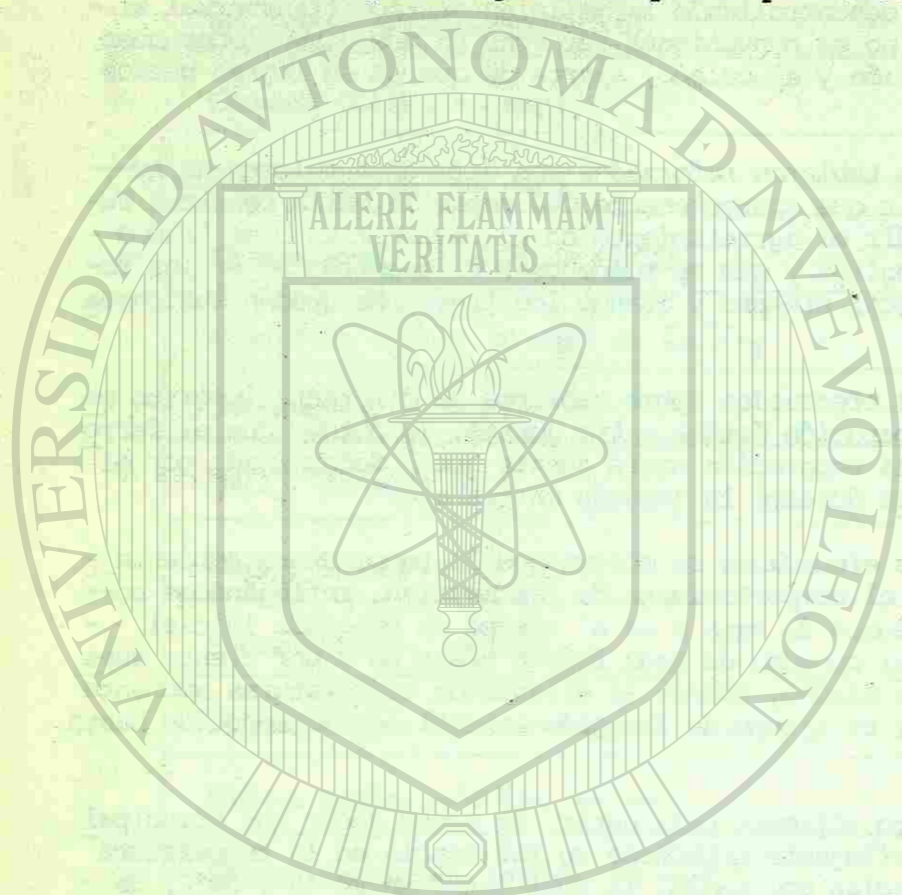
f) Fue posible minimizar el efecto de la contracción por secado debido principalmente al manejo constante de las mezclas hasta darles el acabado final y a la colocación adecuada de las mallas de refuerzo.

g) Las pruebas realizadas en el campo demostraron que el método de construcción diseñado es adecuado y que la mano de obra es fácilmente adaptable al sistema, logrando buenos acabados y una velocidad de colado promedio del orden de 10 m lineales de canal por hora.

h) Las pruebas de permeabilidad indicaron que las mezclas utilizadas son prácticamente impermeables y que en caso de presentarse inicialmente pequeñas fugas, éstas se autosellan con el tiempo. Los mejores resultados de esta prueba se obtuvieron de las muestras tomadas de la plantilla de los modelos de campo y de laboratorio, reforzados en ambos casos con malla de metal desplegado E-6-22. Lo anterior se debió posiblemente

te a una mejor compactación.

- i) De las pruebas realizadas al agua de mezclado se obtuvo que esta no presenta concentraciones excesivas de sustancias nocivas al mortero; aun-- que la cantidad de sólidos totales podría ser un punto de controversia, se piensa que el agua es aceptable para estos fines.



4. PREFABRICACION DE CANALETA.

Con objeto de solucionar los problemas que presenta la utilización de piezas vibrocomprimidas en la construcción de canales prefabricados, se pensó en diseñar unos elementos de sección igual a la que actualmente está en uso, pero de mayor longitud. Esto permitiría reducir el número de juntas en un alto porcentaje, facilitar y aumentar la velocidad de colocación y si las piezas se usan para construir canales aéreos, reducir el número total de apoyos.

Sin embargo, el que se tengan las ventajas anteriormente descritas no implica que la solución sea económicamente factible, por lo que uno de los objetivos principales de esta parte del estudio fue llegar a un diseño que minimizara el costo sin detrimento de calidad y eficiencia de los canales.

Las metas trazadas se pueden resumir como sigue:

- a) Diseñar piezas de ferrocemento que sustituyan a las de concreto vibrocomprimido y que ofrezcan seguridad desde el punto de vista de permeabilidad y estabilidad estructural, haciéndolas de una longitud tal que el manejo y colocación sea fácil, optimizando para el caso de canales aéreos el número de apoyos.
- b) Diseñar uniones impermeables que garanticen la continuidad de la estructura, así como juntas de expansión para aquellos puntos del canal que lo requieran.
- c) Desarrollar un método de construcción de bajo costo, simplificándolo al máximo con objeto de llevar la prefabricación al medio rural, sin que fuera necesario contar con instalaciones complicadas y costosas, ni llevar un estricto control de calidad.

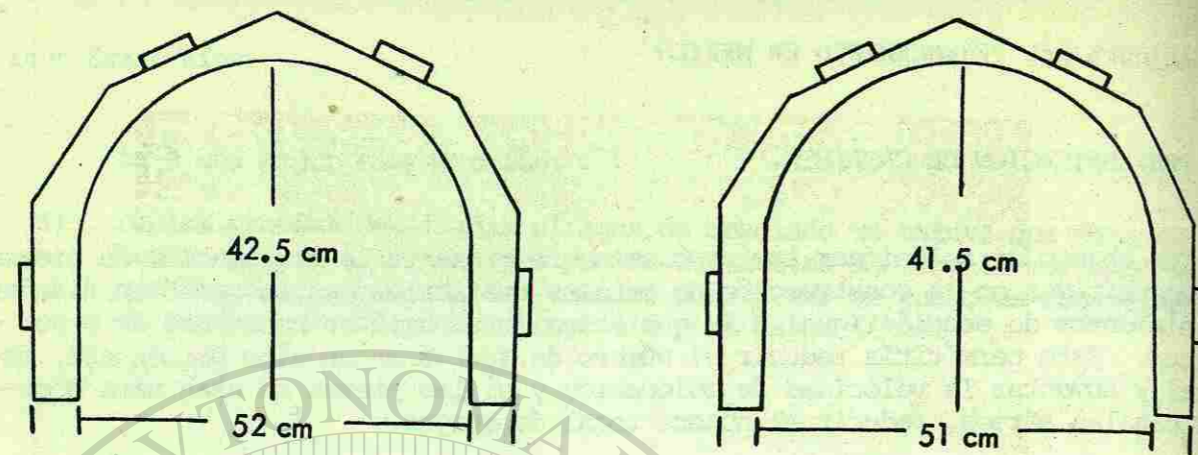
4.1 Desarrollo del método de prefabricación.

A partir de lo anterior se pensó que una forma sencilla de lograr los objetivos antes expuestos era a través del desarrollo de moldes baratos y sencillos de construir, de facilitar el colado lo más posible, de usar el mínimo acero de refuerzo, de aligerar las piezas para facilitar su transporte y colocación y del diseño de juntas simples de realizar.

4.1.1 Moldes.

Los moldes se construyeron de tierra, dándoles la forma de la sección U que actualmente emplea la Secretaría y recubriéndolos con una capa delgada de mortero con el fin de evitar su deterioro y cambio de dimensiones.

Para su construcción se compactó tierra húmeda en capas de 8 cm hasta formar un bloque de 0.6 x 0.6 x 6.40 m. Se usó una tarraja de madera, fig. 26, con la cual se cortó el material del molde hasta darle la forma deseada, después se recubrió con una capa de mortero, cuyo espesor (1 cm), se controló con una segunda tarraja. El acabado fue pulido y, una vez que el mortero hubo fraguado, se aplicó una capa de laca blanca con el fin de tener una superficie tersa y reflejante. En las figs. 27 a 29 se observa el procedimiento antes descrito.



MORTERO

ALERE FLAMMAM
VERITATIS

TIERRA

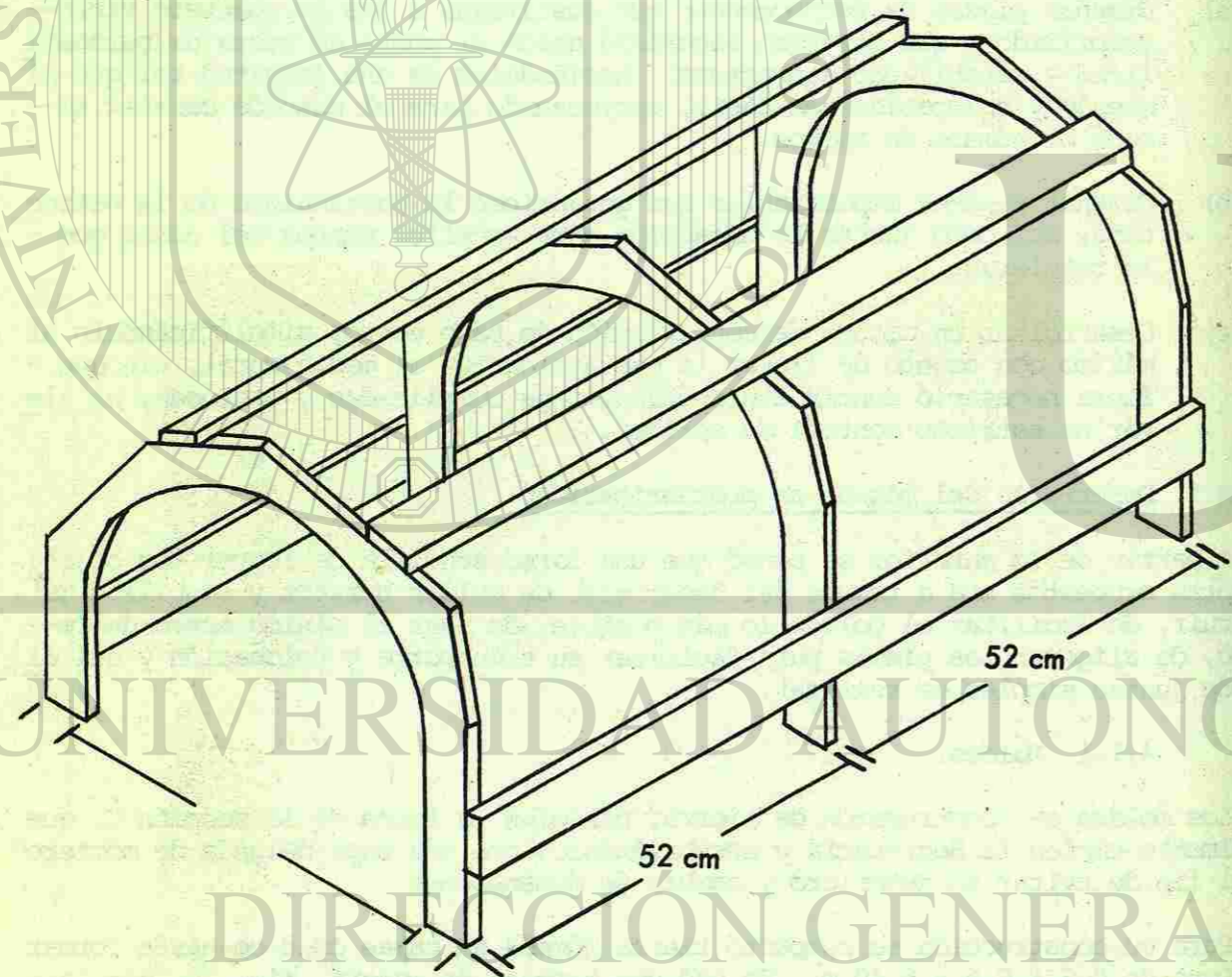


Fig 26. FORMA Y DIMENSIONES DE LAS TARRAJAS

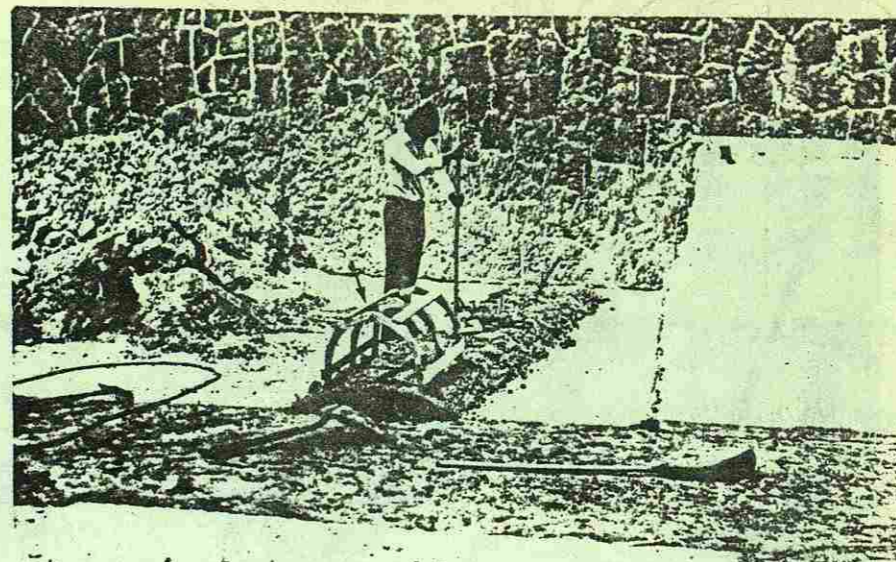


Fig 27. COMPACTACION DE LA TIERRA PARA CONSTRUIR LOS MOLDES

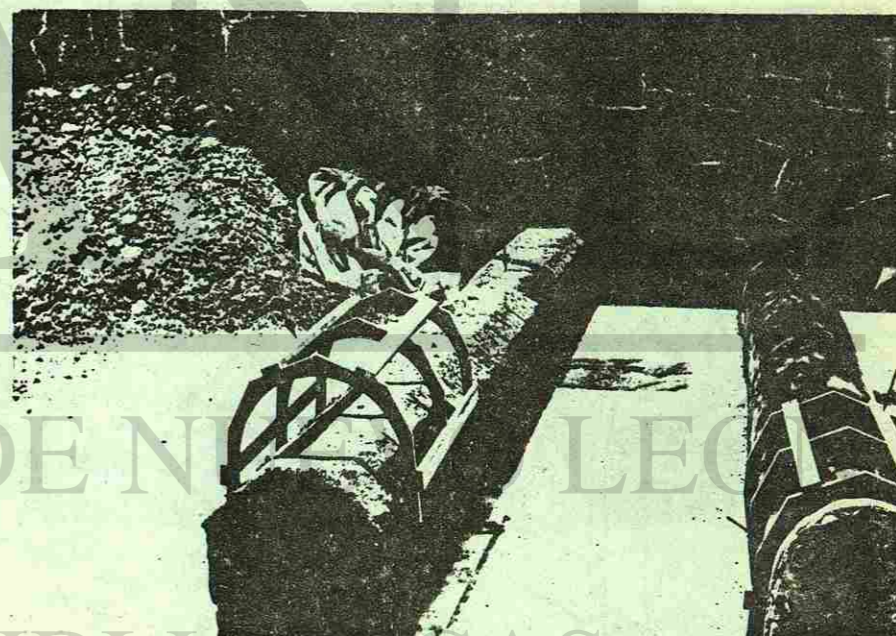


Fig 28. TIERRA COMPACTADA Y LISTA PARA RECORTARSE CON LAS TARRAJAS



Fig. 29.- Acabado de moldes.

Para la construcción de los apoyos y nervaduras de las piezas se diseñaron y construyeron unas cimbras de madera como las mostradas en la fig. 30.

4.1.2 Armado.

Los armados de las piezas se prefabricaron para facilitar su colocación. El refuerzo estaba formado por 2 y 3 capas de malla, cortadas a la medida requerida según el desarrollo de la sección transversal, las que se amarraron a las barras de refuerzo adicionales, fig. 31. Se prepararon los armados de los apoyos y nervaduras y se ligaron a las mallas.

En las figs. 32 y 33 se muestran los detalles del armado de las piezas ensayadas.

4.1.3 Colado.

Antes de cada colado se engrasaron todos los moldes para facilitar el descimbrado.

El procedimiento de colado requirió tender sobre el molde una capa muy delgada de mortero, suficiente para recubrirlo con un espesor aproximado a 2 mm, una vez hecho esto se procedió a colocar el armado sobre el molde ajustándolo al mismo, por medio de golpes ligeros dados con las llanas. Se colocaron las cimbras de apoyos, nervaduras y traveses de borde en los sitios correspondientes, tendiendo posteriormente una segunda capa de mortero de espesor suficiente para recubrir las mallas; al mismo tiempo se hizo el llenado de las formas de apoyos, nervaduras y traveses de borde, figs. 34 a 36. Para el afine se usó una lechada espesa que permitió colocarse con las llanas.

Debido a los espesores reducidos y a la gran superficie expuesta, es de esperarse agrietamiento en las piezas ocasionado por la contracción por secado; este problema se agudiza por el empleo de mezclas muy ricas en cemento, por lo que se hace énfasis en el curado. La membrana de curado se puso con un pulverizador con el objeto de aplicar una capa uniforme sin rayar la superficie.

El descimbrado resultó fácil de efectuar. Se contó para la maniobra con una grúa portátil y para repartir de manera uniforme la fuerza que se ejerce sobre la canaleta al tratar de sacarla del molde, se sujetó a un tubo por medio de las orejas que previamente se dejaron ahogadas en el mortero de nervaduras y apoyos. Se tomó el tubo por el centro y se tiró de él hacia arriba, con esto se logró que las canaletas salieran del molde sin ocasionarles daño, fig. 37.

4.1.4 Montaje y juntas.

Para el montaje de las piezas sobre las pilas de apoyo se utilizó un juego de diafragmas de madera, con las medidas interiores de la canaleta, los que se colocaron en el interior de la misma. Esto tiene por objeto evitar que durante la operación de montaje se cierre la pieza ocasionando agrietamiento.

La preparación para el junteo de canaletas se hizo dejando sobradas las mallas y barras unos 15 y 25 cm, respectivamente, en ambos extremos de la pieza. En la fig. 38 se muestra el diseño de la junta.

En el momento de hacer el montaje se dejó una separación entre canaletas de

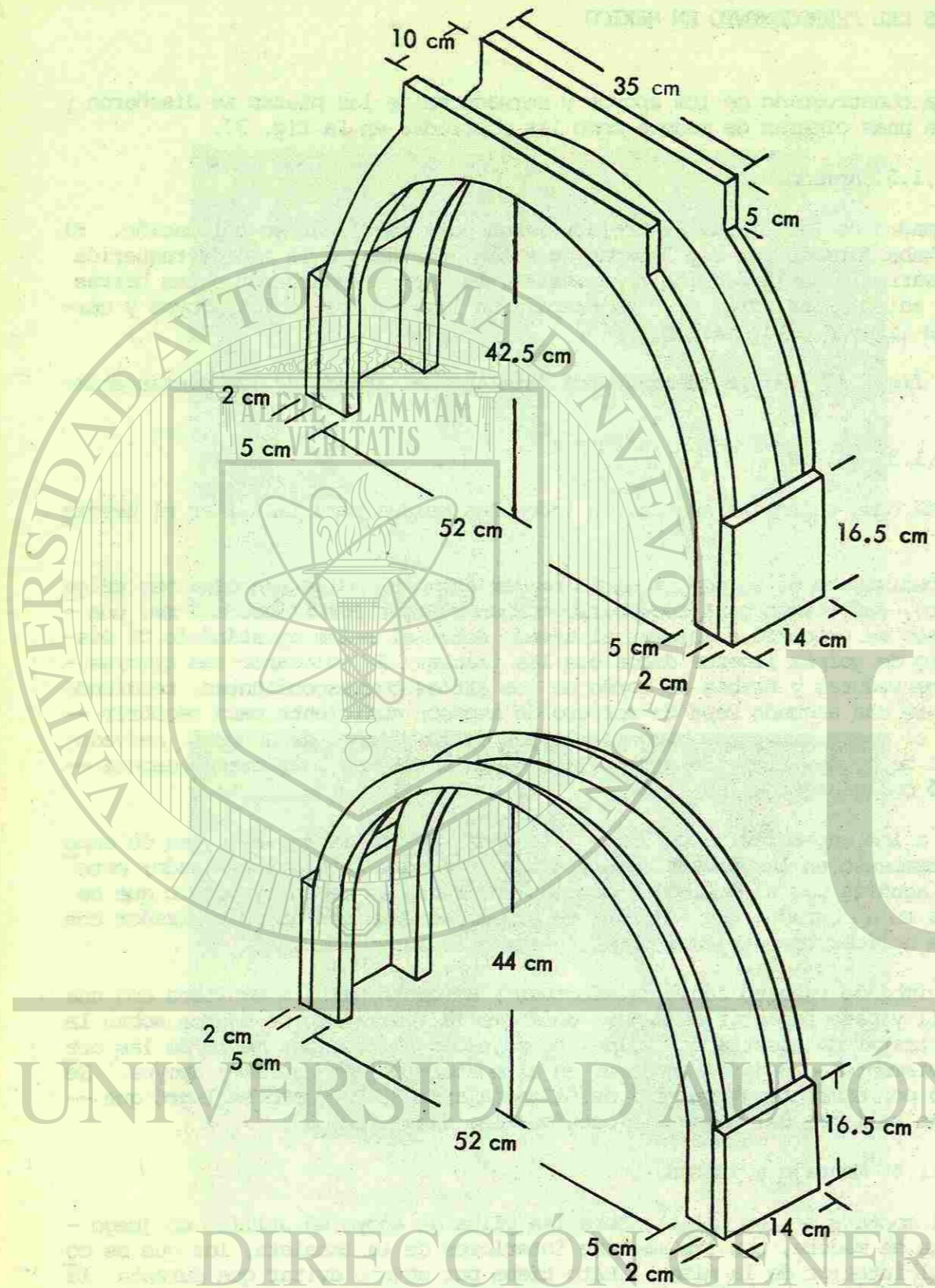


Fig 30. CIMBRAS DE APOYOS Y NERVADURAS

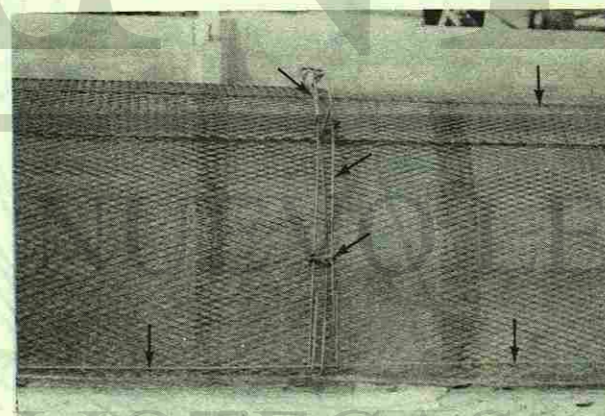
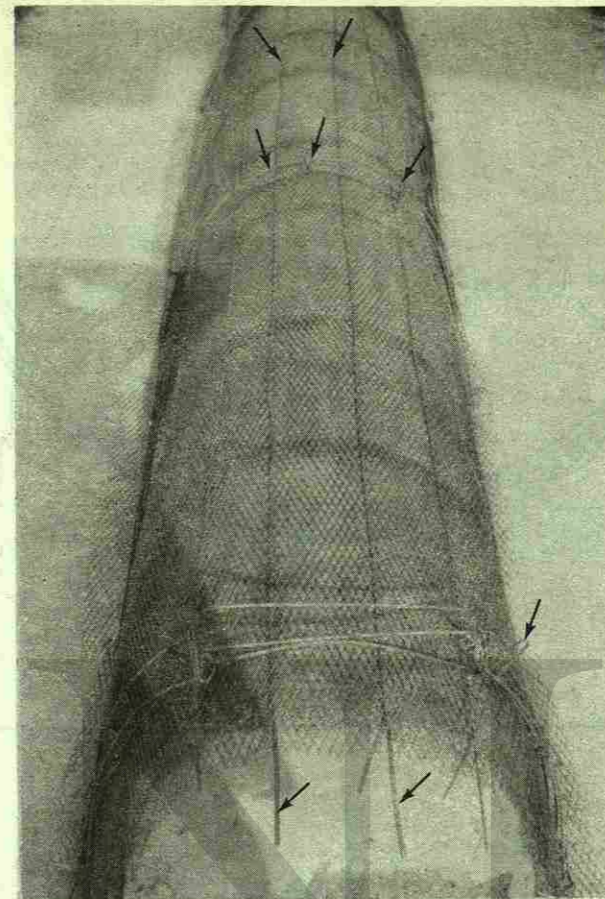


Fig. 31.- Armado de las piezas.

