

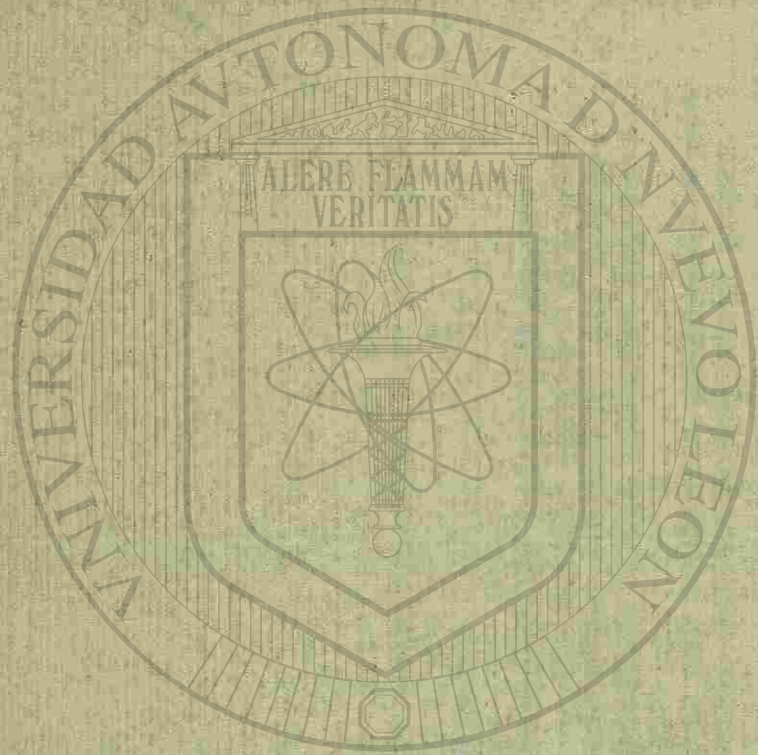
**II SIMPOSIO INTERNACIONAL
SOBRE TECNOLOGIA DEL CONCRETO
MEMORIAS**



**INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL
U.A.N.L.**

III SIMPOSIO INTERNAZIONALE
SOPRA LA TECNICA
DELLA COCCIA

TA680
S57
1975



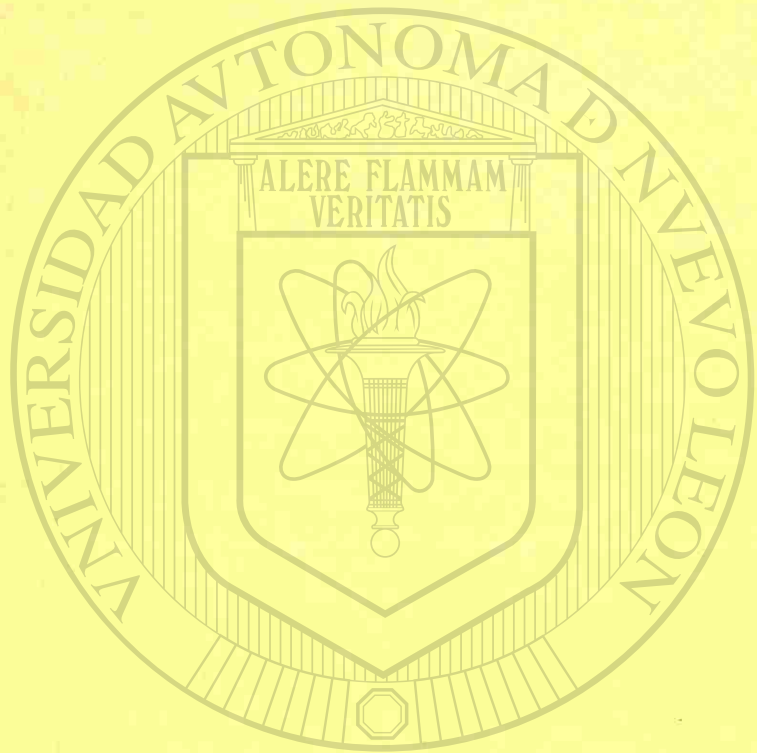
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



1020082528



UANL

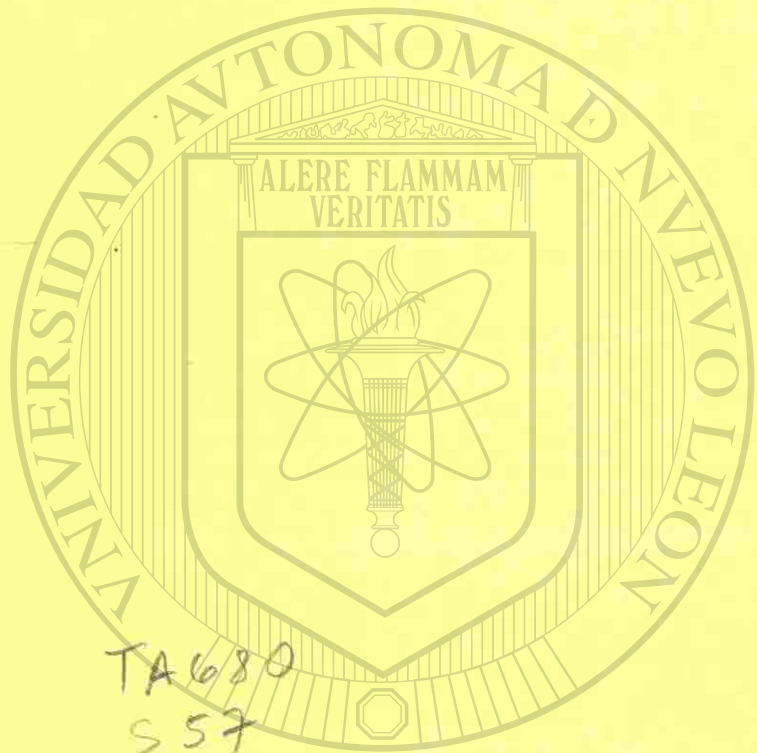
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



FONDO UNIVERSITARIO

84723



TA 680
S 57
1975

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

GRATIFICACIÓN DONOR

85748

PROLOGO

Este libro resume la participación del II Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto, el cual se desarrolló bajo el auspicio de nuestra institución de educación superior.

Hablar de nuevos procedimientos de investigación para acelerar el desarrollo tecnológico del país, es hacer un llamado a la independencia y a la soberanía nacional, que dependen de que en México la investigación científica nos libere de una dependencia tecnológica al extranjero, que produce serios problemas en el desarrollo económico y social de México.

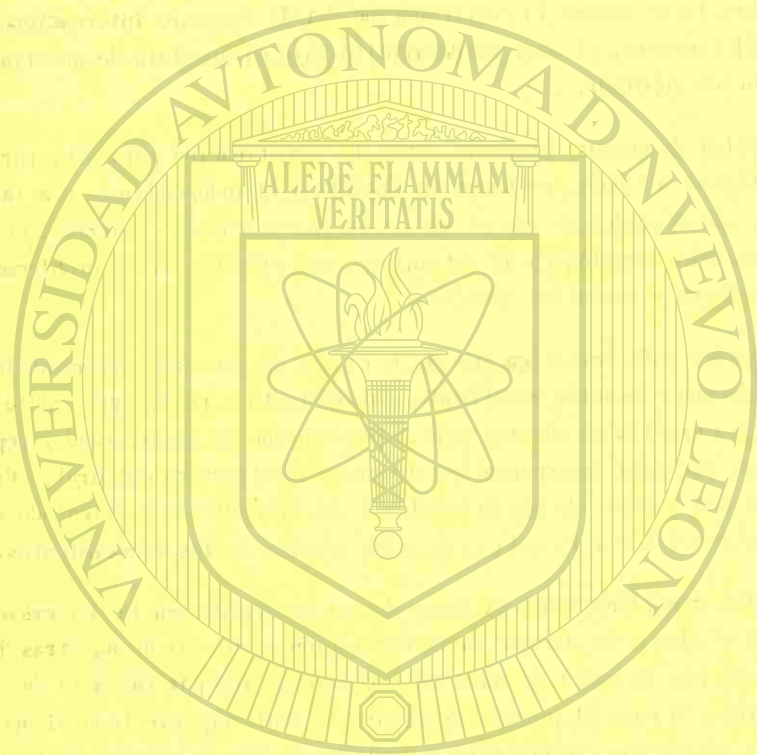
Nuestro país investiga muy poco; causas de esto son fundamentalmente las derivadas de una educación masificada, paternalista y rígida que previo a la reforma educativa existía en nuestro país, aprisionando la creatividad y reprimiendo la libertad, factores indispensables de nuestra estructura cultural. Esto propicia un estudiante carente de una metodología del aprendizaje y orientado a la búsqueda de la información y a la sola aplicación técnica de los conocimientos.

Estas consideraciones en lugar de ser corregidas en la Universidad mexicana, son continuadas y de ahí que la investigación es mínima en nuestras instituciones, no tanto por la falta de recursos económicos sino por la falta de metodología mental necesaria para el proceso de crear, la cual requiere todo el apoyo de las estructuras educativas conceptuales y sociales de México para su posterior desarrollo.

Asistir en este libro a una reunión de investigadores que sin geografía fomentan el desarrollo de una técnica, es observar cómo en México existen también personas que a pesar de la problemática previamente enumerada, sacuden ese tutelaje y se lanzan a la investigación produciendo el desarrollo tecnológico pero buscando siempre como último fin el hombre.

Mis felicitaciones a los organizadores de este simposio que ennoblece a nuestra institución, dignifica la investigación y hace sentir objetivamente la necesidad de un mayor auge de la misma.

DR. LUIS E. TODD
Rector de la U.A.N.L.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ORGANIZACION DEL II SIMPOSIO

El II 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, N. L., México, durante los días 19, 20 y 21 de marzo de 1975.

La parte técnica del II Simposio consistió en la exposición de 18 trabajos distribuidos en cinco sesiones y una plática especial presentada durante la cena oficial por el Sr. Robert E. Philleo sobre las Construcciones de Concreto en todo el Mundo.

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

La Universidad Autónoma de Nuevo León otorgó un diploma a los asistentes y el Comité Organizador les entregó además un portafolio y un libro en español con los trabajos presentados. El único trabajo faltante es el que fue expuesto por el Arq. Raúl Díaz Gómez, Jefe del Departamento de Arquitectura y Profesor de Tiempo Completo del IMCYC, titulado "Investigaciones sobre Concretos Arquitectónicos" que no fue enviado para su publicación. Los interesados pueden dirigirse al IMCYC* para informes sobre el mismo.

Para la realización de este II Simposio se contó con la valiosa colaboración de las siguientes instituciones y empresas nacionales y extranjeras.

- | | |
|---|---|
| GOBIERNO DEL ESTADO DE NUEVO LEÓN | U.S. BUREAU OF RECLAMATION |
| PRESIDENCIA MUNICIPAL DE MONTERREY, N.L. | WATERWAYS EXPERIMENT STATION |
| INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO | SAINTE LAWRENCE SEAWAY AUTHORITY |
| INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M. | CONSTRUCTION TESTING SERVICES, LTD |
| CEMENTOS MEXICANOS, S. A. | DEPARTMENT OF THE U.S. ARMY |
| CEMENTOS DEL NORTE, S. A. | MASTER BUILDERS Co. |
| FUNDIDORA MONTERREY, S. A. | LABORATOIRE DE BETON "68" LETÉ |
| HOJALATA Y LAMINA, S. A. | SIKA CHEMICAL CORPORATION |
| CONCRETOS MONTERREY, S. A. | W. R. GRACE & Co. |
| CONSTRUCTORA POPULAR, S. A. | UNIVERSITY OF CALGARY |
| "UNIBLOCK, S. A." | SOUTHWEST RESEARCH INSTITUTE |
| DEPARTMENT OF ENERGIE MINES AND RESOURCES | SULPHUR DEVELOPMENT INSTITUTE OF CANADA |
| ARCHITECTURAL CONCRETE CONSULTANTS | |

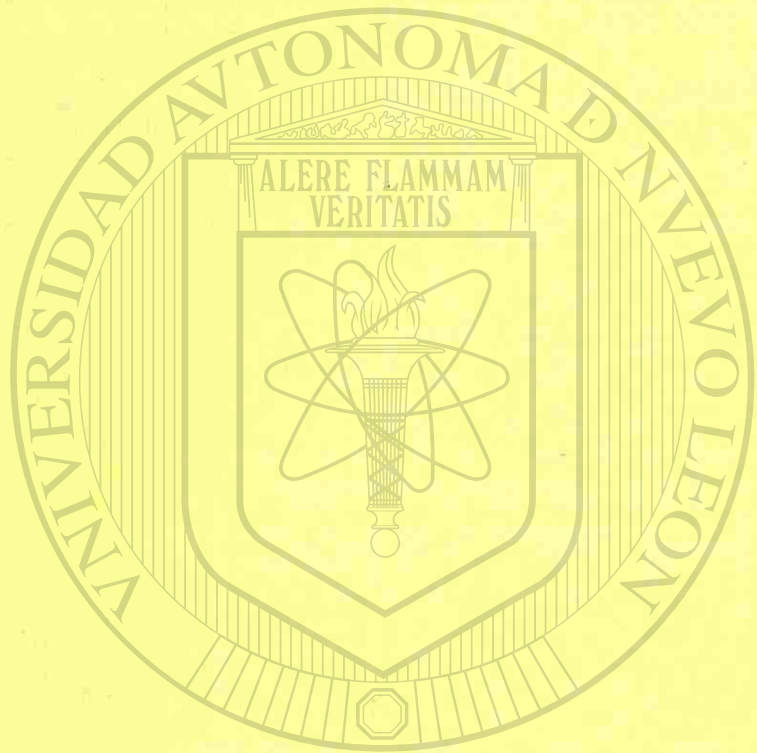
COMITE ORGANIZADOR:

DIRECTOR DEL SIMPOSIO: Raymundo Rivera Villarreal

ASESOR: V. Mohan Malhotra

COLABORADORES: Eliézar Gracia L., Francisco Garza T., Norberto Garza V., Oscar González G., Rodolfo Meza S. y Reyes Martínez Mata.

* IMCYC, Insurgentes Sur 1846, México 20, D. F.



UANL

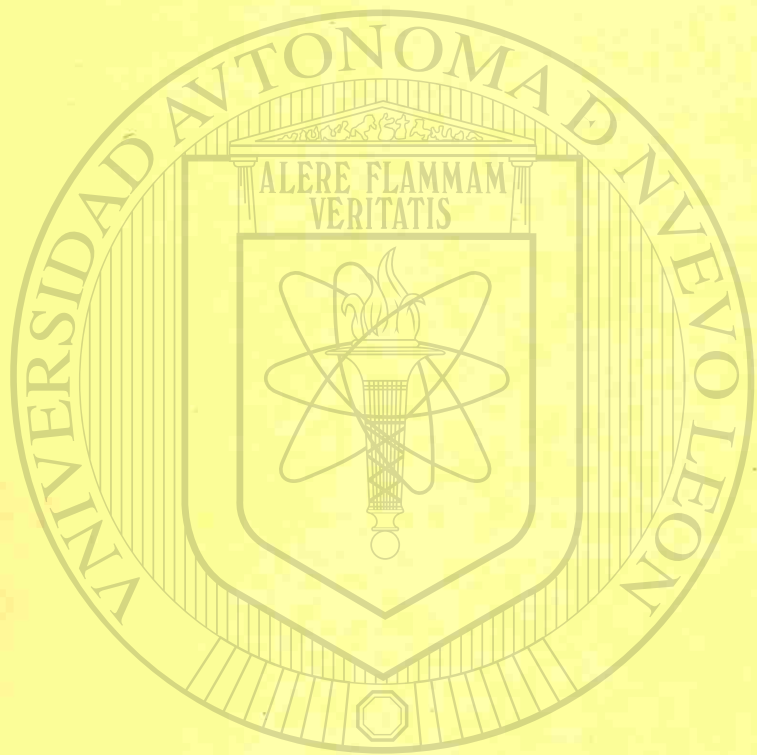
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

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

Impreso en el Depto. de Editorial de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L.

Marzo de 1975



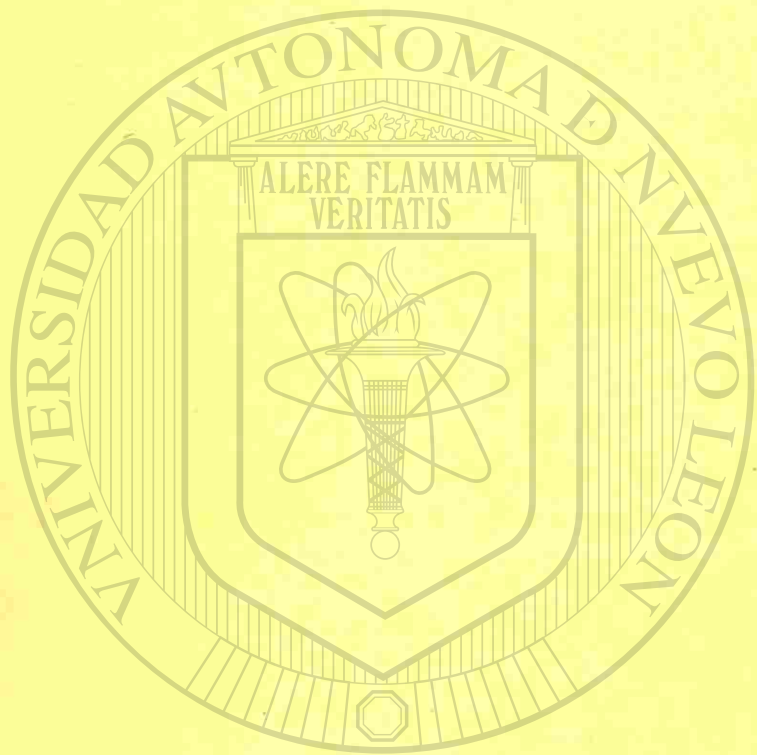
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CONTENIDO

Pág.

COMPACTACION Y CONSTRUCCION DEL CONCRETO ARQUITECTONICO COLADO EN EL LUGAR. James M. Shilstone	1
CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO. Raymundo Rivera Villarreal	19
PROGRESOS EN LAS INVESTIGACIONES SOBRE POLIMEROS PARA CONCRETO. Glenn William DePuy	47
CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS. George C. Hoff	59
MAMPOSTERIA DE CONCRETO A FLEXION. Horacio Ramírez de Alba	67
SECCIONES DE CONCRETO MASIVO Y CONCEPTO DE MADUREZ. E. G. Nisbet	91
CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA PARA LA TORRE CN. John A. Bickley	117
QUE TAN PRONTO ES LO SUFICIENTEMENTE PRONTO. Bryant Mather	137
EL FERROCEMENTO Y SUS POSIBLES APLICACIONES EN MEXICO. José Castro Orvañanos	143
EFFECTOS DEL CLIMA CALIENTE EN LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO. Herbert K. Cook	181
REQUISITOS DE CURADO, PROTECCION Y CLIMATOLOGIA DE LA CSA STANDARD A 23.1. André Bisailón	189
REPARACION DEL CONCRETO UTILIZANDO POLIMEROS. Raymond J. Schutz	201



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CONTENIDO

Pág.

COMPACTACION Y CONSTRUCCION DEL CONCRETO ARQUITECTONICO COLADO EN EL LUGAR. James M. Shilstone	1
CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO. Raymundo Rivera Villarreal	19
PROGRESOS EN LAS INVESTIGACIONES SOBRE POLIMEROS PARA CONCRETO. Glenn William DePuy	47
CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS. George C. Hoff	59
MAMPOSTERIA DE CONCRETO A FLEXION. Horacio Ramírez de Alba	67
SECCIONES DE CONCRETO MASIVO Y CONCEPTO DE MADUREZ. E. G. Nisbet	91
CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA PARA LA TORRE CN. John A. Bickley	117
QUE TAN PRONTO ES LO SUFICIENTEMENTE PRONTO. Bryant Mather	137
EL FERROCEMENTO Y SUS POSIBLES APLICACIONES EN MEXICO. José Castro Orvañanos	143
EFFECTOS DEL CLIMA CALIENTE EN LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO. Herbert K. Cook	181
REQUISITOS DE CURADO, PROTECCION Y CLIMATOLOGIA DE LA CSA STANDARD A 23.1. André Bisailón	189
REPARACION DEL CONCRETO UTILIZANDO POLIMEROS. Raymond J. Schutz	201

PRESENTE Y FUTURO DE ADITIVOS PARA CONCRETO.

Vance H. Dodson

Pág.

211

CONCRETO CON AZUFRE

Robert Loov

221

EL CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE PROMETE
ALTAS RESISTENCIAS A EDADES TEMPRANAS.

V. M. Malhotra

243

USO DE RECUBRIMIENTO DE AZUFRE EN LA
CONSTRUCCION DE CASAS.

Allen C. Ludwig

255

ESPUMAS DE AZUFRE PARA USO EN LA CONSTRUCCION.

W. J. Rennie

261



James M. Shilstone

El señor Shilstone es nativo de New Orleans, Louisiana, y se graduó en Bachillerato de Ciencias en la Academia Militar de los Estados Unidos en West Point, New York. Habiéndose desarrollado en la organización de Laboratorios de Ensaye; cuando se separó del ejército, ingresó a esa organización y pasó 8 años tratando con los detalles del concreto y la tecnología de la construcción metálica. La "Architectural Concrete Consultants" fue fundada en 1963 y adquirida en 1970 por la General Portland Inc. Esta firma ha estado involucrada en la planeación de proyectos valuados en más de U.S. \$10.000.000.00, en los Estados Unidos y en lugares tan distantes como el Medio Oriente. El Sr. Shilstone es una autoridad notable en los procedimientos para la construcción arquitectónica de concreto. Es autor de muchos artículos que aparecen en los boletines técnicos de ingeniería y arquitectura. Como conferenciante, sus programas son escuchados anualmente por 5,000 personas aproximadamente. Es miembro del American Concrete Institute y sirve en el Comité 114 de Investigación y Desarrollo del ACI. También es Miembro Titular del "Construction Specifications Institute" y sirvió como Presidente del "Architectural Monograph Committee".

Ha publicado estudios sobre la adherencia de varillas de acero de alta resistencia en el concreto (ACI-1961), "Tiempo de Revoltura de Mezclas de Concreto" I.C.U.N.L. (1962), "Ensayes Acelerados en Especímenes de Concreto" en el Primer Seminario sobre Diseño y Control de Pavimentos Urbanos (1971), "Ensayes Acelerados para el Control de Calidad de Pavimentos de Concreto" (Primer Seminario Internacional UANL-1972), "Ensayes Acelerados para Determinar la Resistencia Potencial del Concreto a la Tensión por Compresión Diametral y su Aplicación al Control de Calidad de Pavimentos" (Convención Otoño ACI-1973) y en el Highway Research Board TRB Comité A2-EQ3 (enero 1975). Ha elaborado apuntes sobre diversos temas de laboratorio, que se cursan en la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. como: "Comportamiento Mecánico de Materiales", "Tecnología del Concreto", "Mecánica de Suelos" y "Vías Terrestres".

Presentó ponencias relacionadas con la Enseñanza de la Ingeniería Civil en la III, IV y V Conferencias Nacionales de Facultades y Escuelas de Ingeniería (1962-64-66), sobre "Cursos de Laboratorio de Concreto a Nivel Profesional", en el Primer Simposio Nacional sobre la Enseñanza del Concreto (1965).

Es miembro de las siguientes sociedades técnicas: American Concrete Institute (ACI), American Society for Testing and Materials (ASTM), (RILEM), y del Colegio de Ingenieros Civiles de Nuevo León (CICNL). 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.



Raymundo Rivera Villarreal

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. Trabajó como ingeniero en diseño en la industria de Monterrey de 1950 a 1955.

Es maestro de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. desde 1949 y de la Facultad de Arquitectura de U.A.N.L. de 1955 a 1957.



Glenn William DePuy

El Sr. Glenn William DePuy se graduó en la Escuela de Minas de Colorado y en la Universidad de Colorado. Es Ingeniero Civil Supervisor de la Investigación relacionada con la Tecnología del Proceso y Desarrollo de Polímeros para Concreto en el "Bureau of Reclamation Engineering and Research Center" de Denver, Colorado.



George C. Hoff

El Sr. Hoff es ingeniero investigador y jefe de la Rama "Propiedades de los Materiales" del Laboratorio de Concreto de la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station en Vicksburg, Mississippi.

Es graduado y post-graduado en Ingeniería Civil y Mecánica Teórica y Aplicada en la Universidad de Illinois, con registro profesional en Mississippi.

Es miembro del Instituto Americano del Concreto (ACI) y pertenece a Comité 523 (Concreto Aislante Celular), al 544 (Fibras en el Concreto), al 548 (Polímeros en el Concreto), y al comité 223 (Cemento Expansivo).

Su experiencia incluye diseño en cimbrias, construcción de túneles, diseño de carreteras, y los diferentes aspectos del uso del concreto por el Cuerpo de Ingenieros.

El Sr. Hoff ha escrito muchos artículos y publicaciones relacionadas con el comportamiento y el uso del concreto, particularmente en concretos de baja densidad y cementos expansivos.

Ha estado muy activo en la investigación concerniente a los nuevos materiales de construcción y es una reconocida autoridad sobre concreto reforzado con fibra y sus usos.



Horacio Ramirez de Alba

El Sr. Horacio Ramirez de Alba, es ingeniero civil, graduado en la Universidad Autónoma del Estado de México. Posteriormente realizó estudios para obtener su grado de Maestría en Ingeniería en la Universidad Nacional Autónoma de México.

Es investigador del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto desde mayo de 1973, habiendo participado en su representación en varios cursos y conferencias tanto en México, D. F., así como en el interior de la república.

El Sr. Ramirez de Alba es catedrático desde 1965 en la Facultad de Ingeniería de la UAEM, donde actualmente tiene a su cargo el curso de concreto.



V. M. Malhotra
Department of E. M. R.
Mines Branch
Ottawa, Canadá.

El Sr. V. M. Malhotra es graduado de la Universidad de Dehli y de la Universidad de Western Australia. Tiene experiencias en Tecnología de Concreto e Ingeniería de Suelos incluyen trabajos sobre un proyecto hidroeléctrico y en la construcción en Australia, India, y Canadá.

Desde 1962 colabora en la Sección de Materiales de Construcción de la Rama de Minas, Departamento de Ingeniería, Minas, y Recursos de Ottawa, Canadá, en la cual actualmente es jefe, donde se dedica a la investigación aplicada en el campo de agregados y concretos.

Es miembro activo en los Comités Técnicos del HRB, Asociación de Estandares Canadienses; (CSA) RILEM. Fue Presidente del Comité del ACI sobre Comportamiento y actualmente es Vice-Presidente del Comité del ACI sobre Materiales para Concreto; así como Presidente del Comité 214 de ACI sobre "La Evaluación de Resultados de Ensayos de Compresión de Concreto en el Campo".

El Sr. Malhotra ha publicado numerosos trabajos en revistas, y en 1967 fue Presidente Fundador del Capítulo de 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, en conferencias en la Universidad de Leeds, Inglaterra y en la ciudad de Caracas, Venezuela.

Fue asesor en el Primer Seminario Internacional de Tecnología del Concreto.



E. G. Nisbet

El Sr. E. G. Nisbet es miembro del ACI. Actualmente desempeña el cargo de Asistente del Director de Operaciones de la Comisión de la Vía Fluvial del San Lorenzo.

En su primer cargo como Ingeniero de Ensayos de Materiales para la Comisión, estuvo relacionado con el ensayo y control de los materiales para concreto que se utilizaron en la construcción del desvío del canal Williams.

El Sr. Nisbet es Vice-Presidente del Comité de Norma A 23.1 relativa a los Materiales para la Construcción de Concreto y Métodos de Construcción de la Asociación Canadiense de Normas.



John A. Bickley

El Sr. John A. Bickley es Vice-Presidente y Gerente General de la Compañía Construction Testing Services Limited, del consorcio de compañías Trow Group.

El Sr. Bickley está registrado como Ingeniero Profesional en la Provincia de Ontario. Es miembro del Instituto de Ingeniería de Canadá, de la Sociedad de Ingenieros Civiles y del American Concrete Institute.

Además de tener una experiencia general en la construcción el Sr. Bickley está especializado en la Tecnología del Concreto. Aparte de la amplia experiencia obtenida en Canadá, el Reino Unido y Europa, ha realizado más de veinte viajes a Malta, Jordania, Pakistán y Nueva Zelanda como consultor en problemas referentes al concreto.

El Sr. Bickley es Ex-Presidente de la Sección Ontario del American Concrete Institute, es miembro de los Comités A 23.1 y 2 en Materiales para Concreto, y Miembro de Construcción y de Ensayos en Concreto de la Asociación Canadiense de Normas, CSA.



Bryant Mather

El Sr. Bryant Mather es jefe del Laboratorio de Construcción de la U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, en Vicksburg, Mississippi. Es originario de Baltimore, Maryland.

Recibió su grado A. B. en Geología en la Universidad de Hopkins en 1936, hizo estudios de postgrado en Geología en la misma universidad de 1936 a 1938 y de 1940 a 1941; además realizó estudios de postgrado en Geología en la Universidad Americana de 1938 a 1939.

Fue el encargado de la Sección de Mineralogía en el Museo Field de Historia Natural en Chicago, Ill. de 1939 a 1941. El Sr. Mather ha estado con el cuerpo de ingenieros de la Armada Estadounidense desde 1941, en un principio como geólogo, y posteriormente como ingeniero; se ha especializado en la investigación del concreto. Sus primeros trabajos fueron con el Central Concrete Laboratory en la Academia Militar West Point, y en Mt. Vernon, N. Y. Ha estado con la Waterways Experiment Station desde 1946. En 1974 recibió la medalla Charles S. Whitney del Instituto Americano del Concreto por sus trabajos en Laboratorio de Concreto.

El Sr. Mather recibió el Premio al Mérito de la ASTM en 1959; el premio Sanford E. Thompson de la ASTM en 1961; el premio por Servicio Civil Meritorio del Departamento de la Armada en 1965; el premio Roy W. Crum por Servicio Distinguido en la Highway Research Board en 1966, la condecoración por Servicio Civil Excepcional del Departamento de la Armada en 1968; el premio Frank E. Richart de la ASTM en 1972; a medalla Henry C. Turner del ACI en 1973. Fue designado Miembro Honorario del Instituto Americano del Concreto en 1968.

En 1973. Fue designado Miembro Honorario del Instituto Americano del Concreto en 1968.

Es miembro del Sigma Xi. Debido a sus contribuciones a la entomología, fue considerado Miembro Honorario Vitalicio del Museo Americano de Historia Natural de Nueva York en 1968, y Padrino Honorario en 1973. Desde 1968 ha sido Investigador Asociado del Departamento de Agricultura de Florida y de Servicios al Consumidor.

El Sr. Mather es miembro de la ASTM y del AAAS. Fue Secretario y posteriormente Presidente del Comité C-9 de la ASTM sobre Concreto y Agregados del Concreto; fue Presidente del Comité C-1 de la ASTM sobre Cemento de 1968 a 1974; actualmente es Presidente del Comité E-39 de la ASTM sobre Normas de Riesgos contra Incendio; además es Vice-Presidente de la ASTM. Es miembro del Comité Especial de la ASTM sobre Prácticas Métricas.

En 1964 fue Presidente del Instituto Americano del Concreto del Comité Estadounidense de la Comisión de Industrias Técnicas del ACI; y de 1958-1967 figuró en el Comité de Dirección del ACI. Es miembro del Comité del Concreto, del Comité Estadounidense de la Comisión Internacional de Grandes Presas; y es ex-miembro de la Comisión sobre Durabilidad de la Federación Internacional para Concreto Pre-esforzado. Es miembro del Instituto Americano de Ingenieros Mineros, Metalúrgicos y Petroleros. Ha servido como Presidente de la División de Concreto de la Highway Research Board. Fue el orador de la conferencia Henry M. Shaw en la Universidad Estatal de North Carolina en 1967, en la conferencia Stanton Walker en la Universidad de Maryland en 1969, y en la conferencia Edgar Marburg de ASTM en 1970.



José Castro Orvañanos

El Sr. Castro Orvañanos es originario de México, D. F., obtuvo el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil en la U.N.A.M. el año de 1961 y de Maestría en la Universidad de Stanford en 1963.

Fue Profesor Auxiliar en la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. de 1959 a 1962, Profesor del Curso de Construcción en la Universidad Ibero-Americana de 1967 a 1969. Desde agosto de 1972 es Profesor de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería y del Centro de Educación Continua de la U.N.A.M. Impartió un Seminario sobre Movimiento de Tierras, en la Universidad del Cauca, Colombia en 1973. Un Seminario sobre Control de Avance de Obra en Guayaquil, Ecuador, en 1973 y otro Sobre Ingeniería de Costos en la misma ciudad en 1974.

El Sr. Castro Orvañanos es Investigador del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. desde agosto de 1972 a la fecha. Ha elaborado los siguientes proyectos: "Modelo de Distribución Presupuestal de Conjuntos Habitacionales", "Sistema de Información para Procesamiento de Estimaciones de Obra", "Elaboración de Presupuestos Base y Necesidades de Recursos para Construcción de Conjuntos Habitacionales", "Unidad Baños", "El Ferrocemento y sus Aplicaciones en México" y "Techumbres de Ferrocemento".

Ha actuado como ayudante de Residente de Obra, Supervisor, Calculista de Estructuras de Concreto y Jefe de Departamento de Control de Maquinaria con diversas empresas constructoras como la ICA, JAL, MARHNOS, CIMBRACRET y Ballesteros.



Herbert K. Cook

El Sr. Herbert K. Cook es Vice-Presidente de Engineering Master Builders, en Cleveland, Ohio, recibió el grado de Bachiller en Ingeniería Química en la Universidad de Maine en 1935. Tiene 18 años trabajando con el Cuerpo de Ingenieros, los últimos 7 como jefe en la División del Concreto, Estación Experimental en Wasterways. Trabaja con Master Builders desde julio de 1954. Recibió el Premio al mérito de ASTM en 1973. Es miembro de ASTM y ACI, Ex-Presidente del Comité 115 del ACI, Ex-Presidente de los Comités 214 y 305 del ACI, autor de más de 40 trabajos técnicos. Está registrado como Ingeniero Profesional.



André Bisailón

El Sr. André Bisailón se graduó de Ingeniero en el Ecole Polytechnique de Montreal. De 1957 a 1961 trabajó como Ingeniero encargado del control de calidad del concreto para la St. Lawrence Seaway Authority. Desde 1958 es socio y presidente de Concrete Laboratories Ltd. de Montreal. Tiene una vasta experiencia en supervisión y control de calidad de todo tipo de trabajos, productos de concreto, y en la tecnología de evolución de caminos.

Es miembro de la CSA Standard A 23.1 sobre Materiales de Concreto y Métodos de Construcción con Concreto, y de varias asociaciones técnicas. Tales como ACI, ASTM y HRB. Recientemente ha sido designado miembro del National Research Council Selection Committee for Civil Engineering Grant to University.



Raymond J. Schutz

El Sr. Schutz es actualmente vice-presidente de Investigación y desarrollo de Sika Chemical Corporation.

Cursó estudios en el Bergen Junior College (Fairleigh Dickinson University), la Universidad de Hampshire, y la Universidad de Cornell. Ha publicado los siguientes trabajos: "Nueva máquina para ensayar juntas" (ASTM 1959), "Tiempo de fraguado del concreto controlado mediante el uso de aditivos" (ACI, 1960), "Características y propiedades de los agentes estructurales adherentes para materiales cementantes" (PUB-830), "La adhesión por sí misma del concreto mortero y otros materiales estructurales" (Adhesives 1970), "Una máquina para ensayar el material de concreto" (Adhesives Age, 1960), "El factor de forma de diseño de juntas" (C.E., 1962), "Diseño de juntas para paneles de concreto prevaciado" (Journal of PCI, 1966), "Adhesivos de resinas epóxicas para la unión de concreto con concreto" (SP-21 ACI, 1966), "Aditivos para el curado y otros materiales" (Construction Handbok, Mc. Graw Hill, 1969), "Los efectos de las condiciones climatológicas extremas en la durabilidad del concreto" (ACI, 1969).

En el National Research Council. Es miembro del comité de publicaciones del Building Research Institute (BRAB). En el Highway Research Board es miembro de los comités A2EO5, en aditivos para concreto y uso de extractores de agua y retardantes; del comité A2GO3 en ellos y rellenos para juntas y grietas en donde es presidente del sub-comité (4) que estudia las propiedades de los selladores para usos en ingeniería y participa en los sub-comités (5) de ensayos (9) sellado de grietas; el comité A2GO4 en agentes adhesivos y su uso.

Es presidente del Comité de Detalles de Juntas de Concreto Arquitectónico Pre-Fabricado del Prestressed Concrete Institute (PCI).

En el Consejo de Adhesivos y Sellos es Director del Consejo, miembro del Comité de Productos Bajo Riesgo del Comité Técnico.



Dr. Vance H. Dodson

El Sr. Vance H. Dodson ha estado trabajando con la Dra. W. R. Grace & Co. desde 1961 y ha servido en una variedad de investigaciones y mejoras técnicas clásicas. Ha sido designado recientemente gerente de Servicios Técnicos de Productos de Cemento y de Concreto de la División de Productos de Construcción de la Dra. W. R. Grace & Co.

El Dr. Dodson fue inicialmente Profesor Asociado en Ingeniería en la Universidad de Toledo donde se graduó en ingeniería química y química orgánica. Ostenta el grado de Ph. D. en físico-química inorgánica de la Universidad de Purdue.

El Dr. Dodson es miembro de la Sociedad Americana Química, de la Sociedad Americana en Cerámica, de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM) del Instituto Americano de Concreto (ACI).



Robert E. Loov

El Sr. Robert E. Loov es Profesor Asociado en la Facultad de Ingeniería Civil en la Universidad de Calgary, Alberta, Canadá.

Recibió el grado de Bachiller de Ingeniería Civil en la Universidad de Alberta en 1958, su grado de Maestría de Ingeniería Civil en la Universidad de Stanford en 1959, y su Doctorado en Ingeniería Estructural en la Universidad de Cambridge en 1973.

Antes de unirse a la Universidad trabajó como Ingeniero en Jefe con Con-Force Construction Ltd. de Calgary durante 3 años. Durante el período de julio de 1970 a julio de 1973, fue asistente del Vice-Presidente de Servicios en la Universidad de Calgary. Actualmente es miembro activo del comité A 23.1 de la Asociación Canadiense de Estandars, es Director del Capítulo Albertense del Instituto Americano del Concreto, y es miembro del Grupo de Investigación de la Universidad de Calgary.



Allen C. Ludwing

El Sr. Allen C. Ludwing se graduó como Bachelor en 1960 en Ingeniería Química en la Universidad de Texas A & M, y llevó el curso de química de la USAF en la base Mc. Clellan en 1961.

El interés y la capacidad del Sr. Ludwing, han sido dirigidos principalmente hacia el desarrollo de procesos y productos. Su experiencia incluye la investigación y utilización de varios materiales orgánicos e inorgánicos para numerosas aplicaciones estructurales. En estas áreas de investigación ha incluido estudios en el retardo de la acción del fuego sobre estos materiales, y aplicación de dichos productos incluyendo espumas y compuestos reforzados. Algunas patentes han sido otorgadas como resultado de estas investigaciones. Además ha realizado estudios de procesos para beneficiar minerales de productos metálicos. Su experiencia incluye la conducción, diseño y dirección de programas de investigación desde la etapa de desarrollo en el laboratorio, a través de un plan piloto, hasta aplicaciones en el campo y sus evaluaciones. Ha sido consejero y ha realizado estudios en proyectos de casas de bajo costo para las Naciones Unidas en Centro-América. Ha efectuado evaluaciones del comportamiento de la reflexión de la luz para varios sistemas de delineación y tratamientos de la textura de superficies en caminos bajo condiciones de precipitación reales y simuladas. Sus experiencias adicionales incluyen la ejecución de análisis e investigaciones en la separación y purificación de isótopos radioactivos incluyendo la mayoría de los elementos químicos. El Sr. Ludwing es un ingeniero profesional registrado en el Estado de Texas.