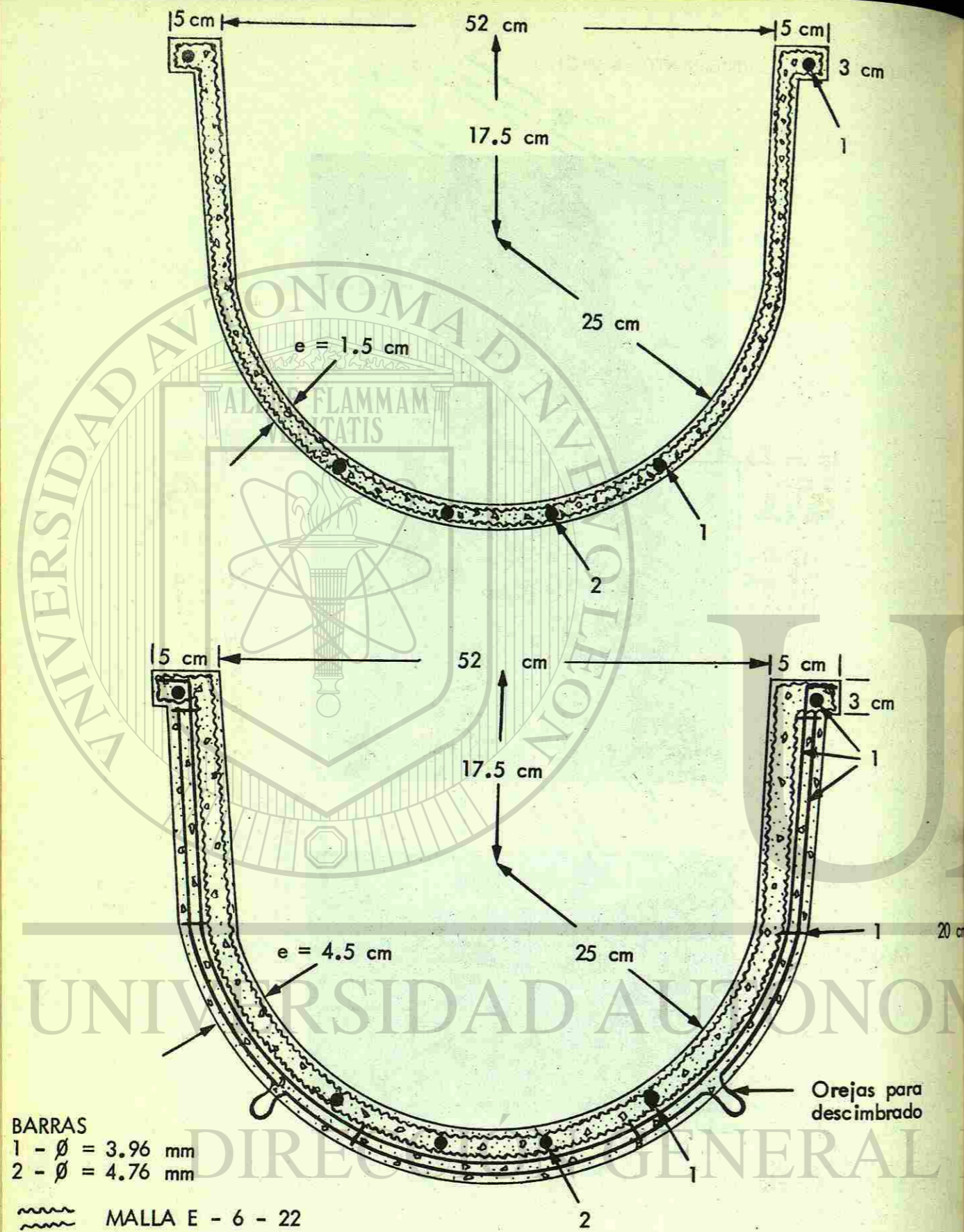


Fig 32. DETALLES DE ARMADO DE LA SECCION Y NERVADURAS

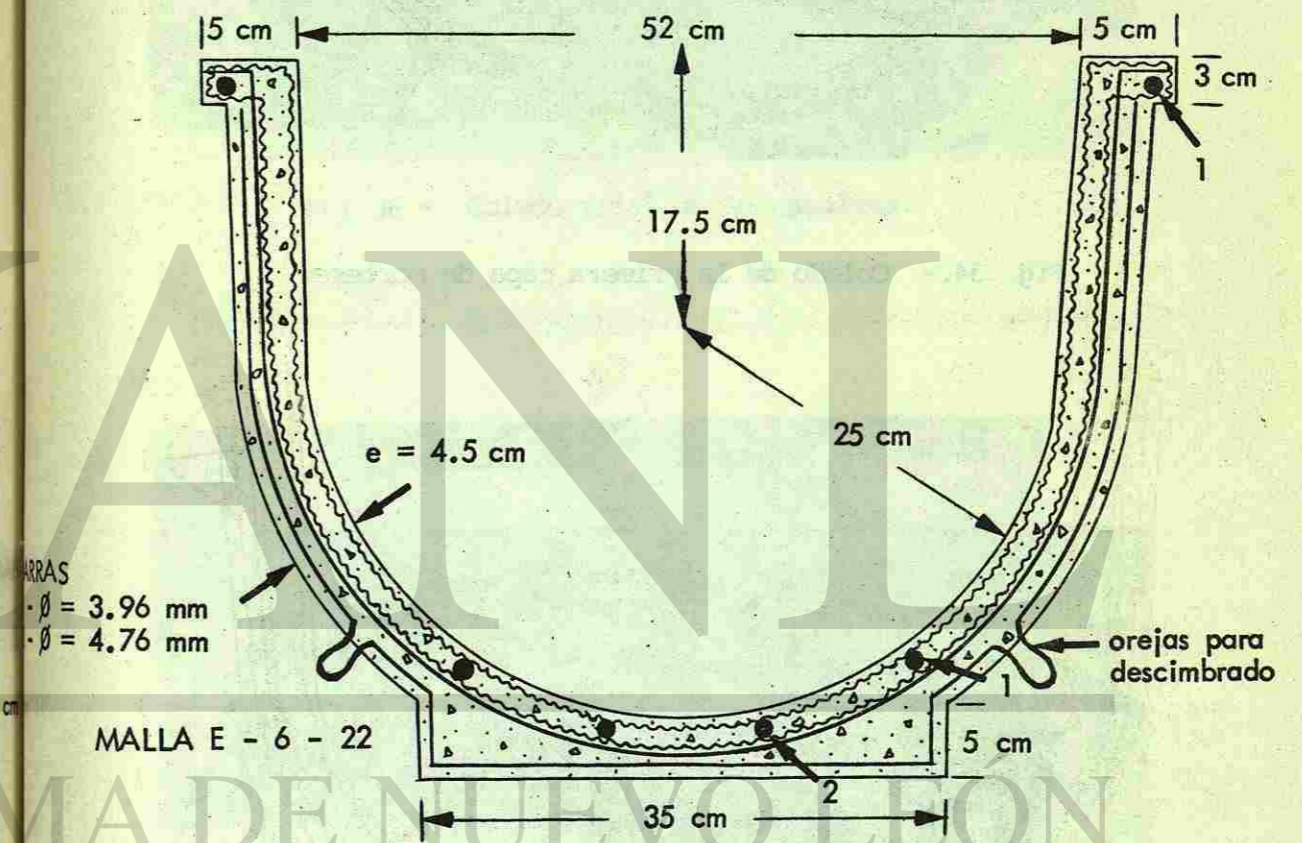


Fig 33. DETALLE DEL ARMADO DE LOS APOYOS

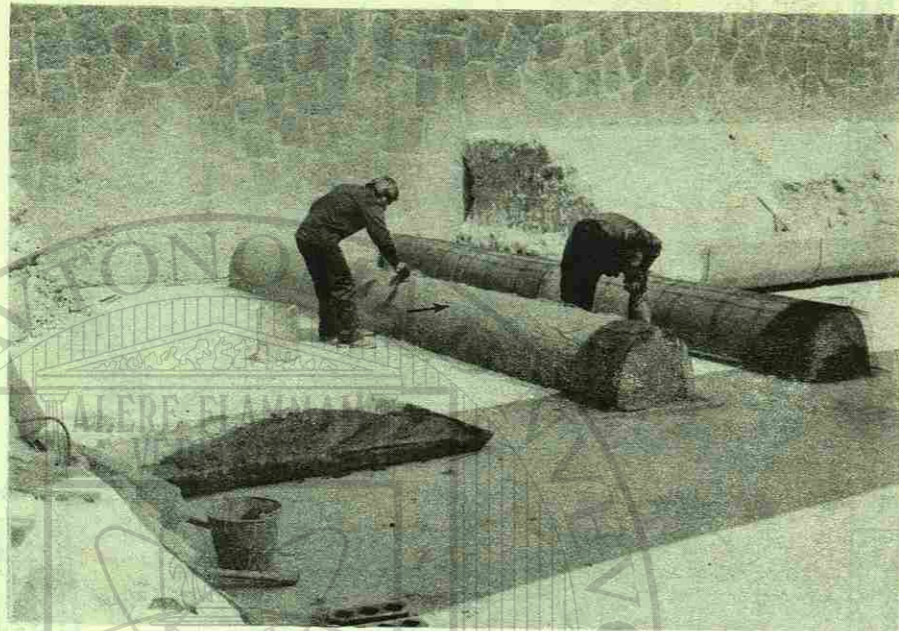


Fig. 34.- Colado de la primera capa de mortero.



Fig. 35.- Colocación del refuerzo y cimbras para colar apoyos y nervaduras.



Fig. 36.- Colado final de la canaleta.

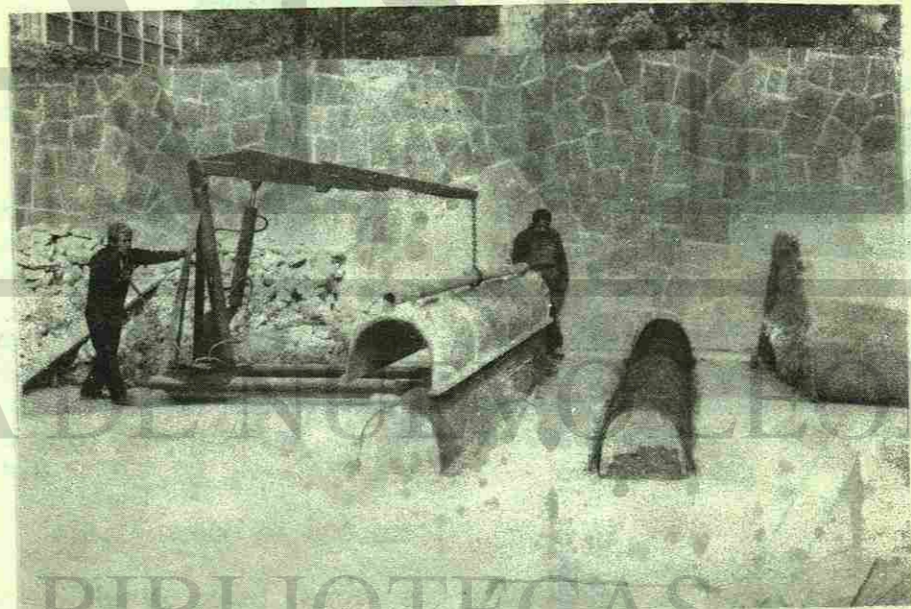


Fig. 37.- Descimbrado de las piezas.

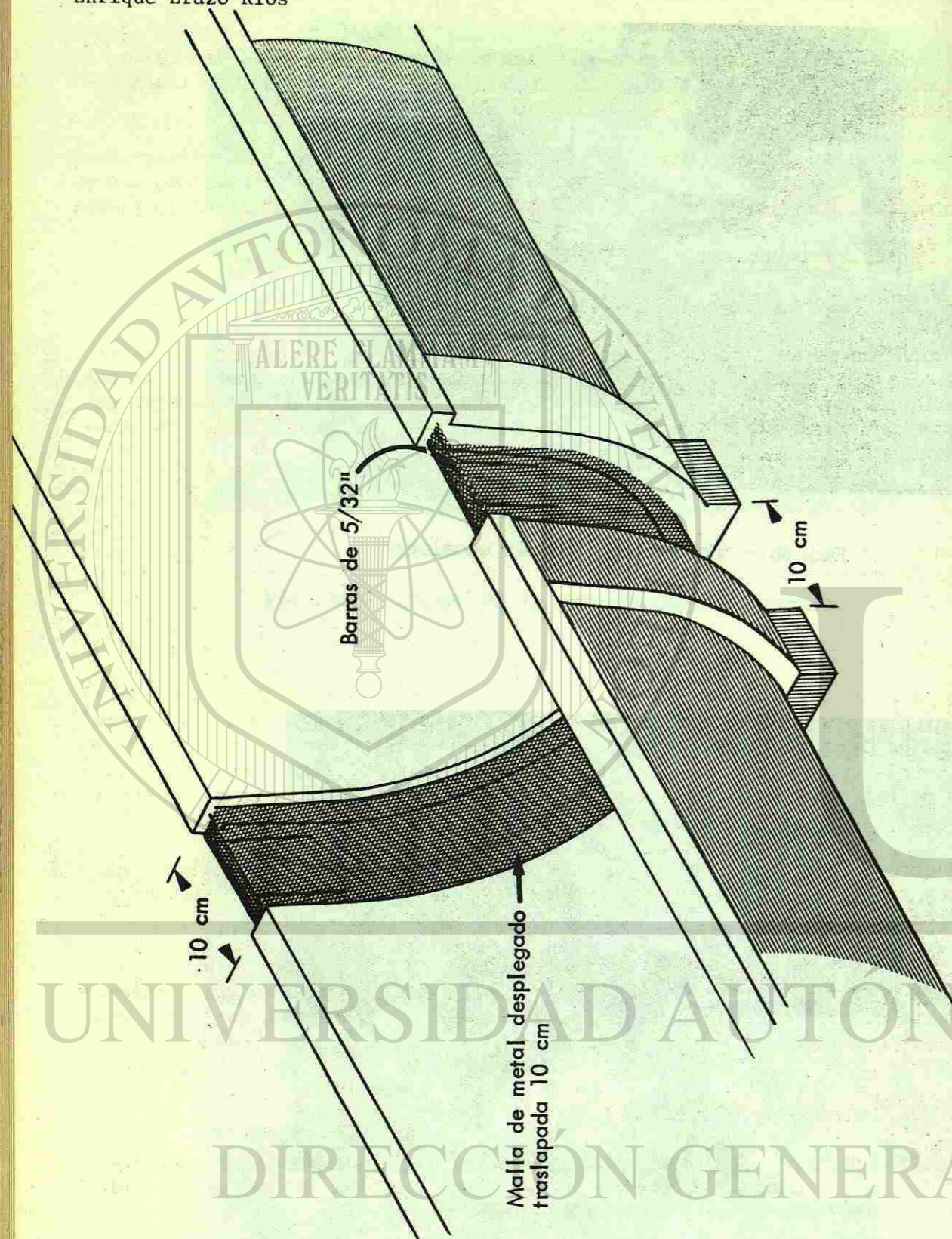


Fig. 38. DETALLE DEL ARMADO DE LAS JUNTAS

10 cm, de manera que se pudieron traslapar las mallas correctamente, las barras se traslaparon 10 cm y se doblaron siguiendo la dirección de la sección transversal, de esta manera se garantizó el anclaje de las barras.

El colado de la junta se hizo, por la parte exterior, repellando el mortero sobre las mallas siguiendo el contorno de la pieza y por la parte interior, llenando con mortero hasta empatar el relleno con la superficie interior de la pieza.

4.2 Variables estudiadas.

4.2.1 Mortero.

Se diseñó un mortero con resistencia nominal de 300 kg/cm² con revenimiento igual a 4 + .5 cm medido con el cono de tamaño reducido, para eliminarlo como una de las variables que podrían intervenir en el estudio, la calidad del mortero se mantuvo constante y se trató que fuera lo más uniforme posible en todas las etapas de fabricación.

El proporcionamiento empleado fue el siguiente:

Cemento	= 1.000 kg
Arena Santa Fé (-No. 4)	= 1.750 kg
Agua total:	
a) si la arena está seca	= 0.560 lt
b) si la arena está saturada	= 0.440 lt

La verificación de calidad de los morteros fabricados se hizo a través de pruebas de compresión en cubos tomados de cada revoltura, además como las piezas van a trabajar bajo una carga hidráulica, de cada mezcla se tomó un número adicional de muestras suficientes para realizar ensayos que permitieran determinar la variación de la resistencia a compresión del mortero conforme avanza el humedecimiento hasta que está completamente saturado.

Para este objeto se sumergieron en agua cuarenta cubos, de los cuales treinta se ensayaron en grupos de tres, a intervalos de media hora y los restantes a las 24 horas.

Los resultados de este ensaye se representaron en una gráfica, fig. 39, con el objeto de apreciar claramente el efecto del humedecimiento sobre la resistencia del mortero. Se observa que el máximo decremento es del orden de 25 por ciento y que esto ocurre a las 3.5 horas de saturación manteniéndose constante hasta las 24 hrs.

4.2.2 Acero de refuerzo.

Las mallas de metal desplegado y hexagonal de 19 mm que sirvieron como refuerzo principal se seleccionaron a partir de los resultados de ensayos presentados en el estudio "Propiedades Básicas del Ferrocemento".

Las barras de acero utilizadas como refuerzo secundario se seleccionaron tanto por su alto esfuerzo de fluencia, 6000 kg/cm², como por ser corrugadas y de diámetros pequeños, 4.76 mm (3/16") y 3.96 (5/32"), propios para los espesores reducidos de las canaletas. En las tablas 5 y 6 se presentan las características mecánicas de las barras y en las figs. 40 y 41, las gráficas esfuerzo-deformación

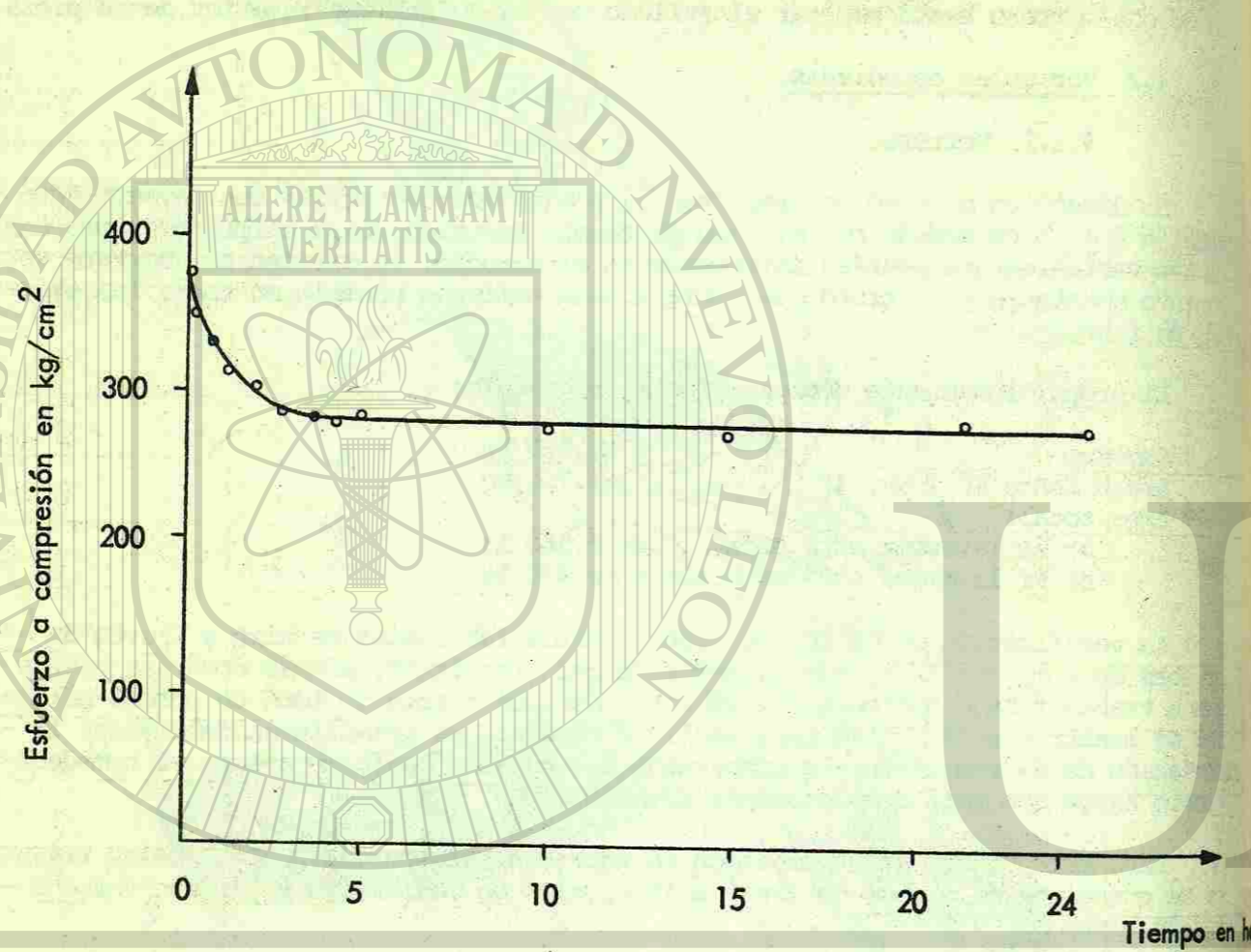


Fig 39. INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACION SOBRE LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL MORTERO

TABLA 5. ENSAYE A TENSION DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE 3.98 mm DE DIAMETRO

Dimensiones Nominales
Diámetro 3.98 mm Area 0.124 cm²

Esfuerzo Nominal
de fluencia fy = 6000 kg/cm²

Nº. de Especímen	Diámetro en mm	Area en cm ²	fy (*) kg/cm ²	fs Máx (*) kg/cm ²	fs / fy %	Alargamiento (**) Máx %
1	4.04	0.128	5645	6129	1.086	6.3
2	4.08	0.131	5887	6452	1.096	5.1
3	4.08	0.131	6210	7419	1.195	6.8
4	4.04	0.128	6452	7581	1.175	5.6
5	4.04	0.128	6452	7339	1.137	5.9
6	4.08	0.131	5887	7419	1.260	5.8
7	4.13	0.134	7258	7903	1.098	5.5
8	4.13	0.134	7258	8532	1.176	6.2
9	4.04	0.128	6452	7742	1.199	6.3
10	4.04	0.128	5403	6694	1.239	6.7
\bar{X}	4.07	0.130	6290	7321	1.165	6.0

(*) calculadas con Area Nominal

Datos de la Muestra

(**) calculadas en una longitud de 10 veces el diámetro

fy	6290	1855	603	9.59
fs _{máx}	7321	2403	781	10.67
fs / fy	1.165	0.174	0.06	5.15
Alarg. Máx %	6.0	1.70	0.55	9.20

TABLA 6. ENSAYE A TENSION DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE 4.76 mm DE DIAMETRO

Dimensiones Nominales
Diámetro 4.76 mm Area 0.178 cm²

Esfuerzo Nominal
de fluencia $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

Nº de Espécimen	Diámetro en mm	Area en cm ²	f_y (*) kg/cm ²	f_s Máx (*) kg/cm ²	f_s / f_y %	Alargamiento Máx %
1	4.85	0.185	7300	8410	1.152	7.1
2	4.85	0.185	7290	8252	1.132	6.5
3	4.91	0.189	6540	7979	1.220	6.2
4	4.86	0.186	6020	6893	1.145	6.7
5	4.82	0.182	6221	7782	1.251	6.9
6	4.81	0.182	6462	7599	1.176	6.3
7	4.90	0.189	5880	6480	1.102	6.1
8	4.88	0.187	5620	6648	1.183	7.2
9	4.80	0.181	6458	7614	1.179	6.8
10	4.82	0.182	6208	7437	1.198	6.2
\bar{X}	4.85	0.185	6400	7514	1.174	6.6

(*) calculadas con Area Nominal

(**) calculadas en una longitud de 10 veces el diámetro

	Datos de la Muestra			
	\bar{X}	R	C. V.	
f_y	6400	1680	546	8.5
$f_{s\text{máx}}$	7514	1930	627	8.3
f_s / f_y	1.174	0.149	0.05	4.3
Alarg. Máx %	6.60	1.10	0.36	5.5

Dimensiones Reales
Diámetro 4.07 mm Area 0.130 cm²
Esfuerzos
 $f_y = 6290 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{s\text{máx}} = 7321 \text{ kg/cm}^2$

Dimensiones Nominales
Diámetro 3.98 mm Area 0.124 cm²
Esfuerzo Nominal
 $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

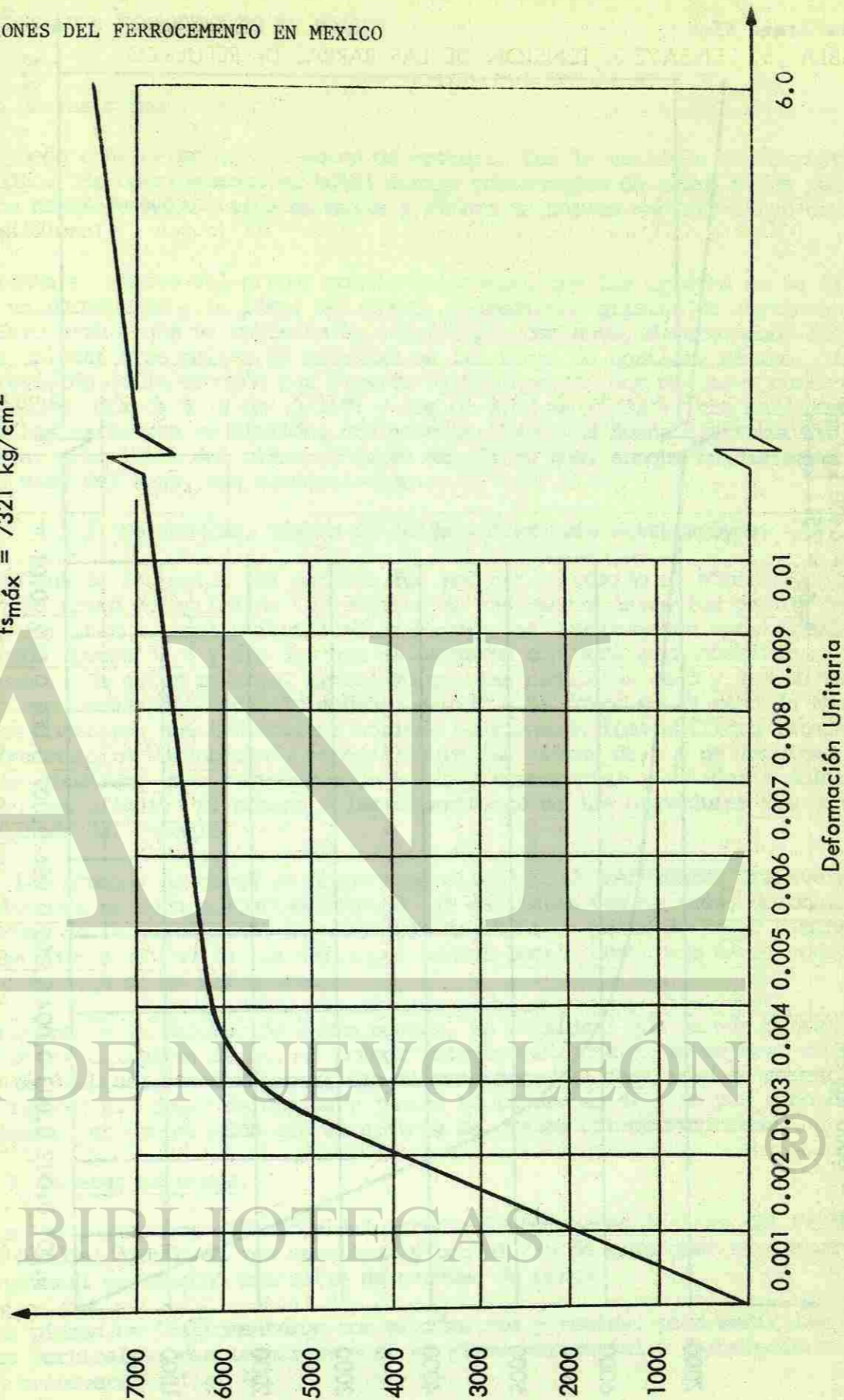


Fig 40. GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACION PROMEDIO DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE 3.98 mm DE DIAMETRO

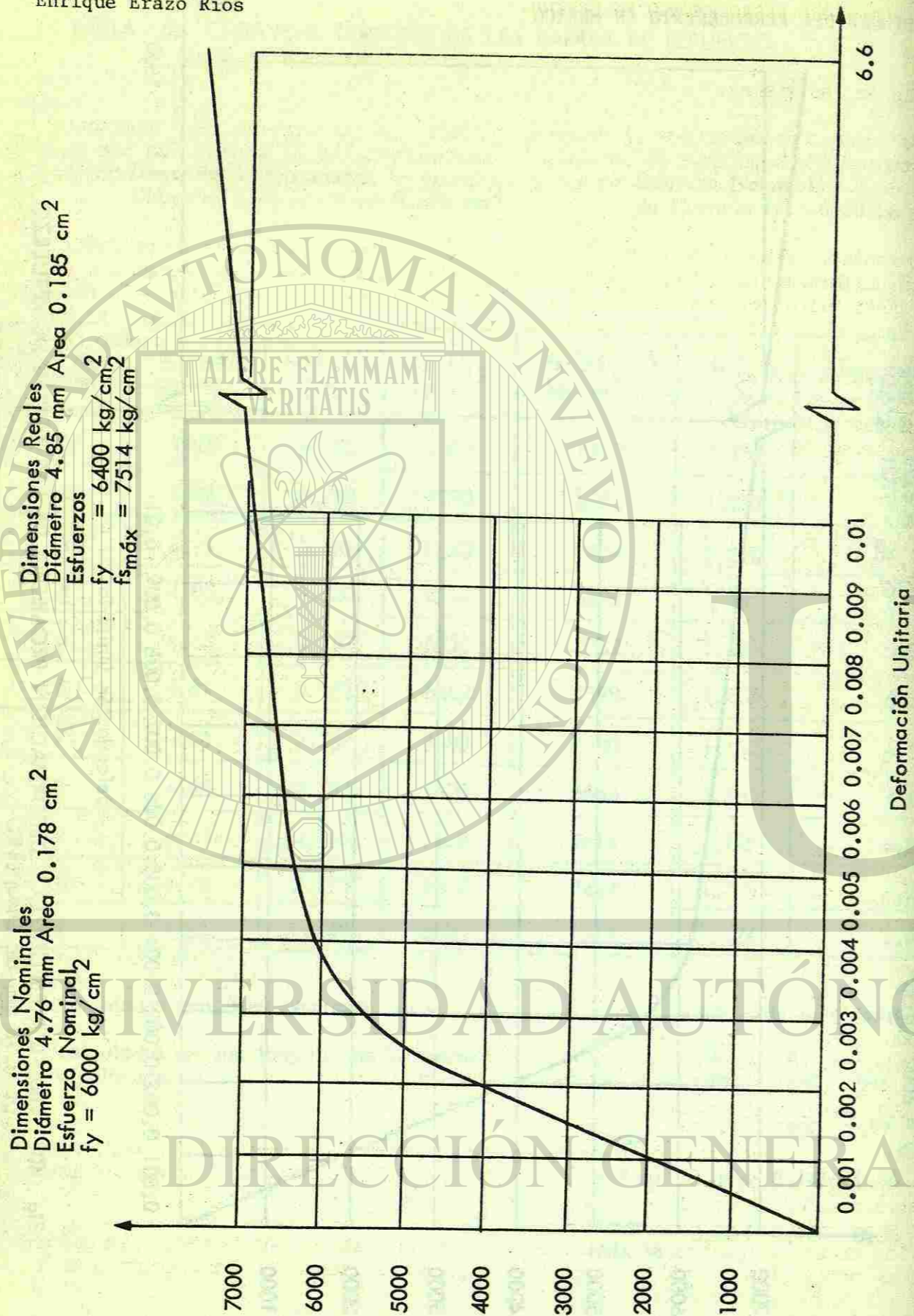


Fig 41. GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACION PROMEDIO DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE 4.76 mm DE DIAMETRO

promedio de las mismas.

Se puede considerar que el acero de refuerzo fue la variable más importante del estudio. Se consideraron en total cuatro porcentajes de acero dados por el número de capas de malla, tipo de malla y número de barras que sirvieron como refuerzo adicional.

Durante el ensaye del primer modelo se observó que las grietas no se distribuyeron uniformemente a lo largo del claro, apareciendo grietas de cortante y torsión. Esto hizo a que se revisara la sección por cortante, determinando la necesidad de colocar tres mallas de refuerzo en las zonas de cortante máximo. Al hacer la revisión de la sección por flexión se vio que con dos mallas y cuatro barras corridas, dos de 4.76 mm (3/16") y dos de 3.98 mm (5/32"), era suficiente para tomar los esfuerzos en flexión, con esto se logró una buena distribución de las grietas a lo largo del claro, grietas muy finas que, aunque inicialmente permiten el paso del agua, son autosellables.

4.2.3 Nervaduras, trabes de borde y distancia entre apoyos.

Como una de las metas del estudio fue reducir al máximo el número de juntas y apoyos se trató de optimizar la longitud de las piezas desde los puntos de vista económico, estructural y facilidad de manejo; se construyeron canaletas cuyas dimensiones fueron 3, 4 y 6 m las que se cargaron con agua para observar su comportamiento. De estas pruebas, se obtuvo que las canaletas de 3 y 4 m no tuvieron problema de estabilidad, sin embargo debido a la forma de la sección transversal éstas mostraron una tendencia a abrirse ocasionando inestabilidad lateral y mal comportamiento estructural, especialmente las piezas de 6 m de longitud, por lo que se diseñaron unas nervaduras de borde y transversales coladas monolíticamente con las piezas. El número y las dimensiones de las nervaduras fue una de las variables del estudio.

De las pruebas de carga se obtuvo que el número de nervaduras transversales necesario para el buen comportamiento de las canaletas era de tres, colocadas en los cuartos de la pieza y que la nervadura de borde, a pesar de tener dimensiones reducidas (3 x 5 cm) evita la falla por pandeo local, observada en el modelo de 6 m de claro sin dicha nervadura.

En cuanto a la separación entre apoyos, se considera que la más conveniente es de 5 m porque aparte de que el comportamiento estructural se mejora, se reduce el peso de la pieza, factor importante al considerar la facilidad de manejo. Con dicha longitud el número de apoyos y juntas se reduce en 42 y 90 por ciento, respectivamente, en comparación con el sistema de piezas vibrocomprimidas.

4.3 Pruebas de carga.

Con los parámetros obtenidos del estudio "Propiedades Básicas del Ferrocemento", se hizo el diseño de las canaletas y con el fin de comprobar su comportamiento estructural se efectuó una serie de pruebas de carga.

Las piezas se instrumentaron con micrómetros y reglas, para medir las deformaciones verticales, desplazamientos en el plano horizontal y deformaciones de la sección transversal, fig. 42.

En total se ensayaron 7 modelos, de los cuales 4 se aprovecharon para ensa--

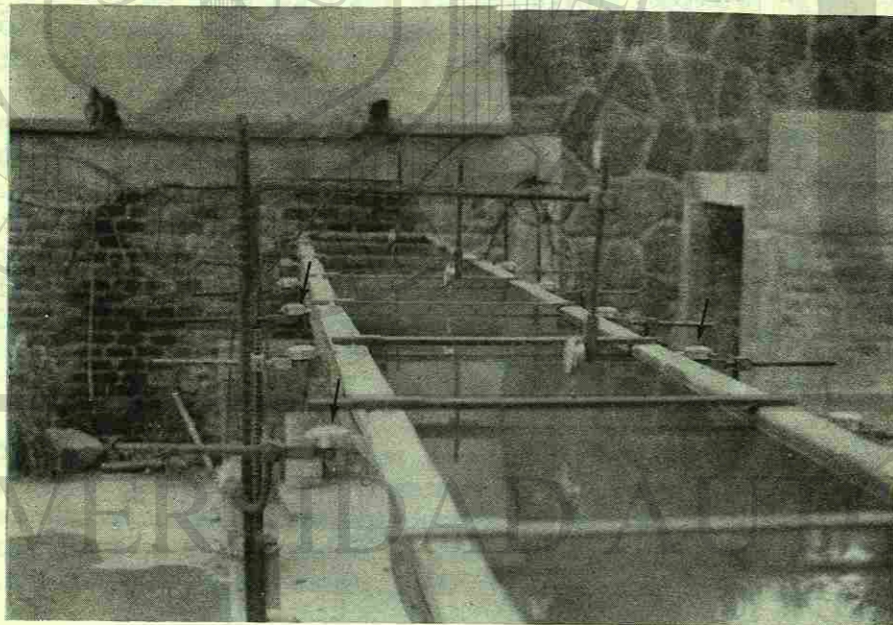
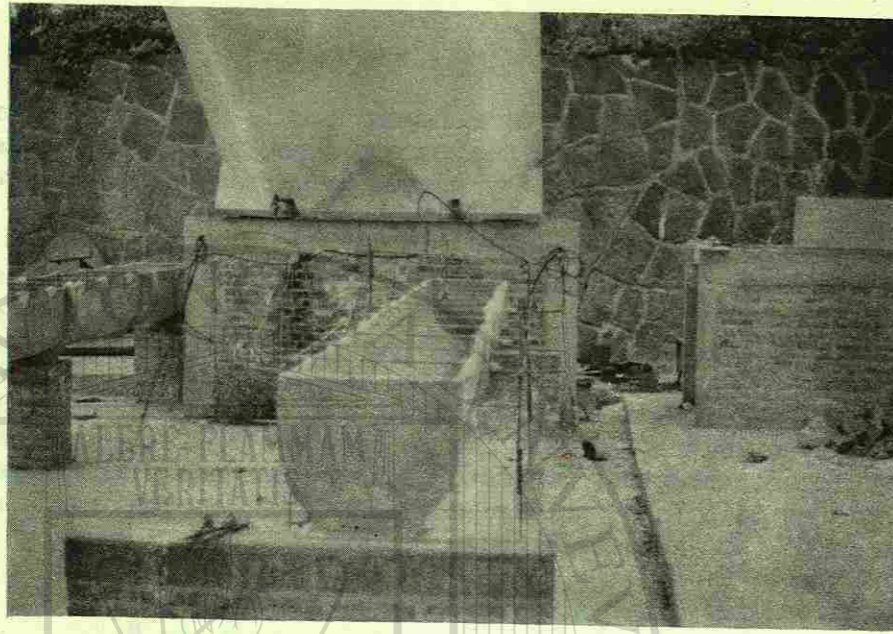


Fig. 42.- Instrumentación y pruebas de carga con agua.

var las uniones y diferente distancia entre apoyos.

Las pruebas se realizaron cargando con agua y registrando las deformaciones a cada 5 cm de incremento en el tirante, a excepción de un modelo que se probó de forma diferente. La diferencia consistió en que primero se le dio carga con agua en la forma descrita manteniendo el tirante por un lapso de 72 hrs. al final de las cuales se retiró la carga de agua para continuar la prueba cargando con arena.

En la fig. 43 se muestran las gráficas carga-deflexión del modelo 3, cuya prueba se realizó con la siguiente secuencia. Inicialmente la canaleta se cargó con agua a diferentes niveles, observándose un comportamiento lineal hasta una carga igual a 640 kg (aproximadamente 100 kg/m), carga a la cual ocurrió el agrietamiento del ferrocemento, fig. 44, en la zona de tensión ocasionando una pérdida brusca de rigidez. Se continuó incrementando la carga hasta el llenado de la canaleta sin que se observaran signos de falla y sin ulteriores pérdidas de rigidez. La carga se mantuvo 72 hrs. sin que la deflexión máxima alcanzada (aproximadamente 1 cm) se incrementará significativamente. Posteriormente se descargó la pieza registrando la deformación permanente inferida a la canaleta por efecto de la carga. Se continuó la prueba cargando con agua nuevamente hasta medio tirante, con el objeto de obtener una mejor distribución de la carga de arena, observándose una reducción brusca en la rigidez para una carga de 1500 kg correspondiendo con la de fluencia de las barras en el lecho inferior de la canaleta. Al continuar aumentando la carga, la deformación siguió aumentando linealmente. La prueba se interrumpió por la imposibilidad de aplicar más carga.

La carga máxima aplicada fue de 2.5 veces la de servicio correspondiente a un tirante de agua de 40 cm.

En la fig. 45 se presenta la gráfica carga deflexión del modelo 7, el cual se probó con agua. Las condiciones de apoyo se esquematizan en la misma figura. La prueba de este modelo se orientó a la determinación del comportamiento de la junta, la cual se abrió 0.3 mm, abertura que se autoselló en 72 hrs. por depósito de sales del agua. Como se observó en la misma figura este modelo se comportó en forma similar al comentado anteriormente.