Cronología Profesional: Adiestramiento en Ingeniería en el departamento de producción de la Humble Oil-Refining Company, en Pleasanton, Texas, durante el verano de 1959. Ingeniero Químico en la División de Servicios Técnicos, Monsanto Chemical Company en 1960. Químico Nuclear Investigador de la Fuerza Aérea Estadounidense de 1960-63. En el Southwest Research Institute, ha desempeñado los siguientes puestos desde 1963: Ingeniero Investigador en el Desarrollo de Procesos y Productos de 1955-67; Ingeniero Investigador Titular en el Desarrollo de Procesos y Productos de 1967-69; Ingeniero Investigador Titular en el Desarrollo de Sistemas, Departamento de Investigación Automotriz, desde 1969 a la fecha.

Membresías: Water Pollution Control Federation; Texas Water Pollution Control Association; American Ordnance Association; Tau Beta Pi; Phi Eta Sigma; Phi Lambda Epsilon.

Ha publicado más de 30 trabajos relacionados con las propiedades y aplicaciones del azufre.

William J. Rennie

Realizó estudios a nivel de Bachiller en Ciencias aplicadas a la Química en la Universidad de Salford en Salford, Inglaterra. Recibió dicho título en 1966. Posteriormente cursó estudios avanzados en la Universidad de Essex en Colchester, Inglaterra. En 1969 concluyó estos estudios y obtuvo así su grado de Doctor en Filosofía.

De 1969 a 1973 laboró en calidad de Investigador Asociado en el Alberta Sulphur Research Ltd.

Actualmente es el coordinador de proyectos para el Instituto de Investigación del azufre de Canadá (Sulphur Development Institute of Canadá, SUDIC).

COMPACTACION Y CONSTRUCCION DEL CONCRETO ARQUITECTONICO COLADO EN EL LUGAR

James M. Shilstone*

RESUMEN

Las construcciones de concreto arquitectónico colado en el lugar están siendo usadas cada vez más por los arquitectos como un medio para exhibir la estructura de los edificios. Los hombres en la industria de la construcción han utilizado los procedimientos para trabajar el concreto con miras a producir integridad estructural. Rara vez las estructuras habían quedado expuestas, generalmente quedaban revestidas con otros materiales.

Para poder transformar el acabado estructural a la creación arquitectónica deseada, ciertas prácticas estándar deben ser cambiadas. Estas prácticas se refieren a los componentes del concreto, el proporcionamiento, detalles del acero de refuerzo, la entrega y colado del concreto, técnicas de compactación, el material de la cimbra, agentes de relajamiento para formar las juntas, sistema de amarre del encofrado, los horarios para el descimbrado, acabados, curado, medidas correctivas y el sellado.

Para poder cumplir efectivamente el trabajo deseado por el arquitecto, el constructor debe mejorar la calidad de su mano de obra, tanto como sucede con un carpintero que trabaja con madera tosca, mejora su calidad al hacer un gabinete.

Todos los aspectos serán ilustrados con transparencias.

* Presidente de Architectural Concrete Consultants, una división de General Portland, Inc.

Cronología Profesional: Adiestramiento en Ingeniería en el departamento de producción de la Humble Oil-Refining Company, en Pleasanton, Texas, durante el verano de 1959. Ingeniero Químico en la División de Servicios Técnicos, Monsanto Chemical Company en 1960. Químico Nuclear Investigador de la Fuerza Aérea Estadounidense de 1960-63. En el Southwest Research Institute, ha desempeñado los siguientes puestos desde 1963: Ingeniero Investigador en el Desarrollo de Procesos y Productos de 1955-67; Ingeniero Investigador Titular en el Desarrollo de Procesos y Productos de 1967-69; Ingeniero Investigador Titular en el Desarrollo de Sistemas, Departamento de Investigación Automotriz, desde 1969 a la fecha.

Membresías: Water Pollution Control Federation; Texas Water Pollution Control Association; American Ordnance Association; Tau Beta Pi; Phi Eta Sigma; Phi Lambda Epsilon.

Ha publicado más de 30 trabajos relacionados con las propiedades y aplicaciones del azufre.

William J. Rennie

Realizó estudios a nivel de Bachiller en Ciencias aplicadas a la Química en la Universidad de Salford en Salford, Inglaterra. Recibió dicho título en 1966. Posteriormente cursó estudios avanzados en la Universidad de Essex en Colchester, Inglaterra. En 1969 concluyó estos estudios y obtuvo así su grado de Doctor en Filosofía.

De 1969 a 1973 laboró en calidad de Investigador Asociado en el Alberta Sulphur Research Ltd.

Actualmente es el coordinador de proyectos para el Instituto de Investigación del azufre de Canadá (Sulphur Development Institute of Canadá, SUDIC).

COMPACTACION Y CONSTRUCCION DEL CONCRETO ARQUITECTONICO COLADO EN EL LUGAR

James M. Shilstone*

RESUMEN

Las construcciones de concreto arquitectónico colado en el lugar están siendo usadas cada vez más por los arquitectos como un medio para exhibir la estructura de los edificios. Los hombres en la industria de la construcción han utilizado los procedimientos para trabajar el concreto con miras a producir integridad estructural. Rara vez las estructuras habían quedado expuestas, generalmente quedaban revestidas con otros materiales.

Para poder transformar el acabado estructural a la creación arquitectónica deseada, ciertas prácticas estándar deben ser cambiadas. Estas prácticas se refieren a los componentes del concreto, el proporcionamiento, detalles del acero de refuerzo, la entrega y colado del concreto, técnicas de compactación, el material de la cimbra, agentes de relajamiento para formar las juntas, sistema de amarre del encofrado, los horarios para el descimbrado, acabados, curado, medidas correctivas y el sellado.

Para poder cumplir efectivamente el trabajo deseado por el arquitecto, el constructor debe mejorar la calidad de su mano de obra, tanto como sucede con un carpintero que trabaja con madera tosca, mejora su calidad al hacer un gabinete.

Todos los aspectos serán ilustrados con transparencias.

* Presidente de Architectural Concrete Consultants, una división de General Portland, Inc.

INTRODUCCION.

El concreto arquitectónico colado en el lugar y el concreto estructural son materiales de construcción completamente diferentes, aunque ambos realizan una función semejante al respecto, la de soporte estructural.

Una relación análoga entre concreto estructural y concreto arquitectónico puede encontrarse al comparar el trabajo de carpintería de obra con el trabajo de un taller de carpintería. Cada persona que especifica reconoce que si fuera a incluir dentro de las especificaciones de trabajo de taller de carpintería, las especificaciones de carpintería de obra, los resultados de los trabajos del taller no serían de la calidad actualmente esperada. Desafortunadamente, el concreto se ha considerado en su concepto genérico amplio y frecuentemente se han hecho intentos para incluir en las especificaciones dentro de los requisitos estructurales, los tratamientos arquitectónicos. Cuando se sigue esta práctica, los tratamientos especiales para los acabados arquitectónicos carecen de énfasis.

El concreto estructural es aquel material que se utiliza únicamente por su valor estructural, y que no ha de ser una característica arquitectónica, es aquel material que va escondido. Los que diseñan y especifican deben reconocer que cualquier resultado de calidad arriba de aquel esperado para el concreto estructural requerirá detalles y especificaciones especiales para asegurar que los resultados producidos fueron los que se desearon. Si esto no se hace, sólo se puede esperar que el producto presente la apariencia de concreto estructural.

Con el fin de asegurar que se le dé la debida importancia a los detalles especiales necesarios para lograr los resultados deseados en el concreto arquitectónico, se recomienda que estos detalles formen parte de una sección por separado en la división del concreto. La sección debe incluir en el primer párrafo un escrito de que la cláusula sobre concreto estructural regirá todos los casos concernientes a la integridad estructural del edificio, pero "esta sección regirá todos los casos relacionados para lograr la apariencia del concreto arquitectónico".

La terminología empleada en este monograma está en conformidad con el reporte titulado "Terminología del Cemento y Concreto" (Cement and Concrete Terminology) del Comité 116 del Instituto Americano del Concreto. Dicho reporte está disponible en la publicación del ACI SP-16. Esta referencia se recomienda para la biblioteca de quienes hacen especificaciones.

Este monograma fue preparado por el Dallas Chapter, CSI, con la asistencia y consejo técnico del Sr. James Shilstone, Presidente de Architectural Concrete Consultants, una división de General Portland, Inc.

DISEÑO.

La decisión de usar concreto arquitectónico normalmente sigue después de que se ha establecido el diseño del edificio y la ventanería. El diseño final del edificio, la ubicación del proyecto y el presupuesto, son factores que

CONCRETO ARQUITECTONICO COLADO EN EL LUGAR

3

influyen las decisiones concernientes al concreto arquitectónico. Una vez establecido el diseño, debe considerarse el debido dimensionamiento de la sección. El tamaño de la cimbra, los requisitos de refuerzo y colado, y aun el descimbrado deben afectar el dimensionamiento de la sección. Así mismo, si la sección será empleada estructuralmente, ésta tendrá mayor efecto sobre la selección del procedimiento de construcción óptimo. Por ejemplo, frecuentemente las secciones largas y esbeltas son características arquitectónicas que no se necesitan para la integridad estructural del edificio. Estas quedan mejor pre-coladas. Los pre-colados arquitectónicos y los colados en el lugar pueden hacerse para que coincidan. Dictar métodos arbitrarios por razones filosóficas, comúnmente dará malos resultados.

También debe considerarse en el diseño la repetición de dimensiones en las secciones. Los requisitos de presupuesto y mano de obra pueden dictar la necesidad de emplear un gran número de veces la misma cimbra.

Para el proyectista, el concreto ha sido considerado durante mucho tiempo como un material plástico al que se le puede dar cualquier forma. La concepción de este concepto es de que es altamente moldeable bajo prácticamente todas las condiciones para lograr casi cualquier forma. Esto parece avocar a variaciones en la configuración y/o dimensión de acuerdo a los deseos del proyectista. Sin embargo, el empleo efectivo del concreto arquitectónico requiere tanta disciplina como para planear el uso de ladrillo. Cada uno es altamente modular. Se puede tomar alguna ventaja con la plasticidad del material pero dentro de las restricciones de la habilidad del trabajador en la obra, para cumplir con el trabajo planeado. Es mejor considerar las cimbras como las secciones modulares, los cuales pueden ensamblarse de varias maneras para lograr su máximo reuso, pero también para lograr una multiplicidad de claros y configuraciones. Esto no es como el ladrillo modular, en el que, el material es la clave en vez de la sección formada.

Se proporciona la tabla 1 titulada "Guía para el diseño del concreto arquitectónico" como una referencia rápida para las personas que especifican, para evaluar la importancia relativa de muchos detalles relacionados con el logro de un concreto arquitectónico con varios acabados. Esta gráfica fue discutida extensamente en la publicación de mayo de 1973 de la "Architectural Record", y en la de Agosto de 1973 de "Concrete Construction". La clasificación numérica de la importancia relativa para cada detalle indica el grado de cuidado y atención necesario para lograr buenos resultados, así como su influencia en el resultado final para el acabado seleccionado. La calidad de la mano de obra que sería necesaria para un buen concreto estructural se indica en la gráfica común 4: Un "1" significa que aquello a que corresponde debe recibir sumo cuidado ya que tendrá mayor impacto sobre los resultados arquitectónicos "2" y "3" son expresiones similares para grados intermedios. La persona que especifica se ve en la necesidad de emplear esta gráfica como una guía para preparar su reporte y, para verificar que otros ya han tomado en cuenta debidamente aquellos detalles que debieron ser considerados.

INVESTIGACIONES DEL LUGAR.

Una vez que se ha establecido el diseño básico, el siguiente paso importante es una investigación del lugar. La eficiencia o economía se puede ganar o perder en base a las decisiones tomadas con respecto a lo que se encuentre durante la investigación. Los materiales disponibles y la capacidad de producción de concreto de una planta, son factores importantes que afectan el costo. El arquitecto debe determinar qué cemento y agregados son utilizados en el lugar, y cuál

sería el costo y conveniencia de traer materiales especiales. El arquitecto debe revisar las instalaciones de la planta de concreto para establecer su capacidad para manejar los agregados y cementos seleccionados, y su capacidad para producir los volúmenes de concreto requeridos. A menudo, los materiales empleados los fijará la capacidad del productor de concreto si es que el proyecto debe de mantenerse dentro del presupuesto.

Otros factores locales que afectan el diseño son: Leyes, órdenes que limitan el uso de abrasión por chorro, procedimientos de construcción del lugar, la disponibilidad y calidad de mano de obra. La investigación del lugar también presenta la ventaja de familiarizar a los productores de concreto con el proyecto. Muchas sorpresas desagradables pueden evitarse durante la fase de obtener precios, si el arquitecto ha establecido buenas comunicaciones con los productores locales.

MUESTRAS.

Después de que se ha establecido el diseño y se han tomado en consideración los factores locales, se deben colar muestras para verificar los acabados y técnicas. Hay 3 tipos de muestras. La muestra del diseño de acabado, la muestra del acabado objetivo (final) y la de acabados.

Las primeras muestras generalmente son pequeñas y coladas "cara abajo" bajo condiciones de laboratorio. Son para las evaluaciones iniciales de los posibles acabados para el proyecto. Rara vez son adecuadas para presupuestar.

La muestra del acabado objetivo cuadrada de por lo menos 45.72 ó 60.60 cm (18 ó 24 pulg) de lado, debe ser colada empleando el método o métodos propuestos para construcción en obra. Esta muestra puede implantar un objetivo para el acabado y mostrar algunas de las variables que se esperan. Aun esta es demasiado pequeña para mostrar todas las variaciones que pueden (y van) a ocurrir en la construcción. Esta muestra es apropiada para fines de presupuesto.

Una sección de dimensiones típicas con los acabados, debe ser construida por el contratista, incluyendo la mezcla de concreto seleccionada, cimbras, métodos de construcción, formas y acabados. Una de estas muestras debe ser empleada para establecer las últimas condiciones de aceptabilidad, mostrar las variables esperadas, probar la habilidad del contratista para realizar el trabajo, para descubrir fallas en el diseño relacionados con la facilidad de construcción. Por lo tanto, el acabado es un elemento esencial para el diseño y los procedimientos de construcción. Los errores cometidos después de esta etapa, quedarán visibles para siempre. La muestra de acabados debe construirse durante el inicio de la construcción para permitir revisiones.

PRESUPUESTO.

Para lograr acabados de calidad arquitectónica, en vez de estructu-

ral, son necesarios materiales de mayor calidad y mejores técnicas de construcción. Cada uno de estos detalles puede ser objeto de un costo definido en el proyecto, y debe incluirse en el presupuesto. Se recomienda que la persona que vaya a fijar las especificaciones, determine en base a una fuente apropiada, el presupuesto destinado para lograr los acabados arquitectónicos deseados. Este presupuesto puede tener una gran influencia sobre las especificaciones, y servir como base para proyectar las posibilidades de lograr los resultados deseados.

Aquellos elementos que deben ser considerados en el costo son: la mezcla de concreto, las cimbras, un sistema especial de tirantes, acero de refuerzo, precisión en la instalación, técnicas especiales de colado, un mayor esfuerzo durante la consolidación (vibrado), para asegurar una mejor calidad, itinerarios especiales de descimbrado, técnicas de acabado, limpieza, y el sellado final. El presupuesto generalmente se expresa en costo por pie cuadrado o metro cuadrado de superficie acabada. Para relacionar los costos del presupuesto, los cuales a veces se expresan en base al costo por metro² (pie²) mientras otros se definen en costo por m³ (yd³), debe existir una correlación. Deben determinarse el volumen de concreto que formará las superficies expuestas, y el área existente entre m² (pies²) y m³ (yd³). Empleando esta relación, es posible expresar todas las partidas del presupuesto en costo por m² (pie²)

El costo del concreto arquitectónico puede ser comparado con el de otras técnicas de acabado. Cuando se hacen tales comparaciones, se necesitan todos los detalles relacionados con lograr el acabado específico. Por ejemplo, una mano de pintura comparada con concreto estructural simple cuesta más que el producto más el costo de la mano de obra para aplicarla. Antes de que se aplique la pintura, el contratista normalmente selecciona una mejor calidad en el material para la cimbra que aquél que empleó en la cimbra del cimiento, también toma más cuidado en el colado y consolidación, llena las oquedades y desprende las rebabas antes de tallar la superficie y después aplica la capa de pintura. Bajo este análisis, muy pocas pinturas cuestan menos de \$101.00 M.N. por m² (\$0.75 U.S. Dlls por pie²). El resultado en el concreto arquitectónico puede ser obtenido por un valor superior a \$101.00 por m² sobre el concreto estructural. Este es un margen en el presupuesto. Presupuestos económicos son posibles cuando el diseño se presta a construcción eficiente. Hay casos cuando los detalles de diseño son forzados y las condiciones de un presupuesto económico, tienden más a relacionarse a la arquitectura básica que a obtener el acabado de concreto. La construcción de concreto más económica es la que sigue la secuencia natural de construcción y que acepta líneas articuladas en las juntas de construcción.

CIMBRAS.

Como se mencionó anteriormente, se debe considerar la cimbra como el material modular para la construcción del concreto arquitectónico. Reconocer el efecto fundamental que producen las cimbras es la clave para seleccionar adecuadamente el material para la cimbra y los acabados propios para cada proyecto. Mientras que para el concreto estructural simple, la madera de triplay marino impregnada con aceite es un producto aceptable, no es útil en la construcción con concreto arquitectónico excepto como marco para el forro. Con muchas calidades en materiales para cimbra desde madera de triplay marino, plástico reforzado con fibra de vidrio, acero, elastómeros tanto rígidos como flexibles, y otras innovaciones que constantemente entran en el mercado, hay una gran cantidad de opciones. Cada una tiene su lugar y producirá un resultado específico.

Se deben evitar frases tales como: "madera de triplay marino, plástico reforzado con fibra de vidrio, acero u otros materiales que puedan ser adecuados para producir el acabado intensionado". Tales declaraciones aseguran que los contratistas quienes buscan un modo más económico de realizar el trabajo van a planear usar el material para cimbra que será el más económico y que ciertamente no será el mejor para lograr el acabado deseado. Tales variaciones en la calidad sólo pueden asegurar un resultado final de menos calidad.

El acabado que pretendemos puede separar rápidamente varias posibilidades para seleccionarse como cimbra. Los factores claves son si el concreto va o no a permanecer en la misma condición como se coló, o si la superficie va a ser tratada para aplicar posteriormente una técnica de acabado. También influyen la repetición de usos de la cimbra y la disponibilidad de la mano de obra de carpintero en el área. Al ser mayor el número de veces en que se utiliza la cimbra, mayor debe ser la calidad de la misma la cual se especifica en un sentido económico. Cuando una cimbra puede usarse entre 12 y 15 veces, la naturaleza del material para la cimbra tiene poco efecto sobre el costo, siempre y cuando los materiales utilizados son los adecuados para el acabado. Cuando faltan carpinteros debido a demandas de construcción en el área, se prefieren las cimbras construidas en taller, las cuales minimizan la necesidad del trabajo del carpintero. Aunque las cimbras de taller pueden costar un poco más, se puede acelerar la construcción.

Superficies lisas como fueron coladas o áreas planas de gran extensión, son entre los acabados más difíciles que un contratista puede tratar de lograr con concreto arquitectónico.

Cada variación o mancha se acentuará cuando se le ve sobre una superficie plana muy extensa. Se sugiere que donde vayan a estar expuestas grandes superficies planas, se considere una textura de naturaleza tal que tienda a minimizar la visibilidad de aquellas variaciones inherentes aun en la construcción con concreto de calidad arquitectónica. Con ello se aumentarán las probabilidades de lograr con éxito el resultado planeado. Se puede encontrar una relación interesante en la gráfica 1 al sumar todos los números con cada columna exclusivamente aquí illos bajo "Acabado". Al ser el número más alto, más fácil es lograr el acabado; 144 es para concreto estructural. Se encontrará que para una cimbra absorbente con una superficie lisa como fue colada, la suma es una de las más bajas (71) en cualquier columna de la gráfica. Esto debe compararse con la columna de la cimbra no-absorbente con textura (95). La suma para la técnica de construcción para dar un acabado "martelinado" el de 109, pero la técnica de acabado es cara.

Es necesario darnos cuenta de la importancia que tiene la selección de cimbras absorbentes contra las no-absorbentes para superficies coladas en el lugar, y el de comprender el proceso químico en el concreto. Cuando reaccionan el cemento Portland con agua, se forma un producto secundario de hidróxido de calcio. El hidróxido de calcio es soluble en el agua y se mueve junto con ella en la mezcla de concreto hasta el punto en que finalmente se deposita como resultado de la evaporación del agua o se ve implicada en la reacción química. Cuando se deposita se convierte en un cristal claro el cual no es estable. Después de estar expuesto a la atmósfera durante un período corto, el hidróxido de calcio reacciona con el dióxido de carbono para formar carbonato de calcio mejor conocido como eflorescencia. Se puede predecir el color final de la superficie cuando se detecta el depósito de hidróxido de calcio. Cuando la cimbra es del tipo absorbente el hidróxido de calcio puede emigrar, especialmente en el primer colado cuando están abiertos los poros, a la madera en vez de depositarse en o sobre el concreto. Cuando se retira la cimbra, la superficie de concreto se separa del resto ya que se convirtió en parte de la cimbra. El concreto tenderá a un color oscuro y una superficie algo porosa como arenosa. Cuando la cimbra no es absorbente y el agente liberador se ha aplicado en tal manera que no tenga ningún efecto sobre el fraguado de la capa superficial, el hidróxido de calcio se depositará sobre la superficie del concreto y el color del concreto será muy claro. Se puede pensar que el medio para lograr en el concreto un color oscuro es el de utilizar cimbras absorbentes

Sin embargo, aún no se conoce el material para lograr tales resultados a un costo razonable. Cimbras de madera sin tratar son por naturaleza variables en absorción debido a variaciones en la densidad causadas por los diferentes períodos de formación de la madera.

A partir de lo anterior, se manifiesta que una madera natural, aun cuando se le aplica un agente liberador, producirá variaciones en color a la superficie de concreto. Para minimizar estas variaciones, es útil sellar antes de usar se, cada pieza de madera por todos los lados. Esto no excluye los requisitos para usar el agente liberador. Para minimizar las variaciones en color esperadas en el primero y segundo colado, se pueden tratar las cimbras con una lechada de cemento Portland antes de utilizarlas por primera vez en la construcción. La capa de lechada deberá ser de por lo menos 1.27 cm (1/2 pulg) de espesor para que resulte fácil quitarla de la cimbra. Esto sería un factor en el costo del proyecto. Si no se tratan bien las cimbras con tablas sellándolas antes de su primer uso, se puede esperar que se deteriore después de 3 usos aproximadamente.

El pino requiere comentario especial. Este material debe evitarse debido a la savia, la cual no se elimina en el curado, es por naturaleza ácida y que en cualquier tiempo puede emerger a través del sellado y del agente liberador, y colocar el concreto alcalino en un medio ácido cuando está tomando lugar el fraguado. El resultado es una falta de reacción en el concreto y la superficie es nulificada resultando en una apariencia moteada y polvorienta. También, este tipo de madera para cimbra está sujeta a variaciones considerables en sus dimensiones con los cambios de humedad.

Hay muchos tipos de madera de triplay que pueden utilizarse para el concreto arquitectónico liso. La mayoría tiene algún tipo de tratamiento que cause que sean no-absorbentes. Un producto introducido durante la última década a los Estados Unidos desde Finlandia fue un material para cimbra de 1.9 cm (3/4 pulg) -- formado por 14 chapas de abedul con las superficies impregnadas con resina fenólica. Otros productos de madera de triplay de Finlandia se han introducido recientemente en el mercado de Estados Unidos. Las especificaciones de la Asociación Finlandesa para la Investigación de la madera de triplay no son tan estrechas como -- aquellas para el producto originalmente importado.

Se encuentran disponibles cimbras no-absorbentes en una gran cantidad de materiales. En algunas ocasiones, se pueden aplicar recubrimientos de vinilo liso para pisos como forro para cimbras estructurales de madera de triplay. Es necesario un cuidado especial para asegurar una adherencia uniforme con la cimbra estructural. Generalmente se utiliza acero cuando se requieren gran número de usos o construcción con una presión total. Se sugiere precaución porque hay dos métodos diferentes para rolar la placa de acero. Las variaciones en las técnicas de rolado puede causar variaciones en la apariencia del concreto colado en los dos tipos diferentes de metal. A menos que se tome precaución para evitar este hecho, el enmohecimiento de las superficies de la cimbra también puede ser un problema si las cimbras no se protegen adecuadamente.

El plástico reforzado con fibra de vidrio puede ser una solución ideal en -- casos donde se usa una pieza de cimbra para 2 o más caras adyacentes en el concreto. Como ejemplo mencionaremos el frente y los lados de una columna, una cara y la base de una viga. Tales cimbras aseguran que no habrá filtraciones en las esquinas completamente selladas -- por lo tanto, disminuye una de las variaciones más objetables para la construcción con concreto arquitectónico. A algunos diseñadores no les gustará las esquinas ligeramente redondeadas, pero tampoco prefieren líneas de filtración.

Recientemente se han introducido forros para cimbra hechos de cloruro de polivinilo suave o elastómeros que permiten la selección de una diversidad de acabados. Los forros para las cimbras se pueden fabricar de tal manera que incluyan -- las texturas o grabados que resultaran en bajo relieve en el concreto, pero que --

también resulten fácil de despegar. El factor de repetición de usos varía de acuerdo con la calidad del material, el cual a su vez varía con el costo unitario. Otra característica adicional de estos materiales suaves es que es menos la acumulación del hidróxido de calcio sobre su superficie de contacto. El concreto presenta una apariencia "suave" comparándola con un concreto colado en una cimbra pesada. La persona que especifica debe estar pendiente de los cambios en los materiales comerciales para cimbra. Bastante investigación se ha realizado recientemente, la cual puede resultar en la innovación de una cimbra que no requiera la aplicación de un agente liberador y que a la vez sea económico.

Al discutir las cimbras, se debe considerar el uso de un agente liberador. Este agente puede afectar el fraguado del concreto superficial cuando éste se aplica en una manera sobrada o no-uniforme. Aunque se dice de muchos productos que no manchan ni decoloran el concreto, estos problemas sí pueden presentarse en el campo. También, el utilizar diferentes agentes puede tener influencia en el color de la superficie del concreto. Naturalmente, este producto y su aplicación son críticas para superficies que permanecen como fueron coladas. Lo anterior se minimiza cuando se decide eliminar la capa superficial.

Cuando la superficie del concreto va a someterse a la abrasión por chorro, a un amartillado u otras técnicas, puede ser importante para el que especifica, un conjunto diferente de circunstancias. La preocupación principal ya no es el hidróxido de calcio, sino que serán las juntas. Se deben vigilar cuidadosamente las cimbras de madera de triplay para determinar si se están agrietando o deteriorando de tal manera que afecten el acabado arquitectónico. La madera de triplay puede tener la tendencia a agrietarse si se deja con la cara de contacto expuesta a la luz solar, después de estar en contacto con el concreto. Cuando esta cimbra se utiliza de nuevo, absorberá humedad por las grietas cambiando así la relación agua-cemento del concreto en estos lugares. Ello resultará en la aparición de vetas oscuras en el concreto y que si una textura burda ocultará esta discontinuidad.

Si se utiliza una cimbra con material modular, y la superficie que se va a colar es mayor que la del módulo, se debe considerar cómo tratar las juntas resultantes. Las juntas en la cimbra pueden cubrirse con cinta cuando el acabado final se va a lograr utilizando un "mastelinado" o una abrasión por chorro media o pesada. Precaución: la cinta no se adhiere al agente liberador de la cimbra. Se debe utilizar este producto con cuidado. Muchos contratistas han obtenido diferentes resultados con diferentes productos. El producto que se vaya a utilizar deberá verificar su resultado en la muestra de acabados. Cuando se desea una textura lisa, la deformación en la cinta no podrá ser eliminada por las técnicas de acabado, así que se recomiendan otras técnicas para tratar las juntas.

Debido a que la madera de triplay tiene una tolerancia en su espesor, se puede esperar que piezas adyacentes varíen en espesor, lo cual causa una discontinuidad en el concreto. Se recomienda que la localización de las juntas sea planeada por el diseñador y que las especificaciones indiquen que no haya juntas a tope en otros lugares, sólo en aquéllos escogidos por el diseñador.

Estas deben ser articuladas por medio de un canal rústica. Este canal se hace mejor de madera cuidadosamente sellada antes de aplicar el agente liberador. La canal debe tener suficiente holgura para asegurar una separación fácil. Deberá estar ligeramente clavada a la cimbra para asegurar que se desprenderá de la cimbra durante el descimbrado.

Se pueden sugerir muchas otras posibilidades para minimizar el efecto visible de las juntas a tope. Estas posibilidades deben probarse en la muestra para acabados antes de implantarla en el edificio. Las soluciones alternas deben

estar en lo razonable dentro de la tecnología. Se pueden crear ciertas condiciones en la muestra para acabados que pueden causar una impresión falsa. Obviamente éstas deben evitarse.

Habrán ocasiones cuando el diseñador seleccione un acabado mediante "chorro ligero", y no quiera articular la localización de las juntas a tope. Se le puede asegurar que las juntas a tope quedaran visiblemente acentuadas con la técnica de acabado. Cuando no se desea una articulación, la solución adecuada es un forro que cubra completamente la superficie de la cimbra estructural.

Las filtraciones de cualquier tipo en las cimbras resultará en una decoloración oscura alrededor del punto de fuga. La humedad y pasta que se fugan del concreto colado nunca se repondrán excepto con un resane. Por lo tanto es de capital importancia evitar las fugas y filtraciones. En muchas ocasiones se han utilizado chaflanes en las esquinas con el fin de disminuir las fugas. Si no se sellan los chaflanes a la cimbra, la filtración de humedad y pasta ocurrirá en dos puntos en vez de una. Se recomienda que se sellen todas las esquinas y juntas de construcción para tener una protección adecuada contra las filtraciones. El sellado debe hacerse con una cápsula sellada de neopreno compresible con adhesión por un lado para que se fije a la cimbra.

El sistema de tirantes para la cimbra es otra consideración importante. Se recomienda que los que especifican se familiaricen con los proveedores de accesorios para concreto en el área, y obtener catálogos de los diferentes tipos de sistemas de tirantes. Recientemente se ha popularizado el tipo de tirante con cono, pero ha resultado muy caro. Es difícil referirse a alguna cifra de costo debido a las fluctuaciones en los Estados Unidos, pero el costo mínimo de un tirante con cono, instalado, desmontado, sellado y acabado en el lugar es de \$1.75 Dls. por tirante. Otra alternativa para este sistema se encuentra con formas más pesadas con acero de respaldo y pernos cónicos en ubicaciones mínimas para sustituir la multiplicidad de tirantes cónicos. El elevado costo de cimbras de alta calidad será repuesto por el ahorro en los tirantes de cimbra y en el tiempo de colocación de la cimbra. Cuando los pernos son usados, la cara arquitectónica debe estar en el lado pequeño del perno para evitar el astillado en franjas.

La filtración es importante en la unión de las esquinas. Todos los sistemas de tirantes deberían incluir un detalle de prevención segura de filtraciones. Los ojos de buey alrededor de los agujeros de los tirantes no se consideran generalmente atractivos. Esto ocurre cuando hay todavía una pequeña filtración en el lugar del tirante.

ACERO DE REFUERZO.

El proyecto debe ser planeado a detalle, teniendo en mente el colado adecuado del concreto. Siempre se deberá mantener un espacio de trabajo suficiente durante la consolidación. Debe ser considerada la cantidad de concreto capaz de ser colada a la vez al planear la localización de juntas y biselación. Si la dimensión de una sección en particular no proporciona un espacio de trabajo adecuado, o presenta cierta dificultad para que el trabajador en la obra cumpla los resultados fijados, deberá ser considerado otro método de construcción u otro detalle del refuerzo. Los resultados visibles finales serán regidos por el espacio para trabajar proporcionado al trabajador en la obra. Dicho de una manera sencilla, el mayor problema con una sección de concreto reforzado es lograr ganar espa-

cio. El refuerzo no sólo se lleva espacio, pero aún más importante, divide el espacio restante de una sección en una parrilla de espacios rectangulares a través de los cuales el concreto debe ser colado y consolidado. A menudo la solución propuesta para un elemento apiñado con refuerzo es el de emplear un vibrador más pequeño. Desafortunadamente, el vibrador pequeño no puede realizar el trabajo necesario para producir resultados de calidad en el concreto arquitectónico. Ya que la cantidad de refuerzo requerida en una sección depende de las dimensiones de la misma, el primer paso es el de establecer secciones de dimensión suficiente para evitar cantidades excesivas de acero de refuerzo. La imaginación de los patrones para el refuerzo es importante en esta etapa inicial, particularmente en la intersección de elementos. Por ejemplo, las vigas deben ser más anchas que las columnas que tienen que ir a través del piso, para evitar así el enjambre de refuerzo horizontal y vertical. En otras secciones, colocar las varillas en paquetes puede proporcionar una solución para obtener espacio para trabajar.

Se deben considerar los siguientes puntos antes de finalizar el diseño:

- 1) El recubrimiento del acero de refuerzo con fines de diseño, para concreto expuesto a la intemperie, debe ser por lo menos de 5 cm (2 pulg). El reglamento de ACI permite al acero de refuerzo un movimiento de ± 1.27 cm (1/2 pulg) de la posición en el diseño. Esto, por lo tanto, deja un recubrimiento de 3.81 cm (1 1/2 pulg) como mínimo.
- 2) Las varillas horizontales en los muros deben colocarse hacia el lado de la superficie para permitir un mayor espacio de colado entre parrillas de refuerzo. Cuando sea una sola parrilla de refuerzo, ésta se colocará al centro del muro, pero de nuevo con el refuerzo horizontal hacia afuera de la vertical.
- 3) Un espacio de trabajo con claros de 12.7 cm (5 pulg) para un diseño es un mínimo para facilitar el colado y consolidación adecuada de mezclas de concreto con bajo revenimiento.
- 4) Cuando se calcula el espacio ocupado por el acero de refuerzo, para determinar aquel espacio con el cual el trabajador en la obra contará para realizar el trabajo, deben usarse los diámetros máximos de las varillas, en vez de los diámetros nominales.
- 5) Debe especificarse que el alambre de amarre se deje debajo de las juntas amarradas en vez de cerca de la cara expuesta.
- 6) No se deben permitir las silletas en superficies verticales para espaciar el acero de refuerzo. Cuando es necesario soportar el acero de las vigas, las silletas deben tener punta de plástico con cubierta de plástico suficiente para asegurar que el metal no se oxidará. Si la superficie va a ser abrasionada, se le debe considerar el material que va a resistir la abrasión. En la mayoría de los casos en que hay mucho refuerzo en vigas, puede que sea necesario emplear bloques prefabricados con el mismo concreto usado en la construcción para soportar el refuerzo. Rara vez es una solución viable el de colgar el acero de refuerzo.

Algunos reglamentos de diseño permiten el uso de refuerzo en tal cantidad, que la facilidad de construcción se reduce marcadamente. Cuando se encuentran tales condiciones, el hecho de que la cantidad de acero requerido esté dentro del reglamento, no es una excusa aceptable para producir un diseño que interfiera con una construcción adecuada.

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

La preparación apropiada del diseño de una mezcla de concreto para un acabado de concreto arquitectónico obviamente es la clave para lograr ciertos resultados especificados. Esto es particularmente cierto cuando se desea una textura burda con una distribución muy densa y uniforme de agregado grueso. Ya que el diseño del proporcionamiento es más un proceso de arte y antecedentes, que tecnología, es conveniente, para el que especifica, que entienda algunos de los fundamentos acerca de los enfoques técnicos a esta función importante.

Los fundamentos para un buen concreto se pueden simplemente anotar como: El agregado grueso es el material de más alta calidad, en la mezcla de concreto. Si se ensaya individualmente, las partículas de roca se pueden romper en un rasgo hasta de 1,055 - 1406 kg/cm² (15 - 20,000 lb/pulg²). Un objetivo es el de incluir tantas de estas partículas como sea posible en un m³ (yd³). Sin embargo, reconocemos que no podríamos mover partículas de agregado grueso compactadas y adheridas con un rozamiento de arista a arista como se podría ver si colocásemos la máxima cantidad posible en un recipiente de 1 m³ (1 yd³). Con el fin de facilitar el movimiento, cada partícula de agregado grueso debe estar cubierta con partículas de agregado fino, los cuales sirven como rodamientos sobre los cuales se mueven las partículas mayores. Así como en la maquinaria, los rodamientos deben estar cubiertos con un lubricante para mejorar la fluidez de la mezcla de concreto. El cemento Portland y agua sirven de lubricante y posteriormente reaccionan para combinar y llevar el volumen total a una alta resistencia. En muchos casos se considera el aire como parte de la lubricación. El objetivo del diseñador de los proporcionamientos es el de tener la máxima cantidad de agregado grueso con no más de la cantidad necesaria de agregado fino con la cantidad suficiente de cemento y agua para proporcionar la lubricación, todo lo cual posteriormente alcanzará la resistencia deseada.

Los procedimientos para emplear la información anterior se pueden explicar a través de lo que se conoce como el enfoque de apilamiento de partículas. Si apiláramos un cierto número de postas (balines) de 1.27 cm (1/2 pulg), una arriba de la otra, en un cilindro de 91.44 cm (36 pulg) de alto, el cilindro contendría 72 balines.

Podemos relacionar esto al agregado grueso y a un factor denominado "peso volumétrico varillado seco".

Para determinar este factor, debe llenarse una medida de 14.18 dm³ (1/2 pie³) con el agregado grueso del proyecto, siendo acomodado mediante golpes de varilla y en 3 capas. Se puede calcular el peso en libras por pie³ que contendrá un recipiente de 1 pie³. Regresando a nuestras 72 partículas redondas, necesitamos colocar una capa de rodamientos alrededor de cada partícula. Si esto se hiciera en nuestras 91.44 cm (36 pulg) de alto originales, ya no podrían estas 91.44 cm (36 pulg) de alto contener las 72 partículas originales. En base al diámetro promedio de los balines, es posible calcular el porcentaje de la pila original que se emplearía en esta nueva configuración.

Si quisiéramos asegurar una mayor cantidad de las postas de 1.27 cm (1/2 pulg) originales en los 91.44 cm (36 pulg), esto se podría hacer con balines de un diámetro menor. Este principio se puede aplicar al concreto cuando se puede cuantificar el tamaño promedio del agregado fino. Cuando se determina la granulometría de la arena en conformidad con el ASTM C-33, uno de los cálculos importantes es el del módulo de finura de la arena. Esto se determina al sumar los porcentajes retenidos en cada malla a partir de la #4 hasta la 100, y dividir entre 100. Esto arrojará un número del orden de 2.80. Al ir cambiando la granulometría de la

arena, va cambiando el módulo de finura. Al hacerse la arena más fina, el módulo de finura se reducirá. Inversamente, la arena gruesa tendrá un módulo de finura alto. El módulo de finura es una expresión relativa que indica el promedio del tamaño de la partícula.

Por lo tanto, un método para el diseño de mezclas de concreto sigue el principio de la partícula apilada. El peso volumétrico varillado seco puede indicarle al diseñador la cantidad máxima absoluta de agregado grueso que se puede incluir en un m^3 (yd^3). El módulo de finura es la clave para la determinación del porcentaje del peso volumétrico varillado seco que puede ser el más usado eficientemente dentro de esa combinación particular de materiales. Una persona experimentada en tecnología del concreto puede proceder a diseñar la mezcla.