4.4 Conclusiones.

- a) Los moldes de tierra resultaron baratos y de construcción simple; el recubrimiento con mortero evitó su deterioro y cambio de dimensiones y la capa de laca contribuyó al buen acabado interior de las canaletas, así como a facilitar la operación de descimbrado al ofrecer una superficie tersa.
- b) El método de colado fue simple y a nivel artesanal como se planeó. Con la prefabricación de los armados se logró una mejor distribución del acero de refuerzo, logrando, por esta misma razón, una buena compactación del mortero y un mejor control del agrietamiento producido por la contracción por secado.
- c) De las pruebas de carga se obtuvo que las piezas tienen buen comportamiento, presentándose la falla a una carga igual a 2.5 veces la carga de servicio. Las nervaduras colocadas a los cuartos de la pieza y la de borde mejoraron la rigidez lateral, logrando de esta manera que la falla fuera por flexión y no por pandeo local. El agrietamiento que se

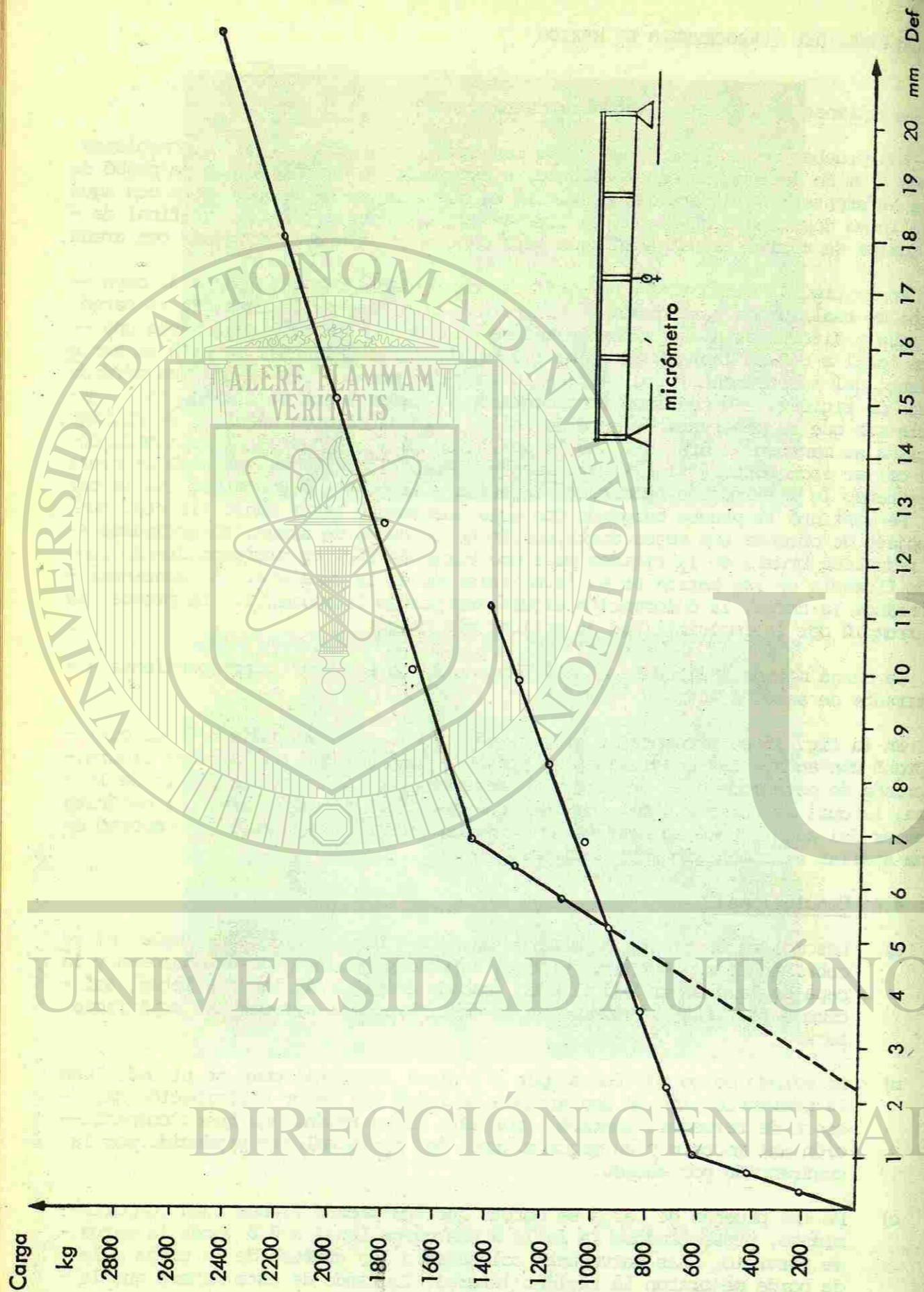


Fig. 43. GRAFICA CARGA - DEFLEXION DEL MODELO 3N - E - 6 - 22 - 6B PROBADO CON AGUA Y ARENA

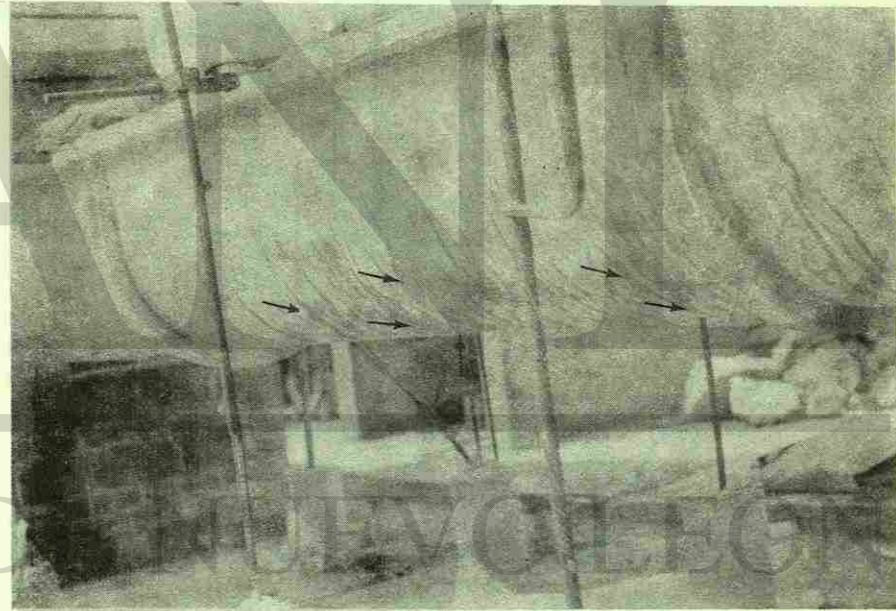
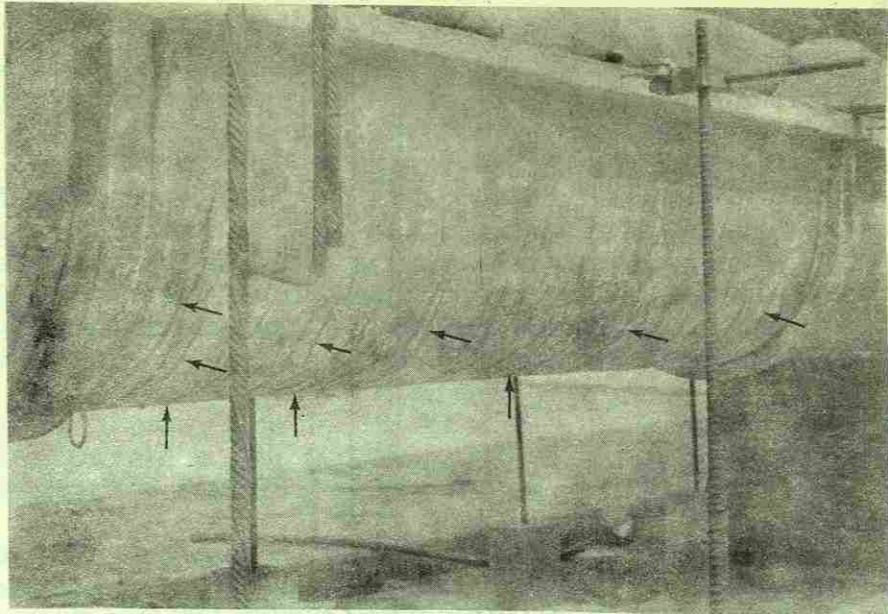


Fig. 44.- Agrietamiento observado en las piezas a través de la humedad en las grietas.

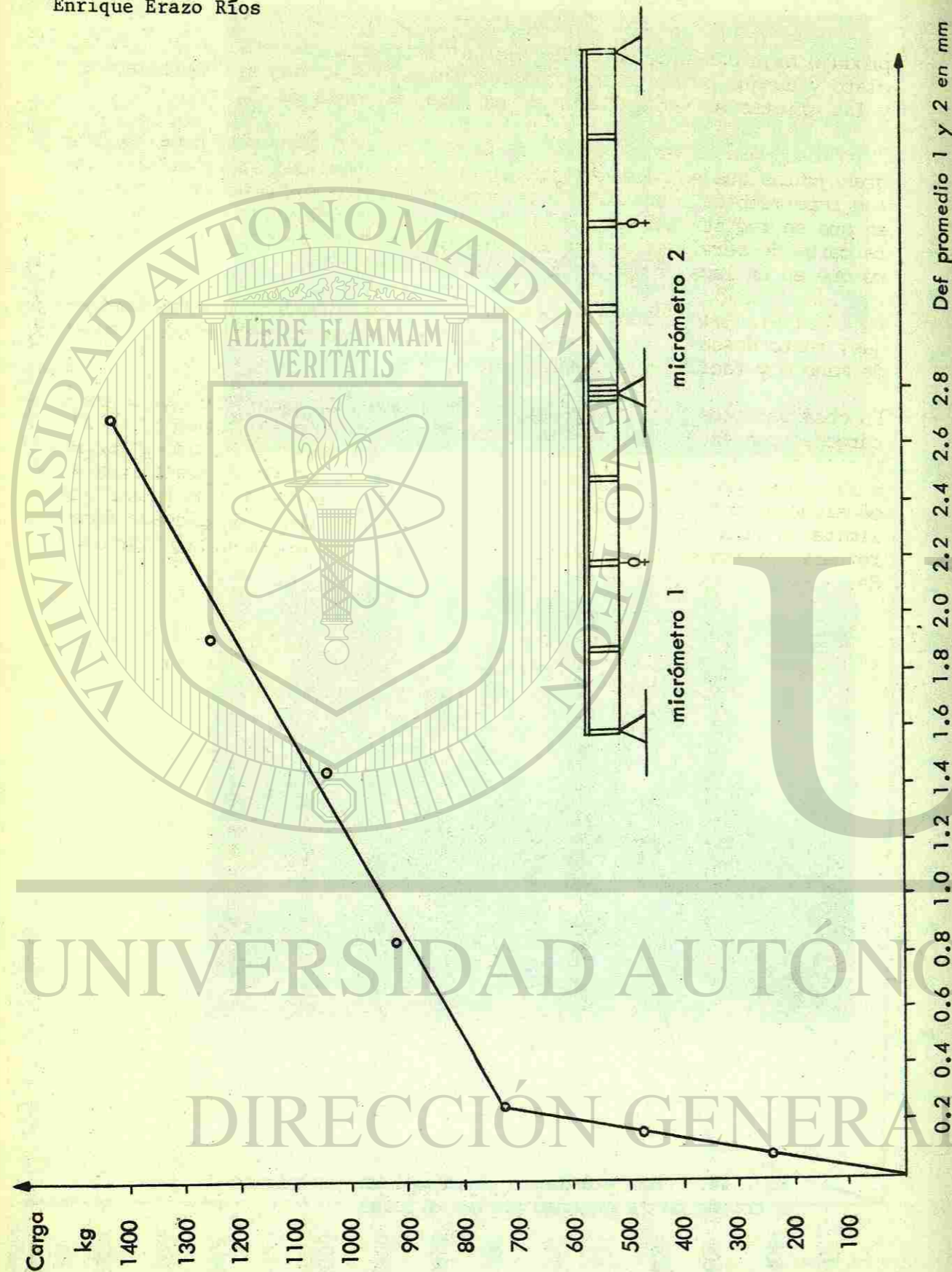


FIG. 45. GRAFICA CARGA - DEFLEXION DEL MODELO 7N - E - 6 - 22 - 6B PROBADO CON AGUA

produjo bajo carga de servicio fue uniformemente distribuido en todo el claro y aunque propicia inicialmente fugas, estas fueron despreciables y las grietas se autosellaron en un lapso no mayor de 72 hrs.

- d) El método para hacer el junteo de piezas resultó adecuado, pues se logran juntas que no sólo garantizan la continuidad del sistema, sino que son impermeables, esto último se observó durante las pruebas de carga, en que se registraron aberturas en las uniones del orden de 0.3 mm, para carga de servicio, que en un principio permiten el paso del agua, pero que en un lapso no mayor a 72 hrs. se autosellan.
- e) Se considera que la longitud de las piezas que presenta mayores ventajas, tanto desde el punto de vista de comportamiento estructural como de manejo y facilidad de montaje es de 5 m.
- f) En observaciones realizadas después de 4 meses de tener las canaletas cargadas con agua, se notó una corrosión incipiente en la malla E-6-22 por el paso del agua a través de los poros del mortero, lo que entre otras cosas produce agrietamiento en las piezas debido a expansiones ocasionadas por la oxidación de la malla. Esto puede ser un factor que limite la vida útil de las canaletas que empleen metal desplegado como refuerzo principal y sea necesario cambiar la malla por otra galvanizada.

5. ANALISIS DE COSTOS.

Se presentan en la siguiente tabla los costos por m de canal calculados con la sección utilizada para la construcción de los modelos de campo y con los salarios y precios vigentes durante la elaboración del informe, (sept. 1976).

a) Costo de materiales y colocación para revestimiento de concreto.

Concreto f'c 200 kg/cm ²	= \$ 641.30
Para espesor del revestimiento de 5 cm	= \$ 32.10/m ²
7 cm	= \$ 44.90/m ²
10 cm	= \$ 64.13/m ²
Juntas Curado	= \$ 4.78/m ²
	= \$ 1.88/m

Costo de materiales y colocación para revestimiento de ferrocemento.

Mortero 250 kg/cm ²	= \$ 881.30/m ²
Espesor del revestimiento, 2 cm	= \$ 17.63/m ²
Preparación de la base (mortero pobre)	= \$ 9.60/m ²
Metal desplegado E-6-22*	= \$ 15.38/m ²
Malla hexagonal 19 mm*	= \$ 28.38/m ²
Curado	= \$ 1.88/m

* Se consideraron dos capas de refuerzo habilitado y colocado.

Costo total por metro lineal de canal.

	Espesor	Costo por ml
Revestimiento de Concreto f'c 200 kg/cm ²	5 cm	\$ 289.15
	7 cm	\$ 384.64
	10 cm	\$ 528.09

Malla Costo por ml

Revestimiento de ferrocemento para mortero f'c 250 kg/cm ² y espesor de 2 cm	E-6-22 hexagonal 19 mm (galvanizada)	\$ 331.97
		\$ 428.88

b) Costo de canaleta prefabricada por ml.

Con bloques vibrocomprimidos	\$ 200.00
Con ferrocemento	\$ 120.00

Como se aprecia de la observación de la tabla anterior, los costos del revestimiento de canales con ferrocemento no representan grandes ahorros, sin embargo si con este material se evita la sustitución de arcillas expansiva por material inerte, entonces los canales revestidos con ferrocemento tendrían también ventajas económicas importantes.

En cuanto a la prefabricación de canaleta, los costos resultan más alentado-

res, pues construir ésta de ferrocemento representa un ahorro en el costo del 40 por ciento.

6. RECOMENDACIONES SOBRE ESTUDIOS FUTUROS.

El ferrocemento se comportó, en el tramo de prueba, de acuerdo con lo esperado y aunque se tuvo una serie de dificultades debidas a las características del suelo y del ambiente para lograr un mortero adecuado para este caso particular, en realidad el diseño de una mezcla apropiada no representa un gran problema y se puede adaptar a las condiciones de cada zona.

El estudio de las mezclas presentado en este trabajo puede servir como guía para la elaboración de morteros con los materiales de cada región.

En cuanto al método constructivo utilizado se considera que funcionó adecuadamente, pues permitió la aplicación del ferrocemento en el revestimiento de canales con cierta facilidad. Quedó demostrado que la mano de obra no representa un gran problema, pues resulta fácil entrenarla de manera que se logre la adecuada colocación de la malla y mortero, logrando la compactación requerida y buenos acabados.

No obstante lo anterior se considera que el estudio fue limitado ya que en esta parte de la investigación sólo se estudió la forma de aplicar el ferrocemento para la impermeabilización de canales de riego y se hicieron algunas observaciones del comportamiento del material, pero falta comprobar si el material es aplicable en las zonas donde se encuentren arcillas expansivas, como puede ser en los estados de Zacatecas y Tamaulipas, que es para donde se piensa que el sistema ofrecerá grandes ventajas y ahorros considerables en la construcción de canales.

Así mismo, debido a la presencia de corrosión en la malla de metal desplegado se considera recomendable ampliar las pruebas con el objeto de determinar la factibilidad de emplear aceros galvanizados como material de refuerzo.

En cuanto al método de prefabricación de canaletas aunque fue satisfactorio en cuanto a velocidad de colado y acabado de las piezas, es recomendable ampliar la investigación realizando pruebas de campo, tanto para observar la adaptabilidad de la mano de obra al sistema propuesto como para conocer el comportamiento de los elementos, desde el punto de vista estructural y de permeabilidad, en condiciones reales de servicio.

La solución propuesta está pensada para un método de prefabricación a nivel artesanal, sin embargo, puede ser conveniente ampliar el estudio con el objeto de desarrollar un sistema de prefabricación mecanizado y una teoría de análisis y diseño que permita optimizar la solución propuesta. También es conveniente ampliar el estudio para determinar la posibilidad de otro tipo de mallas de manera que se eviten los problemas de corrosión observados en la solución propuesta y de esta forma ampliar la vida útil de las canaletas.

7. RECONOCIMIENTO.

El estudio se realizó con el patrocinio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Se reconoce y agradecen las facilidades que tanto la jefatura del Departamento de Ingeniería Experimental como la Residencia del "Plan Hidráulico del Centro" dieron para la realización de las pruebas.

Los autores reconocen la participación del Dr. Roberto Meli P., en la planeación y revisión de este trabajo y la de los Ingenieros Alberto Fuentes, José de Jesús Lee y Juan Andrés Sáenz en la realización de los ensayos de Laboratorio y agradecen los valiosos comentarios y sugerencias recibidas del Ingeniero José Antonio Maza. Así mismo hacen patente su agradecimiento al Ingeniero Santiago Corro, Jefe de la sección de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería, por haber facilitado el material, equipo y personal necesarios para la construcción de los terraplenes donde se apoyaron los modelos de laboratorio, a los Ingenieros Ramón Durón Ríos y José Guadalupe Sánchez bajo cuya supervisión se realizaron las pruebas de permeabilidad, efectuadas en el Laboratorio de Materiales del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Se agradece también la participación del personal del Laboratorio de Campo de la propia Secretaría, especialmente al Sr. Ing. Santiago E. Casillas Hernández, Jefe del Laboratorio, por sus atenciones, sugerencias y comentarios.

Así mismo a los autores reconocen y agradecen ampliamente el interés y la colaboración del Departamento de Ingeniería Experimental y de la residencia del "Plan Hidráulico del Centro", sin cuya valiosa participación y apoyo no hubiera sido posible conducir a buen término la presente investigación.

BIBLIOGRAFIA SOBRE FERROCEMENTO.

1. G. K. Khaidukov, "Development of Armocement Structures"
2. P. L. Nervi, Bulletin 36. International Ass. Shell Structures, Madrid (dic. 68), "Concrete and Structural Form" Structural Engineer (may. 1956).
3. R. Brigham, "Down to the Sea in Cement", Life Magazine Vol. 69, No. 11 (sep. 1970).
4. G. W. Bigg, "An Introduction to Design for Ferrocement Vessels", Vessels and Engineering Division, Industrial Development Branch Fisheries Service, Environment Canada, Ottawa Hull (1972).
5. S. P. Shah, "Ferro-cement as a New Engineering Material", Department of Materials Engineering, University of Illinois.
6. Scott, W. G., "Ferrocement for Canadian Fishing Vessels, Industrial Development Branch Fisheries Service", Project report 42 Ottawa, August 1971.
7. Greenius, A. W., Smith, J. D., Ferrocement for Canadian Fishing Vessels, (I D B F S), project report 48, Ottawa, Jan 1972.
8. Vessels an Engineering Division, "Ferrocement for Canadian Fishing Vessels", (I D B F S), project report 55, Ottawa, Aug. 1972.
9. "Tecnologia do ferro-cimento encontra no país grande potencial para sua utilizacao", Cimento & Concreto, Associacao Brasileira de Cimento Portland (ANCP), Rio de Janeiro.
10. "Building a Concrete Sail Boat", Concrete Construction (may. 1969).
11. G. Jackson, "Future with a Promise for Concrete Boatbuilding, Vol. 1, Concrete Construction (sep. 1969).
12. G. Jackson. "Future with a Promise for Concrete Boatbuilding, Vol. 2, Concrete Construction (oct. 1969).
13. "Ferro-cement abre novas perspectivas para industria da pesca no Brasil", Cimento & Concreto, Associacao Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Rio de Janeiro, Año 2, No. 7 (jul-ago 1972).
14. M. K., "Michigan Triumphs in Third Midwest Concrete Canoe Race, Journal ACI (ago 1973).
15. "Building a Ferro-cement Yacht", Concrete Construction (abr. 1971).
16. J. Gardner, "Ferro-cement and Fiberglass Thrive Despite Pseudo Experts", National Fisherman (dic. 1971).
17. R. Walkus y T. G. Kowalski, "Ferrocement: survey". Concrete (feb. 1971).
18. "Boats from Ferro-cement, Utilization of Shipbuilding and Repair Facilities", Serie No. 1, Naciones Unidas, Nueva York (1972).

19. "Ferrocement: Applications in Developing Countries", National Academy of Sciences, Washington (feb. 1973).
20. R. B. L. Smith y S. Boon-Long. "Ferro-cement Bins for Hermetic Storage of Rice", Reseach report 12, Asian Institute of Technology, Bangkok (may. 1970).
21. M. Raisinghani, R. P. Pama y Seng-Lip Lee, "Mechanical Properties of Ferro-cement Slabs", Reseach report 27, Asian Institute of Technology, Bangkok (jun. 1972).
22. Seng-Lip Lee, M. Raisinghani y R. P. Pama "Mechanical Properties of Ferrocement", Seminar on the Design and Construction of Ferro-cement Fishing Vessels, Session I FAO, Willington, N. Zealand (9-13 oct. 1972).
23. F. Leonhardt, "Suggestions for Future Research", Sesión Plenaria del CEB, Comite Europeen du Beton, Londres (oct. 1973).
24. Samson Marine Design LTD, Richmond. Canada.
25. Ferrocement boats. Concrete (sept. 1973), pp. 29-32.
26. D. Logan y S.P. Shah, Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure, ACI Journal (dic. 1973), pp. 799-804.
27. A. Noaman y C. Ramos, Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en tracción, flexión y compresión, Boletín IMME, Año IX, No. 33 y 34 (enero-junio 1971).
28. S. P. Shah y W. H. Key, Impact Resistance of Ferrocement. Journal of the ASCE (ene. 1972).
29. L. D. Collen y R. W. Kirwan, Some Notes on the Characteristics of Ferrocement, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 54, No. 632 (feb. 1959), pp. 195-6.
30. A. Kama Sundara R. y C. S. Kallappag, A. Study of Behaviour of Ferrocement in Direct Compression, Cement and Concrete (oct-dic 1969).
31. P. Gergely y Le Roy Alutz, Maximum Crack Wide in Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Symposium, Philadelphia, Penn (mar 70-10-1966).
32. A. Naaman y S.P. Shah, "Tensile tests of Ferrocement". ACI Journal (sep 71), pp. 693-698.
33. T. Wishwanath, R.P. Mhatre y K. Seetharamulu, "Test of a Ferro-cement Precast Folded Plate".
34. Sathre, J. Some Notes on Stress Analysis and Construction of Fishing Vessel Structures, Conference on fishing vessel construction materials. pp. 31-42.
35. Anon, Featherston Ahoy, Concrete Construction, July 1963, pp. 209-10.
36. C.D. Johnston and D.N. Mowat "Ferrocement-Material Behavior in Flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, Oct. 1974.

Enrique Erazo Ríos

37. G. E. Troxell and H. E. Davis "Composition and Properties of Concrete, Mc Graw-Hill Book Company, Inc.
38. A. M. Neville "Properties of Concrete" John Wiley and Sons, Inc.
39. C. J. Mendoza, E. Erazo R., A. Fuentes G., M. Mena F., "Propiedades Básicas del Ferrocemento".
40. APHA, AWWA, WPCF, "Standar methods for the examination of water and waste water", Washington, 13th. Edition (1971).
41. Camp, T. R.; Meserne, R. L., "Water and ITS impurities", Dowden, Hutchinson & Ross, Inc, Pensylvanis, 1974.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil graduado en la U.N.A.M.; ayudante de Laboratorio de Materiales y profesor de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., ayudante investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., co-autor en varias publicaciones relacionadas con el campo de la Tecnología de Materiales, como "Propiedades Básicas del Ferrocemento", "Castillos y Dalas Reforzadas con Mallas de Alambre Estirado en Frío".

TECHUMBRES DE FERROCEMENTO ELABORADAS CON METODOS DE AUTOCONSTRUCCION.

Ing. José Castro Orvañanos*

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

* Jefe del Area de Construcción - UAM - Azcapotzalco.

1.- El bajo costo, la facilidad de construcción y la buena calidad de las techumbres que se describen en este trabajo ofrecen una importante solución para resolver el grave problema habitacional que aqueja a un gran sector de la población, especialmente en las zonas urbanas marginales y en las áreas rurales.

2.- ANTECEDENTES.

La Universidad Autónoma Metropolitana tiene plena conciencia del grave problema que aqueja al país en cuanto a la falta de viviendas y la pésima calidad de las que habitan actualmente las personas de bajo nivel económico. Por ese motivo se decidió iniciar una serie de trabajos de investigación sobre cómo resolver, aunque fuese en forma parcial, dicho problema.

El planteamiento del proyecto se basó, pues, en consideraciones de tipo económico y social, tomando en cuenta las condiciones reales del país y la idiosincrasia de las personas que aprovecharían los resultados que se obtuvieran, o sea, un grupo social de escaso poder adquisitivo que se puede convertir en el constructor de sus propias casas.

Para el desarrollo de los trabajos mencionados se ha contado con la participación de maestros y alumnos de la institución, que de esta manera cumplen con el servicio social en una forma positiva y eficaz.

Como primera meta del proyecto se fijó la de encontrar soluciones de techumbres que resultaran económicas y posibles de realizar bajo las bases, ya dichas, de autoconstrucción por los propios beneficiarios.

El conocimiento elemental de las características del ferrocemento (tela de alambre metálica ahogada en mortero de cemento-arena) en cuanto a sus propiedades físicas (resistencia a compresión, tensión, impacto, permeabilidad, etc.), bajo costo y sencillez de construcción, hicieron que este material se seleccionara como base de las soluciones a estudiar (3).

La investigación se dividió en varias partes, de tal modo que unas serían el punto de partida de otras y que, posteriormente, podrían seguir desarrollándose en forma paralela. Así se definió la parte introductoria, que consistió fundamentalmente en tratar de conocer las experiencias obtenidas en diversas partes del mundo sobre distintos usos y comportamientos del ferrocemento y en seleccionar posibles aplicaciones ventajosas de dicho material para la solución de problemas específicos en nuestro medio (1).

Con base a lo anterior, se decidió desarrollar, en primer lugar, un tipo de techumbre a base de piezas prefabricadas, que además de construir en sí una solución de aplicación inmediata, sirviera para conocer el comportamiento y las limitaciones de ciertos elementos estructurales de ferrocemento (5). Con los resultados parciales obtenidos en esta etapa, se pudo iniciar otra parte del estudio, que consistió en construir ese mismo tipo de elementos "in situ" (9), con lo cual se resolverán problemas distintos a los que podían solucionarse con las piezas prefabricadas, como es el caso de la reposición de techumbres de cartón asfáltico o el de cubiertas de más de 12 m² con una sola pieza.

3.- CONSTRUCCION DE TECHUMBRES PREFABRICADAS DE FERROCEMENTO.

Las soluciones de techumbres prefabricadas de ferrocemento con métodos de autoconstrucción, son aplicables ventajosamente cuando se usan en proyectos modularizados, lo que garantiza el no requerir muchos moldes distintos y el tamaño de las piezas permite su fácil manejo manual que no implica el uso de equipo o herramienta costosa.

Esta solución tiene la ventaja de tener un muy buen acabado, y la que requiere menos refuerzo, ya que sólo necesita varilla en el borde y su espesor es mínimo (8 mm).

3.1.- Fabricación de los elementos prefabricados.

La metodología desarrollada para la fabricación de techumbres de ferrocemento se dirigió a que pudiera usarse sin problemas en el medio rural, por su sencillez y economía.

3.1.1.- Domos prefabricados de ferrocemento.

Para la prefabricación de domos de ferrocemento es necesario desarrollar las siguientes etapas:

3.1.1.1.- Elaboración del molde.

En la elaboración del molde será necesario contar con cuatro cerchas de madera unidas entre sí, las que deberán tener las formas correspondientes a las secciones transversales del cascarón en los puntos que muestra la figura 1. El trazo de las cerchas se hace con las coordenadas respectivas, los arcos de círculo o de elipse, que correspondan a la superficie de los elementos que vayan a constituirse.

El procedimiento constructivo del molde consiste simplemente en hacer un domo de tierra bien compactada, recubierto por un firme de concreto pulido de 8 cm. de espesor, con la forma definida por las cerchas.

3.1.1.2.- Armado de los domos prefabricados.

Es necesario, antes de armar la pieza por construir, limpiar perfectamente y engrasar el molde para facilitar posteriormente el desmolde. El armado consiste en un anillo perimetral formado por dos varillas de alambre de 1/4", una de ellas recta y la otra con los dobleces necesarios para construir las asas de izaje y amarre a la estructura, las cuales deberán ubicarse en las esquinas del borde y en los lados a un espaciamiento máximo de 1 metro. Además, dos capas de tela de gallinero de alambre galvanizado calibre 22 y 13 mm de separación amarradas al anillo perimetral, colocadas directamente sobre el molde, una en sentido perpendicular a la otra. Es necesario asegurar un traslape mínimo de 5 cms. entre las tiras de malla y que éstas se restiren lo más posible con objeto de lograr el mínimo espesor de la pieza.

3.1.1.3.- Colado y curado de los domos prefabricados.

El mortero usado para el colado se elabora usando mezcla cemento normal o pozolánico y arena en proporción 1:1.5 en volumen y una relación agua-cemento de 0.55.

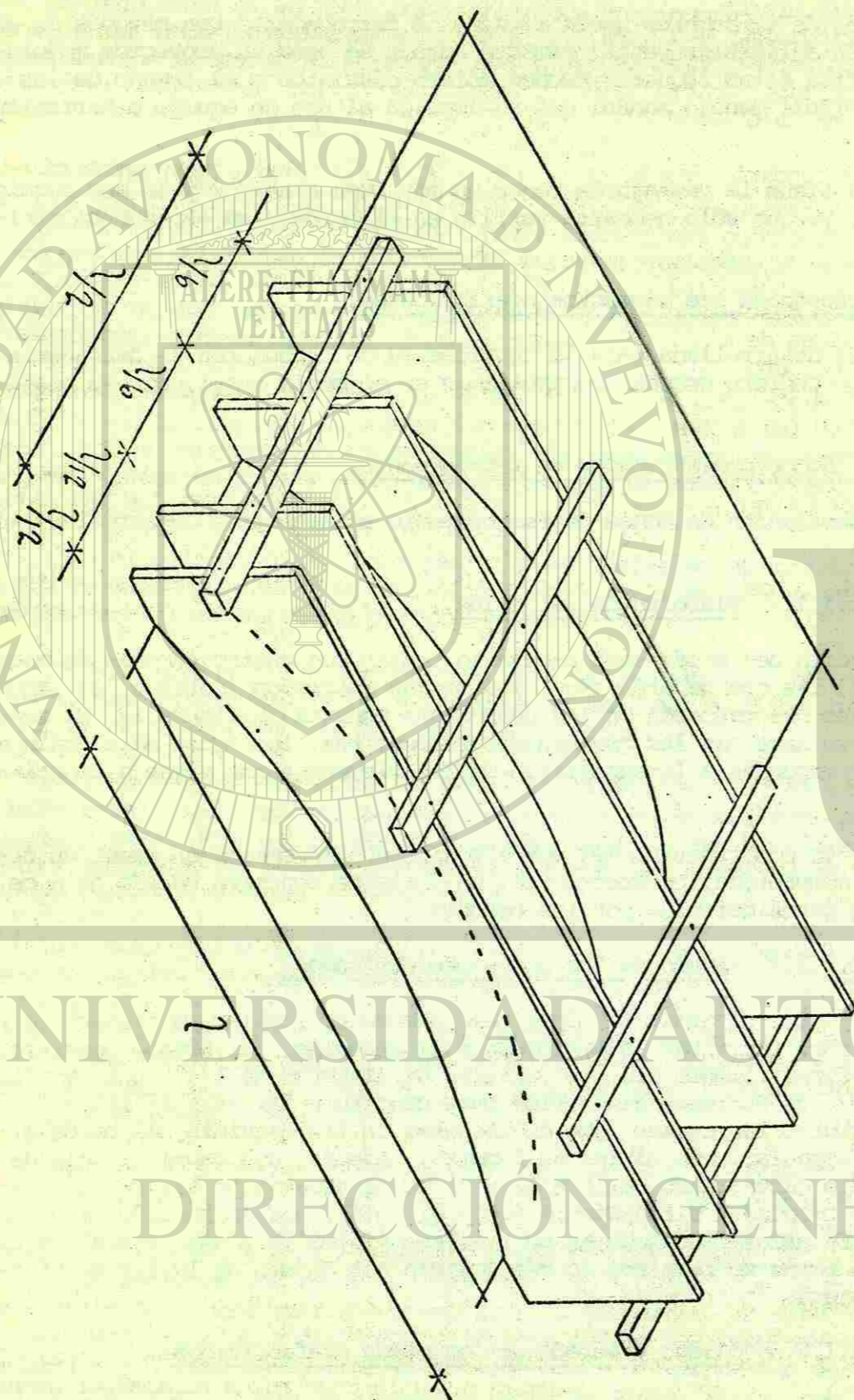


Figura 1

La operación propia del colado consiste en distribuir el mortero sobre la tela de gallinero, procurando que el mortero penetre debajo de la tela (esto se logra levantando periódicamente la malla) y que el recubrimiento sea el mínimo posible. Después de un par de horas de realizada la operación anterior se dará el acabado deseado (pulido o escobillado) con objeto de sellar las grietas o defectos que aparezcan en la pieza.

El curado del cascarón recién fabricado se hará cubriéndolo con arena húmeda por espacio de 72 horas.

3.1.1.4.- Descimbrado y almacenamiento de los domos.

La operación de descimbrado de las piezas, se hará con la ayuda de un tripié construido con polines de madera, un marco metálico o cualquier otra estructura capaz de soportar el peso de la pieza (23 kg/m²), una garrucha de 3 gargantas y cable de manila de 3/4". Normalmente ese equipo y el esfuerzo de 2 ó 3 personas será suficiente para levantar el cascarón del molde.

Una vez desamarrado el cable de las asas del domo, entre varias personas podrán trasladarlo manualmente al sitio de almacenaje o al de su posición definitiva.

El almacenamiento de los cascarones se hará, apilando los mismos uno sobre otro, teniendo la precaución de poner unos pedazos de madera sobre los bordes de los mismos con objeto de separarlos entre ellos por lo menos 5 cm.

3.1.2.- Trabes prefabricadas.

En el caso de que se quieran construir techumbres de claros grandes con piezas pequeñas, habrá la necesidad de prefabricar algún tipo de estructura que soporte a dichas piezas.

Para el caso de techumbres de aulas escolares, costureras comunales, comisariados, etc., en donde los claros usuales son de 6.20 mts., unas trabes de concreto armado de 20 a 25 cm. de peralte por 15 cm de ancho por 3.00 mts de longitud con las puntas de las varillas y de los estribos descubiertas, fabricadas en el piso como se indica en la figura 2, bastarán para soportar domos prefabricados de ferrocemento de 3.08 x 3.08 mts.

La diferencia de peraltes en los extremos de las trabes servirá para facilitar el escurrimiento de agua de lluvia.

El montaje y la construcción de las uniones de estos elementos puede hacerse fácilmente sin necesidad de equipo o mano de obra experimentada. El detalle de las juntas aparece en la figura 3.

3.2.- Montaje y unión de los domos prefabricados.

Para que el manejo de las piezas pueda realizarse manualmente sin dificultades, los tamaños de las piezas no deben sobrepasar los 10 ó 12 m. El montaje de la pieza puede hacerse con la participación de 8 hombres, que deberán colocar la pieza sobre los muros o trabes que la soportan subiéndose a los mismos por andamios o tendidos provisionales.

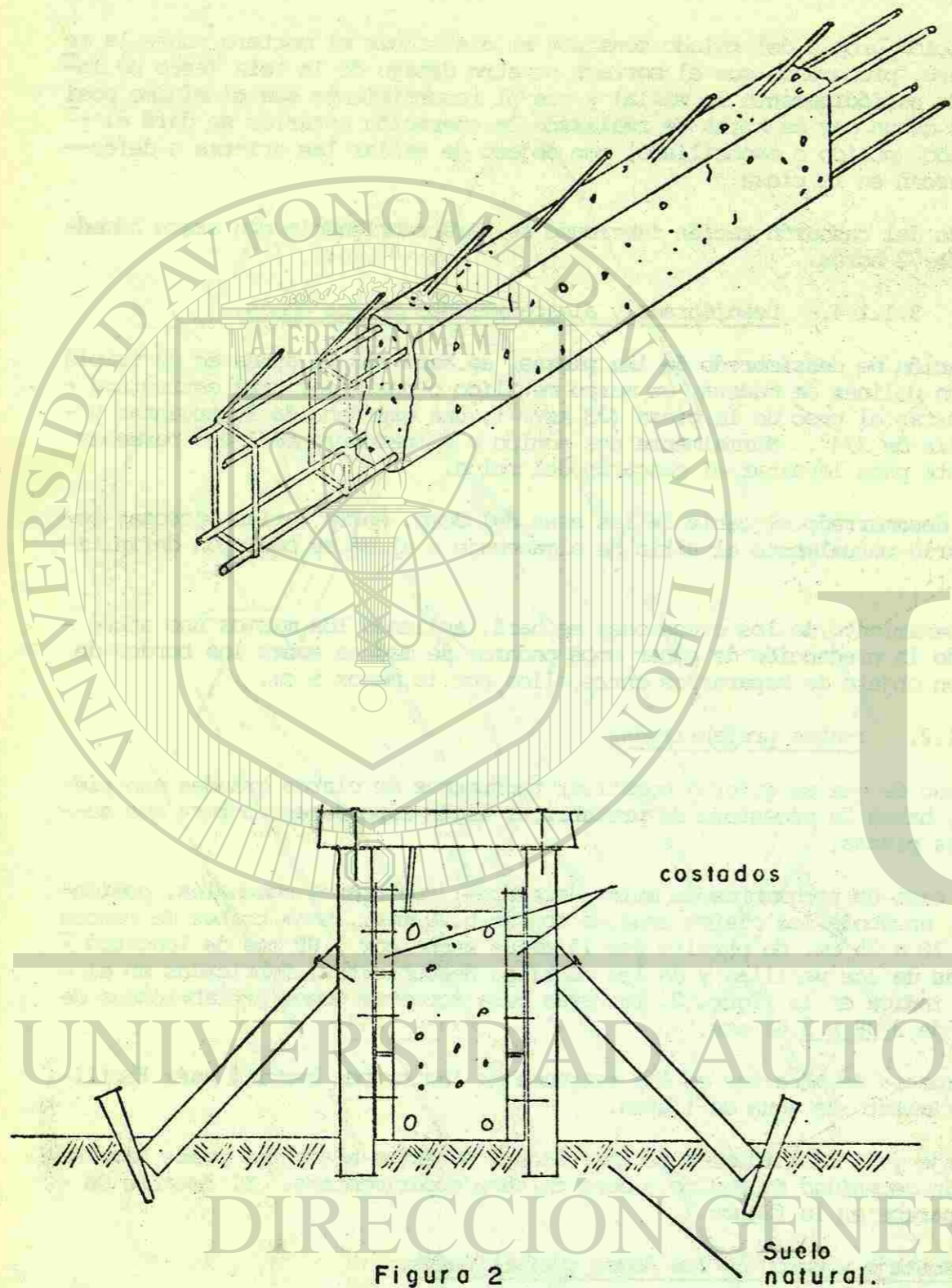


Figura 2

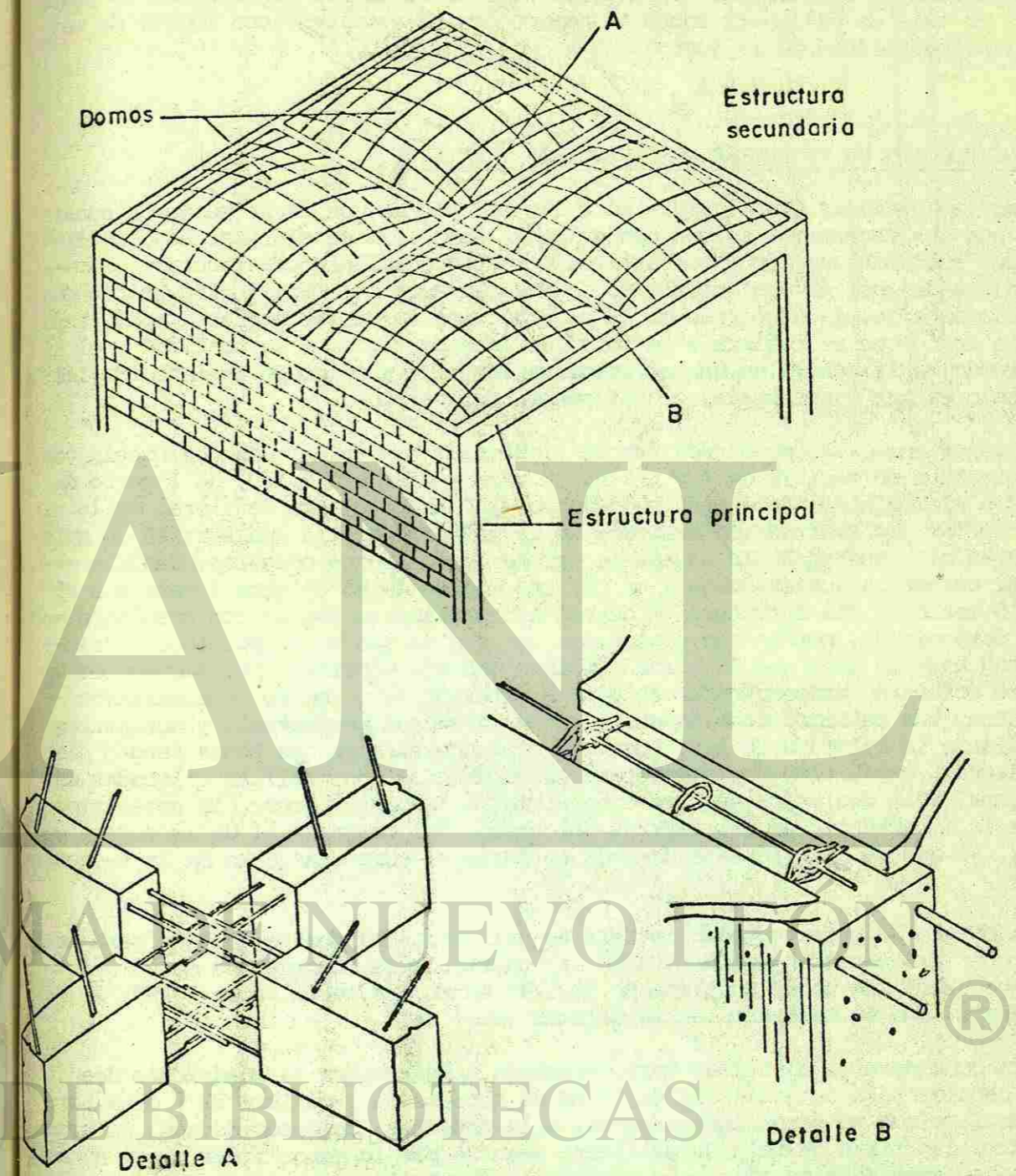


Figura 3

Las uniones de los cascarones con las trabes o con las cadenas de remate de los muros se realizarán según el detalle que aparece en la figura 3.