El estándar ACI 211 "Práctica Recomendada para Seleccionar Proporciones para Concreto" incluye una tabla la cual indica, para varios tamaños máximos de agregado grueso y una gama de módulos de finura, el porcentaje de peso volumétrico varillado seco del agregado grueso que puede utilizarse en la mezcla. Los principios sobre los que se basa esta tabla son sólidos, sin embargo, esta tabla fue preparada para el concreto estructural por la National Crushed Stone Association (Asociación Nacional de Piedra Triturada) en 1934 y que todavía se publica en su Boletín de Ingeniería No. 11 bajo el título de "For Structural Concrete, Place Without Vibration" ("Para Concreto Estructural, Cuélese sin Vibración"). También hay una nota en la tabla original que dice, "Para concreto que va a ser colado con vibración interna bajo una inspección muy rígida, incrementa los valores tabulares de b/b_o en un 10% aproximadamente". El arquitecto necesita evaluar su propio proyecto en particular y determinar la fuente de información que le sería apropiada para determinar un diseño válido para el proporcionamiento del concreto. Mientras que las indicaciones de la tabla del ACI pueden ser completamente adecuadas para muchas necesidades en el diseño del proporcionamiento, puede que éstas no sean las mejores para el concreto arquitectónico. Alguien que tenga gran experiencia en el diseño del proporcionamiento para concreto estructural, puede no percatarse de los principios especiales aplicables al concreto arquitectónico para producir los resultados específicos.

Se hace mención en otras publicaciones de diseños de proporcionamientos de graduación de piedra triturada. Normalmente las mezclas de concreto se consideran estar uniformemente graduadas con un agregado grueso desde el tamaño máximo hasta que empalme con el tamaño máximo del agregado fino y de allí hasta finos. El principio de agregado de piedra triturada implica el uso de agregados los cuales, cuando se combinan, localizan un claro o falta en ciertos tamaños de agregado. Por ejemplo, el agregado grueso puede estar graduado de 1.9 cm a 0.95 cm ($3/4$ a $3/8$ pulg) y el agregado fino de la malla #8 hasta la #100. El salto obviamente está entre 0.95 cm ($3/8$ pulg) y la #8. El objetivo real para graduar con claro es en esencia el empleo de una arena muy fina que sería similar a la arena gruesa para mampostería con un módulo de finura de 2.0 a 2.2. Como se puede observar en la tabla, una arena con este módulo de finura permite una cantidad máxima de agregado grueso para mejorar la probabilidad de mostrar más uniformemente el agregado sobre una superficie acabada. Cuando uno investiga el mencionado módulo de finura en un rango de 2.0 a 2.22, se encontrará que está fuera de los límites del ASIM C-33 para graduación de arena para concreto. Sin embargo, se puede producir concreto de alta calidad con tales mezclas cuando se diseñan por alguien familiarizado con este tipo de mezclas.

En un enfoque hacia la piedra triturada en donde se tritura una piedra para proporcionar tanto agregado grueso como fino, se debe tomar precaución para asegurar que el agregado fino está graduado y clasificado adecuadamente. Arenas trituradas tienden a tener exceso de finos lo cual requiere una mayor demanda de agua, resultando posteriormente muchas grietas. También tienden a tomar una gran cantidad de partículas gruesas lo cual resulta en mezclas ásperas. Una arena triturada uniformemente graduada con un mínimo de finos, puede producir concreto de alta calidad. También debe analizarse la forma de la arena. Generalmente, la

arena debe ser de forma cúbica. Las partículas en forma de lascas tienden a trabar se requiriendo mayor cantidad de agua para mejorar la docilidad.

Se debe hacer mención de los aditivos. Se requiere aditivos de inclusión de aire para el concreto estructural en regiones donde hay congelamiento y deshielo. Sin embargo, la inclusión de aire junto con arena de buena calidad y un factor de cemento alto, pueden resultar en mezclas de concreto que son muy cohesivas y que no fluyen ni se consolida bien. Se sugiere que la inclusión de aire sea de un porcentaje mínimo dentro de lo discreto. Si el concreto no va a estar expuesto a la intemperie, se puede evitar la inclusión de aire.

Los aditivos reductores de agua y reductores de agua retardantes pueden ser ayudas inapreciables para lograr la calidad de concreto arquitectónico. Se puede sufrir la segregación del agregado grueso cuando el peso de este es mayor que el equivalente al de un volumen igual de mortero. Ya que la arena es igual que el agregado grueso y el cemento es de mayor peso, el factor gobernante en la mezcla de concreto es la cantidad de agua. Un aditivo reductor de agua permitirá una disminución de agua para mantener la gravedad específica equivalente del mortero en un rango igual al del agregado grueso. Los aditivos retardantes son útiles en clima caliente para mantener la consistencia del concreto constante en cada entrega de camión. Esto minimiza la posibilidad de líneas entre vaciados de un mismo colado, manteniendo el concreto del vaciado inferior fluido durante un período más largo. En cualquier caso, ambos tipos tienden a mejorar la docilidad. Puede que se necesite variar la dosificación a partir de las recomendaciones estándar para el concreto estructural. Los resultados son más importantes que un costo mayor por una cantidad pequeña de producto adicional. El cloruro de calcio nunca debe ser usado en concreto arquitectónico ya que tenderá a hacer el concreto obscuro y moteado.

ACTIVIDADES ANTERIORES A LA CONSTRUCCION.

Antes de arrancar la construcción, se debe tener una conferencia con la presencia de todo el personal clave: el arquitecto, el ingeniero estructural, el consultor de concreto arquitectónico, el contratista general, el subcontratista de concreto, el proveedor del acero de refuerzo, el proveedor de la cimbra, el proveedor de concreto premezclado y el laboratorio de ensaye. Para entonces, tanto el arquitecto y el contratista deben estar igualmente enterados con los objetivos y necesidades del otro para lograr el resultado deseado. El contratista debe presentar para su discusión, el equipo, materiales y métodos que él propone para ser usados en el proyecto. Las preguntas concernientes al espacio de trabajo y requisitos de ingeniería deben ser aclaradas para informar al detallista del acero de refuerzo acerca de las oportunidades para facilitar la construcción. Se debe establecer un horario para la entrega de muestras, plomos de taller y literatura de varios productos. La conferencia debe concluir con los acabados.

La construcción de los acabados debe ser una demostración de la habilidad del contratista para producir los resultados intencionados empleando los mismos materiales, equipo, sistemas y gente que se ocupa para construir la estructura principal. La muestra de acabados debe incluir tantos detalles complejos como sea posible encontrar en la construcción del edificio. Para verificar la capacidad del acero de refuerzo, éste se selecciona de manera que presente las peores condiciones. Puede haber oportunidades de controlar el trabajo a un mayor grado de lo que normalmente se esperaría en una construcción. Esto debe evitarse. La mano de obra debe ser representativa de las condiciones de trabajo. La construcción de

muestras debe completarse con anterioridad para dar oportunidad a modificaciones en cimbras, acero de refuerzo u otros asuntos que podrían afectar adversamente la construcción si se llevaran a cabo como originalmente se pensó.

Los acabados deben realizarse en todo detalle incluyendo, cuando sea aplicable, la colocación de los prefabricados los cuales se usarán posteriormente en combinación con el colado en el lugar del edificio. Ya que la construcción en el lugar es la más difícil, las especificaciones deben indicar que los prefabricados se asemejen con los colados en el lugar. Ningún juicio sobre acabados debe basarse en la pequeña demostración de una técnica sobre una pequeña parte del trabajo de acabado. La muestra de acabados también sirve para que la cuadrilla de resanes exhiba su capacidad para realizar el trabajo.

LA CONSTRUCCION.

El contratista debe organizar su trabajo como un sistema. Una planeación adecuada de la cimbra debe minimizar la necesidad de forzar la cimbra para desprenderla del concreto, o necesitar otro manejo brusco que tienda a afectar, ya sea el concreto o la cimbra que será usada posteriormente. Una pregunta importante que siempre se debe tener en mente es: ¿Cuál es una acción adecuada para evitar filtraciones? En cada punto en que las cimbras se juntan o en que las cimbras se juntan con concreto previamente colado, habrá problemas. Las juntas de construcción deben ser planeadas al detalle.

Note que una celda compresible de neopreno sellada evitará cualquier escurrimiento. Generalmente es muy difícil asegurar una buena junta de construcción para una viga sobre una columna. Cuando no es posible asegurar una buena protección para este punto, puede ser adecuado colar un hoyo en el centro de la columna como un punto de anclaje de la cimbra para evitar el escurrimiento.

Generalmente se cuela el concreto arquitectónico por medio de tolvas con salida por el fondo. Estas deben tener las paredes bastante verticales para facilitar el flujo de concreto con bajo revenimiento. Muchos contratistas prefieren usar bombas. Si se emplea una bomba, la bomba debe ser tal, que sea compatible con la mezcla de concreto arquitectónico y no viceversa. En el mercado hay bombas que mueven concreto de bajo revenimiento y mezclas de concreto con un alto factor de agregado grueso. Las especificaciones deben dictar claramente la política sobre este asunto.

El entrenamiento del personal es un requisito que frecuentemente se pasa por alto. A los trabajadores que vayan a verse implicados en la conservación con concreto arquitectónico se les debe aconsejar del cuidado especial y el trato del material para lograr los resultados deseados. Si esto no se hace, se puede esperar que sólo realicen un trabajo apropiado para el concreto estructural, por ejemplo nivel 4 tabla 1.

Los planos de taller deben ser usados no sólo como un instrumento para el arquitecto o ingeniero para determinar la concordancia con las especificaciones, sino también para proporcionar al contratista una oportunidad para prever y por lo tanto evitar que ocurran problemas en la obra. Todas las partes que revisten un plano de taller deben examinarlo desde el punto de vista del trabajador que cuela el concreto dentro de las restricciones especificadas. Es insensato esperar logros de lo imposible.

La selección de los vibradores para concreto es muy importante para lograr los resultados deseados. El estándar 309 del ACI "Práctica recomendada para la consolidación del concreto", debe usarse como referencia para este trabajo, y ya que es nuevo, debe ser parte de la biblioteca del contratista. Los vibradores deben seleccionarse en base a su frecuencia, amplitud, fuente de energía y tamaño. Una alta frecuencia cambiará una mezcla en estado algo áspera, a un semifluido. La amplitud es el rango de distancia entre el cual el vástago se moverá de lado a lado para llevar el concreto a los lugares más intrincados en la cimbra. La corriente debe ser eficientemente alta para mantener una operación completa bajo carga. La diferencia entre un vibrador con vástago grande y uno pequeño es análoga a la de un bate de base ball y un palo de escoba en manos de un jugador profesional de baseball. Debe haber suficiente tamaño y peso para mover la pelota fuera del parque o el de mover el concreto hasta los rincones de la cimbra. Por lo tanto, un pequeño vibrador no es la solución a problemas difíciles con el acero de refuerzo. Los cambios deben hacerse en los detalles del acero de refuerzo.

Frecuentemente se especifica el uso de trompas, pero tienen poco significado debido a los detalles del acero de refuerzo. Esto debilita los documentos de contrato cuando es obvio que un requisito de construcción especificado no puede cumplirse. El objetivo de la trompa es dirigir el concreto para evitar la segregación cuando la mezcla cae sobre el acero de refuerzo. Cualquier ayuda que asegure que el concreto no será quebrado por el acero de refuerzo proporcionará un resultado satisfactorio. Debe asegurarse suficiente espacio si una trompa se va a usar.

Se debe tomar cuidado para asegurar que el contratista no trate de colar demasiado concreto a la vez. Esto aumentará las probabilidades de que aparezcan líneas de colados en los muros y vigas. El uso cuidadoso de aditivos del tipo retardantes pueden ser útiles en minimizar los problemas con las líneas de colados. Se debe tomar cuidado para evitar sobre tardar el fraguado. Generalmente las cimbras se diseñan para resistir de 1.80 a 2.10 m (6 a 7 pies) de presión. Esto significa que los primeros 1.8 m (6 pies) de un muro de 3.65 m (12 pies) deben estar parcialmente endurecidos antes de terminar el colado. Retardar de más el concreto puede evitar que éste frague lo suficiente lo cual provoca que fallen las cimbras del muro durante el colado, si es que no se toma un cuidado especial para disminuir la velocidad de construcción. Cimbras que soporten toda la presión son buenas, pero resultan muy caras. Se debe consultar a los proveedores de cimbras para los requisitos específicos del proyecto.

ACABADO, RESANADO Y SELLADO.

El itinerario para los acabados del concreto arquitectónico estará gobernado por el acabado deseado. Ya ha habido referencias anteriores con respecto a estos requisitos.

Eventualmente se hará necesario parchar algún lugar del proyecto. Con el fin de hacer una compostura adecuada, la superficie primeramente debe ser acabada. Deben hacerse ensayos de la mezcla con que se va a componer en la muestra de acabados, antes de usarse en la construcción.

Los siguientes son pasos claves para hacer una compostura en el concreto arquitectónico.

- 1) Preparar el área. Esto incluye lograr el acabado deseado en el área circunvecina. Quitar las partículas sueltas y "cinzelar" parte del concreto sólido para evitar parches sueltos con orillas débiles.
- 2) Hacer el proporcionamiento de la mezcla con que se va a parchar en peso de acuerdo con el mismo proporcionamiento que se usó en la mezcla de concreto pero sustituyéndole de un 5 a un 50% del cemento gris, o pardo o café con cemento blanco. Esto debe basarse en ensayos para determinar cuál es la cantidad que se requiere para igualar la superficie acabada.
- 3) Aplicar una capa de material de anclaje a la raíz del parche teniendo cuidado de no gotear cualquier superficie que va a ser expuesta.
- 4) Llenar el parche y alisar hasta que se iguale con el área alrededor.
- 5) Curar el parche.
- 6) Limpiar el área parchada para eliminar manchas blancas e igualar con el área alrededor.

Hay más posibilidades de eflorescencia de una área parchada que el concreto natural colado, el parche debería ser inicialmente un poco más oscuro.

Si el resane es del mismo color que el del alrededor, dentro de unos años, el resane resaltará al ser considerablemente más claro. Esto es cierto cuando el resane está expuesto a los elementos. Esto no ocurre cuando el resane se encuentra en el concreto interior.

Los selladores son adecuados para mantener el mismo color del concreto, tanto en condiciones húmedas como en secas. También son efectivos para disminuir la penetración de humedad y tierra al concreto durante los primeros años. Los selladores se deben seleccionar con gran cuidado. Los selladores más adecuados contienen un alto porcentaje de sólidos, pero al incrementar el % de sólidos, también se intensifica el color. Dependiendo del producto, el concreto en pieza a presentar el efecto de estar "mojado" cuando los sólidos están en un rango del 10% o mayor.

No hay normas establecidas para los selladores en este tipo de trabajo. Se debe conocer el producto. Frecuentemente los términos genéricos son una invitación a la mala calidad. Acrílico es un término utilizado frecuentemente, pero abarca muchos productos, incluyendo algunos que producen acabados no deseados.

Se recomienda precaución al utilizar silicones, especialmente en zonas urbanas. Aunque los silicones son repelentes al agua, se mojan con aceite. Los hidrocarburos tienden a adherirseles. Por lo tanto, un edificio puede ensuciarse rápidamente. Los silicones también están sujetos a una degradación como resultado de la radiación cósmica.

Las técnicas de aplicación pueden ser la clave para obtener resultados aceptables. Como se mencionó anteriormente, el contenido de sólidos tiene una influencia significativa sobre el color de la superficie acabada. Las aplicaciones sobradas pueden resultar en una gran acumulación de sólidos en algunos lugares, lo cual hace que el edificio parezca moteado. Se recomiendan los rociadores sin aire.

Si la superficie va a permanecer en la condición como fue colada,

GUIA PARA EL DISEÑO DEL CONCRETO ARQUITECTONICO

ACABADO COMO FUE COLADO		ACABADO PROPORCIONADO											
*	**	CHORRO ABRASIVO		MARTE-LINADO		COMBINACION							
Liso	Con Textura	Libero	Medio	Libero	Medio	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Con Herram. a Mano	Ret. Quím.

Mezcla de Concreto																
Color de Cemento	1	1	1	1	1	2	3	2	3	3	1	1	2	1	2	2
Agregado Fino.- granulometría color	4	4	4	4	2	1	1	3	3	3	3	3	2	3	3	1
Agregado Grueso.- granulometría color	4	4	4	4	4	2	1	4	4	4	4	3	3	3	3	1
Técnica de Proporcionamiento	2	3	2	3	3	2	1	3	2	2	2	3	2	2	3	1
Aditivo	2	3	2	3	2	2	1	3	3	3	3	3	3	3	3	2
Consistencia (rev.)	2	3	2	3	2	2	1	3	3	2	2	3	2	2	2	1
Cap. de Revolvedora	4	4	4	4	3	2	1	4	4	5	3	3	3	3	3	1
Cimbras																
Selección de Mat.	1	2	2	2	1	1	2	3	2	2	3	3	2	2	3	2
Limitación del Reuso	1	2	3	3	1	2	3	3	2	3	4	4	3	3	3	2
Juntas a Tope.- localización con cinta chaflán	1	3	1	3	1	2	4	4	4	4	4	2	2	2	2	4
Ajuste	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	2	2	2	2	1
Rigidez	2	3	1	4	2	2	3	3	2	3	4	3	2	2	2	3
Resistencia de Diseño	2	3	2	3	2	2	2	2	3	4	3	2	2	3	3	4
Control sobre Descimbrado	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	4	1	1	1	3	1
Agentes Liberador																
Selec. del Prod.	1	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4	3	2	3	3	2
Tec. de Aplicación	1	3	1	3	3	3	4	4	4	4	4	3	2	3	3	2
Prep. de la Sup.	1	2	1	2	2	2	3	4	3	3	3	3	2	3	2	3
Tirantes de Cimbra																
Selec. de Sistema	2	3	2	3	2	2	3	3	3	3	4	3	3	2	3	2
Control en la Inst.	1	2	1	2	1	1	2	3	2	2	3	2	2	2	2	1
Colado del Concreto																
Técnica	3	3	3	3	2	2	2	1	2	2	3	2	2	2	2	3
Equipo	3	3	3	3	3	3	2	1	3	3	4	3	3	2	3	3
Espesor del colado	2	3	2	3	2	2	2	1	2	3	3	3	3	2	2	3
Tiempo entre colados	2	3	2	3	2	2	2	1	2	3	3	3	3	3	3	1
Compactación																
Selec. del Equipo	2	3	2	3	2	2	1	1	2	2	2	2	3	2	3	2
Entrenamiento del Operador	1	2	1	2	2	2	2	1	3	3	3	3	2	3	3	2
Técnica	2	2	2	2	2	2	1	1	2	2	2	2	2	2	3	2
Esfuerzo Aplicado	2	3	2	2	2	2	1	2	3	3	2	2	2	3	2	1
Acero de Refuerzo																
Planeación de Dét.	2	2	2	2	2	2	1	1	3	3	3	3	3	2	2	2
Espacio Libre	2	3	2	3	2	2	1	1	3	3	2	3	3	2	3	2
Precisión en la Inst.	3	3	3	3	3	2	2	1	3	2	2	2	3	3	3	2
Método de Soporte	2	2	2	2	1	1	2	2	3	2	2	2	1	2	3	1
Técnicas de Unión	2	2	2	2	2	2	1	1	3	3	3	3	3	2	3	2
Acabado																
Tiempo	3	3	3	3	4	3	2	1	3	3	3	3	3	3	3	1
Equipo	-	-	-	-	3	3	2	1	2	2	2	2	3	2	3	2
Selección	2	2	2	2	3	3	2	2	-	-	-	-	2	-	3	2
Cond. de la Herram.	-	-	-	-	3	3	3	2	2	2	2	1	4	3	2	3

* Absorbente.
** No-absorbente.

se recomienda una buena limpieza con un buen limpiador de mampostería. Se sugiere que limpiar el edificio se especifique con ciertas reservas, ya que puede ser una alternativa que se puede eliminar si realmente no se requiere. Existe un gran número de productos que poseen en solución al carbonato de calcio, y por lo tanto lo separan de la superficie. La clave está en quitar la solución de la superficie. Si el limpiador de mampostería no se quita adecuadamente, cuando el solvente se evapora, se intensificará la blancura de la superficie y aparecerá como si fuera blanqueada con cal.

CONCLUSIONES.

El concreto arquitectónico es en verdad uno de los tipos más importantes del concreto estructural. Las oficinas que planean y especifican deben poner atención especial a los detalles que son críticos para el logro de un acabado indicado, y así alcanzar resultados de alta calidad.

La tabla, tal como la incluida en este monograma, ha sido modificada para usarse como hoja de trabajo para proyectos específicos. Está disponible a su solicitud a la General Portland, Inc., P. O. Box 4752, Dallas, Texas, 75247.

Es la opinión del comité autor que es una labor casi imposible la de preparar una guía de especificaciones sobre el concreto arquitectónico en general. Serían más adecuadas las guías de especificaciones para cada acabado indicado, pero muy pronto serían anticuadas, debido a los cambios rápidos en el estado actual del concreto arquitectónico y a la introducción de nuevos productos. Existen unas cuantas normas publicadas acerca del detalle, materiales y mano de obra para el concreto arquitectónico.

La clave para el éxito se encontrará en: un dimensionamiento razonable de las secciones para facilitar la construcción, una elección adecuada de las cimbras, detalles en el acero de refuerzo que faciliten la construcción, elección adecuada de los materiales y proporcionamientos del concreto, la debida atención a las técnicas de colado y consolidación, la elección y uso adecuado de productos comerciales que se puedan emplear en el acabado.

Traducción: Oscar González Garza
Revisión de traducción: Daniel H. Cebrián.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO.

Raymundo Rivera Villarreal*

RESUMEN.

El mortero y el concreto reforzado con fibra de vidrio resistente a los álcalis está surgiendo como un material sumamente versátil en la industria de la construcción.

Los métodos de manufactura están basados en el procesamiento de fibra de vidrio premezclada con cemento o la adición de la fibra de vidrio a la mezcla de concreto en la revolvedora.

El presente trabajo está programado para investigar el efecto de la fibra de vidrio E, protegida con un apresto contra la acción de los álcalis del cemento, en las propiedades mecánicas de concreto hecho con cemento Portland con Escoria de Alto Horno. Como agregado grueso se usó escoria de alto horno con tamaño máximo de 10 mm (3/8 pulg) y como agregado fino, caliza triturada de cantera, en proporción 1:1. Se escogió un revenimiento promedio de 5 cm (2 pulg) y un contenido de aire de 5.5%. Tomando como variables la relación agua-cemento, la longitud y el contenido de fibra, se determinaron las propiedades mecánicas siguientes: Esfuerzo de flexión, al aparecer la primera grieta y máximo; esfuerzo de compresión y esfuerzo de tensión por compresión diametral, todos ellos, a las edades de 7 y 28 días; gráficas esfuerzo deformación; módulo de elasticidad a la compresión (Young) y razón de Poisson. Además, se realizaron ensayos de compresión en cubos de mortero de 5 cm (2 pulg) y de tensión por compresión diametral en cilindros de 5 x 10 cm (2 x 4 pulg), curando normalmente y a 91°C en un medio húmedo.

* Director del Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

se recomienda una buena limpieza con un buen limpiador de mampostería. Se sugiere que limpiar el edificio se especifique con ciertas reservas, ya que puede ser una alternativa que se puede eliminar si realmente no se requiere. Existe un gran número de productos que poseen en solución al carbonato de calcio, y por lo tanto lo separan de la superficie. La clave está en quitar la solución de la superficie. Si el limpiador de mampostería no se quita adecuadamente, cuando el solvente se evapora, se intensificará la blancura de la superficie y aparecerá como si fuera blanqueada con cal.

CONCLUSIONES.

El concreto arquitectónico es en verdad uno de los tipos más importantes del concreto estructural. Las oficinas que planean y especifican deben poner atención especial a los detalles que son críticos para el logro de un acabado indicado, y así alcanzar resultados de alta calidad.

La tabla, tal como la incluida en este monograma, ha sido modificada para usarse como hoja de trabajo para proyectos específicos. Está disponible a su solicitud a la General Portland, Inc., P. O. Box 4752, Dallas, Texas, 75247.

Es la opinión del comité autor que es una labor casi imposible la de preparar una guía de especificaciones sobre el concreto arquitectónico en general. Serían más adecuadas las guías de especificaciones para cada acabado indicado, pero muy pronto serían anticuadas, debido a los cambios rápidos en el estado actual del concreto arquitectónico y a la introducción de nuevos productos. Existen unas cuantas normas publicadas acerca del detalle, materiales y mano de obra para el concreto arquitectónico.

La clave para el éxito se encontrará en: un dimensionamiento razonable de las secciones para facilitar la construcción, una elección adecuada de las cimbras, detalles en el acero de refuerzo que faciliten la construcción, elección adecuada de los materiales y proporcionamientos del concreto, la debida atención a las técnicas de colado y consolidación, la elección y uso adecuado de productos comerciales que se puedan emplear en el acabado.

Traducción: Oscar González Garza
Revisión de traducción: Daniel H. Cebrián.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO.

Raymundo Rivera Villarreal*

RESUMEN.

El mortero y el concreto reforzado con fibra de vidrio resistente a los álcalis está surgiendo como un material sumamente versátil en la industria de la construcción.

Los métodos de manufactura están basados en el procesamiento de fibra de vidrio premezclada con cemento o la adición de la fibra de vidrio a la mezcla de concreto en la revolvedora.

El presente trabajo está programado para investigar el efecto de la fibra de vidrio E, protegida con un apresto contra la acción de los álcalis del cemento, en las propiedades mecánicas de concreto hecho con cemento Portland con Escoria de Alto Horno. Como agregado grueso se usó escoria de alto horno con tamaño máximo de 10 mm (3/8 pulg) y como agregado fino, caliza triturada de cantera, en proporción 1:1. Se escogió un revenimiento promedio de 5 cm (2 pulg) y un contenido de aire de 5.5%. Tomando como variables la relación agua-cemento, la longitud y el contenido de fibra, se determinaron las propiedades mecánicas siguientes: Esfuerzo de flexión, al aparecer la primera grieta y máximo; esfuerzo de compresión y esfuerzo de tensión por compresión diametral, todos ellos, a las edades de 7 y 28 días; gráficas esfuerzo deformación; módulo de elasticidad a la compresión (Young) y razón de Poisson. Además, se realizaron ensayos de compresión en cubos de mortero de 5 cm (2 pulg) y de tensión por compresión diametral en cilindros de 5 x 10 cm (2 x 4 pulg), curando normalmente y a 91°C en un medio húmedo.

* Director del Instituto de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

INTRODUCCION.

El concreto es fundamentalmente débil bajo sollicitaciones de tensión y de impacto. Para disminuir en cierto grado esa desventaja, se han estado llevando a cabo distintos experimentos utilizando como refuerzo en el concreto diversos tipos de fibras.

Fibras de origen orgánico, tales como nylon, polietileno y polipropileno, y de origen mineral como acero, asbesto y vidrio, han sido las más utilizadas por los investigadores.

Las fibras de origen orgánico que no son susceptibles al ataque químico en la pasta de cemento, como las mencionadas anteriormente, tienen algunas deficiencias como son: baja resistencia al calor, bajo módulo de elasticidad, no aumentan apreciablemente la resistencia de la matriz del cemento Portland y en algunos casos la reducen. Presentan dificultad para mezclarse y distribuirse en el concreto fresco y tienen pobre adherencia (1).

Sin embargo, se ha observado un considerable aumento en la resistencia al impacto con las fibras de nylon y de polipropileno (2).

Las fibras minerales han mostrado un buen comportamiento como refuerzo del concreto. Las de acero tienen muy buenas propiedades para utilizarse con este fin, pero pueden llegar a corroerse si no se les protege adecuadamente, siendo generalmente muy caras.

El asbesto ha sido combinado exitosamente con una pasta de cemento Portland para formar un producto conocido como asbesto-cemento. La resistencia a la flexión del asbesto-cemento para contenidos de fibras de 8 a 16% en volúmenes es 2 a 4 veces la de la matriz normal (5). Hay pocos países con yacimientos de asbesto en explotación, y en ellos las variedades de la mejor calidad se están agotando. Aunado a esto, el cáncer del asbesto-cemento llamado "asbestosis" demanda un sustituto adecuado para el asbesto, que bien pudiera ser la fibra de vidrio.

En la tabla No. 1 se pueden apreciar las propiedades características de algunas fibras.

El uso de fibras de vidrio en el concreto data de los años 1950, los trabajos de entonces estaban orientados al uso de varillas de fibra de vidrio con la finalidad de substituir el acero convencional en elementos preesforzados. Estos trabajos por lo general no tuvieron mucho éxito por los problemas que se presentaron con los aditamentos para la sujeción. Por otra parte, la fibra de vidrio comercial tipo E y vidrio E, clasificado como vidrio borosilicato de bajo álcali, progresivamente pierden resistencia en el medio alcalino como el que se presenta en el cemento Portland hidratado (4, 5).

Estudios con fibras de vidrio, resistentes a los álcalis, se han realizado en Inglaterra, Japón, Rusia y en los E. U.

II.- PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS.

1.- Diagrama Carga-Deformación.

Quando un espécimen reforzado con fibras se ensaya a la flexión, observan generalmente dos características en la gráfica de carga-deformación, como se puede apreciar en la Fig. 1. La gráfica puede considerarse aproximadamente lineal hasta el punto A, conocido como "Resistencia a la Aparición de la Primera Grieta", "Límite Elástico" o "Límite Proporcional", a partir de este punto, la gráfica no es lineal y alcanza un valor de resistencia máxima en el punto B.

Se han propuesto dos mecanismos para predecir el límite proporcional



FIG. 1.- DIAGRAMA CARGA - DEFLEXION EN EL CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS. ®

TABLA 1

PROPIEDADES CARACTERÍSTICAS DE ALGUNAS FIBRAS

TIPO	RESISTENCIA A LA TENSION 10 ³ kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD DE YOUNG 10 ⁵ kg/cm ²	ELONGACION MAXIMA. %	PESO ESPECIFICO
VIDRIO	105 - 387	703	1.5 - 3.5	2.5
ASBESTO	56 - 98	844 - 1406	0.6	3.2
NYLON	77 - 84	42	16 - 20	1.1
POLIPROPILENO	66 - 77	35	25	0.90
POLIETILENO	70	1.4 - 4.2	10	0.95
ACERO	28 - 422	2039	0.5 - 35	7.8

nal. Un mecanismo relaciona el límite elástico con el espaciamiento de la fibra de refuerzo (6), mientras que el otro lo relaciona con el volumen, la orientación y la relación de aspecto de la fibra (8).

Hay un acuerdo general en que la resistencia máxima, depende principalmente del volumen, la orientación, la relación de aspecto y características de adherencia de las fibras.

2.- Espaciamiento.

De los estudios de Romualdi y Batson (6) se concluyó que se logra un incremento en la resistencia a la tensión del mortero al utilizar alambres espaciados muy cerca uno del otro para impedir la aparición de la grieta, esto puede lograrse mediante el mezclado de fibras cortas directamente en el mortero (7).

Romualdi y Mandel calcularon el espaciamiento promedio entre los centros geométricos de las fibras de acero distribuidas al azar en la matriz del concreto, mediante la siguiente fórmula:

$$S = 13.8 d \sqrt{1/p}$$

Donde:

S = espaciamiento promedio.
d = diámetro de la fibra.
p = contenido volumétrico de fibra.

Llegaron a la conclusión que la resistencia a la tensión es proporcional a la inversa de la raíz cuadrada del espaciamiento. Se ha encontrado que esta fórmula es aplicable también a morteros reforzados con cordones cortos de fibra de vidrio (9).

3.- Longitud Crítica.

La longitud crítica o relación de aspecto crítico, se encuentra

relacionada, según Kelly (10), en la forma siguiente:

$$\frac{L_c}{d} = \frac{f}{2B}$$

Donde:

L_c = longitud crítica.
d = diámetro de la fibra.
f = resistencia a la tensión de la fibra.
B = resistencia a la adherencia entre la fibra y la matriz.

Kelly concluyó lo siguiente, considerando L igual a la longitud de la fibra, ésta rompe en el caso de que L/d sea mayor de L_c/d (o L mayor de L_c) y la fibra se desliza de la matriz en el caso que L/d sea menor que L_c/d (o L menor de L_c) cuando la matriz se rompe. Por lo tanto L/d (o L) debe ser mayor que L_c/d (o L_c) para que la fibra trabaje efectivamente en la matriz.

4.- Concepto de Material Compuesto.

Quando una viga de concreto simple se sujeta a cargas, el agrietamiento de la zona de tensión conduce inmediatamente a la falla de la viga, existe un muy pequeño aumento de resistencia después de aparecer la grieta. En un material compuesto, la grieta mayor principia casi con el mismo esfuerzo correspondiente al máximo de la matriz (11). Después de iniciada la grieta, las fibras toman una parte importante del esfuerzo siendo más significativa después del agrietamiento. El esfuerzo máximo se alcanza cuando algunas fibras se deslizan de la matriz y otras se rompen. El esfuerzo máximo en las fibras es considerablemente inferior que el del límite elástico de la propia fibra. Debe observarse que la eficiencia de la fibra, es considerablemente inferior que la del mismo volumen de refuerzo colocado en la forma convencional de varilla (1/3 a 1/4). Esto es debido a que las fibras pueden deslizarse más fácilmente de la matriz, se encuentran orientadas al azar y dispersas en toda la sección de la viga (12).

Se ha visto que aumentando el volumen de fibra, aumenta el límite proporcional más o menos en forma lineal (13), dentro de ciertos límites.

Hay algunas teorías para predecir la influencia de la orientación de las fibras en las propiedades elásticas del compuesto. El porcentaje del volumen total, que contribuye en una dirección dada, se conoce como factor de eficiencia, varía de 17 (14) a 41% (7), hasta 80% (15). La validez de cualquiera de estas teorías, dados los pocos datos experimentales disponibles permanecen en duda.

5.- Máxima Resistencia.

En la gráfica carga-deformación de un espécimen sujeto a flexión, una vez que se ha alcanzado la carga máxima, la disminución en la carga, con el aumento de las deformaciones, es mucho menor para el concreto reforzado con fibras que para el concreto simple. Como resultado de esto, la energía absorbida antes de la falla completa de la viga, es mayor para el concreto reforzado con fibras que para el concreto simple. La diferencia es la energía necesaria para el deslizamiento y al alargamiento de las fibras.

Los dos factores más importantes, que tienen influencia en la resistencia máxima a la flexión, son el volumen de fibra y su longitud crítica.

6.- Tenacidad.

La tenacidad en el concreto está relacionada con el crecimiento de

las grietas. El concreto tiene mayor tenacidad que una pasta de cemento, debido a que se desarrollan un número mayor de microgrietas a causa de la presencia de los agregados. Con la presencia de las fibras, las grietas no pueden ampliarse sin que las fibras se deformen o deslicen. Por lo tanto, en el concreto con fibras se requiere de energía adicional para que ocurra la falla completa del material, es decir, tiene mayor tenacidad que el concreto simple y por lo tanto es una importante mejora en el concreto.

III.- PROGRAMA DE ENSAYES.

El programa de ensayos está orientado principalmente a investigar el comportamiento de fibra de vidrio E con apresto, trabajando en una matriz de cemento Portland con escoria de alto horno en concreto y en morteros.

a).- Propiedades mecánicas del concreto con fibra de vidrio, con apresto protector contra la acción de los álcalis, para distintos contenidos, longitud de fibra y relación agua-cemento.

b).- Efecto de los álcalis del cemento en la resistencia a la compresión y tensión por compresión diametral, en morteros hechos con fibra de vidrio con apresto, para cemento Portland I y cemento Portland de Escoria de Alto Horno, curados en condiciones normales y a 91°C en un medio húmedo.

IV.- CONCRETO CON FIBRA DE VIDRIO.

1.- Materiales.-

La fibra de vidrio utilizada en los ensayos fue del tipo E, con un apresto de acetato para protegerla de la acción de los álcalis del cemento (No. 308A de la Cía Johns-Manville), en forma de cordones uniendo con silano, aproximadamente 400 monofilamentos, con 0.01270 mm (0.00050 pulg) y 0.01397 mm (0.00055 pulg) de diámetro mínimo y máximo respectivamente. Las longitudes que se usaron fueron de 13 y 25 mm (1/2 y 1 pulg).

El cemento fue cemento Portland de Escoria de Alto Horno, marca Super Atlante, con un contenido de 60% de clinker de cemento Portland I. Sus propiedades físicas y químicas se dan en la tabla No. 2.

El agregado grueso fue escoria de Alto Horno, con un tamaño máximo de 10 mm (3/8 pulg). Sus características físicas y químicas se dan en la tabla No. 3.

El agregado fino fue caliza triturada de cantera. Sus características físicas y químicas se dan en la tabla No. 4.

Se utilizó resina vinsol como aditivo inclusor de aire.

TABLA 2

PROPIEDADES DEL CEMENTO PORTLAND DE ESCORIA DE ALTO HORNO

PROPIEDADES FISICAS:

Peso específico	3.10 g/cm ³
Fineza, pasando malla No. 350	97.0 a 97.5%
Tiempos de fraguado	
Inicial Vicat	2 hr 45 min
Final Vicat	3 hr 00 min
Inicial Gillmore	4 hr 10 min
Final Gillmore	6 hr 35 min
Sanidad	
Expansión en autoclave	0.02%
Resistencia a la compresión en cubos de 5.0 cm	
3 días	195 kg/cm ²
7 días	270 kg/cm ²
28 días	430 kg/cm ²

ANALISIS QUIMICO:

Oxido	% en peso
CaO (total)	55.50
S ₁ O ₂	25.50
Al ₂ O ₃	7.70
Fe ₂ O ₃	2.50
SO ₃	1.83
Pérdida por ignición	1.20
Residuo insoluble	0.20
Alcalis totales (como Na ₂ O)	0.44

TABLA 3
PROPIEDADES DEL AGREGADO GRUESO DE ESCORIA DE ALTO HORNO

PROPIEDADES FISICAS

Tamaño máximo	10 mm
Peso específico (SSS)	2.4 g/cm ³
Absorción	4.5%
Peso volumétrico (SS)	1,590 kg/m ³

ANÁLISIS QUÍMICO (Promedio en %)

CaO	42.00
SiO ₂	35.92
Al ₂ O ₃	13.24
MgO	9.52
S	2.12
TiO ₂	0.84
Fe ₂ O ₃	0.72
P y Mn	0.14

TABLA 4

PROPIEDADES DEL AGREGADO FINO

CLASIFICACION - CALIZA TRITURADA DE CANTERA

Principal compuesto (CaCO ₃)	90 a 95%
Peso específico	2.63 g/cm ³
Módulo de fineza	2.90
Absorción	1.5%
Peso volumétrico (SS)	1,600 kg/m ³

2.- Variables en el estudio.

- Longitud de la fibra. 13 mm (1/2 pulg) y 25 mm (1 pulg).
- Cantidad de fibra de vidrio (% en volumen absoluto de la mezcla húmeda). 0.0, 0.5, 0.75 y 1.0.
- Relación agua-cemento (en peso). 0.50, 0.55, 0.60 y 0.65.

3.- Proporciónamiento.

Se hicieron proporciónamientos previos para establecer el tamaño máximo del agregado grueso, así como la proporción entre los agregados fino y g

so. Con la adición de la fibra al concreto, la consistencia y la docilidad se ven afectadas adversamente. Entre mayor es el tamaño máximo del agregado más difícil es trabajar con el concreto así como lograr una distribución más uniforme de la fibra. Decidiéndose por un tamaño máximo de 10 mm (3/8 pulg). Se escogió una relación en peso entre los agregados de 1:1, aunque pudo haberse hecho con 1:1.5 o 1:2, pero considerando también que este tipo de agregado es muy áspero afectaría la docilidad de la mezcla.