En el caso de existir dos domos contiguos, es necesario poner sobre la junta una tira de tela de gallinero sobre el amarre de las varillas, con objeto de mejorar la impermeabilidad de la junta.

4.- CONSTRUCCION DE TECHUMERE DE FERROCEMENTO IN SITU.

Como las premisas establecidas para las soluciones que se propusieron consistían en que las techumbres fuesen económicas y sencillas de elaborar bajo condiciones de "autoconstrucción", se desarrolló un procedimiento constructivo que prescindiera del uso de cualquier tipo de molde. Para ello fue indispensable contar con la experiencia adquirida en la construcción de piezas prefabricadas, especialmente en lo que se refiere a la forma de la superficie, a la cantidad y el tipo de armado, a la manera en que se presenta la falla y el comportamiento de las piezas bajo cargas concentradas o uniformemente repartidas.

La mejor solución encontrada fue la siguiente: construir una cuadrícula con doble curvatura de varilla de f y $p = 4,000$ k/cm y diámetro $5/16"$, de 1 metro de lado, para claros hasta de 4 mts. y diámetro $3/8"$ hasta claros de 6 mts. de la siguiente forma: se amarran los extremos de la primera varilla que servirá de guía a las demás al refuerzo de la cadena de remate de dos muros opuestos, dándole cualquier curvatura que se desee y un peralte mínimo de 45 cm para 5 metros u 85 cm para 6 metros. (La curvatura no deberá necesariamente seguir con precisión una ley determinada, por lo que cualquiera que sea la que se proporcione a "simple vista" bastará para que la pieza funcione con eficiencia). Las siguientes varillas se colocarán perpendicularmente a la anterior, a un metro de separación una de otra, sus extremos deberán amarrarse a la cadena perimetral, y sus partes intermedias a la colocada en 1er. lugar, procurando siempre que todas tengan cierta curvatura. Por último, se completará la cuadrícula con varillas colocadas en igual forma, sólo que ahora en dirección normal a las anteriores. Es necesario subrayar la importancia de los amarres del armado del cascarón al de la cadena perimetral, ya que de este anclaje depende en parte el comportamiento de la techumbre.

Con objeto de poder colocar la tela de gallinero sin que se cuelgue será necesario que la separación definitiva de la cuadrícula de soporte sea de 50 cm, por lo que habrá que poner un alambón de $1/4"$ entre las varillas de $5/16"$, de igual manera como se colocaron estas últimas (Fig. 4).

Para complementar el armado será necesario tender sobre la cuadrícula descrita, una capa de tela de gallinero de 13 mm de separación y calibre 22 y otra por debajo de la misma en dirección ortogonal a la anterior, cuidando de que los traslapes entre las tiras de tela de gallinero sean de por lo menos 5 cms y que ambas capas queden amarradas no sólo a la cuadrícula de varilla de soporte, sino también entre sí, usando para esto el mismo alambre de las mallas.

El remate del armado en los extremos se hará ya sea formando una canaleta, un volado o dejando las puntas necesarias para amarrar el armado de una pieza contigua, dependiendo de las necesidades específicas en cada caso.

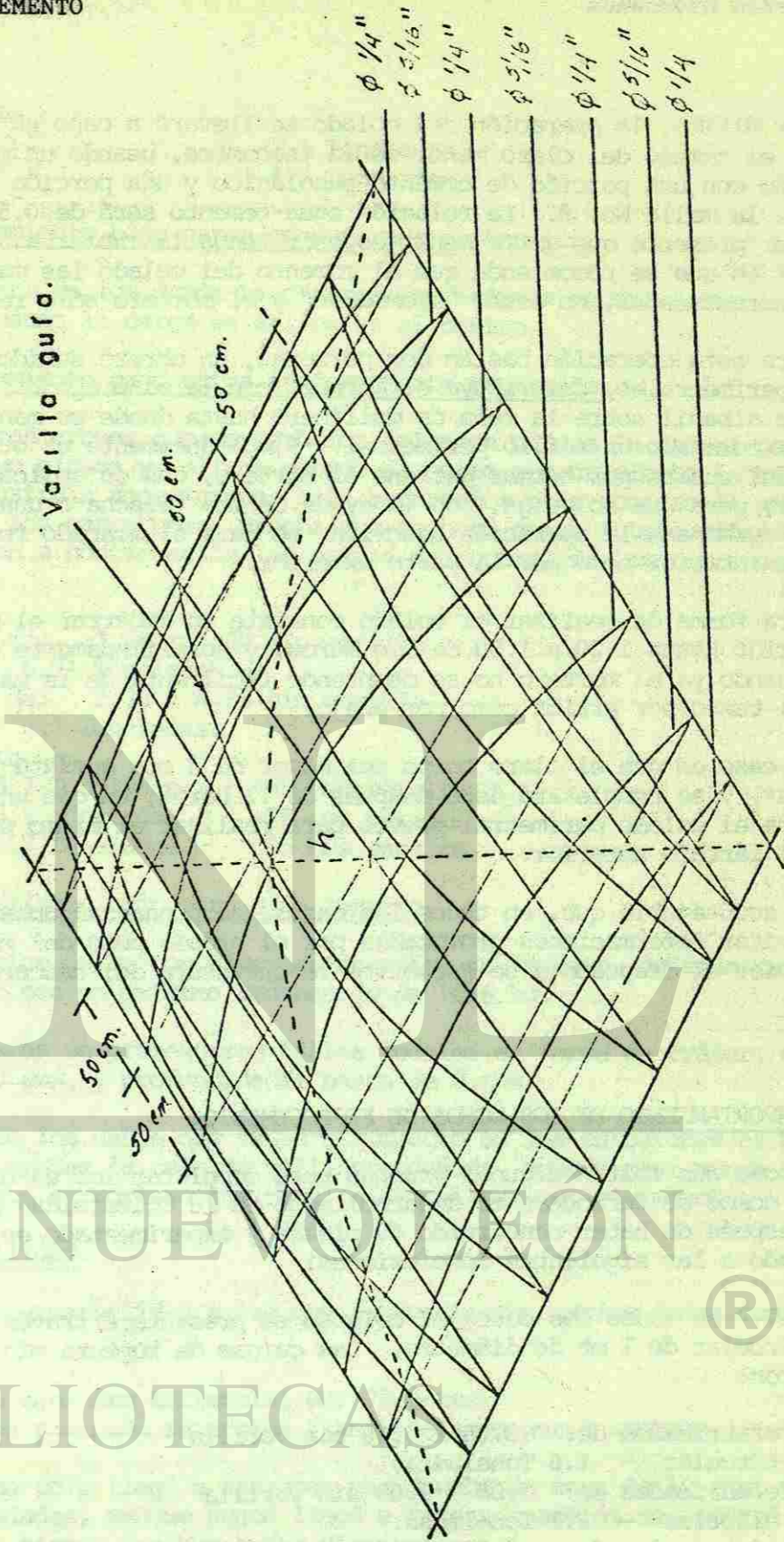


Figura 4

Por último, la operación del colado se llevará a cabo en una o dos etapas según sea el tamaño del claro menor de la techumbre, usando un mortero seco y rico, preparado con una porción de cemento puzolánico y una porción y media de arena -- que pase la malla No. 8. La relación agua-cemento será de 0.55 a 0.6. Es necesario tener presente que entre menor espesor tenga la cubierta, mejor será su calidad, por lo que se recomienda que al momento del colado las mallas de alambre estén bien restiradas, no estén "abombadas" y el mortero sólo recubra el armado.

Para esta operación bastan dos personas, un obrero subido sobre uno de los apoyos perimetrales, distribuye el mortero con la mano o con la ayuda de una cuchara de albañil sobre la tela de gallinero hasta donde su mano alcance (1.20 m a 1.50 m), formando un anillo perimetral. Simultáneamente el otro obrero, donde -- dentro del cuarto por techar detiene el mortero, que es aplicado desde la parte exterior, para que no caiga, con la ayuda de una talacha o una llana metálica. Una vez terminada la operación descrita, se dará el acabado requerido tanto por la parte interior como por la parte exterior.

Otra forma de realizar el colado consiste en embarrar el mortero por la parte inferior hasta 1.20 a 1.50 de los muros, y aproximadamente dos horas después, o sea cuando ya el mortero no se desprende fácilmente de la malla, se da el acabado final tanto por arriba como por abajo.

En caso de que el claro corto sea mayor de 3 mts quedará la parte central -- sin colar, y se completará ésta después de 72 horas, en que un obrero se puede subir sobre el colado perimetral previo para realizar el mismo procedimiento descrito en el párrafo anterior.

Es aconsejable que, en todos los casos, se pongan algunos puntales con objeto de evitar deformaciones provocadas por el propio peso del mortero en el período anterior al fraguado y se garantice la curvatura del cascarón en todos sus puntos.

5.- COMPORTAMIENTO DE LOS DOMOS DE FERROCEMENTO.

Aunque aún faltan algunas pruebas para completar los estudios programados sobre los domos de ferrocemento desarrollados en la Universidad Autónoma Metropolitana, después de haber construido 49 piezas y experimentado en 32, de ellas, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

5.1.- En todos los casos el colapso se presenta a través de una grieta de falla circular de 1 mt de diámetro. Las cargas de ruptura mínima que se obtuvieron fueron:

Domos prefabricados de: 3.08 x 3.08 sin varilla
Sección circular - 1.6 Toneladas.
Domos prefabricados de: 3.08 x 3.08 sin varilla
Sección elíptica - 1.1 Toneladas.
Domos prefabricados de: 3.08 x 3.08 sin varilla
Superficie senoidal - 1.9 Toneladas
Domos prefabricados de: 2.33 x 4.58 sin varilla
Superficie senoidal - 2.2 Toneladas.

TECHUMBRES DE FERROCEMENTO

Domos colados in situ:

5:00 x 5:00	7.1 Toneladas
6:00 x 6:00	4.7 Toneladas

5.2.- Comportamiento bajo carga concentrada excéntrica.

El comportamiento de los domos bajo carga concentrada excéntrica puede considerarse igual que cuando la carga se aplica en el centro.

5.3.- Comportamiento bajo carga uniformemente repartida.

Como los ocho cascarones que se probaron fallaron porque la cadena perimetral de los muros de apoyo giraba y fallaba debido al coseo que originaba la carga aplicada, se decidió construir unos muretes bien reforzados para conocer la verdadera carga de ruptura de los cascarones, prueba que se hará en un futuro próximo. Sin embargo, se mencionan a continuación las cargas de ruptura de los cascarones bajo estas condiciones:

Domos prefabricados de: 3.08 x 3.08 sin varilla
Sección elíptica - 6.71 Toneladas.

Domos prefabricados de: 2.33 x 4.58 sin varilla
Sección senoidal - 2.2 Toneladas.

Domos colados in situ de:

4.00 x 4.00	6.7 Toneladas	55 cms peralte
5.00 x 5.00	5.9 Toneladas	70 cms peralte
6.00 x 6.00	4.7 Toneladas	85 cms peralte

5.4.- Comportamiento bajo cargas de impacto.

Se probaron varios domos con diversas energías de impacto, dejando caer un cilindro de concreto con un extremo redondeado de 10.6 kg.

En todos los casos se presentaron fallas locales en forma de cráter, con diámetros máximos de 80 cms. y profundidades hasta de 9 cms.

La reparación de los daños que causa el impacto en los cascarones es muy sencilla, pues sólo se repone la tela de gallinero dañada, aunque casi nunca resulta afectada, lo mismo que el mortero que resulte estrellado por el impacto.

5.5.- Permeabilidad.

Las pruebas de permeabilidad a las que se sometieron varios domos consistieron en:

- Simular un aguacero torrencial por 72 horas.
- Ponerlos en posición invertida llenos de agua por 3 semanas.

En la 1a. prueba sólo llegó a aparecer una mancha de agua de 10 cms. y en la 2a. se marcaron humedades, aunque nunca llegó a gotear y además se observó que a medida que pasaba el tiempo las humedades disminuían.

Las conclusiones fueron de que prácticamente las techumbres de ferrocemento son impermeables y no requieren ningún tratamiento especial.

5.6.- Influencia del anclaje en el borde.

Se probaron diversos domos bajo distintas condiciones de apoyo. Librementemente apoyado, con continuidad a lo largo de uno de sus lados y perfectamente amarrado a la cadena de remate de los muros de apoyo.

Se observó que al someter un domo librementemente apoyado a una carga vertical -- concentrada o repartida, sus bordes tienden a girar y por tanto a levantarse de sus apoyos, especialmente en las esquinas de la pieza. Este giro agrieta al cascaron a lo largo de todo el apoyo y produce el colapso del mismo, por lo que a medida que se evita el giro, se incrementa la resistencia. Se recomienda entonces que para aumentar la capacidad de carga de los domos y para evitar deformaciones excesivas, se proporcione el mejor anclaje posible en los bordes.

5.7.- Influencia de la varilla de refuerzo.

Al comparar las resistencias de domos de iguales dimensiones y mismo tipo de mortero, se concluyó que la presencia de varilla de refuerzo de 1/4" a cada 75 cm multiplica su resistencia por 1.7 aproximadamente.

5.8.- Influencia de la forma.

De los promedios de las pruebas obtenidas puede decirse que la forma senoidal, que es la de menor pendiente en el borde, es la más resistente a una carga concentrada; en cambio, la superficie generada por secciones de elipse, que es la de mayor pendiente en el borde, es la que mejor trabaja bajo carga uniformemente repartida.

Sin embargo, al considerar las cargas vivas que tendrán que soportar los domos en la realidad al usarse como techumbres, puede afirmarse que cualquier superficie con que se construya cumple sobradamente las condiciones de seguridad, por muy estrictas que éstas sean.

Precisamente en la conclusión anterior se basó la decisión de construir domos in situ, sin reglamentar la forma específica del domo, lo que hacía posible su aplicación con técnicas de autoconstrucción.

5.9.- Tipo de malla.

Se decidió eliminar la posibilidad de recomendar al metal desplegado como material de armado de los domos, debido a la fragilidad de la falla de este material, al amplio margen de variación de su calidad y al problema de su manejo, ya que corta las manos de los operarios.

En cambio, la tela de gallinero, por su ductilidad, por ser construida con alambre galvanizado que elimina problemas de oxidación y tener una calidad uniforme es la más recomendable para este tipo de elementos.

6.- COSTO

Como las techumbres descritas se han pensado para casos de autoconstrucción

exclusivamente, el costo de la mano de obra no se ha tomado en cuenta, ya que no representará una erogación para el dueño del producto terminado, por lo tanto, en el análisis del costo sólo se considerará el costo del material, (el cálculo se hizo para precios de mercado en el Distrito Federal, al mes de Enero de 1977).

Para una techumbre prefabricada de 3.08 x 3.08 (9.50 m²)

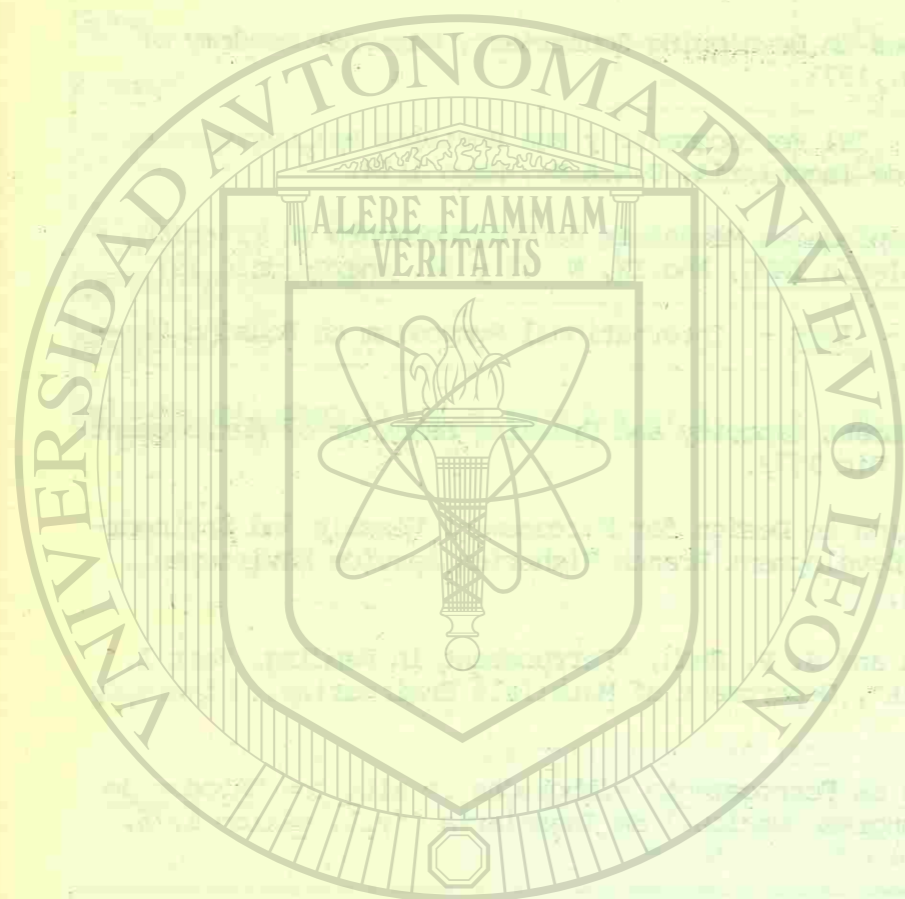
	Cantidad	Unidad	P. U.	Importe
Grasa	1.5	Kg	17.50	26.25
Alambrón 1/4	7.8	Kg	5.50	42.90
Alambre recocido	0.5	Kg	9.00	4.50
Alambre galvanizado calibre 22	0.35	Kg	16.75	5.86
Cemento puzolánico	105	Kg	0.60	63.00
Arena azul	.102	m ³	95.00	9.69
Tela de gallinero 13 mm calibre 22	27.3	ml	13.25	361.72
			TOTAL	\$513.92
			Precio unitario	\$ 54.20/m ²

Para una techumbre de 4.15 x 4.15 (12.2 m) colada in situ:

	Cantidad	Unidad	P. U.	Importe
Varilla 5/16	13.5	Kg	5.20	70.20
Alambrón 1/4	7	Kg	5.50	38.50
Alambre recocido	2.5	Kg	9.00	22.50
Alambre galv. calibre 22	1.2	Kg	16.75	20.10
Cemento puzolánico	3.00	Kg	0.60	180.00
Arena azul	0.15	m ³	95.00	14.25
Tela de gallinero 13 mm calibre 22	45	ml	13.50	607.50
			TOTAL	\$953.05
			Precio unitario	\$ 55.35/m ²

REFERENCIAS

1. J. Castro O. "El Ferrocemento y sus Aplicaciones". Revista IMCYC-78, Volumen XIII, enero, febrero 1976, pp 29-35.
2. "Ferrocement: Applications in Developing Countries", National Academy of Sciences, Washington, Feb. 1973.
3. J. Castro O., C. Mendoza. "El Ferrocemento y sus Posibles Aplicaciones en - Nuestro País", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., Mayo 1974.
4. A. Naaman y C. Ramos, "Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en Tracción, - Flexión y Compresión", Boletín IMM, Año IX, N. 33 y 34, enero-junio 1971.
5. J. Castro O. y Coautores.- IAHS.- International Symposium on Housing Problems, 1976, pp 1273-1289.
6. D. Logan y S. P. Shah, "Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure", ACI Journal, Dic 1973.
7. G. W. Bigg, "An Introduction to Design for Ferrocement Vessels and Engineering Division, Industrial Development Branch Fisheries Service Environment, Canada, Ottawa Hull, 1972.
8. P. Balaguru, A. E. Naaman and S. P. Shah, "Ferrocement in Bending, Part I: Static Non Linear Analysis", Department of Materials Engineering, University of Illinois, August 1976.
9. J. Castro O., "Techumbres de Ferrocemento elaboradas in situ con Métodos de Auto-Construcción". X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México 1976.



EL FERROCEMENTO, MATERIAL DEL FUTURO INMEDIATO.

Alfonso Olvera López*

Aunque se puede considerar que es el Ferro Cemento el hermano mayor del Concreto Armado, que vio la luz el año de 1855, cuando el Sr. Lambot construyó un bote de este material y fue exhibido en París como primera realización de una nueva tecnología que habría de tomar enorme incremento en los siglos XIX y XX con el nombre de Concreto Armado. Pues bien, el Ferro Cemento fue olvidado y su hermano menor se lanzó a la conquista del mundo constructivo, y a lo largo de 125 años ha obtenido espléndidos triunfos y resonantes fracasos, debido principalmente esto último al mal uso de sus características, sin embargo podría decirse que el siglo XX ha sido de su reinado y ahora aquel hermano olvidado que no creció durante muchos años surge al mundo constructivo con gran fuerza y es en el año 1943 cuando el genial ingeniero L.P. Nervi, entre otros, toma aquel niño olvidado e inicia con él la construcción de cascos para barcos de 400 toneladas de desplazamiento para la Marina de su Patria. Pero ahora es la Guerra la que interrumpe la construcción y es hasta el año de 1946 que Nervi y su socio Bartoli construyen de su peculio un barco de 165 tons. al que bautizan con el nombre de IRENE, es interesante hacer notar que el peso de esta embarcación resultó un 5% menor que si se hubiera hecho de madera y un 40% más barata, respecto a su equivalente en acero el costo fue muy inferior.