Se consideró conveniente utilizar un inductor de aire para mejorar las propiedades afectadas por la adición de la fibra como son la docilidad y la consistencia. La cantidad de aire total en el concreto fresco se escogió entre 5.0 y 6.0%.

Se decidió adoptar para todos los proporciónamientos un revenimiento promedio de 5.0 cm (2 pulg). Un revenimiento mayor implicaría un consumo excesivo de cemento con sus correspondientes inconvenientes, y un revenimiento menor no puede lograrse sin una excesiva cantidad de aire, que afecta directamente la resistencia como se puede apreciar en las Figs. 2 y 3, en donde aparecen los resultados de ensayos de resistencia a la compresión, flexión y tensión indirecta del concreto con fibra de vidrio para distintos contenidos de aire. Al variar el contenido de aire, al nivel de resistencias que se aprecia en las figuras, la disminución es de un poco más del 2% y para contenido de aire mayores del 7% la disminución es considerable.

La cantidad de fibra de vidrio fue calculada en %, en volumen (absoluto), del total de mezcla húmeda incluyendo el contenido de aire total esperado.

Un proporciónamiento típico para una relación agua-cemento de 0.55, un contenido de fibra de 0.75% en volumen y una longitud de 13 mm (1/2 pulg), se da en la tabla 5.

4.- Preparación de los especímenes.

Después de agregar el agua con el aditivo inductor de aire, a una revoladora de tambor con capacidad para un bulto de cemento, se agregó el cemento y mezcló durante 30 seg, permitiendo con esto la formación del aire y la saturación del cemento; se detuvo la revoladora durante 30 seg, tiempo en el cual se introdujo el agregado fino, arrancando la revoladora y permitiéndose el mezclado durante 30 seg, volviéndose a detener la revoladora durante 30 seg, para realizar la introducción del agregado grueso, mezclándose durante los 30 seg siguientes. Después de este tiempo, se principió a agregar la fibra de vidrio en forma manual y continua durante 120 seg, sin detener el mezclado. Todos los ingredientes se mezclaron durante 60 seg, para lograr una dispersión eficiente de la fibra. El tiempo total desde que entró el cemento en contacto con el agua, hasta la descarga de la revoladora fue de 5 1/2 min.

Se fabricaron especímenes cilíndricos de 15.2 x 30.4 cm (6 x 12 pulg) para los ensayos de compresión y tensión por compresión diametral; vigas de 15.2 x 15.2 x 50.8 cm (6 x 6 x 20 pulg) para el ensayo a la flexión con cargas en los tercios del claro. Después de fabricar los especímenes de acuerdo a las Normas ASIM, se vibraron los moldes externamente para reducir la cantidad de aire atrapado.

En todas las revolturas se hizo la medición del revenimiento, del contenido total de aire por el método de presión y del peso volumétrico fresco.

Además para tener una idea del contenido de aire atrapado que puede eliminarse mediante un vibrado interno, se hizo lo siguiente; en el mismo recipiente donde se mide la cantidad de aire total, 25.7 x 27.9 mm (10 x 11 pulg), se compactó el concreto fresco introduciendo el vibrador de laboratorio, de 10,500 rpm, durante 10 seg en cada tercio del volumen y se determinó el contenido de aire del

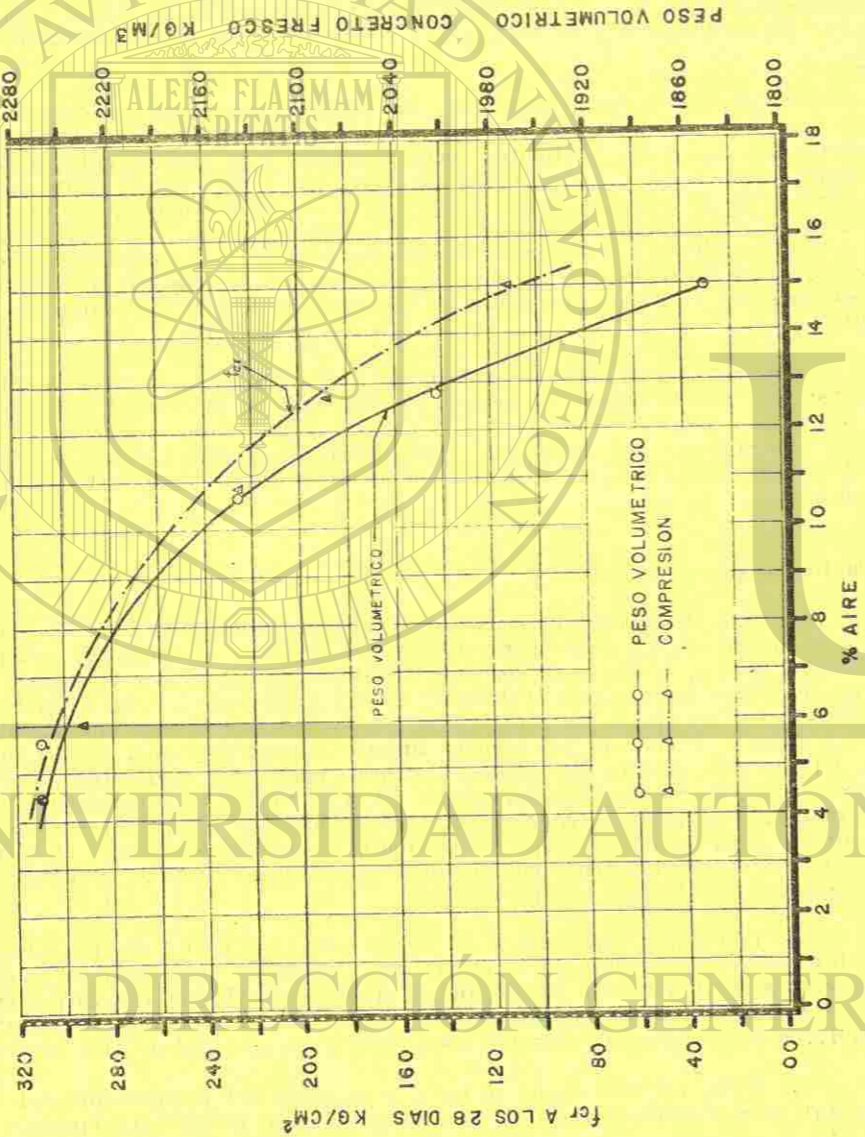


FIGURA Nº2 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE AIRE EN EL PESO VOLUMÉTRICO FRESCO Y EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS.

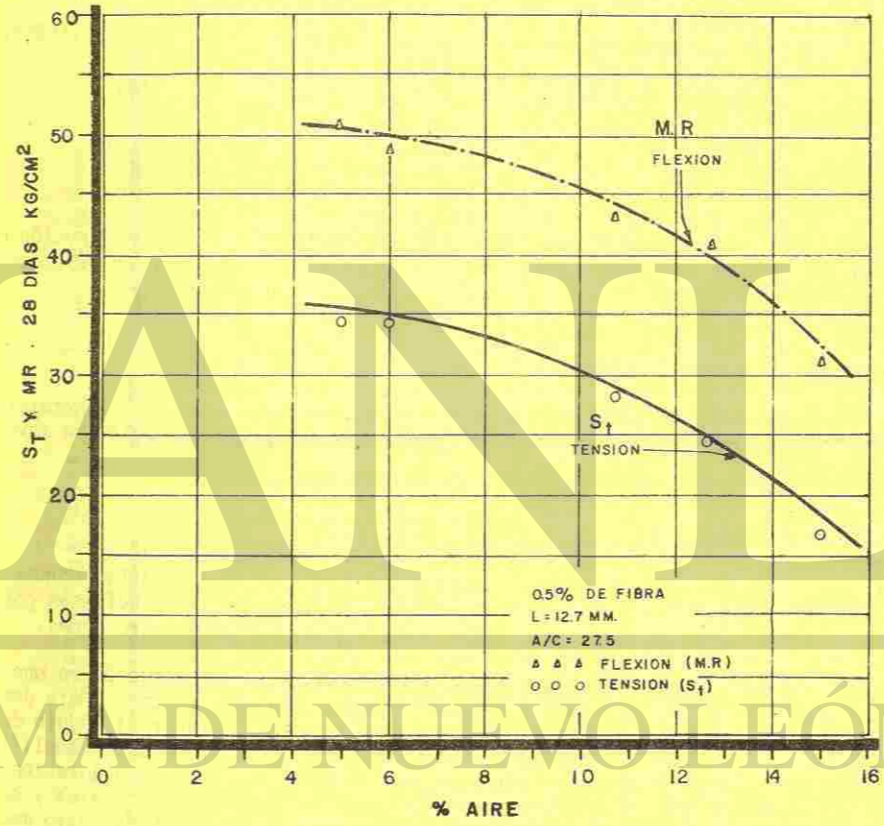


FIG. Nº3 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE AIRE EN EL MÓDULO DE RUPTURA Y EN LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN POR COMPRESIÓN DIAMETRAL A LOS 28 DÍAS.

TABLA 7

PROPORCIÓN AMPLIADA TÍPICA PARA UNA RELACIÓN A/C DE 0,55,
EN 0,25 VOLUMENES DE FIBRA Y 1 VOLUMEN DE CEMENTO DE
15 CM

MATERIALES	kg/m ³	lb/y ³
Agua	250	421
Cemento	454	765
Agregado grueso (s)	665	1121
Agregado fino (s)	665	1121
Fibra	20,2	34

concreto compactado en esta forma. El resultado promedio fue una disminución del contenido de aire de aproximadamente 1,5% y por consiguiente es de esperarse un aumento en la resistencia.

5.- Curado de los especímenes.

Al día siguiente de la fabricación los especímenes fueron retirados de los moldes y llevados a un cuarto de curado de 23°C y humedad relativa mayor de 95%.

6.- Métodos de ensayo.

Todos los especímenes fueron ensayados de acuerdo a las Normas vigentes de ASTM, a los 7 y a los 28 días de edad, ensayándose 3 especímenes por cada edad. Los resultados que se presentan son el promedio de 3 especímenes.

a) Compresión.- Los ensayos a compresión se efectuaron en una máquina Universal Forney de 150 Ton de carga máxima. Para determinar las deformaciones longitudinales y calcular el módulo de Young, se utilizó un compresómetro mecánico de doble amplificación y aproximación de 0,01 mm, con longitud de calibración de 25 cm. Para determinar las deformaciones transversales y para calcular la razón de Poisson, se utilizó un extensómetro mecánico de triple amplificación y aproximación de 0,001 mm. El módulo de Young y la razón de Poisson se determinaron en una serie de 3 especímenes.

b) Tensión por Compresión Diametral.- Los ensayos se realizaron en una máquina Universal Riehle de 60 Ton de capacidad, utilizando un aditamento para alinear el espécimen en ambas direcciones.

c) Flexión.- Los ensayos de flexión se realizaron en la máquina Universal Riehle, mediante un aditamento especial que permite apoyos y aplicación de cargas libres en los tercios de un espécimen de 48,7 cm (18 pulg). A uno de cada serie de tres, se le hizo medición de deflexiones contra cargas para determinar la carga correspondiente. Las deflexiones, se midieron mediante micrómetros de carátula con aproximación de 0,001 mm montados en

especial en los propios especímenes en ambas caras.

7.- Resultados de los ensayos.

Los siguientes resultados se apoyan en la observación de las gráficas trazadas de acuerdo a los datos que aparecen en la tabla No. 7.

a).- Resistencia a la flexión.

La figura No. 4 muestra los resultados de la resistencia máxima a la flexión a los 7 y a los 28 días de edad, para 4 relaciones A/C que varían de 0,5 a 0,65, distintos contenidos de fibra y para longitud de fibra de 13 mm (1/2 pulg).

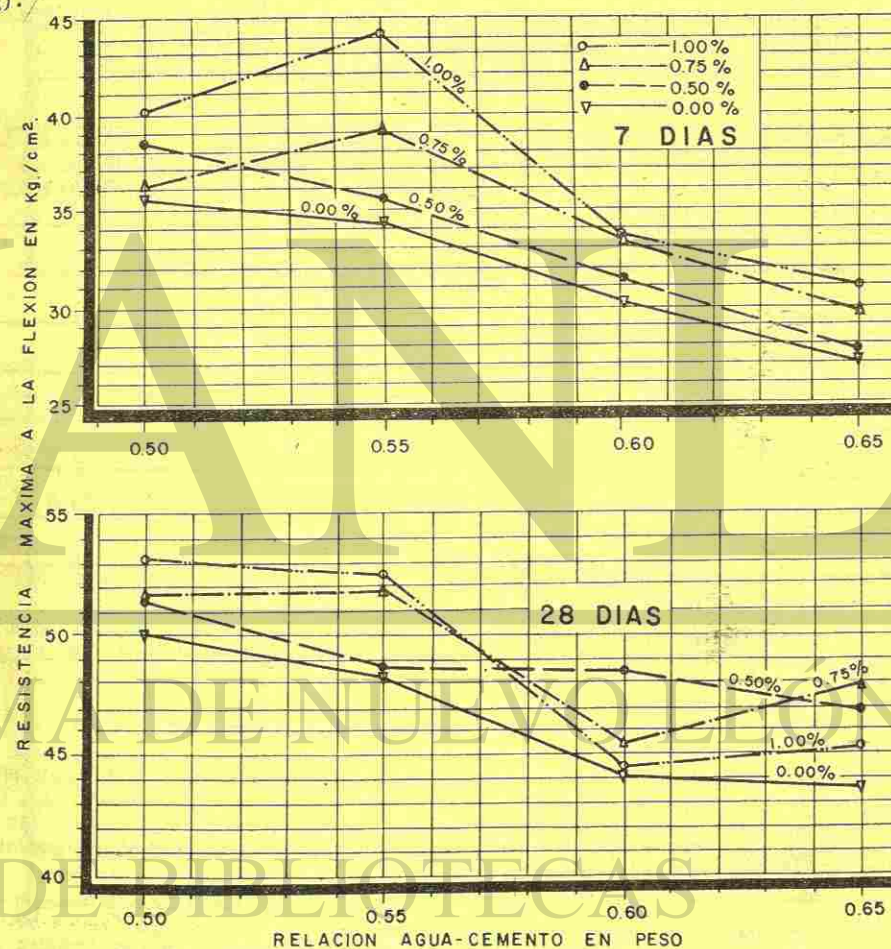


FIG. 4.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA MAXIMA A LA FLEXION Y LA REL. A/C PARA DISTINTOS CONTENIDOS DE FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm. DE LONGITUD.

Para las relaciones agua-cemento bajas, 0,5 y 0,55, entre mayor es el contenido de fibra, mayor es la resistencia; siendo más significativo el incremento para una relación de 0,55; para las relaciones más altas, 0,60 y 0,65, no está bien definida la influencia, esto ocurre en forma más notable a los 7 días.

Por lo que respecta a la longitud de la fibra, figura No. 5, se puede apreciar que a los 7 días se logra mayor resistencia con longitud de 25 mm (1 pulg) para todas las relaciones A/C a los 28 días, y se mantiene el incremento sólo para relaciones A/C menores de 0.55.

La diferencia entre el límite elástico y el esfuerzo máximo de flexión, lo podemos apreciar en la tabla No. 6. Para una longitud de fibra de 13 mm (1/2 pulg), la diferencia es mayor al aumentar el contenido de fibra; aumenta de 22.4 a 28.0%, al aumentar el volumen de 0.5 a 1.0%. Para longitud de 25 mm (1 pulg), la diferencia entre el límite elástico y el esfuerzo máximo aumenta de 25.8 a 32.7% al aumentar el volumen de fibra de 0.5 a 1.0%.

TABLA 6
INFLUENCIA DE LA LONGITUD Y VOLUMEN DE FIBRA DE VIDRIO EN EL LIMITE ELASTICO. LOS VALORES SE OBTUVIERON PARA CUATRO RELACIONES A/C. -- EXCEPTO PARA LOS INDICADOS (*) EN LOS QUE SE UTILIZO SOLAMENTE UNA.

LONGITUD DE LA FIBRA. mm	VOLUMEN DE FIBRA %	LIMITE PROPORCIONAL. kg/cm ²	ESFUERZO MAXIMO kg/cm ²	AUMENTO EN EL ESFUERZO MAX. %	PROMEDIO DE AUMENTO ENTRE L.E. Y ESFUERZO MAXIMO. %
0	0	41.1 a 47.4	44.0 a 50.0	3.1 a 7.1	5.3
13	0.50	38.0 a 40.0	47.7 a 52.1	20.3 a 24.6	22.4
13	0.75	36.4 a 39.6	47.7 a 51.7	23.4 a 27.3	24.8
13	1.00	30.0 a 42.8	44.6 a 55.3	26.4 a 31.0	28.0
25	0.50	28.0 a 48.0	41.7 a 61.0	22.3 a 28.0	25.8
25*	0.75	32.8	46.7	29.8	29.8
25*	1.00	35.0	52.0	32.7	32.7

En la figura 6, se observa que el límite elástico a la flexión para longitud de fibra de 13 mm (1/2 pulg), es menor en el concreto con fibra que en el normal.

b).- Resistencia a la tensión por compresión diametral.

La figura 7 muestra los resultados de la resistencia a la tensión por compresión diametral a los 7 y a los 28 días para las cuatro relaciones A/C, distintos contenidos de fibra y para una longitud de 13 mm (1/2 pulg). Para las relaciones A/C menores de 0.6, en las dos edades, se aprecian considerables aumentos en la resistencia.

Con relación al efecto de la longitud de la fibra, en la figura No. 8, podemos apreciar que para las relaciones A/C menores de 0.65, la resistencia a los 7 días es mayor para el concreto con fibra de vidrio de 25 mm (1 pulg) de longitud. A los 28 días, la influencia de la longitud de la fibra no está definida.

c).- Esfuerzo de compresión.

El esfuerzo de compresión a los 7 y 28 días aparece en la figura No. 9, se puede apreciar un importante incremento de resistencia con relaciones A/C de 0 y 0.55; para relaciones mayores la influencia es incierta.

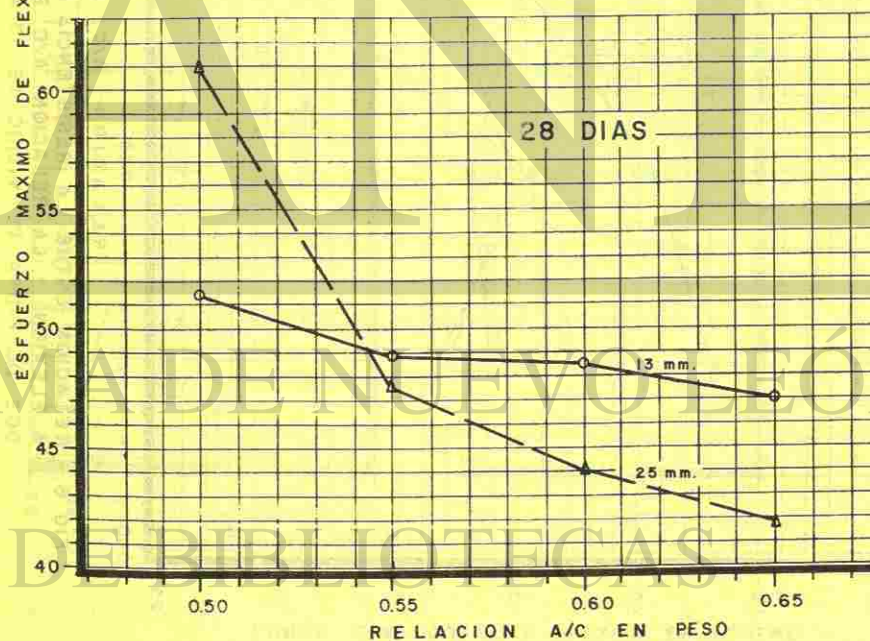
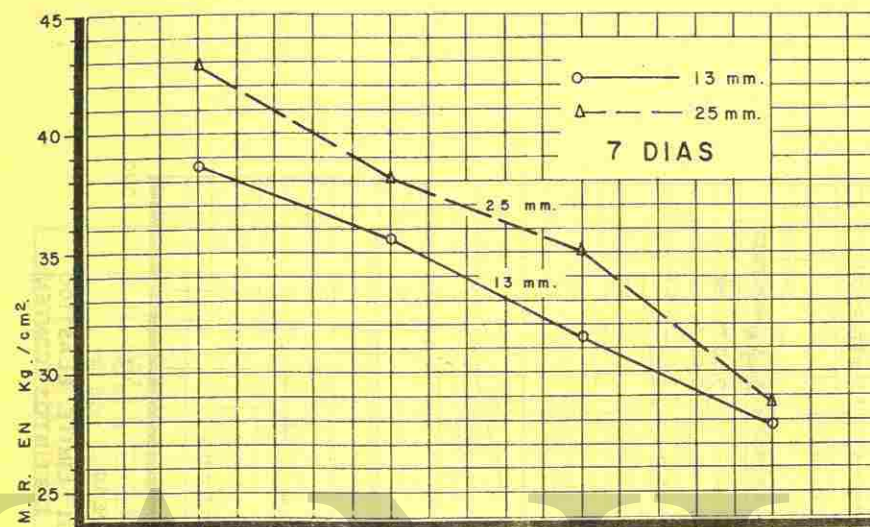


FIG. 5.- RELACION ENTRE EL ESFUERZO MAXIMO DE FLEXION Y LA REL. A/C PARA UN CONTENIDO DE FIBRA DE VIDRIO DE 0.5 %

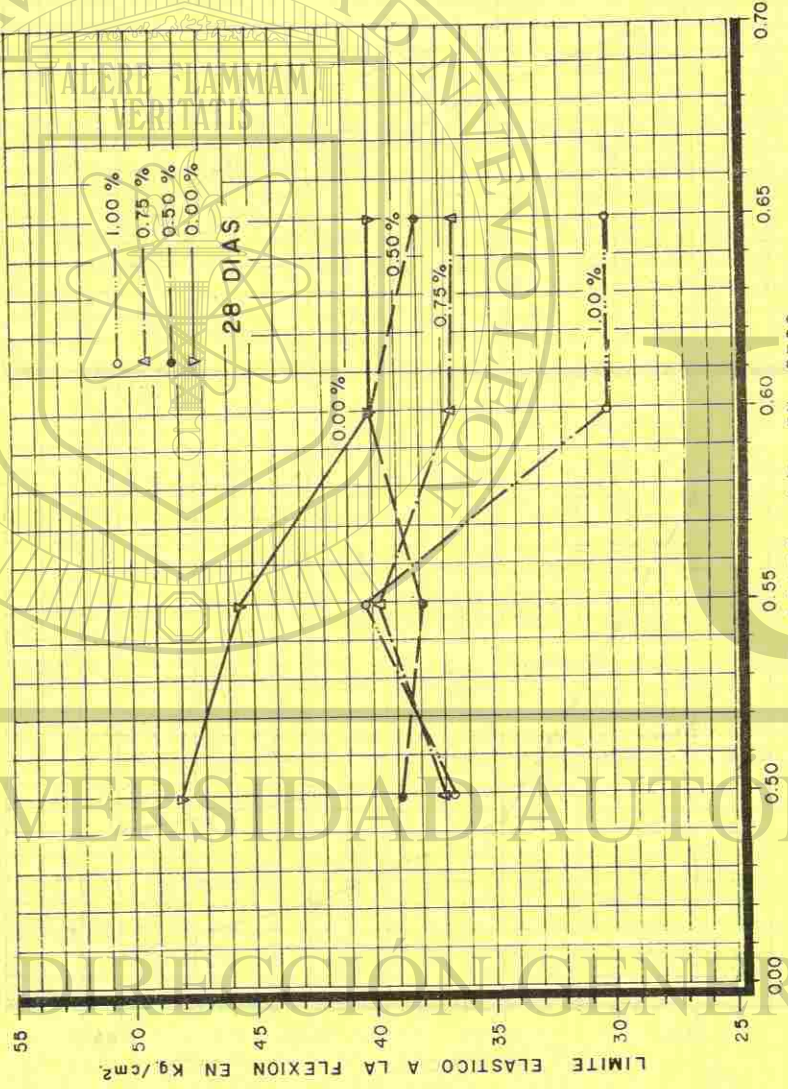


FIG. 6.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA EN EL LIMITE ELASTICO A FLEXION Y LA RELACION A/C PARA DISTINTOS CONTENIDOS DE FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm.

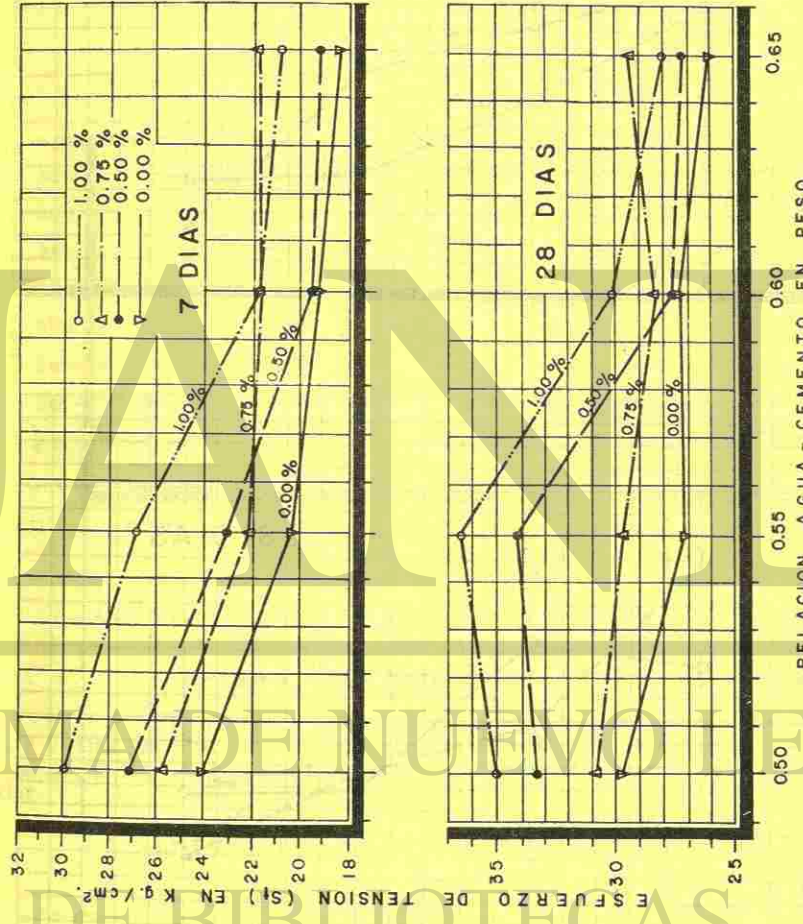


FIG. 7.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA TENSION POR COMPRESION DIAMETRAL Y LA REL. A/C. PARA DISTINTOS CONTENIDOS DE FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm. DE LONGITUD.

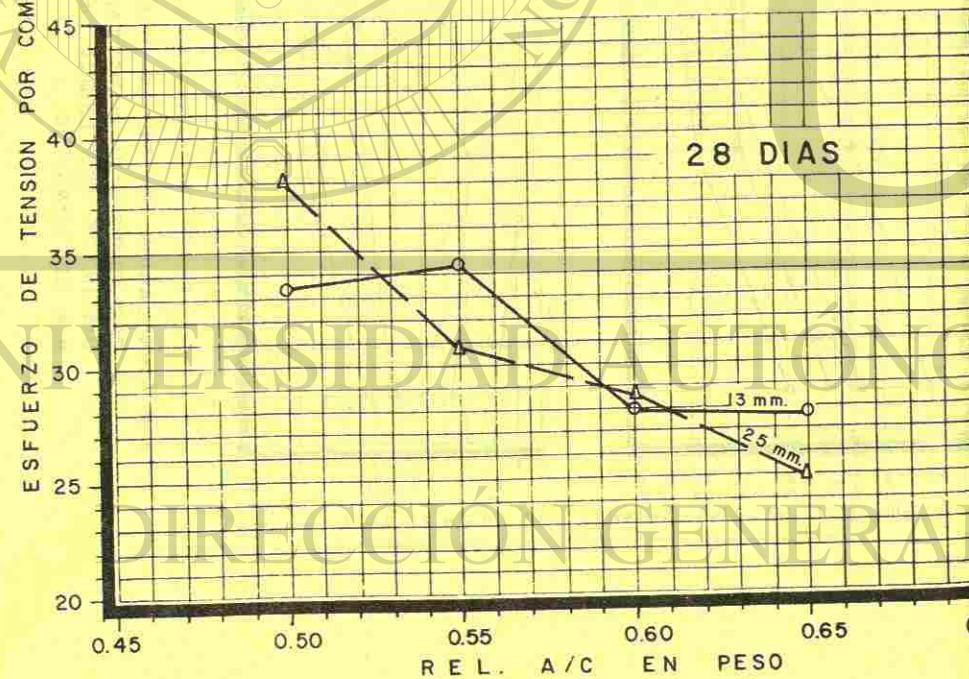
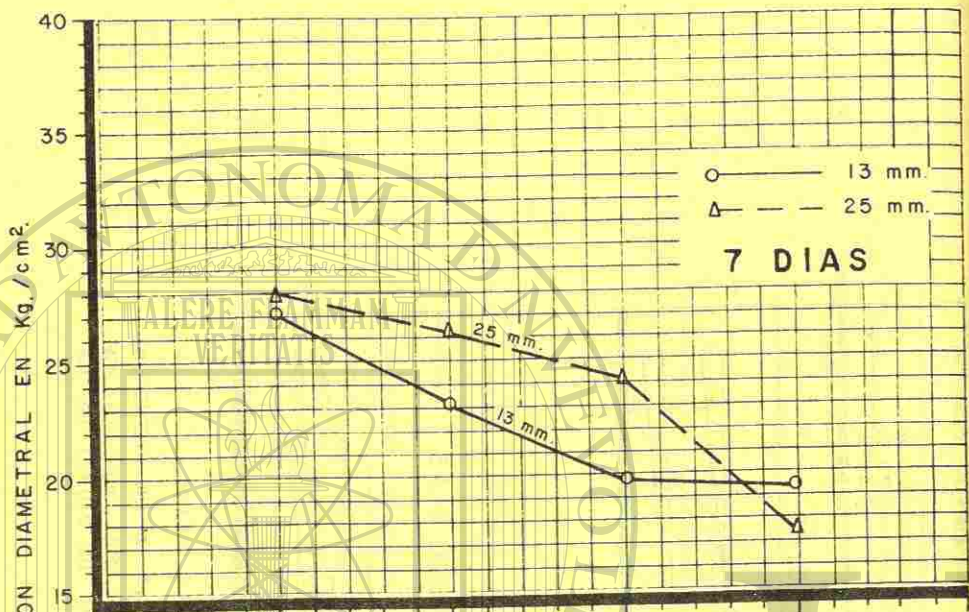


FIG. 8.- RELACION ENTRE EL ESFUERZO DE TENSION POR COMPRESION DIAMETRAL Y LA REL. A/C PARA 0.5 % DE CONTENIDO DE FIBRA DE VIDRIO.

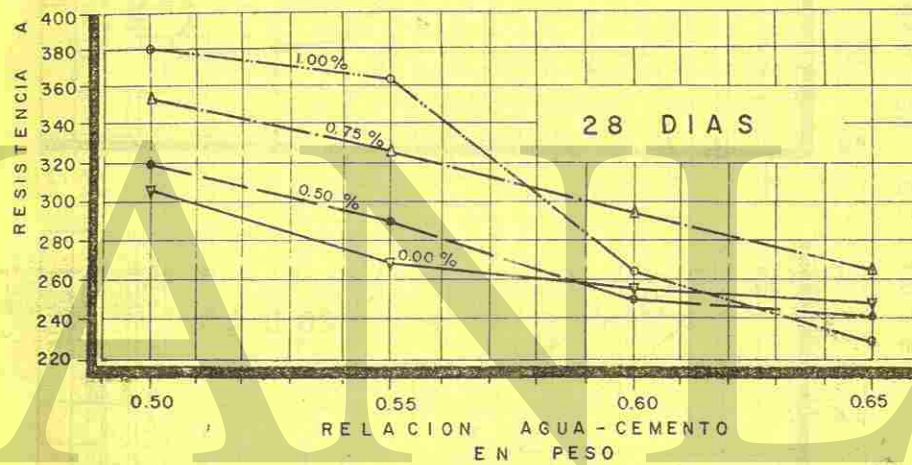
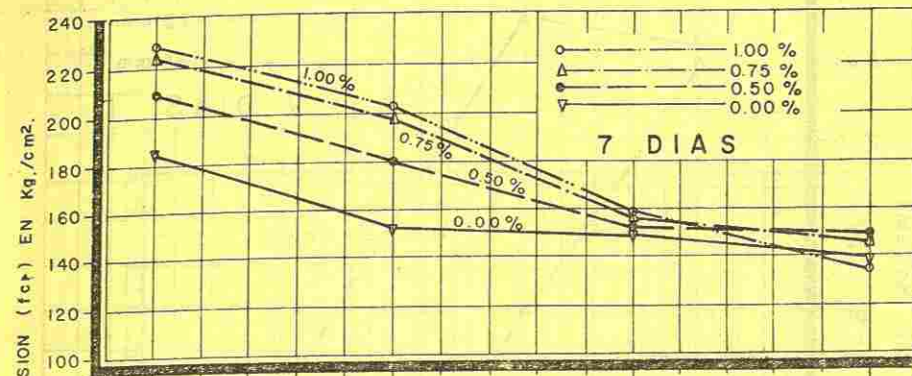


FIG. 9.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION Y LA REL. A/C PARA DISTINTOS CONTENIDOS DE FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm. DE LONGITUD.

El efecto de la longitud de la fibra se puede apreciar en la figura 10, a 7 días de edad se obtienen mayores resistencias con una longitud de 25 mm -- (1 pulg); a los 28 días, este aumento sólo se mantiene en las relaciones A/C más bajas.

d).- Módulo de elasticidad de Young en compresión.

El Módulo de Elasticidad de Young (ASTM secante a 0.4 fcr) de acuerdo a lo que se muestra en la tabla No. 7, en el concreto sin fibra varía de 311 a 323 x 10³ kg/cm², conforme aumenta el contenido de fibra (longitud igual a 13 mm (1/2 pulg), disminuye a un valor promedio de 290 x 10³ kg/cm² para 0.5% de contenido, y a 258 x 10³ kg/cm² para contenidos de 0.75 y 1.0%. Para fibra con longitud de 25 mm (1 pulg) hay también, una tendencia a disminuir con el aumento de volumen de fibra.

e).- Razón de Poisson.

La razón de Poisson en el concreto sin fibra varió de 0.19 a 0.24 y en el concreto con fibra de 13 mm (1/2 pulg), los valores fluctuaron entre 0.18 y

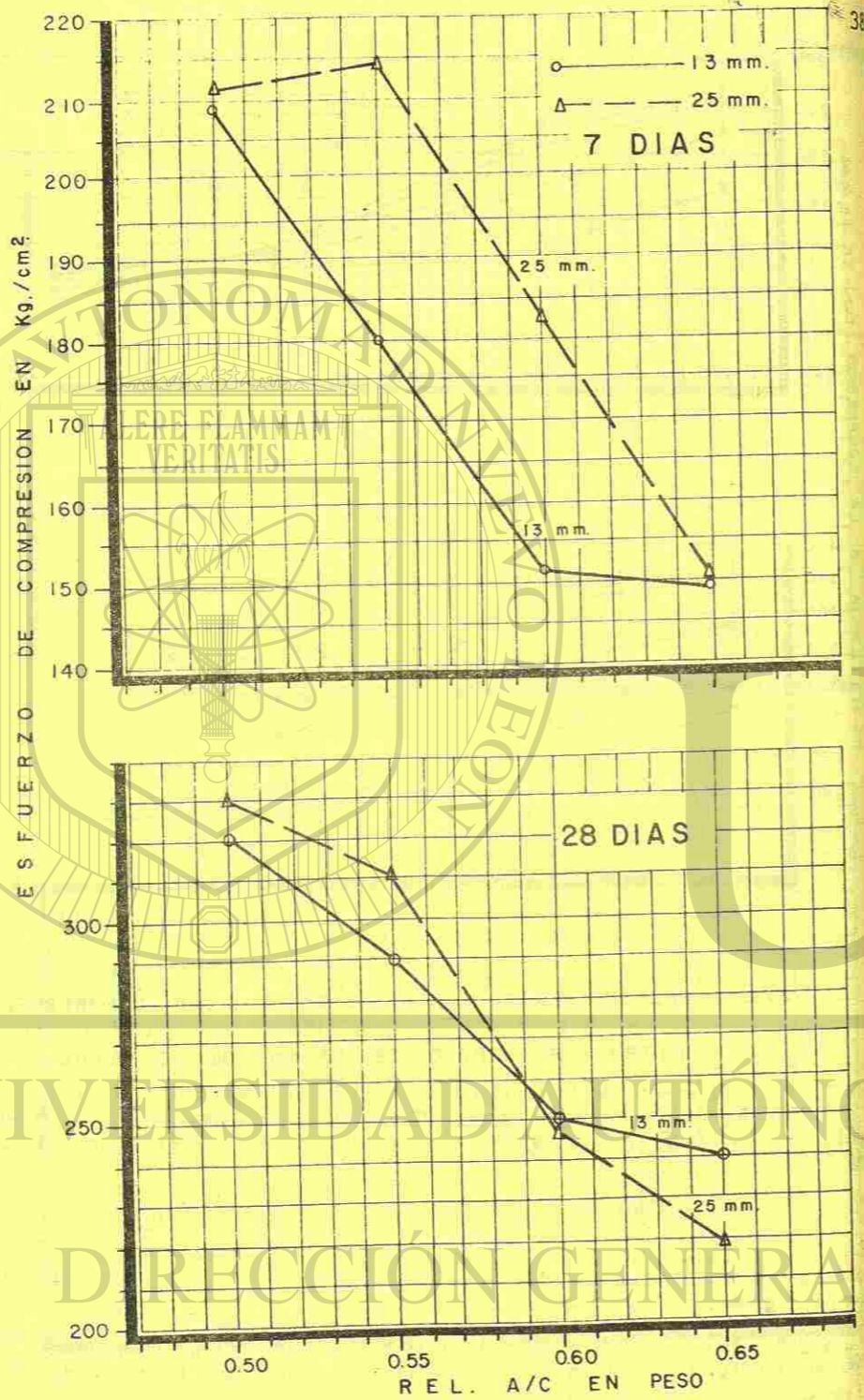


FIG.10.-RELACION ENTRE EL ESFUERZO DE COMPRESION Y LA REL. A/C PARA UN CONTENIDO DE FIBRA DE VIDRIO DE 0.5 % .

TABLA 7
RESULTADOS DE ENSAYES DE CONCRETO CON FIBRA DE VIDRIO E CON APRESIO

Cont. fibra en Vol. %	Rel. A/C en peso	Rev. en cm	Peso Vol. Pres. en co/kg/m ³	Docil. Li-idad* Cem. 0-4	Consumo kg/m ³	Resistencia Máxima kg/cm ²			Módulo de Young Compresión ASTN 10 ⁵ kg/cm ²	Razón Poisson	Cont. de Aire %			
						Flexión		Tensión Diam.						
						7 días	28 días					7 días	28 días	
SIN FIBRA DE VIDRIO														
0	0.50	5.5	2259	4	384	167	310	35.6	50.0	27.5	29.8	311	0.21	4.9
	0.55	4.8	2264	4	409	152	270	34.3	48.3	20.3	27.5	319	---	3.8
	0.60	5.0	2266	4	324	150	255	30.2	44.1	23.8	27.6	316	0.24	5.0
	0.65	5.0	2273	4	293	138	247	27.0	45.7	18.2	26.5	323	0.19	5.3
LONGITUD DE FIBRA = 3 mm														
0.50	0.50	5.0	2245	3	448	209	327	38.5	51.4	27.2	33.3	313	0.24	5.6
	0.55	5.0	2238	3	419	180	292	35.6	48.7	23.1	34.3	255	0.18	6.0
	0.60	5.0	2230	3	381	153	251	31.4	48.5	19.7	27.9	287	0.22	7.0
	0.65	5.0	---	2	373	149	240	27.8	46.9	19.4	27.6	301	0.23	4.6
0.75	0.50	6.0	2119	1	510	223	347	36.3	51.7	25.8	30.8	266	0.25	6.0
	0.55	5.0	2140	2	455	197	328	39.2	51.8	22.1	29.9	267	0.22	5.9
	0.60	5.5	2161	1	417	157	296	33.5	45.4	21.6	28.7	233	0.20	5.2
	0.65	4.0	2147	1	385	146	265	29.8	47.9	19.0	30.0	244	0.23	5.1
1.00	0.50	3.5	2168	1	548	228	380	41.2	53.2	29.5	35.0	283	0.23	5.0
	0.55	4.7	2105	2	497	202	364	45.2	52.5	26.9	36.7	268	0.24	6.0
	0.60	5.5	2098	2	465	150	265	33.7	44.5	21.7	30.4	238	0.24	5.5
	0.65	5.0	2084	2	424	133	229	31.0	45.3	19.0	28.4	244	0.23	6.0
LONGITUD DE FIBRA = 25 mm														
0.5	0.50	2.0	2094	0	470	211	329	42.8	61.0	27.8	38.1	266	0.26	5.0
	0.55	4.0	2140	1	427	214	314	38.2	47.5	26.5	30.8	---	---	6.0
	0.60	4.0	2175	1	392	182	248	35.0	44.0	24.2	28.5	273	0.16	5.8
	0.65	4.5	2098	2	377	150	219	28.7	41.7	17.5	24.9	208	0.16	7.0
0.75	0.50	2.0	2133	0	510	239	350	40.3	51.3	29.7	35.4	241	0.22	5.1
1.00	0.50	2.5	2098	0	546	207	327	45.9	50.5	28.3	36.1	235	0.23	6.0

* Grados de docilidad: 4, muy dócil; 3, dócil; 2, regularmente dócil; 1, poco dócil y 0, no es dócil.

V.- MORTERO CON FIBRA DE VIDRIO.

1.- Materiales, preparación y curado de los especímenes.

Con el fin de poder conocer el efecto de la edad en la resistencia a la compresión y a la tensión por compresión diametral de morteros, se fabricaron 4 series de 54 especímenes cada una, para ensayar 3 a cada edad seleccionada. La mitad de ellos, fueron cubos de 5.0 cm (2 pulg), para determinar el esfuerzo de compresión y la otra mitad, cilindros de 5.0 x 10.0 cm (2 x 4 pulg) para ensayarse a la tensión por compresión diametral. Las características de cada serie se muestran en la tabla 8. Se utilizó como agregado arena Ottawa y una relación A/C de 0.485. A los especímenes se les agregó un 10% de fibra de vidrio de 13 mm (1/2 pulg), en peso del cemento. En dos de las series, se usó cemento Portland con un contenido de álcalis de 0.74% y en las otras dos, cemento Portland con Escoria de Alto Horno con 0.444% de álcalis totales.

Los cubos fueron fabricados de acuerdo a la norma ASTM C 109-73, los cilindros en forma similar, pero compactándolos con 25 penetraciones de varilla lisa de 1.0 cm (3/8 pulg) de diámetro, en cada tercio.

Después de 24 horas de permanecer en un cuarto de curado a 23°C, fueron retirados de los moldes; los de las series 3 y 4 se sumergieron en recipientes con agua dejándose curar en forma normal; los de las series 1 y 2, se colocaron dentro de bolsas de polietileno que una vez selladas, fueron introducidas en un tanque con agua caliente a temperatura constante de 91°C hasta el momento del ensaye.

2.- Métodos de ensaye.

Todos los especímenes fueron extraídos del tanque con agua caliente, dos horas antes del ensaye para su enfriamiento.

Los ensayos a compresión de los cubos se realizaron de acuerdo a la norma ASTM C 109-73, y los de tensión por compresión diametral en forma similar a la norma ASTM C 496-71.

3.- Resultados de los ensayos.

a) Resistencia a compresión.- El comportamiento a compresión con la edad se aprecia en la figura 11. Para ambos tipos de cemento, curados a 91°C en medio húmedo, después de alcanzar un valor máximo, a edades entre 4 y 7 días, hay una disminución de resistencia hasta los 12 a 13 días incrementándose de nuevo después de esta edad.

Para curado normal figura 13, hasta edades del orden de 28 días, se alcanza la resistencia máxima. Después de esta edad hay una disminución de este esfuerzo hasta los 120 días para el cemento Portland con Escoria de Alto Horno hasta los 120 días para el Portland I. El comportamiento para mayor edad no se ha determinado a la fecha.

TABLA 8

SERIES DE ENSAYES PARA DETERMINAR LA INFLUENCIA DE LA EDAD EN LA RESISTENCIA DE MORTEROS CON FIBRA DE VIDRIO.

SERIE	TIPO DE CEMENTO	TEMP. CURADO °C
1	Portland I	91
2	Portland con Escoria de Alto Horno.	91
3	Portland I	23
4	Portland con Escoria de Alto Horno.	23

b) Resistencia a tensión por compresión diametral. El comportamiento bajo condiciones de curado a 91°C en medio húmedo y curado normal a 23°C, según se observa en las figuras 12 y 14, es similar al de compresión, sólo que el valor máximo se alcanza a 60 días.

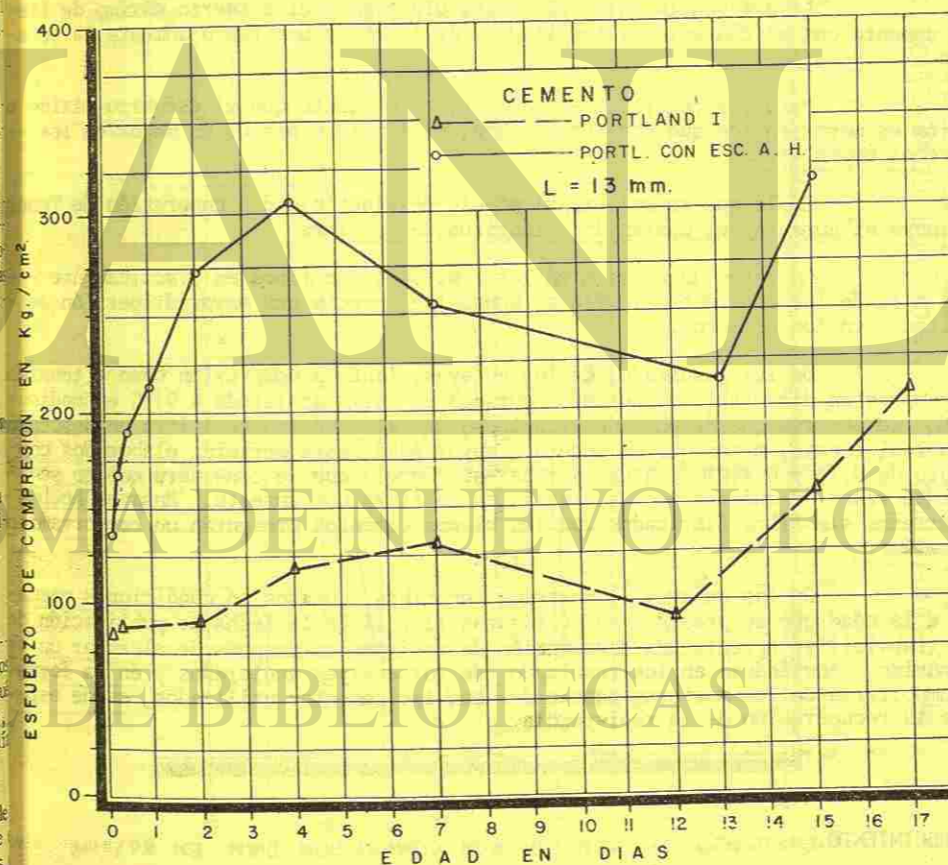


FIG. II.- ESFUERZO DE COMPRESION EN MORTEROS CON FIBRA DE VIDRIO E CON APRESTO CURADOS A 91°C.

VI.- CONCLUSIONES.

La fibra tiene un efecto adverso en la docilidad y en la consistencia del concreto fresco conforme aumenta el contenido y la longitud.

Para agregado grueso áspero, del tipo utilizado, y tamaño máximo 10 mm (3/8 pulg) es difícil lograr, económicamente, una docilidad y revenimiento adecuados con contenidos de fibra mayores del 1% y 25 mm (1 pulg) de longitud. Conforme aumenta el tamaño de la fibra hay tendencia a romperse durante el mezclado y se dificulta la obtención de un concreto uniforme.

En general, al aumentar el contenido de fibra, se logran buenos resultados en la resistencia a la flexión, tensión por compresión diametral y compresión para relaciones agua-cemento menores de 0.55 a edades de 7 y 28 días. Para relaciones agua-cemento mayores, los resultados obtenidos no definen su comportamiento.

La diferencia entre el límite elástico y el esfuerzo máximo de flexión aumenta con el contenido y longitud de la fibra, y por tanto aumenta la ductilidad.

Para los concretos estudiados, no obstante que el esfuerzo máximo de flexión es mayor en los que contienen fibra, el límite elástico es mayor en los concretos normales.

En lo que se refiere al módulo de elasticidad a compresión de los concretos, disminuye al aumentar el contenido y longitud de la fibra.

La razón de Poisson en los concretos con fibra es prácticamente igual a la de los concretos sin fibra, aunque se aprecia una mayor dispersión de resultados en los primeros.

De los resultados de los ensayos, tanto a compresión como a tensión por compresión diametral, de morteros curados en forma acelerada a 91°C en medio húmedo, se observa que después de alcanzarse un valor máximo se inicia un descenso en la resistencia, mismo que se supera a mayor edad, para morteros elaborados con cemento de 0.74 y 0.444% de álcalis totales. Por lo que se considera que no se presenta reacción química de los álcalis en la fibra con apresto. Ensayos hechos en morteros sin fibra fabricados con los mismos cementos presentan un comportamiento similar.

En los ensayos de morteros con fibra, curados en condiciones normales, a la edad que se presenta en las figuras 13 y 14 (a la fecha de publicación de este trabajo), se aprecia una disminución de resistencia después de alcanzar un valor máximo. Apoyándose en los resultados de los ensayos acelerados y en la forma de comportarse de los morteros fabricados con los cementos utilizados, es de esperarse la recuperación de la resistencia.

AGRADECIMIENTO.

Quiero hacer mención a la colaboración activa y entusiasta de

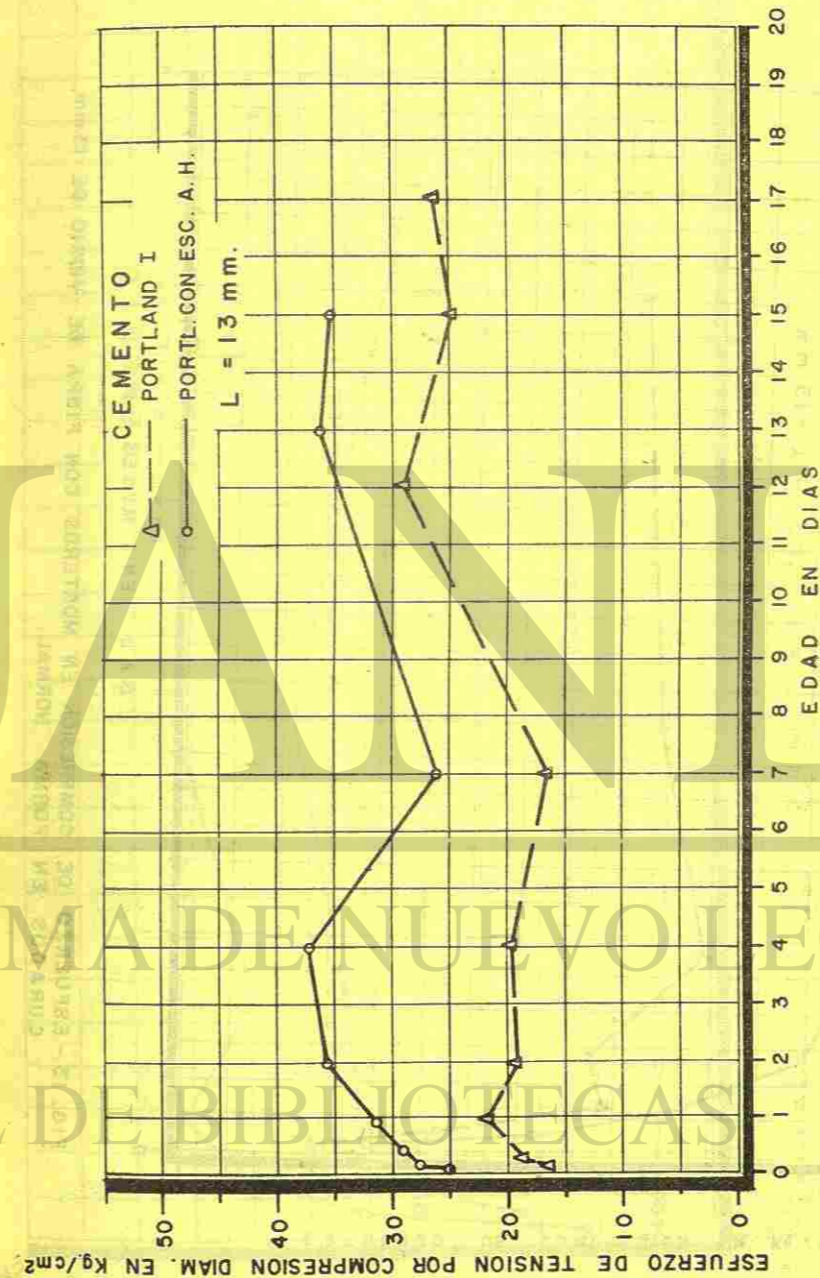


FIG. 12.- ESFUERZO DE TENSION POR COMPRESION DIAMETRAL EN MORTEROS CON FIBRA DE VIDRIO E CON APRESTO, CURADOS A 91°C.

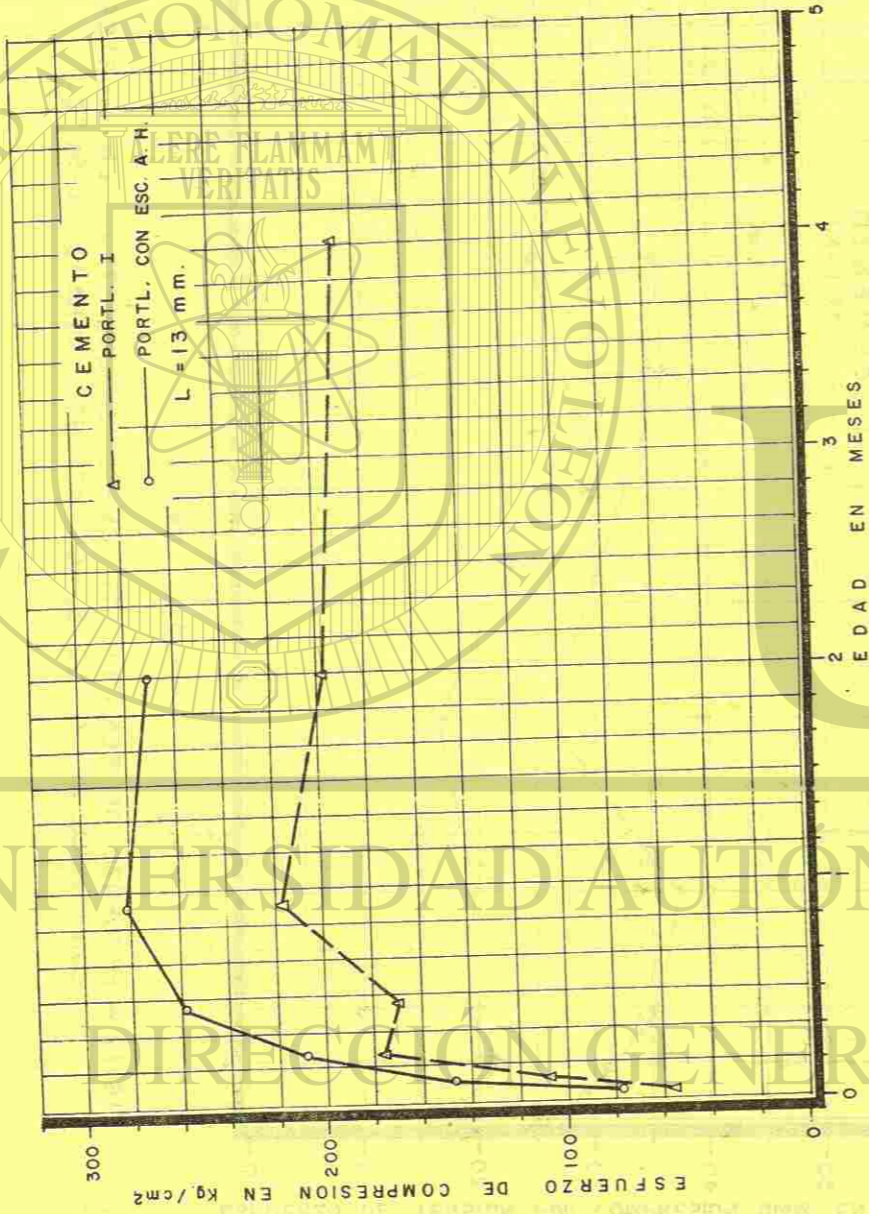


FIG. 13.-ESFUERZO DE COMPRESION EN MORTEROS CON FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm. CURADOS EN FORMA NORMAL.

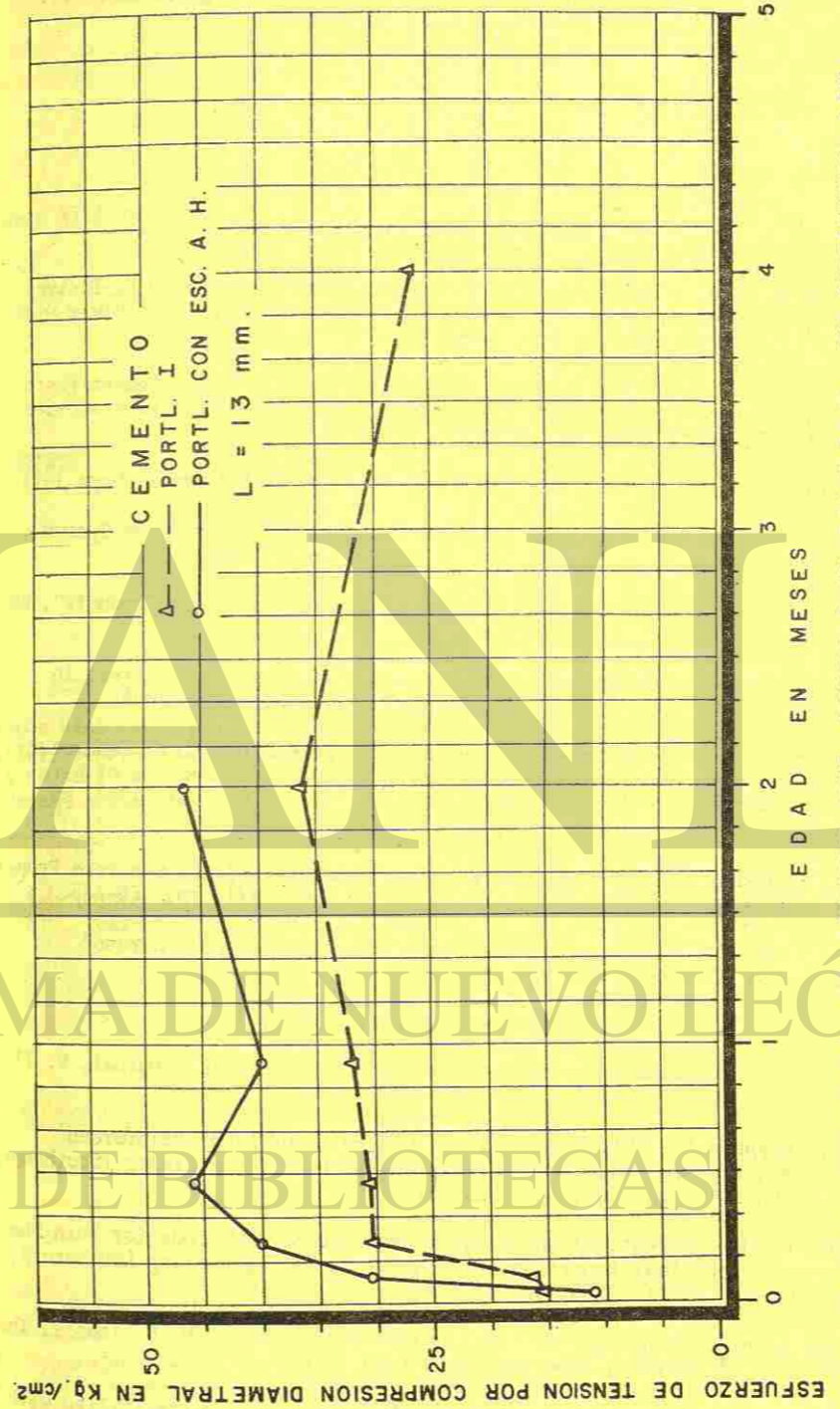
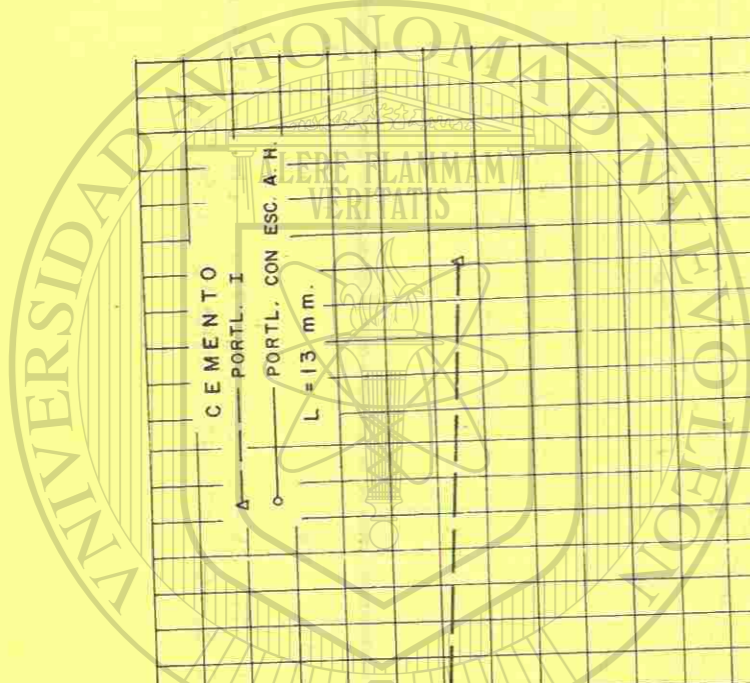


FIG. 14.-ESFUERZO DE TENSION POR COMPRESION DIAMETRAL EN MORTEROS CON FIBRA DE VIDRIO DE 13 mm. CURADOS EN FORMA NORMAL.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



ingenieros Rodolfo Meza y Gregorio Farías para la realización de este trabajo, como de los estudiantes de Ingeniería Civil: Enrique F. Galindo, Francisco Rangel y Ricardo Valdes, y demás personal técnico del Instituto de Ingeniería Civil.

REFERENCIAS.

- 1.- Williamson G. R.- "Response of Fibrous-Reinforced Concrete to Explosive Loading", Technical Report No. 2-48, U. S. Army Engineers Ohio River Div. Laboratories, Cincinnati, 1966, 77 pp.
- 2.- Monfore G. E.- "A Review of Fiber Reinforcement of Portland Cement Paste Mortar, and Concrete", Journal PCA Research and Development Laboratories V. 10 No. 3, Sept. 1968, pp. 43-49.
- 3.- New Reinforcing Materials in Concrete S. P. Shah. ACI Journal, Mayo 1974.
- 4.- Majumdar, A. J. and Ryder, J. F.- "Reinforcement of Cements and Gypsum Plaster by Glass Fibers", BRS (U.K.) Current Papers, Dec. 1970.
- 5.- Majumdar, A. J.- "Glass Fiber Reinforced Cement and Gypsum Products", BRS (U.K.) Current Papers. Apr. 1971.
- 6.- Romualdi, James P. and Batson, Gordon B. "Mechanics of Crack Arrest in Concrete" Proceedings ASCE V 89, Em 3, Junio 1963, pp. 147-168.
- 7.- Romualdi, James P. and Mandel, James A.- "Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement", ACI Journal, Proceedings, V. 61 No. 6, Junio 1964, pp. 657-671.
- 8.- Shah, Surendra P., and Rangan B. Vijaya, "Fiber Reinforced Concrete Properties", ACI Journal Proceedings, V. 68 No. 2, Feb. 1971, pp. 126-135.
- 9.- Junji Takagi, "Some Properties of Glass Fiber Reinforced Concrete" Publication ACI SP-44, pp. 93-111.
- 10.- Kelly, A.- "Strong Solids" Clarendon Press, Oxford, 1966.
- 11.- Shah, S. P.- "New Reinforcing Materials in Concrete", ACI Journal, V. 71 No. 5, Mayo 1974, pp. 257-262.
- 12.- Shah, Surendra P.- "Micromechanics of Concrete and Fiber Reinforced Concrete", Proceedings, Civil Engineering Materials Conference (Southampton 1969) John Wiley and Son, Inc. New York 1969.
- 13.- Haynes H. H.- "Investigation of Fiber Reinforcement Methods for Thin Sheet Concrete", Technical Report No. 979, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif, 1968, pp. 47.
- 14.- Blood, G. W.- "Properties of Fiber Reinforced Concrete" M. S. Thesis, The University of Calgary, Alberta, Julio 1970.
- 15.- Nielsen, L.E. and Chen, P.E.- "Young's Modulus of Composites Filled with Randomly Oriented Fibers" Journal of Materials, V. 3, No. 2, Junio 1968, pp. 352-358.

PROGRESOS EN LAS INVESTIGACIONES SOBRE POLIMEROS PARA CONCRETO.

Glenn William DePuy*

RESUMEN.

Están siendo desarrollados por la industria de la construcción tres tipos básicos de polímeros para el concreto: concreto impregnado con polímeros --- (PIC), concreto con polímeros (PC), y concreto con cemento con polímero (PCC). Trabajos recientes sobre el PIC incluyen el desarrollo de un sistema de losa para --- puentes hechos con PIC prefabricado y pretensado, y un tratamiento de impregnación superficial para la protección de puentes de concreto existentes.

Trabajos recientes sobre el PC incluyen el desarrollo de un proceso de fabricación costeable y el de un material que tiene propiedades comparables con el PIC. Las investigaciones sobre el PCC han sido muy limitadas.

* Supervisor de la Investigación relacionada con la Tecnología del Proceso y Desarrollo de Polímeros para Concreto en el "Bureau of Reclamation Engineering and Research Center" de Denver, Colorado.

ingenieros Rodolfo Meza y Gregorio Farías para la realización de este trabajo, como de los estudiantes de Ingeniería Civil: Enrique F. Galindo, Francisco Rangel y Ricardo Valdes, y demás personal técnico del Instituto de Ingeniería Civil.

REFERENCIAS.

- 1.- Williamson G. R.- "Response of Fibrous-Reinforced Concrete to Explosive Loading", Technical Report No. 2-48, U. S. Army Engineers Ohio River Div. Laboratories, Cincinnati, 1966, 77 pp.
- 2.- Monfore G. E.- "A Review of Fiber Reinforcement of Portland Cement Mortar, and Concrete", Journal PCA Research and Development Laboratories V. 10 No. 3, Sept. 1968, pp. 43-49.
- 3.- New Reinforcing Materials in Concrete S. P. Shah. ACI Journal, Mayo 1974.
- 4.- Majumdar, A. J. and Ryder, J. F.- "Reinforcement of Cements and Gypsum Plaster by Glass Fibers", BRS (U.K.) Current Papers, Dec. 1970.
- 5.- Majumdar, A. J.- "Glass Fiber Reinforced Cement and Gypsum Products", BRS (U.K.) Current Papers. Apr. 1971.
- 6.- Romualdi, James P. and Batson, Gordon B. "Mechanics of Crack Arrest in Concrete" Proceedings ASCE V 89, Em 3, Junio 1963, pp. 147-168.
- 7.- Romualdi, James P. and Mandel, James A.- "Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement", ACI Journal, Proceedings, V. 61 No. 6, Junio 1964, pp. 657-671.
- 8.- Shah, Surendra P., and Rangan B. Vijaya, "Fiber Reinforced Concrete Properties", ACI Journal Proceedings, V. 68 No. 2, Feb. 1971, pp. 126-135.
- 9.- Junji Takagi, "Some Properties of Glass Fiber Reinforced Concrete" Publication ACI SP-44, pp. 93-111.
- 10.- Kelly, A.- "Strong Solids" Clarendon Press, Oxford, 1966.
- 11.- Shah, S. P.- "New Reinforcing Materials in Concrete", ACI Journal, V. 71 No. 5, Mayo 1974, pp. 257-262.
- 12.- Shah, Surendra P.- "Micromechanics of Concrete and Fiber Reinforced Concrete", Proceedings, Civil Engineering Materials Conference (Southampton 1969) John Wiley and Son, Inc. New York 1969.
- 13.- Haynes H. H.- "Investigation of Fiber Reinforcement Methods for Thin Sheet Concrete", Technical Report No. 979, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif, 1968, pp. 47.
- 14.- Blood, G. W.- "Properties of Fiber Reinforced Concrete" M. S. Thesis, The University of Calgary, Alberta, Julio 1970.
- 15.- Nielsen, L.E. and Chen, P.E.- "Young's Modulus of Composites Filled with Randomly Oriented Fibers" Journal of Materials, V. 3, No. 2, Junio 1968, pp. 352-358.

PROGRESOS EN LAS INVESTIGACIONES SOBRE POLIMEROS PARA CONCRETO.

Glenn William DePuy*

RESUMEN.

Están siendo desarrollados por la industria de la construcción tres tipos básicos de polímeros para el concreto: concreto impregnado con polímeros (PIC), concreto con polímeros (PC), y concreto con cemento con polímero (PCC). Trabajos recientes sobre el PIC incluyen el desarrollo de un sistema de losa para puentes hechos con PIC prefabricado y pretensado, y un tratamiento de impregnación superficial para la protección de puentes de concreto existentes.

Trabajos recientes sobre el PC incluyen el desarrollo de un proceso de fabricación costeable y el de un material que tiene propiedades comparables con el PIC. Las investigaciones sobre el PCC han sido muy limitadas.

* Supervisor de la Investigación relacionada con la Tecnología del Proceso y Desarrollo de Polímeros para Concreto en el "Bureau of Reclamation Engineering and Research Center" de Denver, Colorado.

INTRODUCCION.

Los materiales polímeros para concreto están atrayendo gran interés como materiales de construcción nuevos con durabilidad y propiedades estructurales mejoradas. Los estudios sobre el desarrollo y las aplicaciones potenciales de los polímeros para concreto se iniciaron sobre una base limitada, pero mundial, en la década de los 50's, y a mediados de los 60's, el interés se extendió grandemente con el desarrollo del concreto impregnado con polímeros, el cual tenía una durabilidad y propiedades estructurales significativamente mejores que comparadas con el concreto convencional.

El Bureau of Reclamation (USBR) inició en 1967 una investigación sobre los materiales polímeros para concreto en un programa en conjunto con el Brookhaven National Laboratory (BNL) bajo el patrocinio de la U. S. Atomic Energy Commission (AEC), la Office of Saline Water, y la USBR. Se publicaron una serie de reportes acerca de este trabajo (1, 2, 3, 4, 5). Fueron investigados tres materiales básicos:

Concreto impregnado con polímero (PIC) -Concreto a base de cemento Portland endurecido impregnado con un monómero el cual posteriormente se polimeriza.

Concreto de polímero (PC) -Un material formado por la combinación de un agregado con un monómero o sistema de resina, el cual posteriormente se polimeriza y sirve como el cementante (a veces llamado concreto de resina).

Concreto de cemento con polímero (PCC) -Un material premezclado, al cual se le añade el monómero o sistema de resina durante el mezclado convencional del concreto, y que se polimeriza durante el endurecimiento (a veces llamado concreto modificado con polímero).

Los estudios iniciales, USBR-BNL, mostraron resistencias asombrosamente altas, baja permeabilidad y una buena durabilidad para el PIC. Por lo tanto las investigaciones posteriores se dirigieron principalmente hacia el desarrollo del PIC. Los estudios más recientes con el PIC incluyen el concreto impregnado parcial o superficialmente el cual parece tener buen potencial en aplicaciones que requieren de la durabilidad o la impermeabilidad del concreto. Se han conducido estudios sobre el PC sobre una base más limitada, pero que han llegado al desarrollo de un material que tiene propiedades comparables con el PIC, y el cual podrá tener aplicaciones potenciales más extensas que el PIC. Han sido muy limitados los estudios sobre el PCC, y que por lo pronto no han producido resultados comparables con aquéllos obtenidos con el PIC y el PC.

Un número de organizaciones han mostrado su interés en el PIC, y han patrocinado programas en conjunto con la USBR para el desarrollo del PIC relacionado a sus necesidades específicas. Estos incluyen:

Tuberías de PIC -American Concrete Pipe Association, AEC, BNL y USBR.

Recubrimiento y soporte para túneles con PIC-U.S. Department of Transportation a través de la Federal Railroad Administration y la Federal Highway Administration (FHWA), U. S. Bureau of Mines y la USBR.

Sistema de losas presforzadas para puente con PIC-FHWA, Instituto del Concreto Presforzado y la USBR.

Impregnación superficial de losas de concreto para puente-FHWA.

Sobre una base mundial, el mayor interés ha sido sobre el desarrollo del PC. En los Estados Unidos, un número de organizaciones han llevado a cabo estudios sobre los materiales polímeros para concreto, incluyendo: la U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, estudios sobre el uso del PIC para aplicaciones submarinas; la U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois sobre el PC con polyester; Washington State University sobre PCC, con substancias epóxicas y alcohol furfuryl; la H. B. Zachry Company, San Antonio Texas, sobre polímeros para el PC como material de pavimentación; LeHigh University, Bethlehem, sobre el PIC; el American Cement Technical Center, Riverside, California sobre morteros de PIC reforzados con fibra; la Pennsylvania State University, College Park, Pennsylvania sobre el PIC. Debido al interés creciente, se formó en 1971 el Comité 548 del Instituto Americano del Concreto, Polímeros en el Concreto, el cual patrocinó un simposio sobre polímeros en el concreto (6).

Actualmente, el mayor interés parece que se enfoca sobre las aplicaciones en carreteras. La FHWA es uno de los principales patrocinadores de investigaciones sobre materiales polímeros para concreto y tiene un número de programas con varias organizaciones estatales de carreteras, universidades y otras organizaciones en los Estados Unidos. Estos programas son principalmente para la protección de pavimentos de concreto contra las sales utilizadas para el deshielo, el deterioro debido al congelamiento y deshielo, y para reparaciones en el concreto deteriorado. Los principales proyectos sobre las aplicaciones en carreteras incluyen:

Impregnación superficial de losas de concreto para puente, particularmente estructuras antiguas y contaminadas con cloruro, realizadas en conjunto con la LeHigh University y la Pennsylvania State University bajo el patrocinio de la National Cooperative Highway Research Program.

Tratamientos de impregnación superficial de losas para puente de carretera, realizado por la University of Texas, bajo el patrocinio de la Texas Highway Department y la FHWA.

Materiales polímeros para concreto para su aplicación en carreteras, especialmente en la reparación de puentes de concreto deteriorado, realizado por la Brookhaven National Laboratory, bajo el patrocinio de la FHWA.

CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMERO.

PIC completamente impregnado.

El concreto impregnado con polímero (PIC) se prepara de un concreto convencional a base de cemento Portland endurecido mediante un proceso que tiene tres pasos básicos: 1) el secado del concreto para eliminar la humedad, 2) impregnación con un monómero líquido y 3) polimerización del monómero.

El polímero llena los huecos y grietas en el concreto y produce un gran incremento en la resistencia y durabilidad, y una reducción significativa de la permeabilidad. El mejoramiento de las propiedades está relacionado con la cantidad de polímero aplicado al espécimen de concreto. Un concreto impregnado de po

límnero (PIC) de muy buena calidad puede prepararse de un concreto de relativamente baja calidad; sin embargo el concreto de menor calidad generalmente es más poroso y requiere de más monómero para la impregnación completa. El contenido de polímero en un concreto impregnado con polímero (PIC) hecho de un concreto normal de buena calidad fluctúa entre 4.5 y 7 por ciento en peso. Para el PIC hecho con concreto más poroso, la cantidad de polímero aplicado puede rebasar el 20 por ciento.

Los sistemas de monómeros para PIC son líquidos de baja viscosidad seleccionados en base a su buena penetrabilidad y características de polimerización bajo costo y propiedades del polímero. Se han obtenido buenos resultados utilizando MMA (metil metacrilato), MMA-IMPIMA (trimetilol-propano trimetocrilato), politer estireno y estireno-IMPIMA.

La polimerización se inicia por métodos térmico-catalíticos. Se utilizan catalizadores azonitrílicos ya que sus componentes tienen un radical libre con el cual se inicia la polimerización, produce resultados buenos uniformes generalmente tienen buena estabilidad química y bajo condiciones apropiadas de seguridad se puede almacenar y reusar el monómero catalizado.

Las propiedades mecánicas y físicas típicas del PIC preparado de concreto convencional en nuestros primeros estudios son mostradas en las tablas 1 y 2. Los ensayos muestran que el PIC es generalmente de 4 a 5 veces más resistente que el concreto convencional, y que la absorción de humedad y la permeabilidad se reducen significativamente. La resistencia a la compresión del PIC es generalmente de 1265.6 a 1546.8 kg/cm² (18000 a 22000 lb/pulg²).

TABLA 1

PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMERO

Propiedad	Concreto impregnado con polímero	Concreto sin impregnar
Resistencia a la compresión		
kg/cm ²	1279.6	372.6
lb/pulg ²	18200	5300
Módulo de elasticidad		
10 ⁶ kg/cm ²	0.44	0.25
10 ⁶ lb/pulg ²	6.2	3.5
Resistencia a la tensión		
kg/cm ²	105.5	29.5
lb/pulg ²	1500	420
Módulo de ruptura.		
kg/cm ²	161.7	52.0
lb/pulg ²	2300	740

Especímenes de concreto impregnados con metil metacrilato. Polymerización por el método térmico catalítico.

El flujo del PIC bajo carga sostenida es generalmente 5 a 10 veces menor que el del concreto sin impregnar. Las curvas de esfuerzo-deformación para el PIC muestran una relación casi lineal de un 70 a 90 por ciento de la resistencia última.

TABLA 2

PROPIEDADES FISICAS DEL CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMERO

Propiedades	Concreto impregnado con polímero	Concreto sin impregnar
Absorción de agua %	0.34	6.40
W. perm. 10 ⁴ m/año	0.43	1.6
10 ⁴ pies/año	1.4	5.3
Conductividad térmica		
k cal/m hr °C	1.882	1.982
BTU/pie hr °F	1.265	1.332
Coefficiente de expansión.		
10 ⁻⁶ cm/cm/°C	9.45	7.24
10 ⁻⁶ pulg/pulg/°F	5.25	4.62
Calor específico.		
J/g/°C (23°C)	0.921	1.009
BTU/pie-hr (73°F)	0.220	0.241
Peso específico.	2.386	2.317

Especímenes de concreto impregnados con metil metacrilato. Polymerización por el método térmico catalítico.

La durabilidad mejorada del PIC es debido a la reducción de la permeabilidad y a la barrera física presentada por el polímero. Los polímeros son resistentes a los ataques químicos y tienden a sellar el interior del concreto contra los agentes nocivos. El PIC muestra substancialmente mucha más resistencia que el concreto no impregnado al congelamiento y deshielo, al ácido clorhídrico, ataque de los sulfatos, y un mejoramiento moderado en la resistencia al ácido sulfúrico (tabla 3) (5, 7).

Producción del PIC.

La USBR tiene dos unidades interconectadas para producir PIC. Una unidad consiste en un cilindro de impregnación/polimerización vertical de acero inoxidable con dimensiones interiores de 1.20 m de diámetro x 1.80 m de largo (4 pies de diámetro y 6 pies de largo) un mezclador de monómero y tanque de transferencia, y además un equipo de accesorios. La otra unidad está localizada al aire libre (Fig 1) y consiste en un cilindro de impregnación/polimerización con dimensiones de 1.80 m de diámetro x 5.80 m de largo (6 pies de diámetro por 19 pies de largo) en posición horizontal, un cargador de especímenes de acero inoxidable, y un tanque para la transferencia del monómero con capacidad de 2300 lt (600 galones). El cargador de especímenes se utiliza para reducir la cantidad de monómero requerido para llenar los especímenes y por la conveniencia en el suministro de especímenes al recipiente. Ambas unidades utilizan: aire comprimido para forzar el impregnado, el vacío y aire comprimido para transferir el monómero, y el vapor para calentar.

Los pasos para producir PIC completamente impregnado son (las condiciones de producción pueden variar dependiendo del sistema de monómero, cataliza-

dor y tamaño y forma del espécimen):

- 10.- Se seca el concreto a una temperatura de 150°C por espacio de 24 horas para eliminar la humedad libre o a una temperatura inferior pero durante más tiempo.
- 20.- Permitir que el concreto se enfríe a la temperatura ambiente.
- 30.- Colocar el concreto en el cilindro de impregnación y aplicar el vacío por espacio de media hora.
- 40.- Introducir el monómero catalizado bajo el vacío hasta que el espécimen este completamente lleno después impregnar bajo aire comprimido a una presión de 1.7 a 3.5 kg/cm² (25 a 50 lb/pulg²) durante 2 horas.
- 50.- Drenar el exceso de monómero e inmediatamente llenar el cilindro con agua caliente. Con el cilindro sumergido en agua se minimiza la pérdida del monómero por evaporación.
- 60.- Aplicar calor (el vapor es lo más común) y polimerizar completamente. La polimerización se realiza generalmente a 70°C durante unas 4 horas.

Como en el caso de todos los productos químicos, los monómeros y catalizadores presentan un riesgo potencial si son almacenados y manejados en forma poco apropiada. El que los use debe estar bien familiarizado con las propiedades y sus procedimientos adecuados de manejo. Muchos monómeros tienen olores desagradables y tienen grados variables de inflamabilidad y toxicidad. El monómero MMA está clasificado como un líquido inflamable con riesgo moderado de explosión y es considerado como poco tóxico (8). Las precauciones recomendadas para manejar MMA incluyen la eliminación de fuentes de ignición, conectar eléctricamente a tierra el equipo, ventilación adecuada y control de vapores, ropa protectora para el personal, lavabos y drenes de emergencia, y provisiones adecuadas para manejar el monómero tirado accidentalmente. La información del manejo, almacenamiento y propiedades de los materiales está generalmente disponible en la literatura publicada de los productores, distribuidores y compañías de seguros (9, 10, 11). Muchos de los estudios de la USBR sobre el PIC han sido con el sistema de monómeros MMA y MMA-TMPTMA utilizando catalizadores azonitrílicos. Los catalizadores azonitrílicos son iniciadores eficientes de la polimerización y son más estables que los catalizadores de peróxido. El manejo del monómero catalizado requiere cuidado para evitar que ocurra una polimerización en masa. El monómero debe guardarse a una temperatura segura y mantenerse la efectividad del inhibidor. Nuestra experiencia ha mostrado que el monómero catalizado con *d*-t-butylazo isobutyronitrilo es estable para períodos más largos de tiempo a temperatura ambiente siempre que se mantenga el contenido de inhibidor y del oxígeno. Los componentes t-butylazo son descritos como no-sujetos a inducir la descomposición (12). La habilidad para almacenar el monómero catalizado nos permite reusar el monómero para impregnaciones repetidas.

En una operación a gran escala, puede ser necesario desechar cantidades de monómero utilizado. El deshecho del monómero deberá hacerse de acuerdo a reglas estrictas de seguridad y ambientales. Si el monómero no puede ser un producto negociable, las únicas alternativas disponibles son la de incineración con dispositivos apropiados o la conversión a un polímero para deshecharse en estado sólido.

APLICACIONES DEL PIC COMPLETAMENTE IMPREGNADO.

Sistema de losa presforzada para puente con PIC.

El sistema de losa presforzada para puente con PIC está diseñado para utilizar las propiedades estructurales de paneles presforzados, el potencial de un sistema precolado para la construcción rápida y la protección del acero de refuerzo contra las sales del deshielo proporcionada por el polímero (13). El concepto prevee el precolado de paneles dimensionados con el ancho de la losa, un rápido montaje y la colocación de paneles en su sitio, y la conexión de los paneles mediante un post-tensado.

Paneles de concreto presforzado, cuyas dimensiones son de 4.88 m de largo x 1.22 m de ancho x 0.15 m de espesor (16 pies de largo x 4 pies de ancho y 6 pulg de espesor) fueron impregnados y polimerizados (figura 2). Cuatro paneles, con peso de aproximadamente 2250 kg (5000 libras) cada uno, fueron tratados al mismo tiempo. Ensayes de carga estática y ciclos de fatiga fueron hechos en paneles sencillos y en juegos de tres unidos mediante un post-tensado. Con los ensayos se determinó la deflexión, distribución de esfuerzos, carga a la primera grieta, carga última, y la transmisión de carga a través de las juntas de los paneles. Los resultados del ensayo para el juego de tres paneles se muestran en la figura 3. Los paneles resistieron más del doble de la carga última de diseño en el ensayo sencillo. En los ensayos sobre el juego de tres paneles, éstos mostraron muy buena transmisión de carga a los adyacentes y resistieron cerca de cuatro veces la carga última de diseño (14).

Sistema PIC de soporte y recubrimiento de túneles (y resistencia al fuego).

Con el desarrollo de métodos mecanizados para hacer túneles se ha incrementado la necesidad de sistemas de rápido recubrimiento de túneles. Segmentos de concreto precolado para recubrimiento y soporte en túneles han sido utilizados en Europa por más de 30 años, pero no han sido utilizados en alguna extensión significativa de los Estados Unidos. Un programa experimental fue realizado para determinar la costeabilidad de soporte y recubrimiento de túneles con PIC (15).

Segmentos de concreto precolados fueron impregnados, polimerizados y armados para formar un túnel de 2.4 m (8 pies) de diámetro x 2.4 m (8 pies) de largo (figura 4). Los ensayos determinaron la capacidad de transmisión de carga, deflexiones, módulo de ruptura y efectos de los materiales de relleno. Los resultados del ensayo indicaron:

- 1.- El sistema PIC es viable y, comparado con un sistema de concreto convencional, puede proporcionar incrementos en la capacidad de carga o una capacidad igual con una sección más delgada.
- 2.- Con un concreto pobre, el sistema PIC alcanzó 1.6 veces más carga que en el sistema de concreto convencional con un espesor igual.
- 3.- Con un sistema PIC de un espesor de 5.1 cm (2 pulg) con un relleno de arena, se logró la misma carga que en el sistema convencional de concreto de igual espesor con un relleno de 8.9 cm (3.5 pulg) de concreto.
- 4.- Las juntas entre los segmentos pueden diseñarse para un comportamiento satisfactorio; el PIC proporciona una resistencia superior en las juntas.
- 5.- Las ventajas económicas de un sistema PIC pueden determinarse sólo sobre una aplicación específica; sin embargo, un análisis preliminar muestra ventajas para PIC en túneles largos, con diámetro de 6.1 m (20 pies) o mayor.

El programa también incluye estudios sobre los efectos del fuego y las altas temperaturas, las características del quemado de la superficie y la transmisión del calor. El PIC generalmente retiene su resistencia hasta los 177°C. Los ensayos indican que el concreto impregnado con MMA pierde su resistencia a los 260°C pero recupera su resistencia al enfriarse. Los ensayos llevados a cabo de acuer-

do con la designación de la ASTM: E 84-70, "Método Normal de Ensaye para las Características del Quemado de Superficies de Materiales para Construcción", mostraron una inflamabilidad muy baja para PIC, muy poco a nada de humo, y ninguna indicación que los gases de combustión presentarían un serio peligro a la salud. El estudio de la transmisión del calor indicó que el estado inestable de los gradientes de temperatura debido al fuego dentro del recubrimiento en el túnel baja rápidamente debido a la gran absorción de temperatura del material que lo circunda; en el caso extremo de fuego en un túnel, la temperatura más alta calculada para el recubrimiento fue de 349°C.

Tuberías de PIC.

Las investigaciones sobre tuberías de PIC han incluido la impregnación y ensaye de tubos de concreto de 30.5, 61 y 91.5 cm (12, 24 y 36 pulg) de diámetro interno. La sección más grande ensayada fue de 1.80 m (6 pies) de largo y 0.9 m (3 pies) de diámetro interno con un espesor de pared de 10 cm (4 pulg). Las secciones de tubería fueron construidas en dos formas:

- 1.- Método de cabezal obturador.
- 2.- Método de rolado en suspensión.

Se incluyó en ambos métodos la tubería con malla metálica de refuerzo y tubería sin refuerzo. Los tubos fueron impregnados en el USBR y en el BNL. En general, los resultados del ensaye de 3 apoyos indican que la tubería impregnada con polímero duplicó la resistencia de la tubería no reforzada y que casi equivale a la de la tubería reforzada; sin embargo, la impregnación con polímero de tubo reforzado con acero sólo incrementó la resistencia en un 36%. En los ensayos con presión hidrostática, la tubería con PIC es como el doble de resistente que el tubo no reforzado, y de un 36 a un 142% más resistente que el tubo reforzado.

Están en progreso ensayos de campo y de laboratorio sobre tubos de drenaje y alcantarillas. Tubos de drenaje tratados y no tratados están bajo ensayo de campo en el Westlands Experimental Drainage Plat en California. El cual tiene suelo de alta concentración de sulfatos y agua de escurrimiento para determinar el comportamiento del PIC.

CONCRETO PARCIALMENTE IMPREGNADO.

Método de impregnación parcial.

El concreto parcialmente impregnado parece ser aceptable para muchas aplicaciones en las cuales se requiere un concreto durable pero que no necesita gran resistencia excepcional del concreto completamente impregnado. El proceso de impregnación parcial impregna al concreto hasta una profundidad limitada bajo la superficie (16, 17 y 18). El proceso es relativamente sencillo y no requiere equipo de vacío ni de la presión de impregnación en el proceso de impregnación. El proceso consiste básicamente en secar el concreto, impregnarlo con monómero bajo condiciones atmosféricas y la polimerización se puede llevar a cabo con agua caliente. El método es aceptable para un sistema de producción continua en una planta y para la impregnación superficial de estructuras de concreto en el campo.

Impregnación superficial en losas de concreto para puente.

El proceso de impregnación superficial para la protección de losas de concreto en puentes recientemente construidos contra el daño causado por la sal y el deshielo es un método práctico para impregnar con polímero losas de concreto en puentes hasta una profundidad de cuando menos 2.5 cm (1 pulg). La técnica de impregnación superficial bajo investigación en la USBR es una modificación de la técnica de impregnación parcial y utiliza adaptaciones del método bajo investigación en la Universidad de Texas en Austin (19). El sistema de monómero utilizado es el MMA-TMPMA con catalizador azabis-dimethylvaleronitrilo. El método es relativamente simple y utiliza equipo que puede ser fácilmente ensamblado por un contratista.

La losa de concreto para el puente se seca bajo un encerramiento portátil que sopla aire caliente sobre la superficie. La temperatura del aire bajo el encerramiento se mantiene en cerca de 120°C durante 3 días o hasta que el concreto esté lo suficientemente seco hasta una profundidad de 8 a 10 cm (3 a 4 pulg). Se retira el encerramiento y se deja enfriar la losa de concreto. Se riega arena sobre la losa del puente hasta un espesor de 0.5 cm (1/4 pulg), se aplica un monómero para que sature completamente la arena, y se deja que penetre en el concreto durante la noche. La arena sirve para contener el monómero. Se coloca una membrana de polietileno sobre la arena saturada con monómero para evitar la evaporación del monómero. El monómero se aplica varias veces con el fin de mantener una cantidad suficiente de monómero para la penetración. Entonces se coloca el encerramiento sobre la arena saturada con monómero y sobre la barrera el polietileno contra la evaporación. Se sopla aire caliente a unos 66°C dentro del encerramiento para iniciar la polimerización. Los resultados de los ensayos iniciales indican que este método es capaz de producir una capa de polímero de 5 cm (2 pulg) de espesor en el concreto.

Se demostró el método de impregnación superficial sobre un puente recién construido en el área de Denver durante el mes de octubre de 1974 (Figs. 5 y 6). La losa completa del puente de 18.6 m de largo x 8.5 m de ancho (61 x 28 pies) fue tratada a la vez. Los núcleos obtenidos de la losa del puente mostraron una penetración del polímero hasta un poco más de 2.5 cm (1 pulg) (Fig. 7).

CONCRETO DE POLIMERO.

El concreto de polímero utiliza un polímero como cementante y algunas veces se le conoce como concreto cementado con resina. El material tiene una durabilidad y propiedades estructurales excelentes, casi igualando a las del PIC, y básicamente es adecuado para aplicaciones de precolado y colado en el lugar. El PC ha sido investigado ampliamente por todo el mundo y varios productos de PC ya han sido introducidos al mercado. Los productos y aplicaciones potenciales incluyen tubos, cordones, recubrimientos para túnel, paneles, pavimentos y varios materiales para resanar y reparar. La mayor parte del trabajo de investigación del PC ha sido con sustancias epóxicas, poliéster y resinas furan, y más recientemente con monómeros MMA y estireno.

El trabajo de investigación sobre el PC en la USBR ha sido con sistemas de monómero utilizando como catalizador el peróxido de benzoyl. El PC se hace utilizando agregado para concreto con granulometría convencional, mezclado en una revolvedora convencional para concreto, colado en moldes, vibrado y polimerizado a temperatura ambiente. El proporcionamiento de la mezcla, las propiedades físicas

cas y mecánicas están dadas en las tablas 4, 5 y 6. Los especímenes de PC contienen de un 6 a un 8% en peso de polímero y tienen propiedades generalmente comparables con las del PIC. La resistencia a la compresión varía de alrededor de 984.1 kg/cm² a los 88°C (14000 lb/pulg²) hasta 1743.7 kg/cm² (24800 lb/pulg²) a los 26°C.

Los ensayos de flujo llevados a cabo actualmente indican que la deformación por flujo es comparable a aquella del concreto convencional. Al estar expuestos al ácido sulfúrico al 5% durante 9 meses, los especímenes no mostraron pérdida de peso y presentaron una resistencia a la compresión de 1,265.6 kg/cm² (18000 lb/pulg²).

TABLA 4

PROPORCIONAMIENTO PARA EL CONCRETO DE POLIMERO.

AGREGADOS	
Tamaño	% en peso
3/8 a 1/4 pulgada	29.9
No. 4 a 3/8 pulgada	20.0
No. 8 a No. 4	5.5
No. 16 a No. 8	5.5
No. 30 a No. 16	9.1
No. 50 a No. 30	8.8
No. 100 a No. 50	5.8
Finos	15.4
	100.0

SISTEMA DEL MONOMERO

Metil metacrilato (MMA)	95%
Trimetilolpropano trimetacrilato (TMPTMA)	3%
Agente de acoplamiento	0.5%
Peróxido benzoico	1%
Dimetil analino	0.5%
	100%

TABLA 5

PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO DE POLIMERO.

PROPIEDADES	RESULTADOS
Resistencia a la compresión	
kg/cm ²	1378
lb/pulg ²	19600
Módulo de elasticidad	
10 ⁶ kg/cm ²	0.41
10 ⁶ lb/pulg ²	5.9
Resistencia a la tensión por compresión diametral.	
kg/cm ²	112.5
lb/pulg ²	1600
Módulo de ruptura.	
kg/cm ²	218.0
lb/pulg ²	3100

TABLA 6

PROPIEDADES FISICAS TÍPICAS DEL CONCRETO DE POLIMERO.

PROPIEDADES	RESULTADO
Absorción de agua %	0.6%
Permeabilidad	
10 ⁴ m/año	0.02
10 ⁴ pies/año	0.06
Coefficiente de expansión.	
10 ⁻⁶ cm/cm/°C (-20°C a 21°C)	9.54
(21°C a 60°C)	13.60
10 ⁻⁶ pulg/pulg/°F (-4° a 70°F)	5.30
(70° a 140°F)	7.53

En un estudio posterior, se investigó el PC para su aplicación como concreto lanzado (20). Este trabajo fue patrocinado en conjunto por la U. S. Bureau of Mines, FHWA, la Federal Railroad Administration y la USBR. Una pistola de campo convencional para lanzar concreto fue modificada para ser utilizada con concreto de polímero. La aplicación del concreto lanzado de polímero es potencialmente peligroso y debe utilizarse sólo en áreas bien ventiladas. Las precauciones de seguridad incluyen: ropa protectora, ventilas, la eliminación de chispas y fuentes de ignición, y la tierra eléctrica del equipo. El concreto lanzado de polímero -- que fue aplicado a una superficie casi vertical (Fig. 8) y curado, alcanzó la resistencia completa en 10 a 15 minutos después de ser aplicado. El rebote del agregado se consideró en un 15 al 30%. Especímenes cúbicos tomados después de la aplicación tuvieron una resistencia a la compresión de cerca de 703.1 kg/cm² (10000 lb/pulg²).

REFERENCIAS.

- Concrete-Polymer Materials First Topical Report, USBR General Reporte No. 41 y BNL 50134 (T-509), diciembre de 1968.
- Concrete-Polymer Materials Second Topical Report, USBR REC-OCE-70-1 yBNL 50275 (T-560), diciembre de 1969.
- Concrete-Polymer Materials Third Topical Report, USBR REC-ERC-71-6 y BNL 50275 (T-602), enero de 1971.
- Concrete-Polymer Materials Fourth Topical Report, USBR REC-ERC-72-10 y BNL 50328, enero de 1972.
- Concrete-Polymer Materials, Fifth Topical Report, USBR REC-ERC-73-12 y BNL 50390, diciembre de 1973.
- Polymers in Concrete, American Concrete Institute Publication SP-40, Detroit, 1973.

- 7.- G. W. DePuy, Freeze-Thaw and Acid Resistance of Polymer-Impregnated Concrete, American Concrete Institute Simposio sobre la Durabilidad del Concreto, Fall Meeting, Ottawa, Canada, octubre de 1973.
- 8.- N. Irving Sax, "Dangerous Properties of Industrials", Van Nostrand Reinhold Company, tercera edición, 1968.
- 9.- Encyclopedia of Polymer Science and Technology, Interscience Publishers, John Wiley and Sons, 1964, Nueva York, Londres, Sydney.
- 10.- Storage and Handling of Acrylic and Methacrylic Esters and Acids, Rohm and Haas Company, Philadelphia, Pennsylvania 19105.
- 11.- Methacrylate Monomers - Storage and Handling, E. I. du Pont de Nemours and Company, Electrochemicals Department, Wilmington, Delaware 19898.
- 12.- J. R. Kolczynski y G. A. Harpell, "Azo initiators for curing unsaturated polyesters", Modern Plastics, vol. 51, No. 9, septiembre de 1974, pág. 110.
- 13.- W. C. Cowan y A. G. Thurman, "Polymer-Impregnated Precast Prestressed Bridge Decks, Trabajo presentado en la Convención de Primavera del ACI, San Francisco, abril de 1974.
- 14.- W. T. Lockman, W. C. Cowan, A. H. Schaeffer, y R. W. Spencer, "Polymer-Impregnated Precast Structural Concrete Bridge Deck Panels", Bureau of Reclamation final Report to Federal Highway Administration, Engineering Research Center, Denver, Colorado, diciembre de 1974.
- 15.- L. R. Carpenter, W. C. Cowan y R. W. Spencer, "Polymer-Impregnated Concrete Tunnel Support and Lining", Bureau of Reclamation REC-ERC-73-23, diciembre de 1973, Engineering and Research Center, Denver, Colorado.
- 16.- B. Sopler, A. E. Fiorato, y R. Lenschow, "A Study of Partially Impregnated Concrete Specimens", American Concrete Institute, Publicación SP-40, Polymers in Concrete, Detroit, 1973.
- 17.- Yoshihiko Ohama, "Basic Study on Manufacturing Process of Polystyrene-Impregnated Concrete by Heat-Polymerization-in-Hot-Water Method", Journal of the Society of Materials Science, Japón, Vol. 22, No. 232, pág. 56-71, enero de 1973.
- 18.- Sven-Erik Nilden y Per-Olof Ostlund, Impregnering Av Betong Med Polyesterplast (Polyester plastic impregnation of concrete), Tesis preparada bajo supervisión del Profesor Roman Malinowsky, Chalmers Teckniska Hogskola, Goteborg, Suecia 1971.
- 19.- David W. Fowler, James T. Houston y Donald R. Paul, "Polymer-Impregnated Concrete Surface Treatments for Highway Bridge Decks", American Concrete Institute Publication SP-40, Polymers in Concrete, Detroit, 1973, pág. 95-117.
- 20.- R. W. Nichols, Initial Development of Polymer Shotcrete USBR REC-ERC-74-3, Denver, Colorado, enero de 1974.

Traducción:

Revisión de traducción: Oscar González Garza.

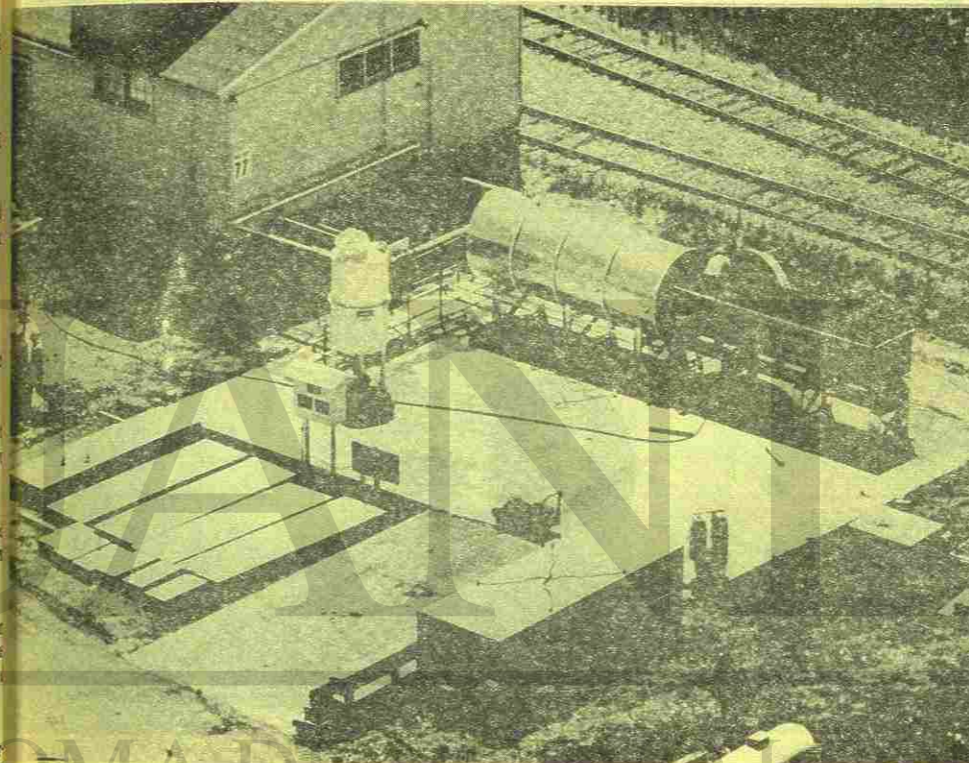
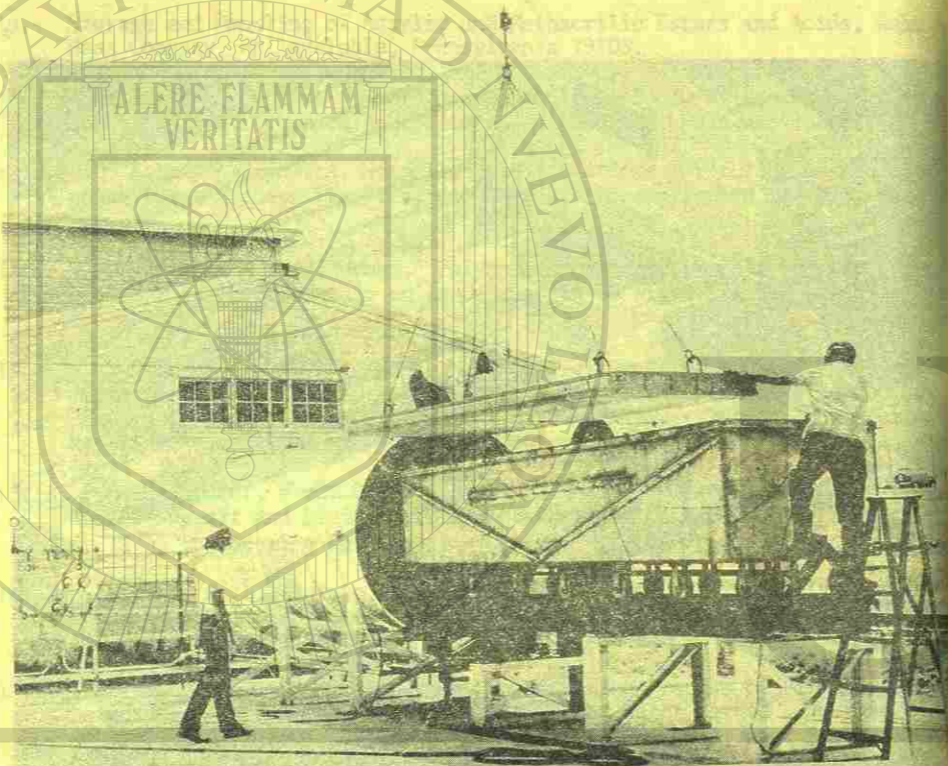
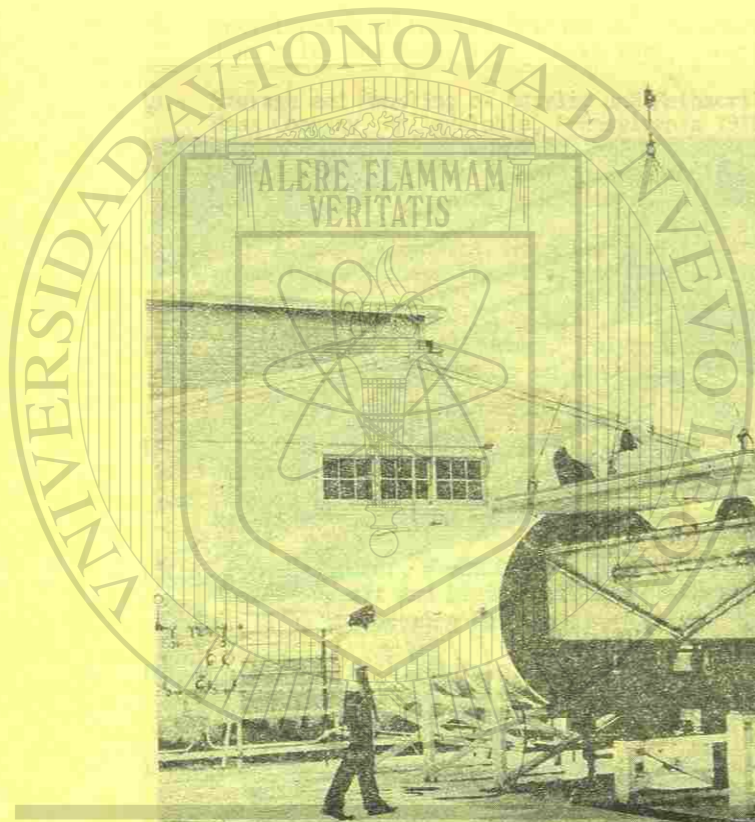


Foto 1.- Vista general de las instalaciones para la impregnación/Polimerización en la USBR.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Foto 2.- Colocando un panel de losa presforzada para puente en el cargador de especímenes.

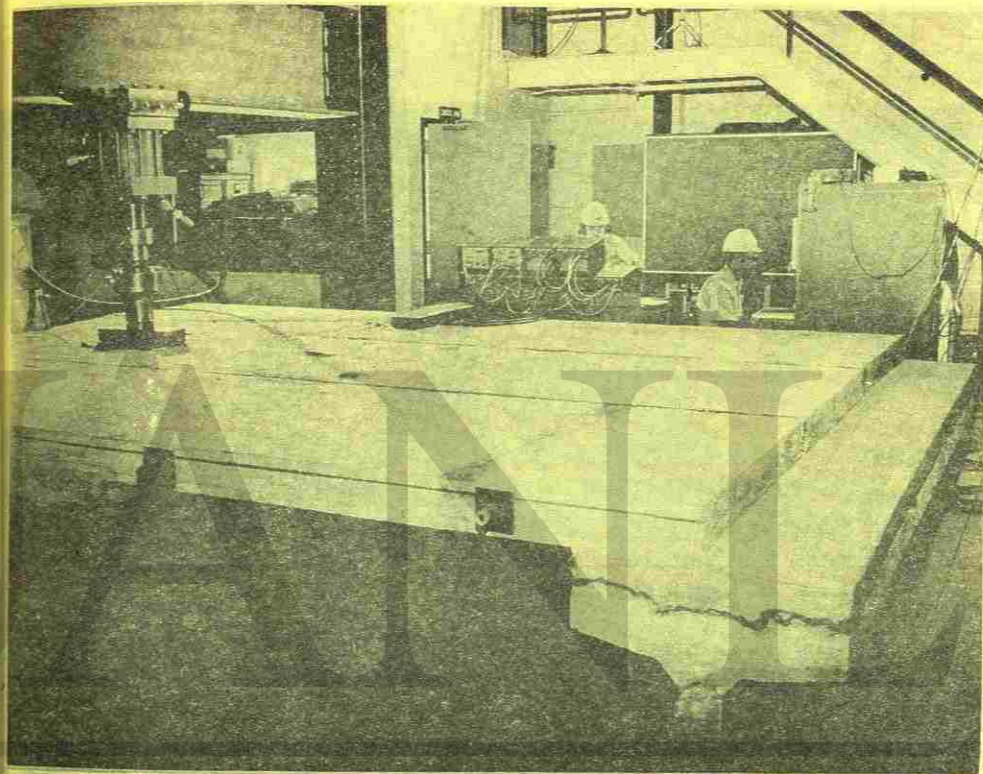


Foto 3.- Arreglo para el ensaye de 3 paneles impregnados con polímero para losa de puente.



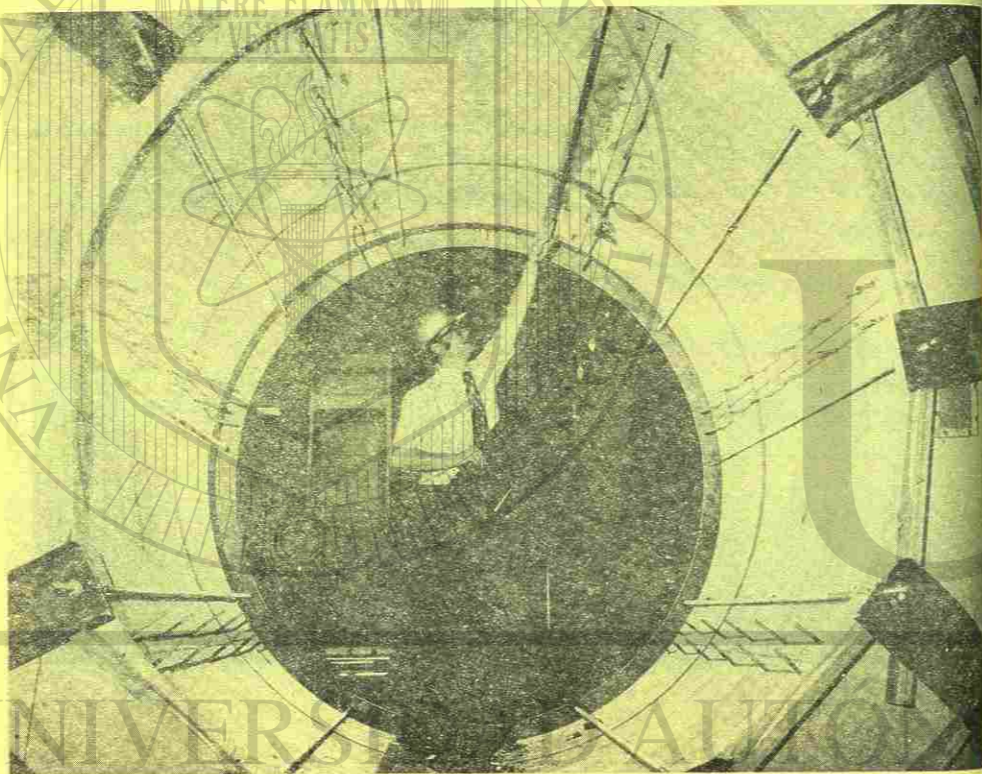


Foto 4.- Ensayo del sistema de recubrimiento y soporte impregnado con polímero utilizado en túneles.

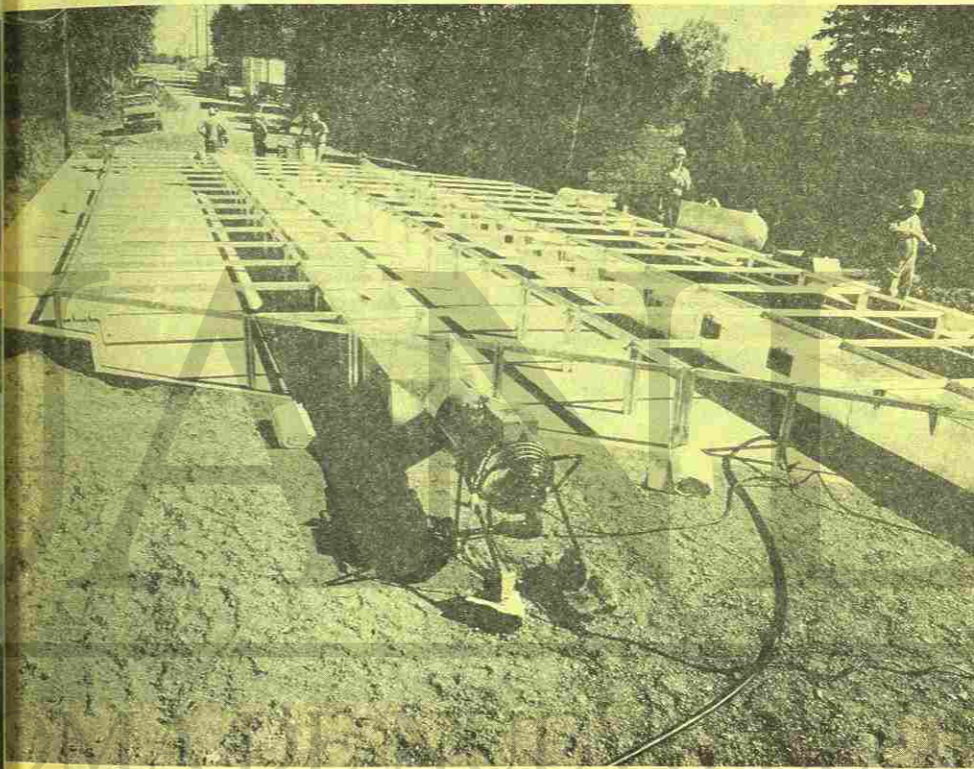


Foto 5.- Armazón del encerramiento para aplicar calefacción durante la impregnación superficial de una losa de puente. Se colocan paneles aislantes sobre la armazón durante la aplicación de calor. El encerramiento se retira para aplicar el monómero.

®

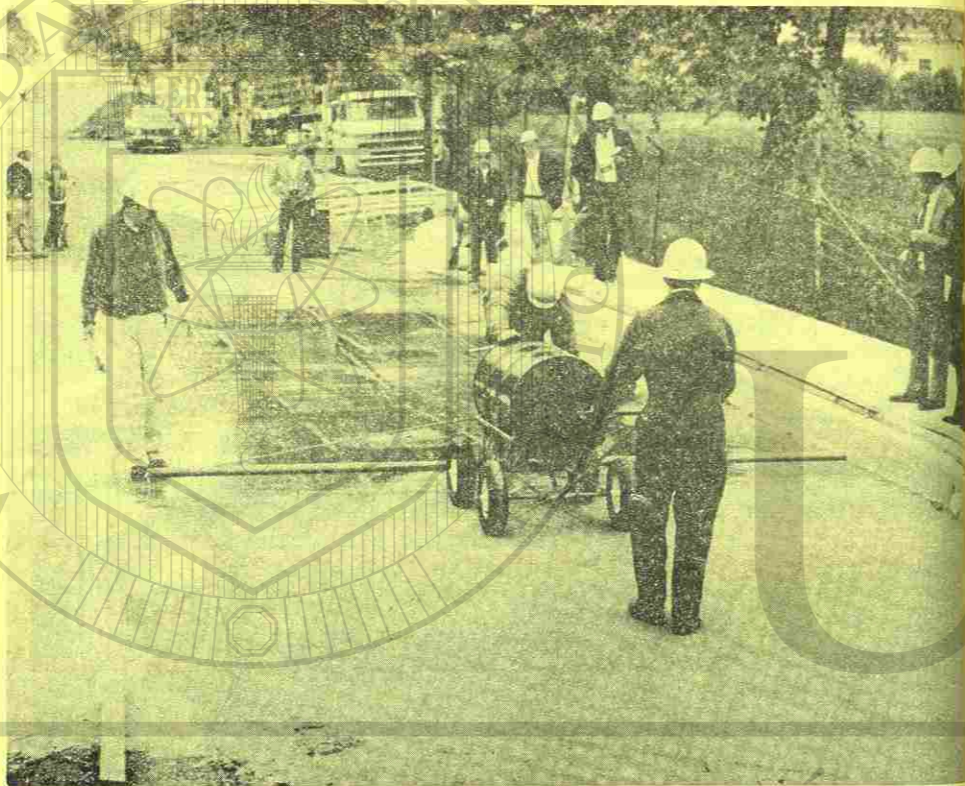


Foto 6.- Aplicación del monómero para la impregnación superficial de una losa de puente. Se coloca una membrana de polietileno sobre el monómero durante el período de penetración, y se reinstala el encerramiento para la polimerización.