Alentado por los resultados Nervi y su socio construyeron otras embarcaciones con magníficos resultados, pero la inquietud de Nervi lo dirigió a la construcción de edificios y en 1946 construyó un cobertizo para un almacén con dimensiones de 21 x 10.5 m en planta, tanto las paredes como el techo están construidas con ferro cemento, en forma de lámina ondulada y tres cm de espesor los muros tenían cuatro m de altura.

En 1949 reconstruyó la techumbre de la piscina de la Academia Naval de Livorno, esta cubierta está constituida por elementos ondulados prefabricados.

Este mismo año de 1949, construyó la cubierta para el salón principal para la Feria de Turín con dovelas de Ferro Cemento. Una fábrica en Bolonia con casetones del mismo material.

En 1953 un cobertizo para la Feria de Milán.

Mientras Nervi proyectaba y construía diferentes tipos de cubiertas en dife-

* Director del Departamento de Ingeniería Experimental de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional.

rentes países del mundo se construían cascos para barcos de diferentes tipos, así Australia, Nueva Zelanda, Canadá, Inglaterra, Estados Unidos, China, Japón, Rusia, Cuba y otros países se aplicaron a la utilización del Ferro Cemento en dicho tipo de construcción. En Africa, se han construido Silos y finalmente en México principiamos a utilizar este material.

A continuación se reseña lo que el que escribe sabe se ha construido o está construyendo.

En el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. se construyó un arco de 15 m de claro, sus características se presentaron en el No. 83 de la Revista IMCYC. También se ensayaron secciones para canales de riego.

En la Universidad Metropolitana el Ing. Castro trabaja con cúpulas esféricas para techos de casas habitación de las cuales se han construido algunas en la Delegación de Contreras.

En el Politécnico, en la Dirección de Ingeniería Experimental, se comenzó -- desde 1975 a trabajar con Ferro Cemento, a continuación se presenta una reseña de lo realizado.

1) PRIMERA CASA HABITACION.

Area en planta 36 m^2 (dos recámaras, estancia, cocina y baño).

Tableros de 2.5 c de espesor, de forma rectangular en muros y techos.

No está anclada al piso, sin embargo ha resistido temblores sin ningún problema.

A pesar de la falta de experiencia resultó bastante más económica que su equivalente en sistemas ortodoxos.

Fecha de construcción: Marzo de 1975 (Fig. 1)

2) EXPENDIO DE PESCADO Y RESTAURANT.

Junio de 1975
México, D. F.

Superficie aproximada en planta 400 m^2 .

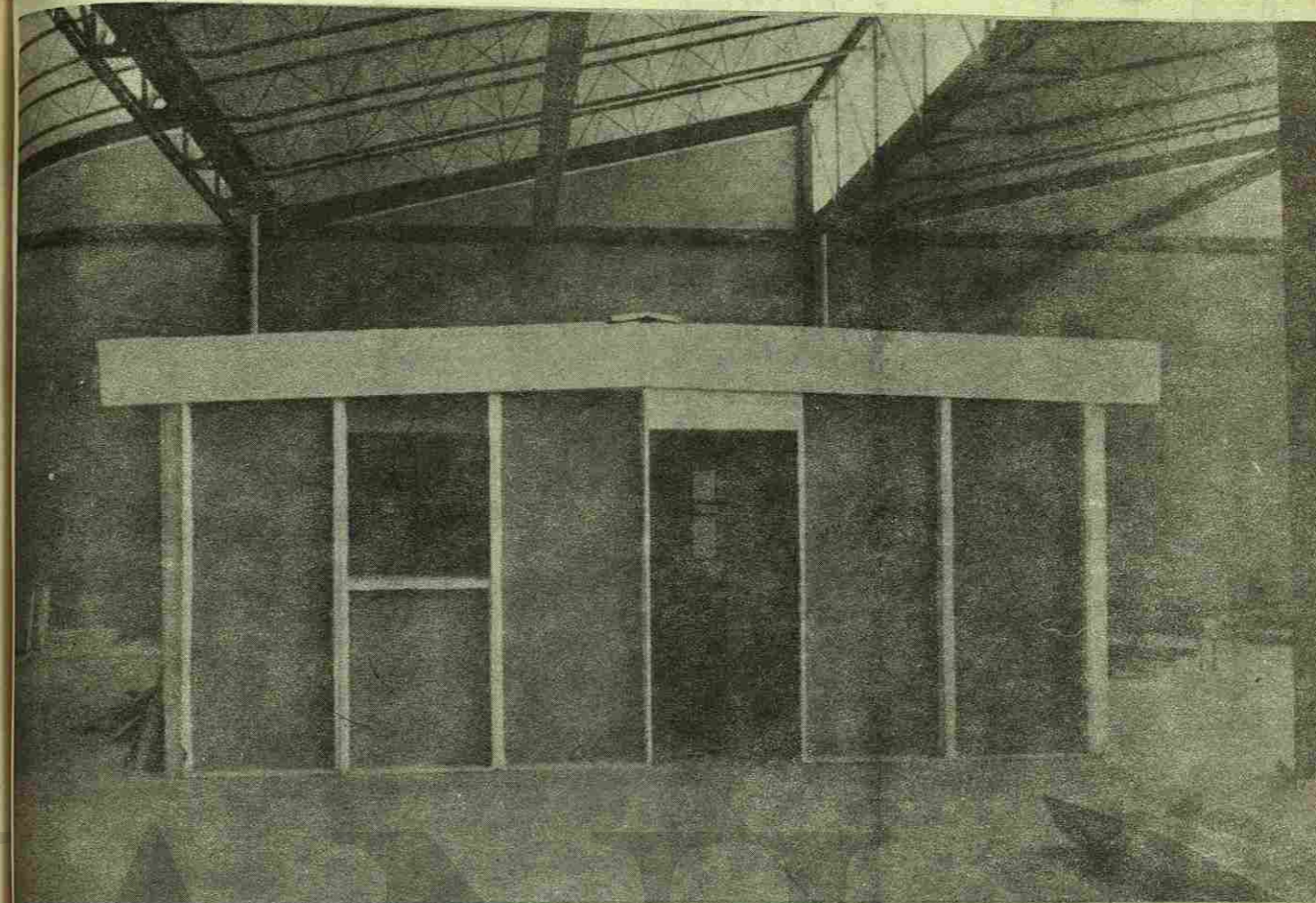
Tableros rectangulares de diferentes tamaños para muros, techos, columnas y vigas, éstas hasta de 6 m de claro.

Todos los tableros se fabricaron con tres capas de tela de gallinero -- con abertura de 1" y alambre calibre 23.

El esqueleto es de alambón de 1/4" (Fig. 2).

3) BODEGA PARA LATERIA.

México, D. F., Iztapalapa.



MARZO 1975

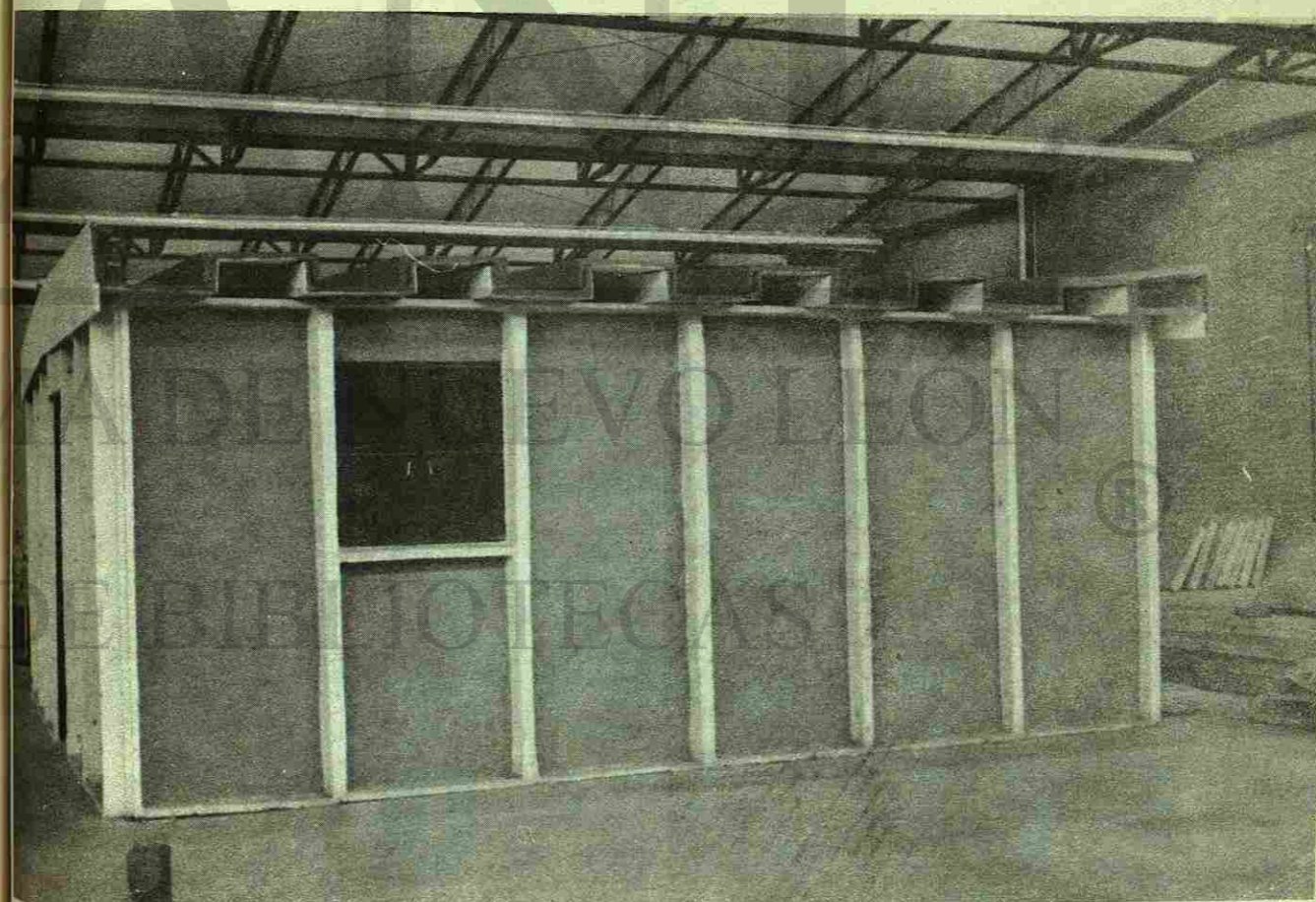


Fig. 1.- Primera Casa Habitación

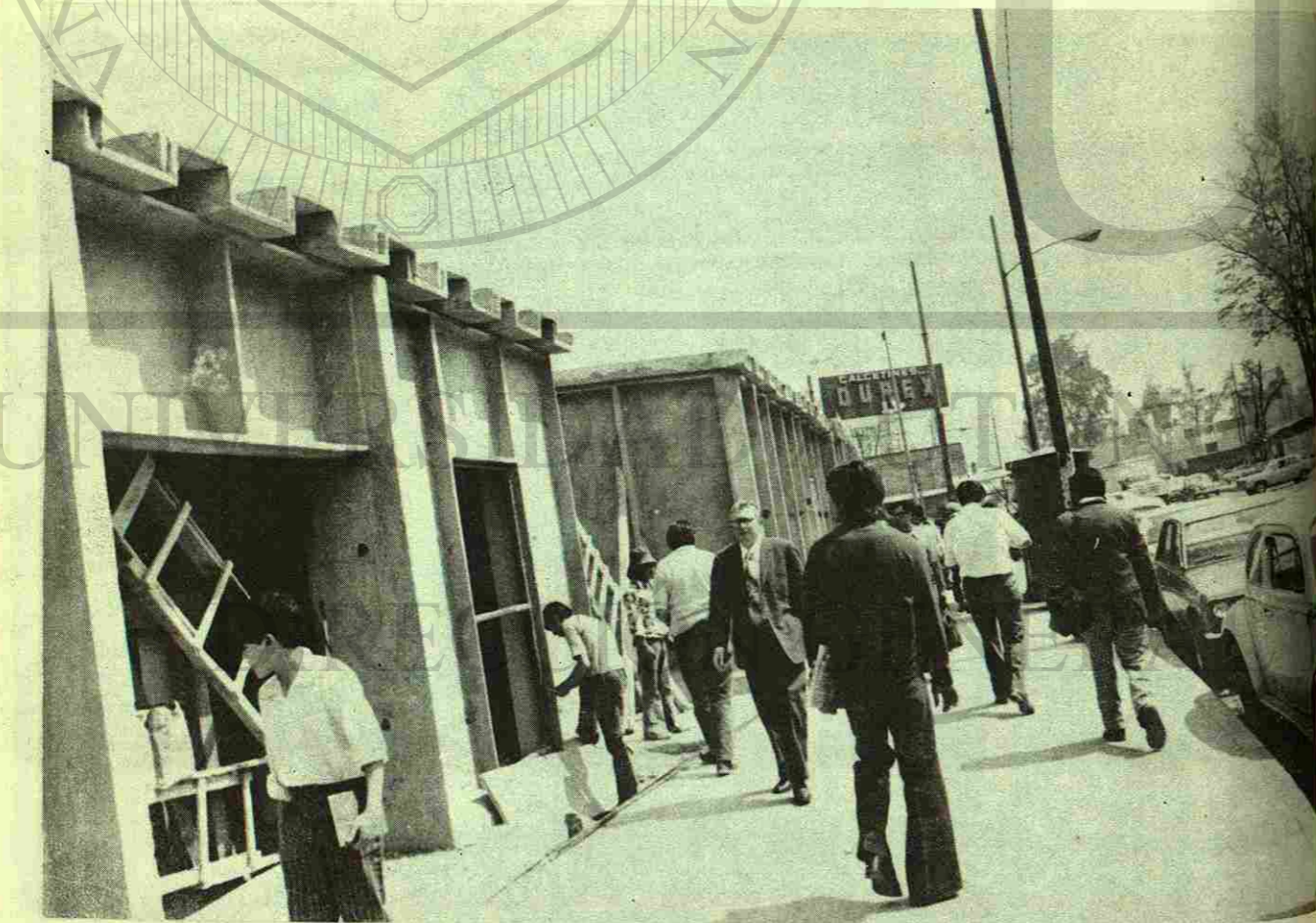
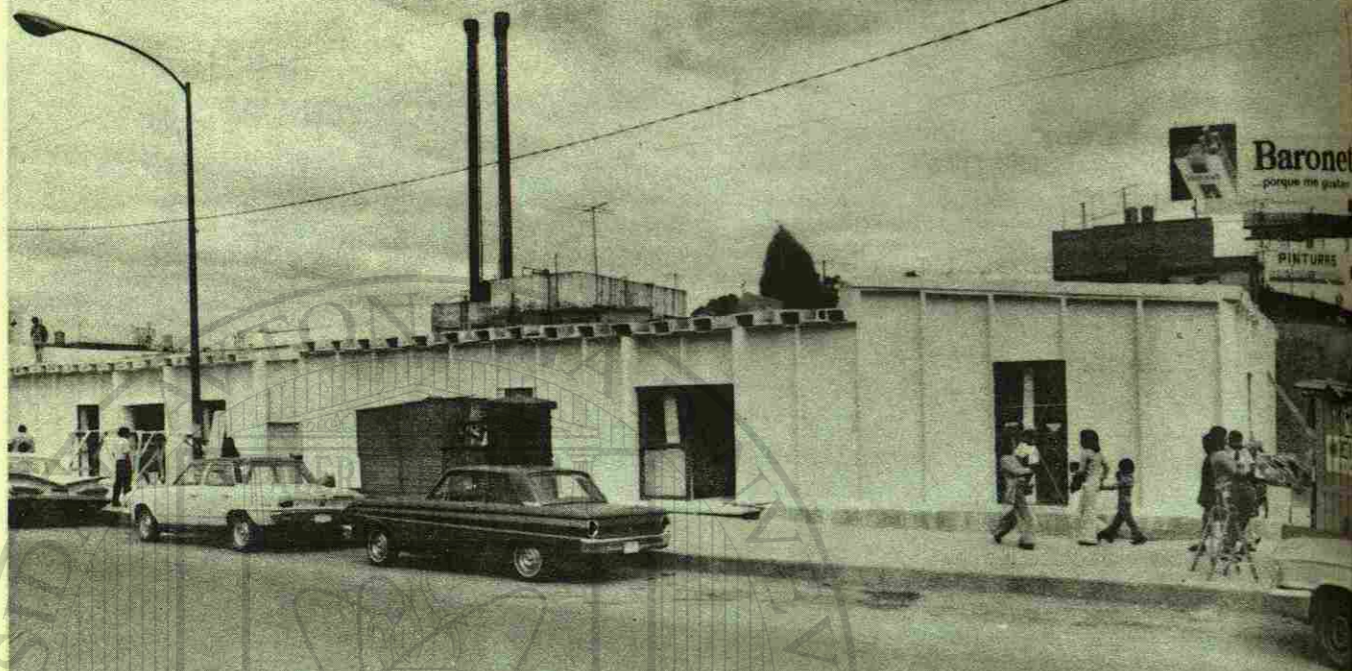


Fig. 2.- Expendio de Pescado y Restaurant

EL FERROCEMENTO, MATERIAL DEL FUTURO INMEDIATO

Se terminó en noviembre de 1976.

Superficie en planta 3000 m².

Los muros están contruidos con tableros de 4.75 m, espesor de 2.5 cm - con tres capas de tela de gallinero y esqueleto de alambón de 1/4".

Los techos se construyeron con cascarones cilíndricos de 30 m de claro, 3 cm de espesor, flecha de 2.00 m, cuerda de 5 m, dos tímpanos intermedios con espesor de 5 cm, se amaron con electro malla 4,4-6,6 y cuatro capas de malla de gallinero.

Es importante indicar que debido al poco peso de muros y techos se redujo notablemente la superficie de cimentación y en consecuencia se redujo el costo total de la obra.

Los muros son de 6.5 m de altura en la parte más baja, los tableros de los muros son también a 3 cm de espesor (Fig. 3).