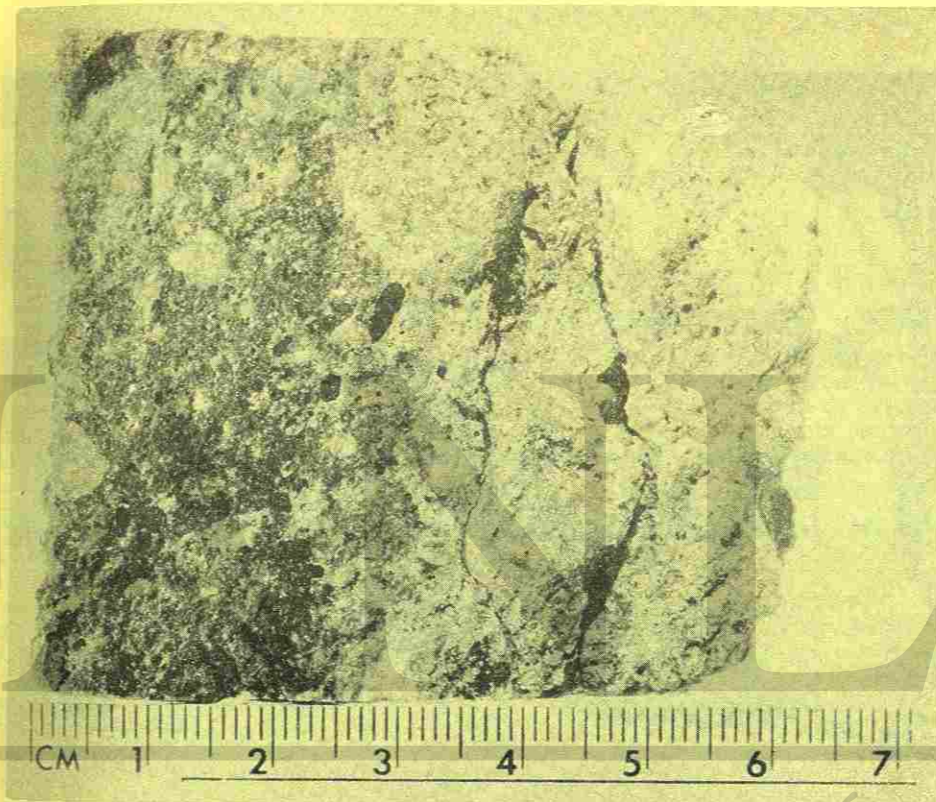


Foto 7.- Sección transversal de núcleo tomado de una losa de puente impregnada superficialmente (las grietas ocurrieron cuando se tomó el espécimen). La zona impregnada con polímero aparece más oscura.

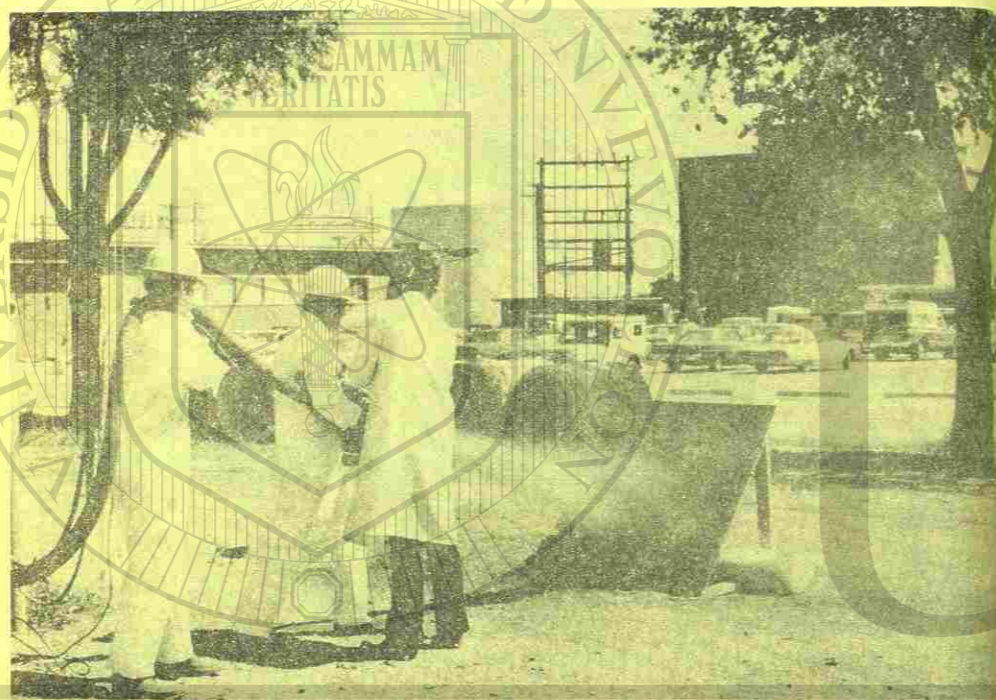


Foto 8.- Ensayando la aplicación del concreto de polímero lanzado.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

George C. Hoff*

RESUMEN

La investigación y búsqueda de aplicaciones que se puedan obtener al añadir pequeñas cantidades de fibras (acero, vidrio, plástico) al cemento, mortero y concreto han ido siempre en sentido ascendente. Este trabajo da breves antecedentes, así como prácticas y aplicaciones actuales. También serán descritos los proporcionamientos más comunes y varios procedimientos para su mezclado y acabado.

La pavimentación ha sido hacia donde se dirige la actividad de investigación para lograr su mayor aplicación. Serán descritas varias instalaciones reforzadas con fibra de acero que están a prueba, y serán dados los resultados de los ensayos acelerados del pavimento a prueba, en una aeropista importante. Además de los trabajos de pavimentación serán dados detalles en otras aplicaciones varias donde se usan fibras de acero, por ejemplo: tuberías de concreto, su aplicación como refractario, paneles de concreto lanzado y unidades de protección para las costas. Serán discutidas varias aplicaciones empleando fibras de polipropileno.

En cuanto a la fibra de vidrio, ya se han realizado muchos trabajos sobre los sistemas de concreto reforzado. Las innovaciones discutidas incluirán: productos producidos por el sistema de aspersión por succión desarrollado por la Building Research Station en Inglaterra, un nuevo sistema de construcción con block de concreto, productos para techado simulando tejas, y paneles simulando muros de ladrillo.

®

* Investigador y Jefe de la Rama "Propiedades de los Materiales" del Laboratorio de Concreto de la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station en Vicksburg, Mississippi.

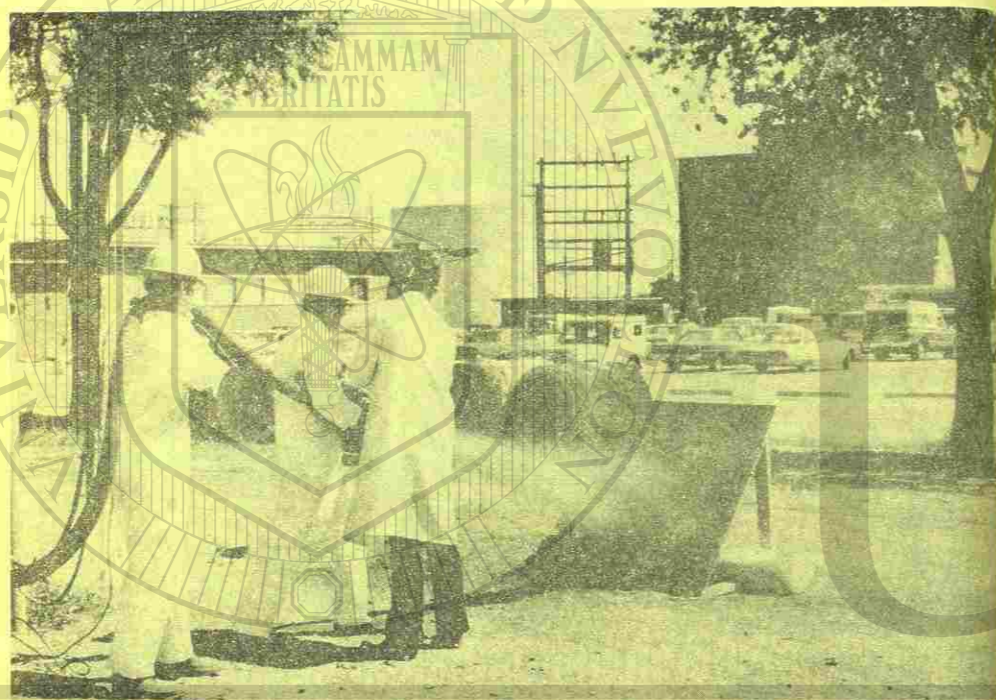


Foto 8.- Ensayando la aplicación del concreto de polímero lanzado.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

George C. Hoff*

RESUMEN

La investigación y búsqueda de aplicaciones que se puedan obtener al añadir pequeñas cantidades de fibras (acero, vidrio, plástico) al cemento, mortero y concreto han ido siempre en sentido ascendente. Este trabajo da breves antecedentes, así como prácticas y aplicaciones actuales. También serán descritos los proporcionamientos más comunes y varios procedimientos para su mezclado y acabado.

La pavimentación ha sido hacia donde se dirige la actividad de investigación para lograr su mayor aplicación. Serán descritas varias instalaciones reforzadas con fibra de acero que están a prueba, y serán dados los resultados de los ensayos acelerados del pavimento a prueba, en una aeropista importante. Además de los trabajos de pavimentación serán dados detalles en otras aplicaciones varias donde se usan fibras de acero, por ejemplo: tuberías de concreto, su aplicación como refractario, paneles de concreto lanzado y unidades de protección para las costas. Serán discutidas varias aplicaciones empleando fibras de polipropileno.

En cuanto a la fibra de vidrio, ya se han realizado muchos trabajos sobre los sistemas de concreto reforzado. Las innovaciones discutidas incluirán: productos producidos por el sistema de aspersión por succión desarrollado por la Building Research Station en Inglaterra, un nuevo sistema de construcción con block de concreto, productos para techado simulando tejas, y paneles simulando muros de ladrillo.



* Investigador y Jefe de la Rama "Propiedades de los Materiales" del Laboratorio de Concreto de la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station en Vicksburg, Mississippi.

INTRODUCCION

El concreto reforzado con fibras (FRC) ha estado recibiendo recientemente gran publicidad favorable como un novedoso material de construcción. Muchos de ustedes que regularmente reciben la revista Engineering News Record han leído probablemente un buen número de artículos acerca de trabajos en donde se ha usado este material. En muchos casos, la utilización de FRC en lugar de concreto reforzado convencionalmente puede dar como resultado un mejor comportamiento y reducción de los costos. El objetivo de este trabajo es familiarizar al lector con los tipos de fibras disponibles y mostrar cómo se utilizan en el concreto, también se darán a conocer algunos tipos de proyectos donde se han utilizado estos materiales.

TIPOS DE FIBRAS

Las fibras para utilizarse en el concreto han sido producidas de acero, plásticos, vidrio y materiales naturales en varias formas y medidas. Desde un punto de vista práctico, el uso de fibras distribuidas al azar en el concreto ha estado limitado principalmente al acero, algo se ha hecho con las de vidrio y plástico.

a) Fibras de acero.

Las fibras de acero utilizadas en el concreto son generalmente de dos formas de sección transversal: circular y rectangular. Las fibras de acero donde se producen cortando o desmenuzando alambre que tiene un diámetro entre 0.15 y 0.75 mm (0.006 a 0.030 pulg.). Las longitudes de las fibras actualmente en uso varían de 1.3 a 6.4 cm (0.5 a 2.5 pulg.). Las fibras rectangulares se producen cortando tiras o aplastando alambre redondo y tienen una sección transversal de 0.15 a 0.40 mm (0.006 a 0.016 pulg) de espesor y de 0.25 a 0.90 mm (0.010 a 0.035 pulg) de ancho. Sus longitudes varían de 1.3 a 3.8 cm (0.5 a 1.5 pulg). También se han producido fibras de acero dobladas y deformadas.

b) Fibras de vidrio.

Las fibras típicas de vidrio (trazos desmenuzados) tienen diámetros de 50 a 122 micras (0.2 a 0.6 mil. de pulg), pero estas fibras pueden adherirse a la producción de fibra de vidrio con diámetros de 0.013 a 1.3 mm (0.5 a 50.0 mil. de pulg). Solamente fibras de vidrio resistente a los álcalis deberán utilizarse en el concreto. Los álcalis del cemento atacan la fibra de vidrio común y la deterioran.

c) Fibras de plástico.

Las fibras de plástico, tales como las de nylon, polipropileno, polietileno, sarán, rayón acetato, orlón y dacrón, han sido estudiadas como un medio

para aumentar la resistencia al descascaramiento e impacto del concreto.

Estos tipos de fibras varían considerablemente en diámetro (3 a 630 denier) pero generalmente no son más largas de 7.5 cm (3 pulg).

d) Otras.

Otros tipos de fibras, como las de cerámica, carbón o fibras naturales como las de algodón, sisal o yute han sido usadas en el concreto, pero en la mayoría de los casos no son costeables o no satisfacen el requisito de durabilidad a largo plazo del concreto.

El asbesto es una fibra comúnmente usada en productos de cemento pero no cae dentro del alcance de este trabajo.

COMPORTAMIENTO

Ventajas.- Es un acuerdo general que pequeñas adiciones de algún tipo de fibras al concreto produce muchas ventajas sobre el concreto simple, algunas de éstas se muestran en la tabla siguiente:

VENTAJAS DEL CONCRETO CON FIBRA DE ACERO

Propiedad	Ventaja sobre el concreto simple (veces mayor)
Resistencia a la flexión, al aparecer la primer grieta	1-1/2
Máximo módulo de ruptura	2
Máxima resistencia a la compresión	1-1/4
Máxima resistencia al cortante	1-3/4
Límite de resistencia a la fatiga por flexión	2-1/4
Resistencia al impacto	3-1/4
Índice de resistencia a la abrasión por chorro de arena	2
Índice de resistencia al descascaramiento por calor	3
Índice de durabilidad por congelamiento y deshielo	2

VENTAJAS GENERALES

Mucho mayor resistencia al agrietamiento.
 Muy superior resistencia a los cambios bruscos de temperatura.
 Secciones significativamente más delgadas para un diseño dado.
 Eliminación o reducción de otros tipos de materiales para refuerzo.
 Aumento en la velocidad de producción con menor mantenimiento y mayor duración.

MEJORAMIENTOS TÍPICOS DE LA RESISTENCIA PARA CEMENTO
REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO

Propiedad de resistencia	Relación de resistencia comparada con cemento sin refuerzo			
	% de fibra en volumen			
	0.5	1.0	1.5	2.0
Primer grieta	1.22	1.42	1.63	1.85
Máxima	1.25	2.00	2.75	3.50
Impacto	2.30	3.60	4.90	6.20

El comportamiento del concreto que contiene fibras de acero depende de la concentración en volumen, relación de aspecto, tipo y clase de la fibra utilizada. La relación de aspecto se define como la longitud de la fibra dividida por el diámetro equivalente de la fibra basado en una sección transversal circular. Relaciones de aspectos de 30 a 140 han sido utilizados exitosamente, sin embargo relaciones de 50 a 70 son más prácticas. Entre mayor sea la longitud de la fibra y mayor la relación de aspecto, mejor será la adherencia y comportamiento, viendo que pueda lograrse una docilidad y compactación satisfactorias. La docilidad del concreto depende grandemente de la concentración en volumen de las fibras.

Para las fibras de vidrio, existe en general una relación lineal entre el aumento en porcentaje en volumen de fibras de vidrio y la resistencia a que aparece la primer grieta de flexión, la máxima resistencia a la flexión y la resistencia al impacto.

Los tipos y cantidades de fibras plásticas utilizadas en el concreto se han obtenido en bases intuitivas y empíricas.

Ensayes.

Existe poca normalización en el ensaye de elementos de FRC, y los datos publicados del comportamiento y propiedades del mismo, debiendo ser cuidadosamente analizados antes de hacer cualquier comparación. Las diferencias en los datos pueden deberse al tamaño de los especímenes de ensaye, a las condiciones de curado y a las velocidades de carga y a las condiciones de curado.

Proporcionamiento.

El proporcionamiento de revolturas de concreto con fibras no tiene una base real teórica, aunque se han desarrollado algunas teorías. Para uso en campo, en la mayoría de los casos, el criterio ha sido establecer la cantidad de fibra que puede agregarse a una revoltura de concreto convencional antes de que pierda su docilidad. Una vez que se conoce esto, se hacen pequeños ajustes en otros ingredientes para producir una revoltura dócil. En los últimos años, los aspectos del proporcionamiento del concreto con fibras, repetidas veces se han considerado como evidentes. En primer lugar, entre mayor sea el tamaño máximo del agregado, más áspera y menos dócil será la revoltura. Una parte substancial del FRC utilizado en los Estados Unidos se ha fabricado con agregado de tamaño máximo de 10 mm (3/8 pulg.). En segundo lugar, las revolturas deberán ser ligeramente bre-arenadas; esto es, la relación agregado fino-agregado grueso debe estar entre 50-50 y 70-30. El agregado fino mejora ligeramente la docilidad y ayuda a prevenir la aglomeración de fibras durante el mezclado. En tercer lugar, altos contenidos de cemento arriba de 505 kg/m³ (850 lb/y³) son usualmente necesarios para alcanzar la docilidad requerida. El tercer aspecto ha originado revoltras más sofisticadas que reemplazan parte del cemento con ceniza. Concentraciones de fibras de acero arriba de un 4% en volumen de la fracción de mortero del co-

to se han utilizado exitosamente, pero es más común utilizar de un 2 a 3 por ciento. Concentraciones de fibra de vidrio hasta un 3 por ciento han sido utilizadas aunque es más común usar de 1 a 2 por ciento. Todas las fibras de plásticos tienden a incrementar la viscosidad de las revolturas de concreto en mayor o menor grado. El aumento en viscosidad es el factor que limita la cantidad de fibras que puede añadirse a una revoltura dada. Algunas variedades de nylon, polipropileno, polietileno y sarán tienen un efecto menor y pueden añadirse en mayores cantidades. En general, el porcentaje en volumen de nylon, polipropileno y sarán no excede de 3 por ciento, mientras que el polipropileno no excede de 7 por ciento.

MEZCLADO

Tipos de revolventoras.- Todos los tipos de revolventoras (de tambor, cepo, turbina, para mortero o de bandeja) han sido utilizadas exitosamente y la elección dependerá en los requisitos del trabajo en especial.

Secuencia de mezclado.- Con fibras de acero, la secuencia del mezclado de los materiales, es importante para prevenir la aglomeración de las fibras en la revolventora. Es importante que las fibras se dispersen uniformemente en toda la revoltura, esto puede hacerse durante la fase de mezclado, preferentemente antes de agregar el agua. Para mezclas que se hacen en revolventoras en planta o en camiones revolventores, las secuencias de mezclado en orden de preferencia son:

- Mezclado de la fibra y agregado antes de cargarlos en la revolventora, se puede lograr mezclando la fibra y el agregado en un transportador de banda o en una canaleta, utilizando procesos normales de mezclado.
- Mezclar los agregados fino y grueso en la revolventora. Después añadir las fibras a la velocidad de mezclado (típicamente 12 rpm). Por último, añadir simultáneamente el cemento y el agua o el cemento seguido del agua y los aditivos.
- Añadir la fibra al agregado previamente cargado y agua. Posteriormente añadir el cemento y el resto del agua.
- Añadir todos los ingredientes mezclados en seco a la revolventora que ha sido cargada previamente con agua.

Para las fibras de vidrio, deberán seguirse procedimientos de mezclado convencionales añadiendo la fibra al final. Estas pueden vaciarse o esparcirse directamente en el camión o mezcladora.

Introducción de la fibra.- En la actualidad las fibras se empaquetan en recipientes de 18 a 22.5 kg (40 a 50 lb) para operación manual. Estos recipientes pueden vaciarse en las canaletas de los camiones revolventores; generalmente puede utilizarse algún método para dispersar las fibras que vienen empaquetadas en cajas. Es satisfactorio el vaciado y esparcimiento manual de las fibras del recipiente a una banda transportadora de baja velocidad; también funciona el vaciado de las fibras en una mesa vibratoria o canaleta y a través de una reja de barras de 7.6 x 7.6 cm a 10.2 x 10.2 cm (3 x 3 pulg a 4 x 4 pulg), a una banda en movimiento.

Es altamente recomendable que el método que se pretenda utilizar pa-

ra introducir la fibra en la revoladora se pruebe en el campo mediante mezclas de tanteo. Es esencial evitar la entrada a la revoladora de grumos de fibra compactos.

COLADO Y COMPACTACION

Una revoltura con fibras generalmente requerirá algo más de vibrado para moverla y compactarla en la cimbra. Es aceptable un vibrado interno controlado adecuadamente, pero un vibrado externo de las cimbras y superficial es preferible para prevenir la segregación de la fibra. La naturaleza fibrosa de la mezcla hace difícil el uso de palas o azadones. Bioldos y rastrillos son preferibles para manejar revolturas de bajo revenimiento. Métodos normales para el engrasado son aceptables, tales como planas de madera, vibradores portátiles montados en tablonés, o por métodos mecánicos de formas deslizantes para pavimentos y cordones banquetas.

Llanas metálicas, flotadores tubulares y máquinas flotadoras giratorias pueden utilizarse para acabar el concreto con fibras. Una superficie con textura puede obtenerse escobillando con un cepillo duro, pero deberá demorarse su aplicación tanto como sea posible para evitar la extracción de fibras de la superficie. También puede lograrse un acabado con textura cuando sangra el concreto empleando trabajadores con experiencia. El uso de arpilleras húmedas como rastras no es recomendable ya que las fibras pueden agarrarse en la arpillera. El concreto con fibras deberá curarse y protegerse utilizando los mismos métodos y técnicas que para el concreto convencional.

Cimbras fijas y máquinas para pavimentar con cimbra deslizante, bobinas para concreto, y aplicadores neumáticos han sido utilizados en el colado de concreto reforzado con fibras.

APLICACIONES

Las aplicaciones potenciales del FRC dependerán del ingenio del usuario tomando ventaja de las propiedades que se mejoran en el concreto. Debido a las enormes oportunidades del mercado, se ha llevado a cabo un considerable trabajo en los Estados Unidos en pavimentos de pistas y carreteras, recubrimientos y bacheos.

a) Recubrimientos.- El ejemplo clásico de la nueva construcción de recubrimientos fue la construcción de un pavimento de prueba FRC con fibra de acero de 15 cm (6 pulg) de espesor en el U. S. Army Waterways Experiment Station, en Vicksburg, Miss. La revoltura por yarda cúbica de concreto utilizó 383 kg (846 lb) de cemento, 192 kg (423 lb) de agua, tamaño máximo del agregado de 10 mm (3/8 pulg) de cemento, una relación agregado fino-agregado grueso de 75-25 y 2 por ciento en volumen de fibras. También fue colada una losa de control sin fibras de 25 cm (10 pulg) de espesor. Las losas de prueba fueron cargadas aplicando un eje móvil sencillo de 12

das simulando al de un avión de carga militar CrA, con un peso de 16.344 ton. (360 kips). Después de 700 pasadas de la carga, la losa de prueba sin fibras quedó completamente resquebrajada. Después de 8735 pasadas de la carga el ensaye se suspendió en la losa FRC. En ese momento la losa tenía muchas grietas del espesor de un cabello. Luego la losa resquebrajada de concreto simple fue recubierta con una capa de 10 cm (4 pulg) de espesor de FRC parcialmente adherida. Después de 6900 pasadas de la carga, la cubierta tenía solamente una grieta definida y algunas grietas con espesor de un cabello.

b) Dolos.- Un dolo es el nombre que se da a un elemento armado --prevaciado que se utiliza en la protección de los muelles de la acción de las olas. En 1972, un pequeño número (20) de dolos FRC experimentales fueron vaciados como una parte de aproximadamente 5500 dolos reforzados convencionalmente que fueron --usados para rehabilitar los muelles en la bahía Humboldt en California, U.S.A. La forma estructural de los dolos era de aproximadamente 4.6 m (15 pies) de largo y --de 0.91 a 1.52 m (3 a 5 pies) de diámetro en su sección transversal. Cada dolo pesaba de 42 a 43 ton. El concreto contenía fibras de 2.5 cm (1 pulg) de largo y tamaño máximo del agregado de 3.8 cm (1.5 pulg). El contenido de fibra variaba de 47.5 a 119 kg/m³ (80 a 200 lb/y³) de concreto. La mayoría de estos elementos fueron colocados en el océano y están siendo evaluados. Algunos elementos fueron sujetos a carga estática completa hasta la falla.

c) Resistencia a la cavitación.- En enero de 1973, una sección de prueba de FRC con acero se aplicó en los 45 cm (18 pulg) superiores y sobre la mitad del ancho de un vertedor deflector en la presa Lower Monumental en Washington. La finalidad de esto era mejorar la resistencia a la cavitación. La revoltura utilizó de 130.5 kg/m³ (220 lb/y³) de concreto de fibra de 2.5 cm (1 pulg) de largo --por 0.406 mm (16 mil-pulg) de diámetro. El tamaño máximo del agregado fue de 10 mm (3/8 pulg). El concreto fue llevado a la obra en camiones revoladores, descargado en una bomba para concreto y bombeado a través de manguera y tubería de 55 m (180 pies) y 12.7 cm (5 pulg) de diámetro. Esta sección está ahora en estudio.

d) Nuevas construcciones.- Como una regla general, el FRC no debe ser considerado actualmente para cualquier construcción nueva que pueda hacerse --económicamente con refuerzo convencional. La adición de un bajo porcentaje de fibras a una revoltura aumenta el costo del concreto en unos \$653.00 a \$981.00 pesos por m³* (\$40.00 a \$60.00 dólares por y³) solamente en materiales. Generalmente se incrementa el costo por el manejo de los mismos. En casos especiales, tales como los dolos y la reducción del espesor de pavimentos para pistas de aviación, puede justificarse la elevación del costo si además se logra ganar durabilidad a largo plazo o reducir las cargas muertas. En general, no existen datos a largo plazo que apoyen esta justificación.

CONCLUSIONES

Ha sido la finalidad de este trabajo dar a conocer los principales tipos de fibras que se usan en el concreto, como son las de acero, vidrio y plástico, y mostrar cómo su implementación difiere de las prácticas de construcción usuas.

* Costos para los Estados Unidos.

les en el concreto. Los usos del FRC son muchos y variados. Los usos principales son en trabajos de reparación y de mantenimiento. La decisión para utilizar FRC en nuevas construcciones deberá estar basada en su mayor parte en una justificación económica a largo plazo. La mayoría de los esfuerzos que se han hecho relacionados con el FRC en términos de habla inglesa están coleccionados y resumidos en cuatro excelentes documentos. 1-4

REFERENCIAS

- 1.- ACI Committee 544, "Fiber-Reinforced Concrete, State-of-the-Art," Proceedings Journal of the American Concrete Institute, Diciembre de 1973.
- 2.- Gray, G. H., et al, "Fibrous Concrete-Construction Material for the Seventy Conference Proceedings M-28, U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois, Diciembre 1972, (14 trabajos).
- 3.- Fiber-Reinforced Cement Composites, Technical Report 51.067, The Concrete Society, Cement and Concrete Association, London, Julio 1973.
- 4.- Fiber-Reinforced Concrete, ACI Publication SP-44, 1974 (30 trabajos).

MAMPOSTERÍA DE CONCRETO A FLEXIÓN.

Horacio Ramírez de Alba*

RESUMEN.

Investigación encaminada a detectar los mejores procedimientos constructivos y las características más apropiadas del mortero, refuerzo y concreto fluido en la mampostería de concreto.

Para esto se parte del estudio experimental de 54 vigas de bloques de concreto con refuerzo interior solicitadas por carga concentrada en el centro del claro. Los bloques usados cumplen con las normas de la DGN y se pretende que sean representativos de los comúnmente usados en México.

Con el propósito de aportar datos para el diseño de este tipo de elementos, se hace una comparación de los datos obtenidos en los ensayos con respecto a los obtenidos mediante el cálculo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Traducción: Raymundo Rivera Villarreal.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.

* Investigador del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

les en el concreto. Los usos del FRC son muchos y variados. Los usos principales son en trabajos de reparación y de mantenimiento. La decisión para utilizar FRC en nuevas construcciones deberá estar basada en su mayor parte en una justificación económica a largo plazo. La mayoría de los esfuerzos que se han hecho relacionados con el FRC en términos de habla inglesa están coleccionados y resumidos en cuatro excelentes documentos. 1-4

REFERENCIAS

- 1.- ACI Committee 544, "Fiber-Reinforced Concrete, State-of-the-Art," Proceedings Journal of the American Concrete Institute, Diciembre de 1973.
- 2.- Gray, G. H., et al, "Fibrous Concrete-Construction Material for the Seventy Conference Proceedings M-28, U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois, Diciembre 1972, (14 trabajos).
- 3.- Fiber-Reinforced Cement Composites, Technical Report 51.067, The Concrete Society, Cement and Concrete Association, London, Julio 1973.
- 4.- Fiber-Reinforced Concrete, ACI Publication SP-44, 1974 (30 trabajos).

MAMPOSTERÍA DE CONCRETO A FLEXIÓN.

Horacio Ramírez de Alba*

RESUMEN.

Investigación encaminada a detectar los mejores procedimientos constructivos y las características más apropiadas del mortero, refuerzo y concreto fluido en la mampostería de concreto.

Para esto se parte del estudio experimental de 54 vigas de bloques de concreto con refuerzo interior solicitadas por carga concentrada en el centro del claro. Los bloques usados cumplen con las normas de la DGN y se pretende que sean representativos de los comúnmente usados en México.

Con el propósito de aportar datos para el diseño de este tipo de elementos, se hace una comparación de los datos obtenidos en los ensayos con respecto a los obtenidos mediante el cálculo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Traducción: Raymundo Rivera Villarreal.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.

* Investigador del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

MAMPOSTERIA DE CONCRETO A FLEXION.

Con esta investigación la que presentamos ahora como conferencia, iniciamos un ciclo para dar a conocer cuál es el comportamiento de la mampostería de concreto como elemento resistente a cargas. El tema es importante, pues en la actualidad hay una práctica generalizada de utilizar la mampostería de concreto como material de relleno. Muchos piensan que los bloques de concreto son de baja calidad, pues desconocen las propiedades del material. Hay, sin embargo, fabricantes que producen bloques, los cuales pueden ser sometidos satisfactoriamente a las pruebas que exigen las normas de calidad.

Cuando los constructores utilizan la mampostería de concreto como material de relleno, desperdician sus calidades y limitan su aplicación. La solución radica en detectar los procedimientos constructivos más adecuados, y en definir las características del mortero, refuerzo y concreto fluido en la mampostería del concreto a flexión.

Con tal propósito, se realizó un estudio experimental sobre el comportamiento de 54 vigas de bloques de concreto con refuerzo interior y solicitadas por carga concentrada en el centro del claro. Los bloques utilizados cumplían con las normas que exige la Dirección General de Normas, y eran representativos de los que se usan en México.

Las vigas estaban formadas por varias hiladas de bloques de concreto; se las puede utilizar en dinteles e, incluso, en traves de cierta importancia siempre y cuando los bloques tengan la calidad adecuada. Con el objeto de aportar datos para el diseño de este tipo de elementos, se hizo un análisis comparativo de la información obtenida en los ensayos, y de la que se obtuvo mediante el cálculo de acuerdo con los reglamentos existentes. Sucintamente, resumiré los factores que se ponderaron en la investigación.

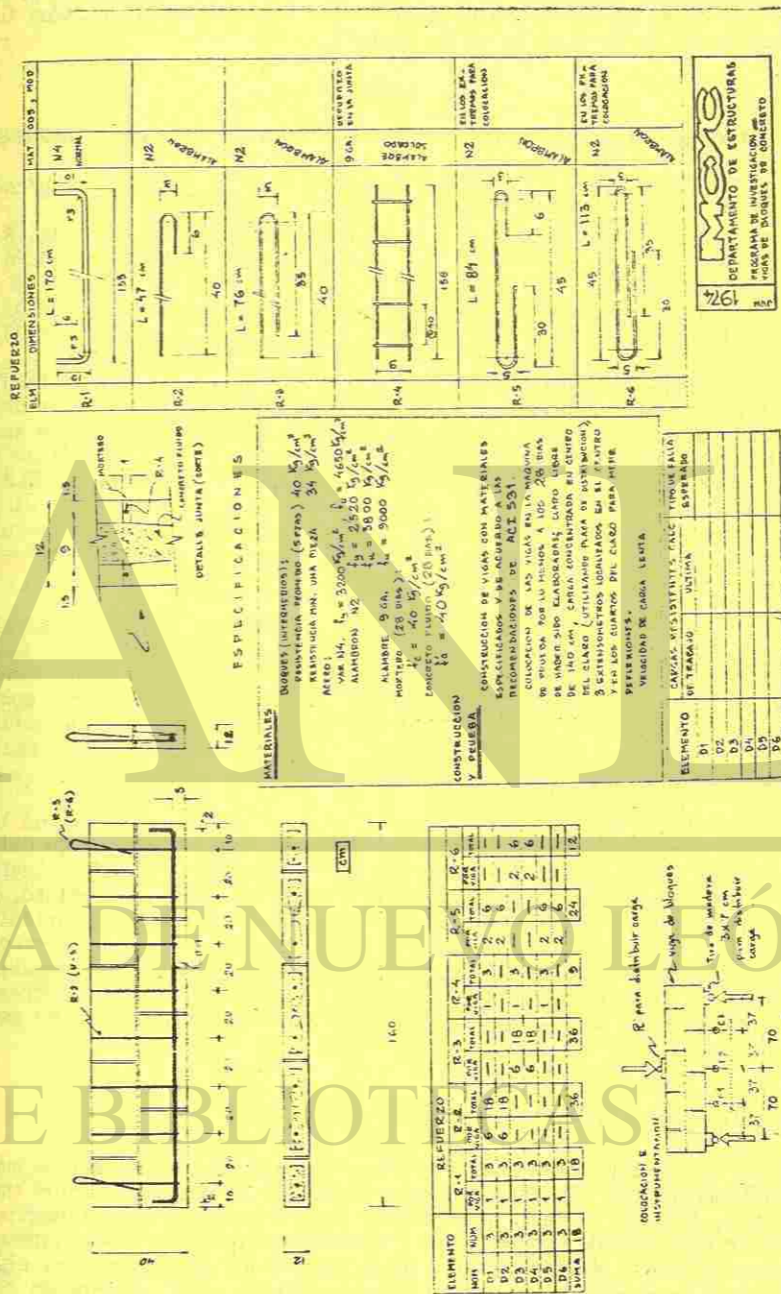
Variables y nomenclatura.

Dentro del conjunto de variables que afectan el comportamiento de los elementos sujetos a flexión, se consideró el número de hiladas, el refuerzo horizontal en las juntas de mortero, la forma del refuerzo por cortante, la resistencia del mortero y la resistencia del concreto fluido. La primera variable: número de hiladas, se introdujo para determinar en qué cantidad contribuyen a la flexión -de tal manera que se consideren como una viga-, y hasta qué altura la viga se comporta a flexión simple o como viga peraltada. Otras variables, como las resistencias del mortero y del concreto fluido, se analizaron por ser los materiales que permiten que la mampostería del concreto trabaje como unidad. Debido a que el refuerzo en las juntas del mortero evita agrietamientos por contracciones, se investigó la influencia del acero a flexión. Finalmente, como la forma y la cantidad de refuerzo transversal afectan directamente la capacidad de carga de los elementos sujetos a flexión, también se los incluyó como otra de las variables.

Con el objeto de no alargar el estudio, se le dio un valor constante a una serie de variables; las que conforman este grupo son: resistencia del mortero, resistencia del refuerzo longitudinal, cantidad de refuerzo longitudinal y resistencia del refuerzo por cortante.

La nomenclatura se integró dividiendo las 54 vigas en tres grupos de 18, correspondientes a dos, tres y cuatro hiladas. Cada viga se identificó con una letra seguida de dos números. La letra indicaba el número de hiladas (D = 2, T = 3 y C = 4), y el primer número el tipo de refuerzo que se utilizó. Se elaboraron

tres vigas con cada tipo de refuerzo para tener datos representativos de su comportamiento, y el segundo número indicaba a cuál de los tres grupos correspondía la viga. Para ver detalles de la colocación del refuerzo se puede ver la figura 3.



Los pasos en la construcción.

Para la construcción de las vigas, se utilizaron bloques intermedios, enteros, medios y del tipo U. Como todos provenían del mismo fabricante, consideró suficiente muestrear el lote una sola vez. La resistencia promedio que se obtuvo fue de 40 kg/cm² sobre el área bruta; los bloques utilizados fueron los tipos 1, 2, 3, 4, 5 y 6, y la información se detalla en la tabla 1.

TABLA 1

BLOQUES	LARGO (cm)	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	CARGA MAXIMA (kg)	AREA (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
1.1	39	18.8	11.7	15,600	456.30	34.18
1.2	39	18.7	11.8	20,600	460.20	44.76
1.3	39	18.8	11.8	21,200	460.20	46.06
1.4	39	18.9	11.7	16,900	456.30	37.03
1.5	39	18.8	11.7	15,850	556.30	34.73

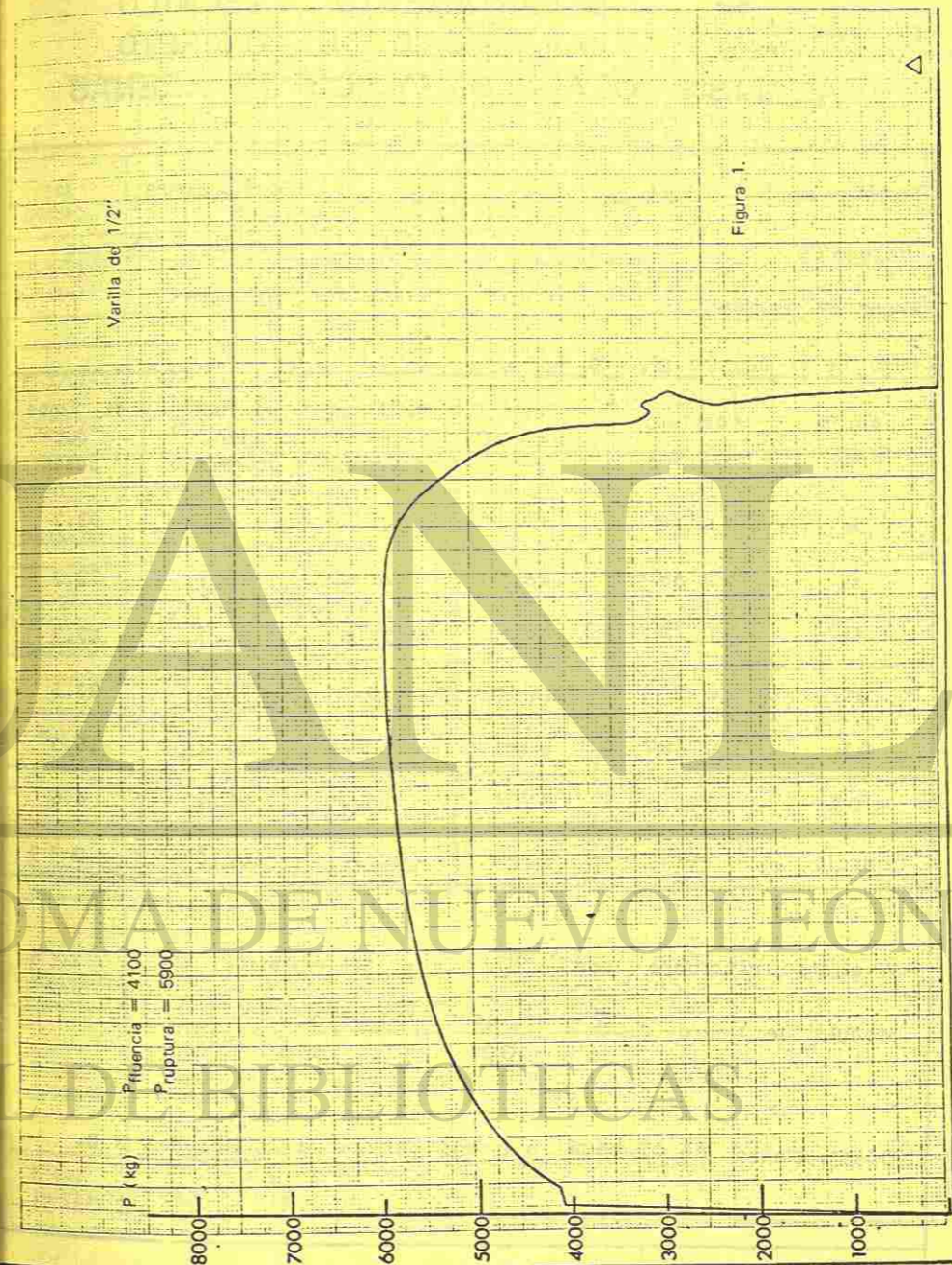
Para los refuerzos longitudinal y transversal, se pretendió usar acero de tipo normal. Sin embargo, se obtuvo un esfuerzo de fluencia de 3,200 kg/cm² para las varillas del No. 4 (refuerzo longitudinal), y la ruptura se fijó a los 4,500 kg/cm². Por lo que respecta al acero transversal, se utilizó varilla de 6.3 mm de diámetro; con este material se logró un esfuerzo de fluencia de 2,520 kg/cm². El refuerzo para las juntas horizontales consistió en escalerilla de alambre con resistencia de 9,000 kg/cm², soldado. Con todos estos valores se calcularon las resistencias teóricas de las vigas. El comportamiento de la varilla del No. 4 se muestra en la figura 1.

En el mortero -que sirve para juntar los bloques- y en el concreto fluido que se utilizó como relleno de los huecos, se aprovechó arena de la que se usa comúnmente en las construcciones dentro de la zona del Distrito Federal. Para verificar la granulometría de la arena -ver la tabla 2-, se notó que contenía partículas gruesas, razón por la cual se la tuvo que cribar a través de mallas del No. 8 y del No. 4. De este modo se logró una arena aceptable, la cual cumplía con las normas para morteros especificadas por la ASTM.

Luego de realizar varias pruebas de cubos, se determinó la siguiente proporción para el mortero: una parte de cemento, 1 1/4 partes de cal hidratada y 6 3/4 partes de arena y aproximadamente un litro de agua por cada kilogramo de cemento. En el caso del concreto fluido se utilizó una parte de cemento, 6 3/4 partes de arena y la cantidad de agua se determinó como un elemento variable, de suerte que las partículas componentes de la mezcla no presentaran segregación. Estas proporciones se fijaron cuidando que sus resistencias fueran compatibles con las del bloque; se siguió el criterio de que las resistencias del mortero y el concreto fluido no excedieran demasiado a la del bloque, como se aprecia en la tabla 3.

Procedimiento constructivo.

Los especímenes se construyeron, siguiendo la práctica más aceptada en la construcción con bloques. La primera hilada se desplantó sobre una superficie nivelada, la cual se marcó previamente para lograr un buen alineamiento. Se juntó la primera hilada, constituida con bloques tipo U, y posteriormente se colocó el refuerzo dentro de los huecos; luego se procedió a colocar las siguientes hiladas, teniendo cuidado de que cada bloque quedara a nivel y alineado con los bloques de la hilada anterior. Para realizar esta operación se recurrió a una regla de nivel grande; ésta sirvió, además, para rectificar la distancia correcta entre las juntas.



IMCYC

Instituto Mexicano del
Cemento y del Concreto ac

TABLA 2

DEPARTAMENTO TÉCNICO
LABORATORIO DE CONCRETO
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE ARENAS

Muestra No. 1						Observaciones:
Procedencia						Pruebas Vigas de
Fecha de recibido						bloques
Peso de la muestra recibido						
Malla No.	Abertura en mm	Peso retenido g	% Peso retenido individual	% Peso retenido acumulado	% Finos que pasan	
4	4.76	31.2	06.3	6.3	93.7	
8	2.38	106.1	21.4	27.7	72.3	
16	1.19	122.1	24.6	52.3	47.7	
30	0.595	100.4	20.2	72.5	27.5	
50	0.297	60.3	12.2	84.7	15.3	
100	0.149	53.2	10.7	95.4	4.6	
Charola	—	23.2	04.6	100.0	0	
Análisis efectuado con 496.5 g de material						
Módulo de finura = $\frac{\sum \% \text{ Ref. acumulado}}{100} = \frac{339}{100} = 3.39$						
Observaciones: Se cribará la arena por la malla No. 4 y N 8.						
Fecha 4 Jul. 74		Laboratorista Miguel Angel		Aprobó Ing. Alamo		

FORMA A

TABLA 3.- RESISTENCIAS DEL MORTERO Y CONCRETO FLUIDO UTILIZADO
EN LA CONSTRUCCION DE ALGUNAS VIGAS DE DOS HILADAS

VIGA NUMERO	RESISTENCIA DEL MORTERO			RESISTENCIA CONCRETO FLUIDO A 28 DIAS	OBSERVACIONES
	CARGA (Kg)	ESFUERZO Kg/cm ²	EDAD A LA PRUEBA dias		
D1-1/D1-2 5-VII-74	975	37.8	3	55	87.8
	1420	55	7		
D1-3/D2-2 9-VII-74	1210	46.9	8	76	74.2
	1200	46.5	8		
	1960	76.0	42		
D 2-1 3-VII-74	350	13.6	3	38.7	65.9
	700	27.1	7		
	1000	38.7	33		
D 2-3 18-VII-74	740	28.6	4	73.6	41.1
	1040	40.3	7		
	1900	73.6	32		
D 3-1 10-VII-74	900	34.8	7	87.6	57.9
	900	34.8	7		
	2260	87.6	44		
D 3-2 26-VII-74	800	31.0	3	62.0	46.8
	1300	50.4	7		
	1600	62.0	55		
D 3-3 30-VII-74	780	30.2	3	62.0	47.6
	1260	48.8	8		
	1600	62.0	51		
D 4-1 4-VII-74	1000	38.7	5	67.4	67.7
	1260	48.8	7		
	1740	67.4	33		
D 4-2 19-VII-74	940	36.4	3	96.9	28.5
	1320	51.2	7		
	2500	96.9	48		

El mortero que se usó, fue mezclado con pala sobre una charola metálica. Se elaboró la cantidad suficiente para construir toda una viga, garantizando de este modo la uniformidad de las juntas en cada espécimen. Del mismo mortero se elaboraron tres cubos de muestra, con el objeto de llevar un control de calidad; los cubos se curaron en un cuarto de curado con humedad y temperatura controlada y se ensayaron a los tres y a los siete días, así como en el día que se realizó la prueba con el espécimen. Terminada la pieza, se acabaron las juntas de mortero con el objeto de dar una apariencia agradable al espécimen y hacer más notoria la aparición de grietas durante su ensaye.

Transcurridas 24 horas a partir del momento en que se juntaron los bloques, los especímenes se rellenaron con concreto fluido, el cual fue elaborado en una revolvedora. Se obtuvo un cubo de muestra. Con el objeto de tomar en cuenta la absorción de agua por el bloque seco, se formó el molde para el cubo de muestra con cuatro bloques, dispuestos como se aprecia en la figura 2. Rellenados los huecos, se procedió a marcar el espécimen con la fecha y la clave correspondiente; luego el espécimen se cubrió con un plástico y se curó durante 24 horas.

A los siete días de haberse elaborado los especímenes, se almacenaron hasta el día de la prueba; durante ese lapso no se movieron del lugar donde fueron construidos para evitar daños prematuros. Con el objeto de facilitar el traslado de las vigas del lugar de construcción al de almacenamiento, así como para izarlos a la máquina de prueba, se dejaron ganchos en los extremos de cada una de ellas.

La forma de ensaye y el procedimiento.

Para ensayar los especímenes, se utilizó una máquina de Prueba Universal Amsler 100 ton f tipo SZD; su capacidad de carga es de 100 toneladas, pero cambiando los resortes se pueden fijar 50, 20 ó 10 toneladas. La máquina está formada de una viga metálica que sirve como sostén de los apoyos libres donde descansan los especímenes de prueba. La viga metálica, ya con el espécimen, se puede desplazar sobre unos rieles hasta el émbolo de aplicación de la carga. Los apoyos libres, que consisten en dos rodillos de acero, se desplazan sobre la viga metálica para proporcionar claros variables. En esta serie de pruebas se utilizó un claro de 1.40 m. Para la aplicación de la carga se cuenta con un cabezal superior, el cual está dotado de un rodillo de acero, similar a los de la viga inferior, que se hace coincidir con el centro del claro del espécimen.

La carga fue aplicada en el centro del claro con el objeto de tener una combinación de esfuerzos normales y cortantes similar a la que se presenta en la práctica. Para no tener problemas de esfuerzos de apoyos altos y evitar fallas locales por penetración, se colocó una placa en cada rodillo de aplicación de carga, para ampliar la superficie de apoyo. El control de las deformaciones del espécimen durante la etapa de carga, se realizó con tres extensómetros; éstos se colocaron aproximadamente en los cuartos y uno en el centro del claro. La lectura de los extensómetros, se realiza durante la prueba a cada intervalo de carga; además como la máquina tiene un dispositivo que grafica cargas contra deformaciones, se pudo determinar el comportamiento del espécimen, y comparar la información obtenida con los extensómetros y el graficador. Lo anterior se puede apreciar en la figura 4.

La velocidad con que se aplicó la carga, permitió marcar y controlar la aparición de las grietas. Estas se indicaron con números progresivos, con el objeto de observar en las fotografías su propagación, así como la aparición de otras.

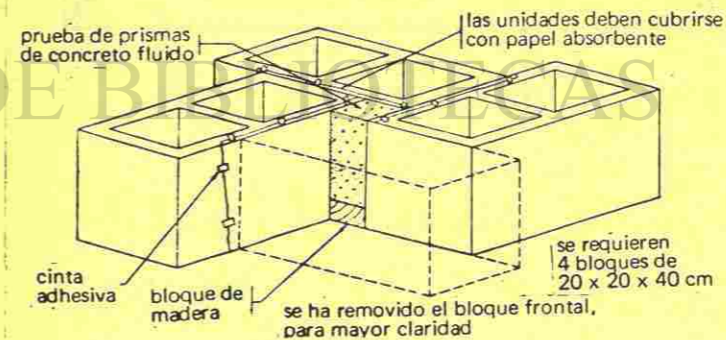
Los resultados.

Los resultados de los extensómetros se pasaron a origen cero y se

T A B L A 1

BLOQUES	LARGO (cm)	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	CARGA MAXIMA (Kg)	AREA (cm ²)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1.1	39	18.8	11.7	15 600	456.30	34.18
1.2	39	18.7	11.8	20 600	460.20	44.76
1.3	39	18.8	11.8	21 200	460.20	46.06
1.4	39	18.9	11.7	16 900	456.30	37.03
1.5	39	18.8	11.7	15 850	556.30	34.73

FIGURA 2
CUBO DE CONCRETO FLUIDO



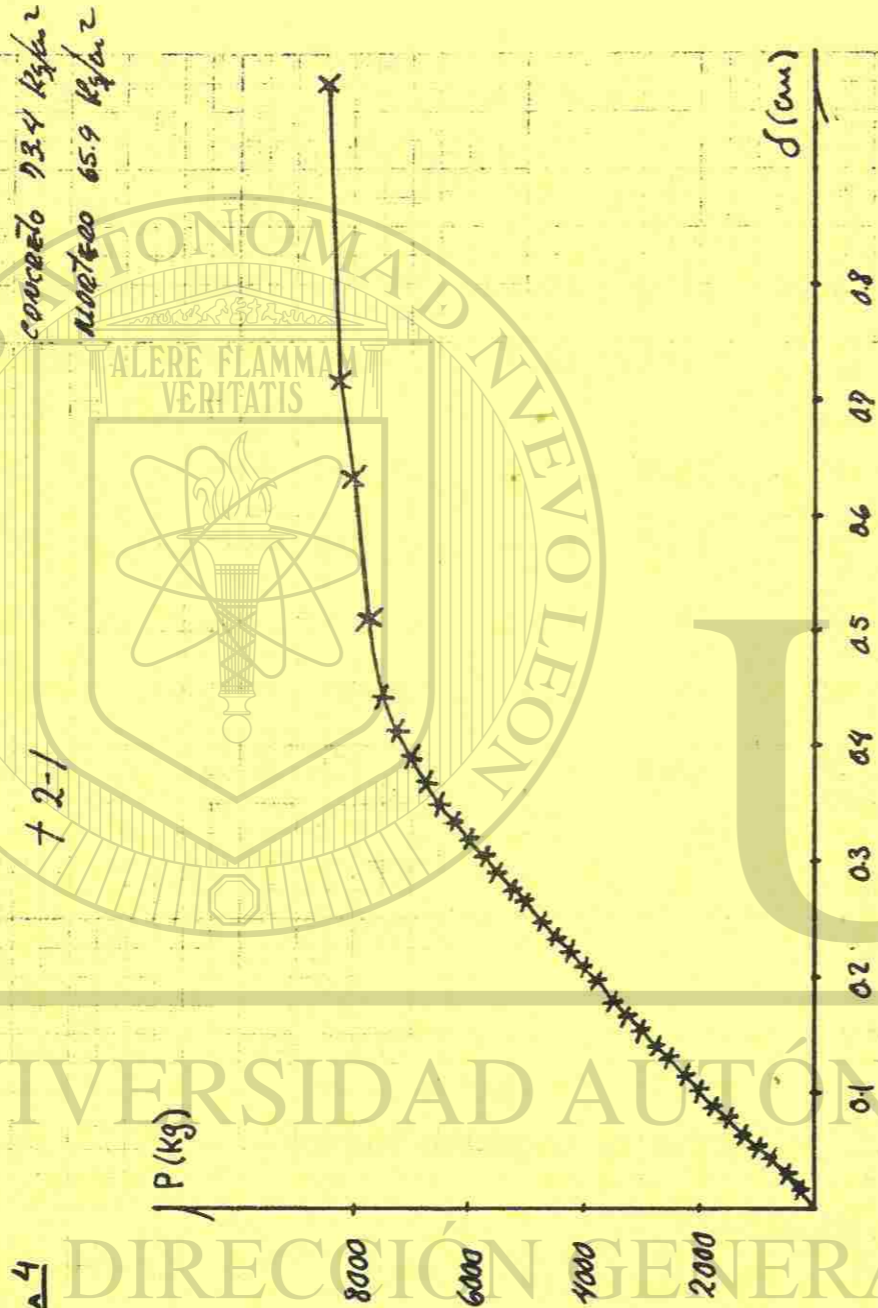


Figura 4

transformaron al sistema métrico decimal. Como ejemplo presentamos dos tablas: -- una original y una corregida, las cuales se identifican con los número 4 y 5. Al realizar esos cambios, teniendo en cuenta que las deformaciones corresponden a las flechas de la viga para las cargas correspondientes, se pudo obtener el diagrama P - Δ en forma simple. El diagrama P - Δ del extensómetro central se comparó con el obtenido mediante el graficador, tratando de inferior el grado de precisión en la toma de lecturas. En la figura 4 se presenta un diagrama P - Δ a modo de ejemplo.

Para obtener la curvatura en la sección central, se utilizaron las lecturas de los tres extensómetros considerando la distancia que hay entre ellos. En la fórmula siguiente se expresa esa relación:

$$\phi = \frac{\Delta_1}{2d_2} \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2} \right) + \frac{\Delta_2}{2d_2^2}$$

donde:

- φ - curvatura de la sección central.
- Δ₁ - promedio de las lecturas de los extensómetros colocados en los cuartos del claro.
- Δ₂ - lectura del extensómetro central.
- d₁ - distancia del apoyo al primer extensómetro
- d₂ - distancia entre los extensómetros central y el anterior.

La forma como se obtuvo la expresión anterior, se determina en el anexo 1.

El momento actuante en la sección central para todas las etapas de carga, se puede obtener con la carga P registrada por la máquina, aplicando la expresión para el momento flexionante en una viga apoyada con carga en el centro del claro. Su representación es: M = PL/4. Los valores φ y M, por otra parte, también se graficaron, y se presenta un ejemplo en la figura 5.

Cálculo de cargas y cargas elásticas.

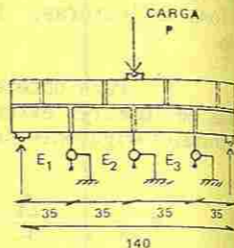
La carga elástica de cada espécimen, se calculó a partir del momento resistente de la sección. Este fue valuado con base en las siguientes ocho hipótesis:

- 1.- Las secciones son planas antes y después de la deformación.
- 2.- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones.
- 3.- El módulo de elasticidad es constante a través de todo el elemento.
- 4.- Los bloques de concreto no resisten tensiones.
- 5.- El calor del elemento es más grande que su peralte.
- 6.- Los bloques de concreto, el mortero, el concreto fluido y el acero de refuerzo se combinan en un elemento homogéneo e isótropo (lo cual quiere decir que las dos, tres o cuatro hiladas se

Tabla 4

- MAMPOSTERIA DE CONCRETO EN FLEXION -

ELEMENTO No.	D-1-1
REF. LONGITUDINAL	1 Vw No. 4
REF. VERTICAL	1 Rama No. 2
REF. EN JUNTAS	2 Alambres No. 9
FECHA DE PRUEBA	16/VIII/74
EDAD	41 DIAS



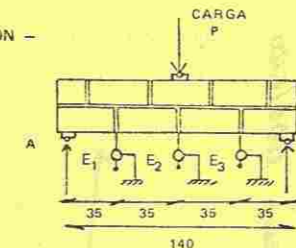
PUNT	CARGA P	Aproximación			GIRO A	GIRO B	OBSERVACIONES
		0.01"	0.001	0.01			
1	0	4.182	0.0303	3.130			
2	100	4.300	0.0308	3.240			
3	200	4.400	0.0312	3.340			
4	300	4.480	0.0314	3.410			
5	400	4.554	0.0317	3.480			
6	500	4.632	0.0320	3.560			
7	600	4.700	0.0323	3.630			
8	800	4.830	0.0328	3.750			
9	1000	4.947	0.0333	3.860			
10	1250	5.130	0.0340	4.020			
11	1500	5.298	0.0348	4.200			
12	1750	5.500	0.0357	4.400			
13	2000	5.690	0.0366	4.580			
14	2250	5.890	0.0375	4.770			
15	2500	6.080	0.0383	4.950			
16	2750	6.250	0.0390	5.120			
17	3000	6.440	0.0398	5.290			
18	3250	6.720	0.0409	5.550			
19	3500	6.842	0.0418	5.670			
20	3750	7.040	0.0429	5.850			
21	4000	7.260	0.0440	6.060			
22	4250	7.580	0.0452	6.320			
23	4500	7.990	0.0474	6.640			
24	4750	8.550	0.0502	7.120			
25	5000	10.150	0.0546	7.70			
26	5500	12.060	0.0625	9.15			
27							
28							
29							
30							
31							
32							
33							
34							
35							

CARGA MAXIMA
5860 Kg.

Tabla 5

- MAMPOSTERIA DE CONCRETO EN FLEXION -

ELEMENTO No.	D1-1
REF. LONGITUDINAL	1 Varilla No. 4
REF. VERTICAL	1 Rama No. 2
REF. EN JUNTAS	2 Alambres No. 9
FECHA DE PRUEBA	16/VIII/74
EDAD	41 DIAS



PUNT	CARGA P	E1	E2	E3	GIRO A	GIRO B	OBSERVACIONES
1	0.000	0	0	0	0	0	
2	100	0.1180	0.127	0.110	0.0002	0.0002	
3	200	0.2182	0.2287	0.210	0.0004	0.0004	
4	300	0.2980	0.2794	0.280	0.0007	0.0005	
5	400	0.3720	0.3556	0.350	0.0008	0.0007	
6	500	0.4500	0.4318	0.430	0.0010	0.0010	
7	600	0.5180	0.500	0.500	0.0011	0.0011	
8	800	0.6480	0.6350	0.620	0.0014	0.0013	
9	1000	0.7650	0.7620	0.730	0.0017	0.0015	
10	1250	0.9480	0.9398	0.890	0.0020	0.0018	
11	1500	1.1160	1.1430	1.070	0.0024	0.0023	
12	1750	1.3180	1.3716	1.270	0.0029	0.0027	
13	2000	1.5080	1.6002	1.450	0.0034	0.0030	
14	2250	1.7080	1.8288	1.640	0.0039	0.0036	
15	2500	1.8980	2.0320	1.820	0.0043	0.0039	
16	2750	2.0680	2.7098	1.990	0.0046	0.0042	
17	3000	2.2580	2.4130	2.160	0.0050	0.0046	
18	3250	2.5380	2.6924	2.420	0.0056	0.0052	
19	3500	2.6590	2.9210	2.540	0.0061	0.0053	
20	3750	2.8580	3.2004	2.720	0.0063	0.0058	
21	4000	3.0780	3.4798	2.930	0.0066	0.0062	
22	4250	3.3980	3.7846	3.190	0.0077	0.0068	
23	4500	3.8080	4.3434	3.510	0.0085	0.0075	
24	4750	4.3680	5.0546	3.990	0.0100	0.0085	
25	5000	5.9680	6.1722	4.570	0.0133	0.0098	
26	5500	7.8720	8.1788	6.020	0.0178	0.0129	
27							
28							
29							
30							
31							
32							
33							
34							
35							

NOTA: LAS DEFORMACIONES (E1, E2 Y E3) EN MM.

CARGA MAXIMA
5860 Kg.

concreto 82.8 Kg/cm²
 (5 das) mortero 55.0 Kg/cm²

DI-1



gún el caso- trabajan como una unidad.

- 7.- Las fuerzas externas están en equilibrio.
- 8.- El elemento es de eje recto y sección transversal constante.

El diseño fue seguido considerando las siguientes constantes:

- 1.- Esfuerzo máximo del bloque: $f'_{\text{bloque}} = 40 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Esfuerzo máximo en la viga: $f'_{\text{viga}} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ kg/cm}^2$
- 3.- Esfuerzo permisible de compresión por flexión: $f_{\text{viga}} = 0.33 \times 24 = 8 \text{ kg/cm}^2$
- 4.- Esfuerzo permisible del refuerzo (horizontal y vertical) $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- 5.- Relación modular: $n = \frac{2110}{f'_{\text{viga}}} = 88$

A continuación se presenta el cálculo de la carga elástica y revisión por cortante para las vigas de dos hiladas. Conviene subrayar que para las vigas de tres y cuatro hiladas, se siguió el mismo procedimiento.

Diseño viga de 2 hiladas

a) Cargas:

Peso de bloques completos: 1122 kg/m^3

Peso de bloques U: 1249 kg/m^3

Peso de huecos llenos de concreto

Completo: $.003263 \text{ m}^3 \times 1800 = 5.87 \text{ kg}$

Bloque U: $.002406 \text{ m}^3 \times 1800 = 5.33 \text{ kg}$

Pesos totales bloques + rellenos

Completo: $4 \times 9.5 + 4 \times 5.87 = 61.48 \text{ kg}$

Bloques U: $4 \times 11 + 4 \times 4.33 = \frac{61.32 \text{ kg}}{122.80 \text{ kg}}$

Peso mortero: $0.001465 \text{ m}^3 \times 1800 = 2.63 \text{ kg}$

Peso alambón: 2.63 kg

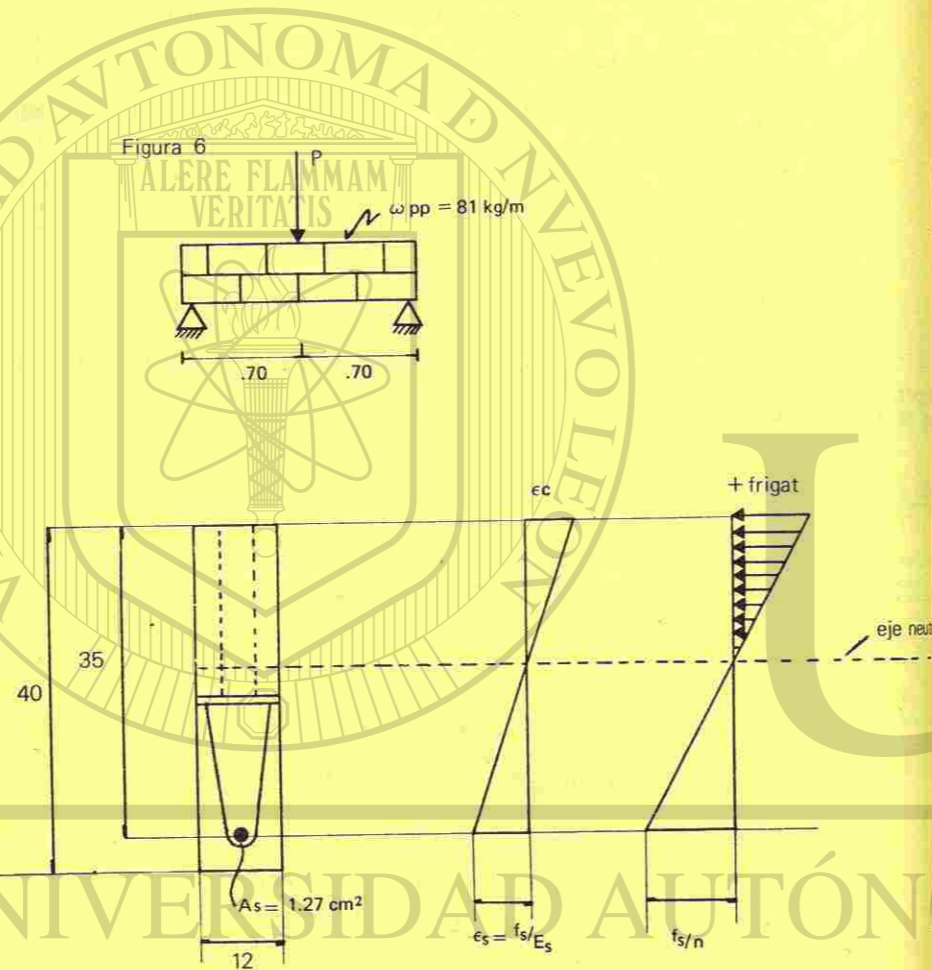
Peso varilla: $\frac{1.70 \text{ kg}}{129.38 \text{ kg}}$

Carga repartida por peso propio: $\frac{129.38}{1.60} = 81. \text{kg/m}$

b) Flexión.

El momento en el centro del claro será: (figura 6).

$$M = \frac{0.7 P}{2} + \frac{81 \times 1.40^2}{8} = 0.35 P + 19.85$$



El momento resistente de la sección, según las hipótesis anotadas y con base en la figura 5, vale:

$$M_R = A_s f_s j d \quad \text{o bien} \quad M_R = \frac{1}{2} f_{\text{viga}} k j b d^2$$

Para valuar j , se parte de la expresión:

$$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$$

$$p = \frac{AS}{bd} = \frac{1.27}{12 \times 35} = 0.0030; \quad np = 0.0030 \times 88 = 0.264$$

$$k = -0.264 + \sqrt{0.0696 + 0.528} = 0.51; \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.83$$

Suponiendo falla por tensión:

$$M_R = A_s f_s j d = 1.27 \times 1400 \times 0.83 \times 35 = 51650 \text{ kg-cm}$$

Suponiendo falla por compresión:

$$M_R = \frac{1}{2} f_{\text{viga}} k j b d^2 = 0.5 \times 8 \times 0.51 \times 0.83 \times 12 \times \frac{35^2}{2} = 24890 \text{ kg-cm}$$

Se ve que la falla es por compresión, y $M_R = 24890 \text{ kg-cm}$

la carga correspondiente se obtiene al hacer $M_R = M$

$$P = (248.90 - 19.85) / 0.35 = 654 \text{ kg.}$$

c) Cortante.

$$v = \frac{654}{2} + \frac{81 \times 1.4}{2} = 383.7 \text{ kg}; \quad v = \frac{383.7}{12 \times 35} = 0.914 \text{ kg/cm}^2$$

Si no se tiene refuerzo:

$$v_{\text{perm}} = 0.02 \times 24 = 0.48 \text{ kg/cm}^2$$

Si el refuerzo toma todo el cortante:

$$v_{\text{perm}} = 0.05 \times 24 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm(sin)}} < v < v_{\text{perm(con)}}$$

La conclusión a que se llegó, es la de que se necesitan estribos, y la sección es aceptable. ®

$$s = \frac{A_v f_v}{v b} = \frac{0.32 \times 1400}{0.926 \times 12} = 40.5 \text{ cm.}$$

Del valor correspondiente al cortante con refuerzo, se desprende que las vigas con estribos en cada hueco, podrán desarrollar su resistencia elástica a flexión; las que no tienen este refuerzo encontrarán que, su comportamiento elástico estará regido por la fuerza cortante.

A continuación se calculan las cargas elásticas máximas por cortante para los tres tipos de vigas. Para las vigas con estribos de una rama en cada hueco, de $s = 20 \text{ cm}$, el esfuerzo cortante correspondiente será:

$$v = \frac{0.32 \times 1400}{20 \times 12} = 1.86 > 1.2$$

Como este valor es mayor que $0.05 f'_{\text{viga}}$, el cortante máximo que puede soportar la viga es: $V = 1.2 \times 12 \times 35 = 503 \text{ kg}$.
y la carga máxima: $P = (503 - 56.7)2 = 892.6 \text{ kg}$.

Para las vigas con estribos de dos ramas en cada hueco:

$$v = \frac{0.64 \times 1400}{20 \times 12} = 3.72 > 1.2$$

Por lo que la carga máxima es igual a la anterior, o sea: 892.6 kg .

Para las vigas sin estribos: $v = 0.02 f'_{\text{viga}} = 0.48$

$$v = 0.48 \times 12 \times 35 = 201.6 \text{ kg}; P = (201.6 - 56.7)2 = 289.8 \text{ kg}$$

Cargas máximas.

Los reglamentos para el diseño de mamposterías, sólo consideran el criterio por esfuerzos de trabajo. Nosotros pensamos que esto se debe al desconocimiento del comportamiento de la mampostería, vista como la combinación de varios materiales: bloques, mortero, concreto fluido y acero de refuerzo, cuando los esfuerzos están próximos a los máximos que pueden soportar los materiales componentes.

Para lograr la aplicación del criterio de resistencia en el diseño de elementos de mampostería de concreto, es necesario efectuar una serie de programas de investigación que permitan conocer dicho comportamiento. Por esto, una de las finalidades del presente estudio es la de investigar hasta dónde se puede predecir la carga máxima o de falla en las vigas de mampostería.

Se calcularon las cargas máximas para cada tipo de viga siguiendo el procedimiento y recomendaciones de ACI-318.71 para elementos de concreto reforzado. El siguiente es el cálculo de las cargas máximas teóricas por flexión y las revisiones por cortante y aplastamiento para las vigas de dos hiladas. Las cargas correspondientes a las vigas de tres y cuatro hiladas se obtuvieron siguiendo el mismo procedimiento.

Cálculo de la carga máxima: viga de 2 hiladas.

a) Flexión.

Se parte de la expresión: $M_u = bd^2 \rho f_y (1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c})$ con $\rho = \frac{A_s}{bd}$ y $\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.003$; $f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = f'_{\text{viga}} = 24 \text{ kg/cm}^2$

$$M_u = 12 \times 35^2 \times 0.003 \times 3200 (1 - 0.59 \frac{0.003 \times 3200}{24}) = 107816 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore P_u = (1076.16 - 19.85) / 0.35 = 3024 \text{ kg}$$

b) Cortante.

$$V_u = \frac{3024}{2} + \frac{81 \times 1.4}{2} = 1568.7 \text{ kg}; V_u = \frac{1568.7}{12 \times 35} = 3.735 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible se puede valorar con la siguiente presión:

$$0.5 \sqrt{f'_c} \text{ haciendo } f'_c = f'_{\text{viga}}$$

$$0.5 \sqrt{f'_{\text{viga}}} = 0.5 \sqrt{24} = 2.45 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor es menor que el cortante total, es de esperarse que las vigas con refuerzo transversal desarrollen su resistencia máxima a flexión; las que no cuenten con dicho refuerzo, alcanzarán antes su resistencia máxima por cortante.

A continuación, se calculan las cargas máximas o de falla, suponiendo solamente el efecto de la fuerza cortante:

b. 1. Para las vigas con estribos de una rama: $S = 20 \text{ cm}$.

$$v_u = \frac{Avfv}{sb} + 2.45 = 5.81 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor no debe ser mayor de $1.5 \sqrt{f'_{\text{viga}}} = 7.35 \text{ kg/cm}^2$

Se tiene que $v_u = 5.81 \text{ kg/cm}^2$, $V_u = 5.81 \times 12 \times 35 = 2440 \text{ kg}$.

y finalmente $P_u = (2440 - 56.7)2 = 4766.6 \text{ kg}$.

b. 2. Para las vigas con estribos de dos ramas: $S = 20 \text{ cm}$,

$$A_v = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$v_u = \frac{Avfv}{sb} + 2.45 = 9.17 \text{ kg/cm}^2$$

Como este valor es mayor que $1.5 \sqrt{f'_{\text{viga}}}$, se toma

$$v_u = 7.35 \text{ kg/cm}^2, \text{ y } V_u = 7.35 \times 12 \times 35 = 3090 \text{ kg}$$

finalmente $P_u = (3090 - 56.7)2 = 6066.6 \text{ kg}$.

b. 3. Para las vigas sin estribos:

$$v_u = 0.5 \sqrt{f'_{\text{viga}}} = 2.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 2.45 \times 12 \times 35 = 1029 \text{ kg}$$

$$P_u = (1029 - 56.7)2 = 1944.6 \text{ kg}$$

c) Ancho del apoyo:

El área requerida para apoyo es:

$$A_{\text{req}} = \frac{V_u}{v_u} = \frac{1568.7}{20.4} = 76.9 \text{ cm}^2$$

Como el ancho de la viga es 12 cm , el ancho del apoyo debe ser por

$$\text{lo menos de: } \frac{76.9}{12} = 6.4 \text{ cm}$$

Para el punto de aplicación de la carga central se usó una placa con un ancho de 15 cm .

Comparación de cargas calculadas y cargas de ensaye.

Para poder comparar los resultados de las pruebas con los valores calculados, se construyó la tabla 6. Esta misma tabla sirve para sacar conclusiones sobre el comportamiento de los distintos tipos de vigas utilizadas; desafortunadamente, en la fecha en que se requirió este reporte aún no se tenían procesados los datos para que todas las vigas de cuatro hiladas. Sin embargo, gracias a que todos los especímenes habían sido ensayados a la fecha, en las conclusiones se hace una mención comparativa de los tres tipos de vigas.

Conclusiones de la investigación.

Los datos anotados en la tabla 6, permiten realizar algunas observaciones acerca de la influencia de las variables que se han considerado. Las más importantes son las siguientes:

Número de hiladas.- Las cargas elásticas y máximas, tanto calculadas como de ensaye, se incrementaron más o menos en proporción directa al número de hiladas. Esto significa que el momento resistente se incrementa, al aumentar el número de hiladas. Por consiguiente, si tomamos como ejemplo un dintel, cuanto más hiladas se pueden considerar como efectivas para resistir cargas que producen flexión. Lo anterior indica que se puede reforzar el mismo muro -utilizando bloques tipo U- para formar el dintel, evitando cerramientos y traves y, por lo tanto, ahorrando cimbra y tiempo de construcción.

Sin embargo, queremos insistir en que la falla de todas las vigas estuvo regida por la compresión en los bloques, no obstante que se utilizaron porcentajes muy pequeños de acero de refuerzo. Con la utilización de bloques de mayor resistencia, junto con mortero y concreto fluido compatibles con la misma, podrán lograr vigas de bloques que funcionen y se comporten en forma similar a un concreto reforzado.

Refuerzo horizontal en las juntas de mortero.- Las cargas elásticas y máximas reales de las vigas con refuerzo horizontal, se incrementaron en una poca apreciable en relación con las que no lo tenían. Este incremento resultó más notable en las vigas de tres y cuatro hiladas que en las de dos, lo cual se explica por la posición del eje neutro con respecto al alambre de alta resistencia usado en las juntas.

Forma del refuerzo por cortante. Todas las vigas con estribos tuvieron un comportamiento dúctil. La ductilidad se incrementó notablemente en las vigas con estribos de dos ramas, en relación con las vigas con estribos de una sola rama. Asimismo, la carga real de falla fue superior a la calculada; este efecto se hizo más notable en las vigas con estribos de dos ramas que en las que solo tienen una rama. El mismo fenómeno se puede apuntar en cuanto a las cargas elásticas real y calculada.

En las vigas sin estribos, no obstante que la carga final fue superior a la calculada, la falla se presentó con una deformación menor a la correspondiente a las vigas con estribos: es decir, las vigas sin estribos tuvieron una falla frágil.

Resistencias del mortero y del concreto fluido.- La variabilidad en las resistencias del mortero y del concreto fluido, ocasionó que algunas de las vigas se comportaran en forma extraña; por ejemplo no fue posible determinar la influencia de las variables en el caso de la T2-3 y la T6-2. En investigaciones futuras, se tratará de controlar la resistencia de estos materiales, haciendo constante la resistencia del mortero y del concreto para cada tipo de elementos.

Además de lo que se ha comentado, es importante hacer notar que

TABLA 6 COMPARACION DE CARGAS CALCULADAS Y CARGAS DE ENSAYE

VIGAS	CARGAS CALCULADAS				CARGA REAL		COMPORTAMIENTO	
	FLEXION ELASTICA		CORTANTE		ELASTICA	MAXIMA	ESPERADO	REAL
	ULTIMA	ELASTICA	ULTIMA	ELASTICA				
D1-1	654	3024	895	4767	3750	5860	flexión	flexión
D1-2	654	3024	895	4767	3000	4750	flexión	
D1-3	654	3024	895	4767	3000	4490	flexión	
D2-1	654	3024	895	4767	2250	4050	flexión	
D2-2	654	3024	895	4767	2250	4290	flexión	
D2-3	654	3024	895	4767	3500	4830	flexión	
D3-1	654	3024	895	6067	3000	5720	flexión	
D3-2	654	3024	895	6067	4250	5590	flexión	
D3-3	654	3024	895	6067	4000	5620	flexión	
D4-1	654	3024	895	6067	3500	5163	flexión	
D4-2	654	3024	895	6067	4000	5000	flexión	
D4-3	654	3024	895	6067	4500	5720	flexión	
D5-1	654	3024	290	1945	2100	3110	cortante	flexión
D5-2	654	3024	290	1945	2700	4050	cortante	flexión
D5-3	654	3024	290	1945	2400	3970	cortante	flexión
D6-1	654	3024	290	1945	2300	3500	cortante	flexión
D6-2	654	3024	290	1945	2200	3400	cortante	flexión
D6-3	654	3024	290	1945	2200	3500	cortante	flexión
T1-1	1463	5325	1416	7501	5000	7280	flexión	flexión
T1-2	1463	5325	1416	7501	5000	7600	flexión	flexión
T1-3	1463	5325	1416	7501	5250	8250	flexión	flexión
T2-1	1463	5325	1416	7501	5250	8520	flexión	flexión
T2-2	1463	5325	1416	7501			-----	-----
T2-3	1463	5325	1416	7501	3500	5250	flexión	cortante
T3-1	1463	5325	1416	9534	5000	8320	flexión	flexión
T3-2	1463	5325	1416	9534	4250	7770	flexión	flexión
T3-3	1463	5325	1416	9534	5250	8420	flexión	flexión
T4-1	1463	5325	1416	9534	5000	7150	flexión	flexión
T4-2	1463	5325	1416	9534	5000	7450	flexión	flexión
T4-3	1463	5325	1416	9534	5000	7500	flexión	flexión
T5-1	1463	5325	466	3066	3750	6300	cortante	flexión
T5-2	1463	5325	466	3066	6250	8840	cortante	flexión
T5-3	1463	5325	466	3066	3750	5090	cortante	cortante
T6-1	1463	5325	466	3066	5250	7500	cortante	flexión
T6-2	1463	5325	466	3066	3250	5350	cortante	flexión
T6-3	1463	5325	466	3066	5000	8000	cortante	flexión