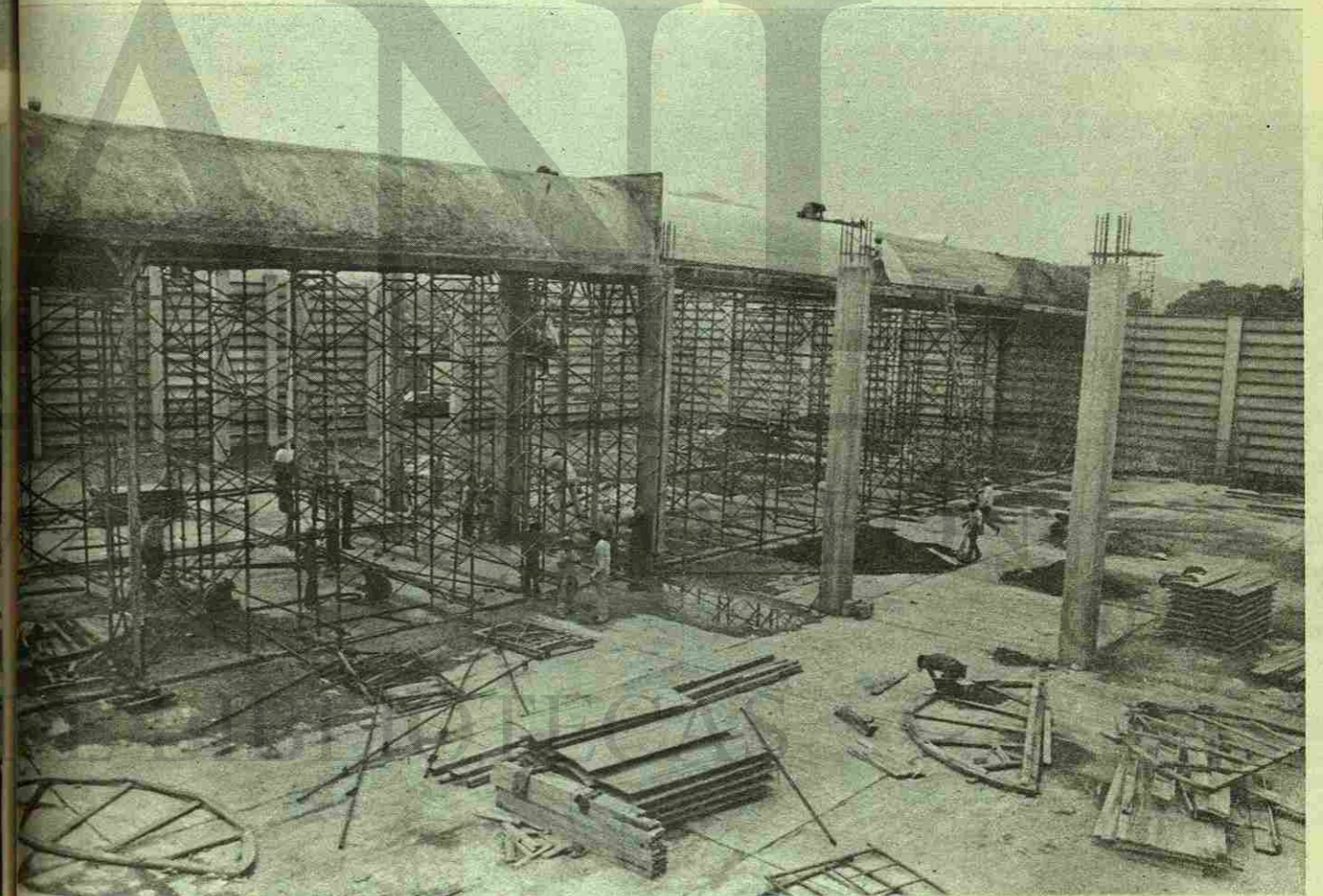


Fig. 3.- Bodega para Latería

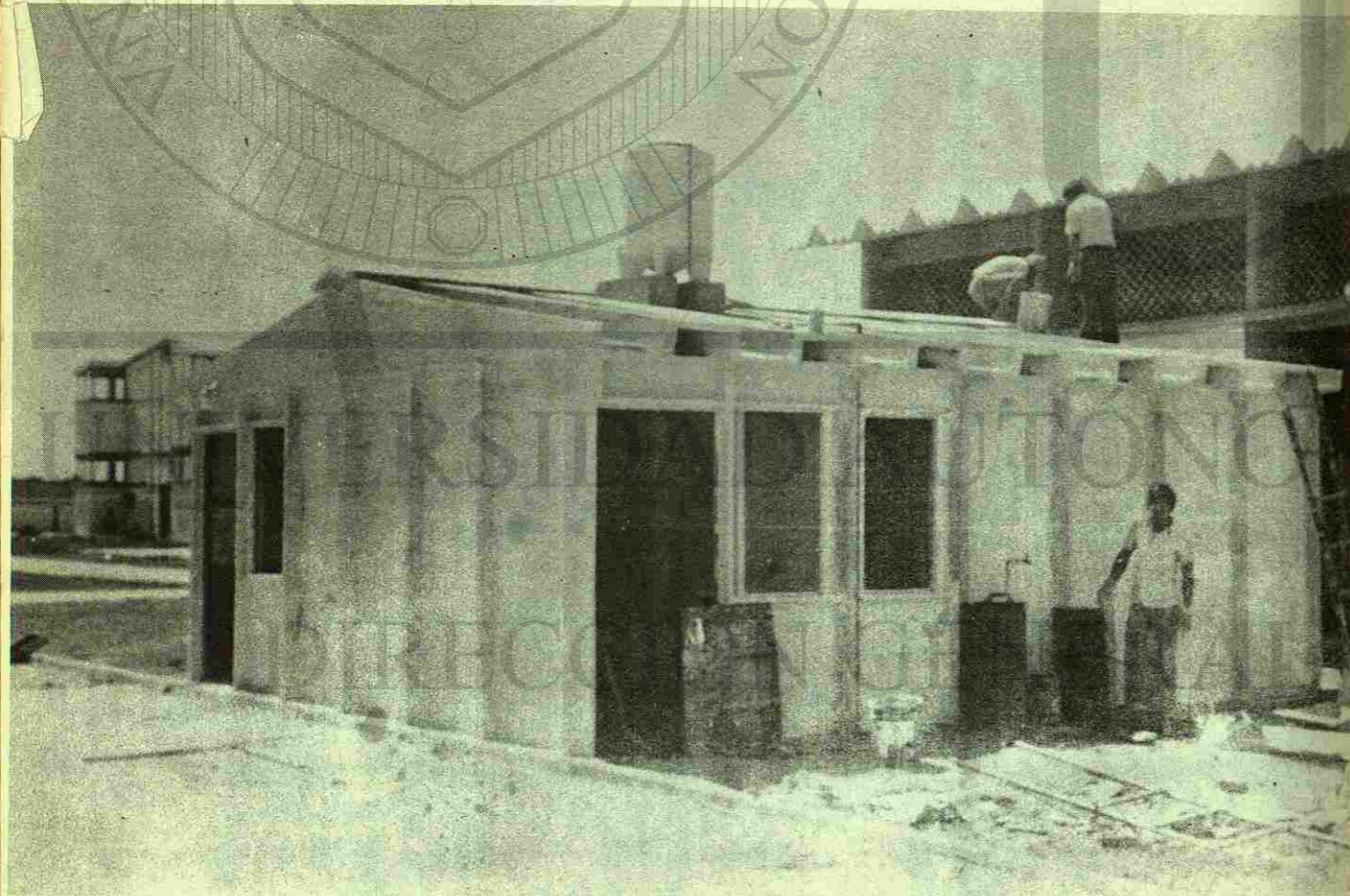
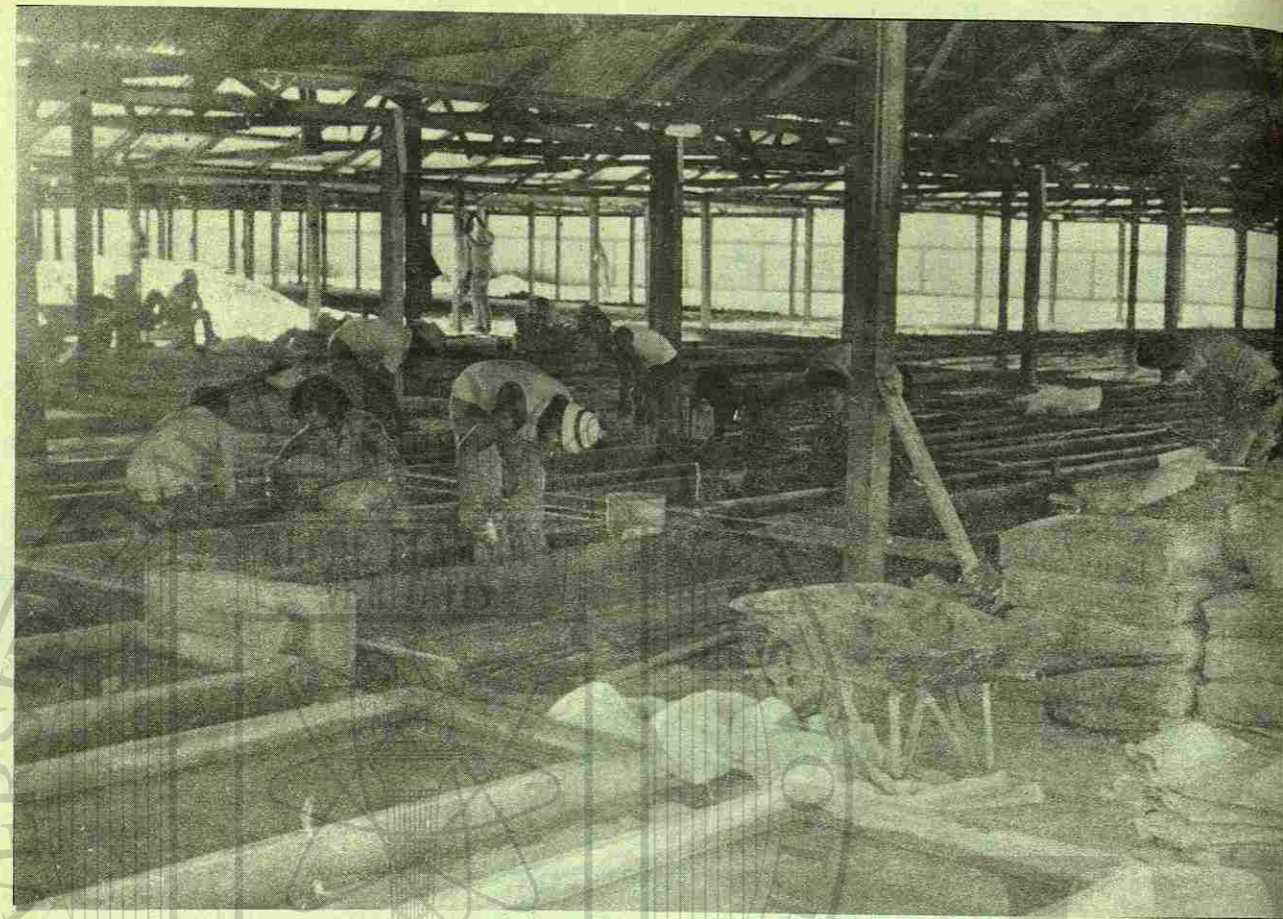


Fig. 4.- Plan de 100 casas para Villa Hermosa

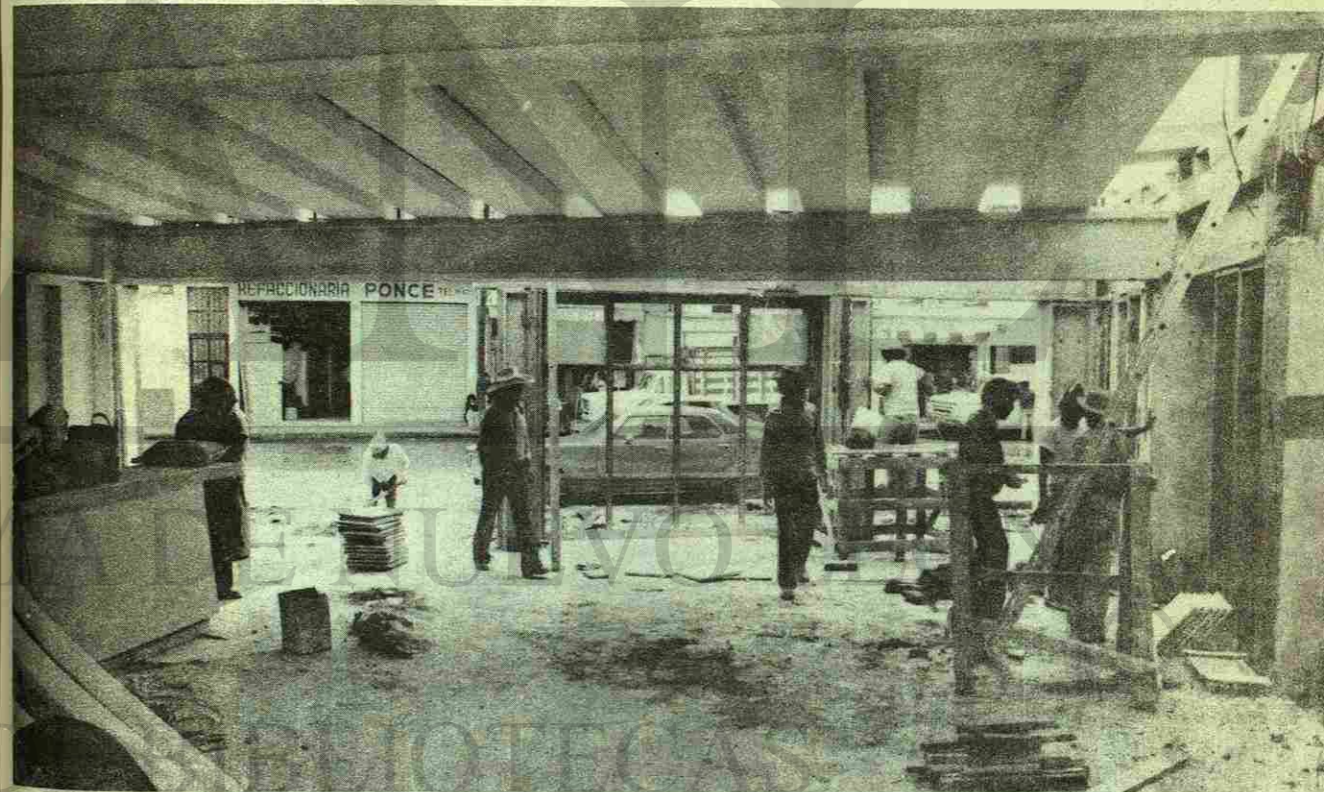


Fig. 5.- Expendio de Pescado y Restaurant en Querétaro

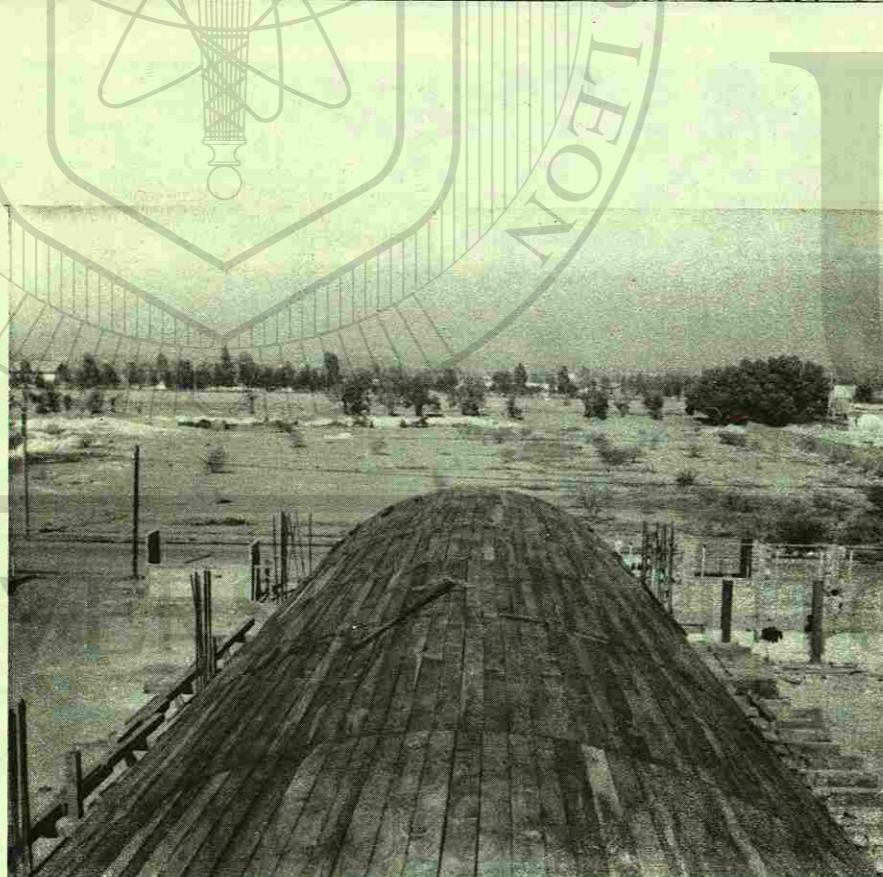


Fig. 6.- Planta de Refrigeración en Gómez Palacio, Dgo.

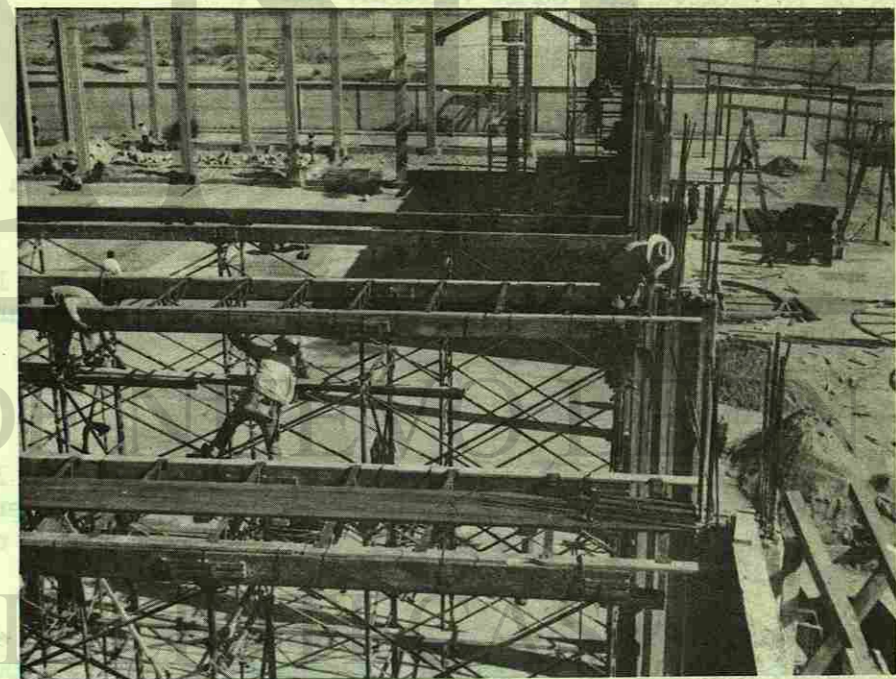
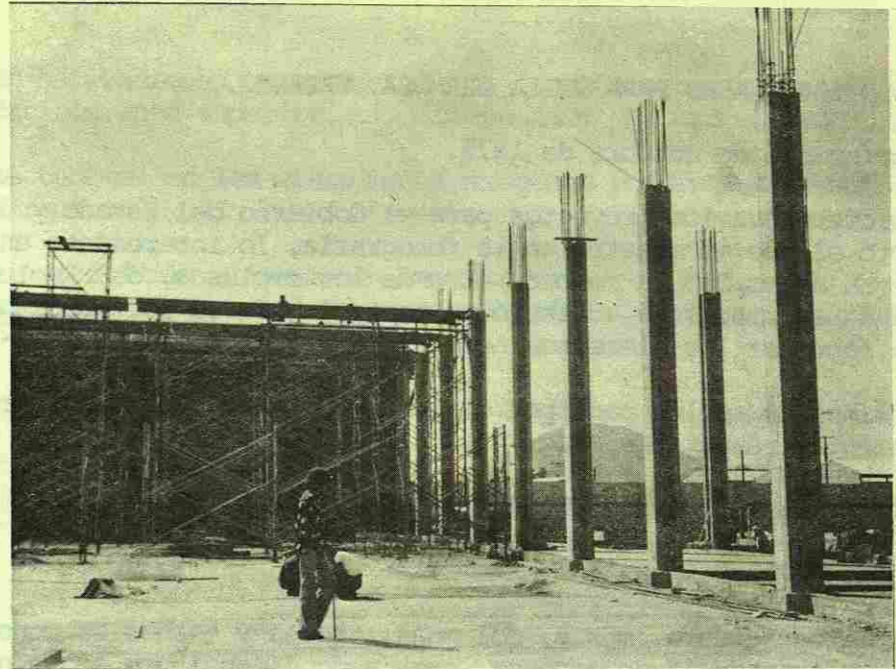


Fig. 7.- Muros para Letrinas en Chiapa de Corzo.

4) PLAN DE 1000 CASAS PARA VILLA HERMOSA, TABASCO.

Se principió en octubre de 1975.

Se hicieron varios proyectos para el Gobierno del Estado y de ellos se adoptó el que se muestra en la fotografía, lo interesante en este caso fue que se empleó la mano de obra de los reclusos, del Reclusorio de la ciudad, a quienes se adiestró en todas las fases del proceso, llegándose a fabricar los elementos necesarios para 4 casas de 42 m² por día.

Al principio se les pagó por día, más adelante a destajo, obteniéndose excelentes resultados (Fig. 4).

5) EXPENDIO DE PESCADO Y RESTAURANT (QUERETARO).

Mayo de 1976.

Toda la estructura, muros, columnas, traveses y techos se construyeron -- con tableros de 1" de espesor, cambiando dimensiones según necesidades.

Aquí se construyeron traveses de 9 m de claro y 50 cm de peralte, es decir, se empleó el mismo tipo de tablero, sólo con un refuerzo adicional en el patín inferior (Fig. 5).

6) PLANTA DE REFRIGERACION (GOMEZ PALACIO, DGO.).

Se terminó en enero de 1977.

Falta sólo parte de las instalaciones.

Superficie en planta 2300 m² dividida en dos secciones, una de 30 x 70 y una antecámara de 10 x 20 m.

La techumbre es también de cascarones de 30 m de claro con las mismas -- características de la Bodega de Iztapalapa y también los muros, son del mismo tipo (Fig. 6).

7) MUROS PARA LETRINAS EN CHIAPA DE CORZO.

Este fue un programa que se implementó en colaboración con I N D E C O, con motivo de los temblores en dicha zona, los tableros fueron ligeramente diferentes a los rectangulares con tímpanos y fueron construidos por hombres, mujeres y niños de la localidad.

Se han construido algunas aulas en diferentes lugares, con el mismo procedimiento, así como un tanque de almacenamiento, con muy buenos resultados.

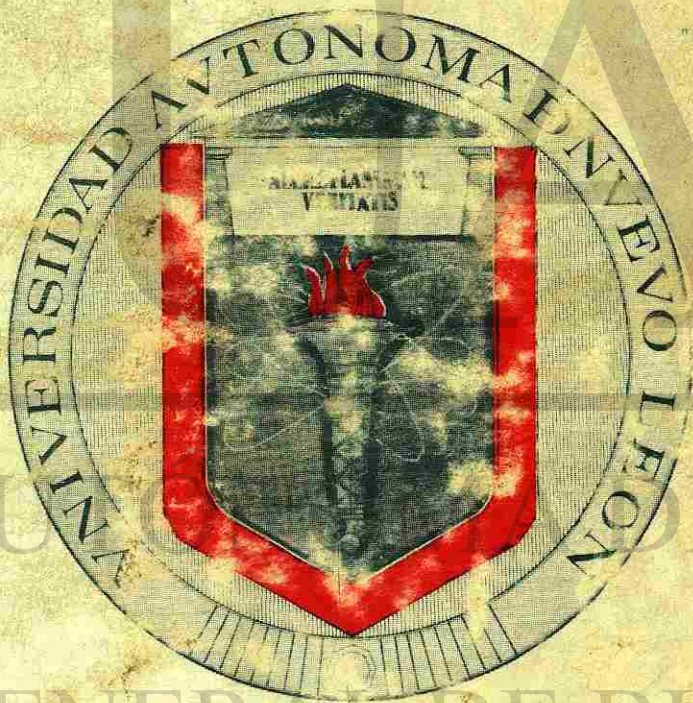
Si se han construido algunas otras obras, el autor de este pequeño artículo no las conoce y de antemano pide disculpas por cualquier omisión.

Como remate de este pequeño artículo insistiremos una vez más que debido a -- la sencillez de la técnica de construcción con Ferrocemento desde el año pasado -- se presentó a diferentes organismos que construyen la posibilidad de construir --

y/o regenerar habitaciones en zonas urbanas y rurales con costo mucho menor y calidad indiscutiblemente superior, utilizando mano de obra no calificada.

Creo que tenemos en las manos un instrumento poderosísimo para atacar el problema de albergue.

En próximo artículo presentamos pruebas realizadas con otro tipo de elementos, los cuales pueden ser empleados en entresijos y techos con gran economía y seguridad.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECA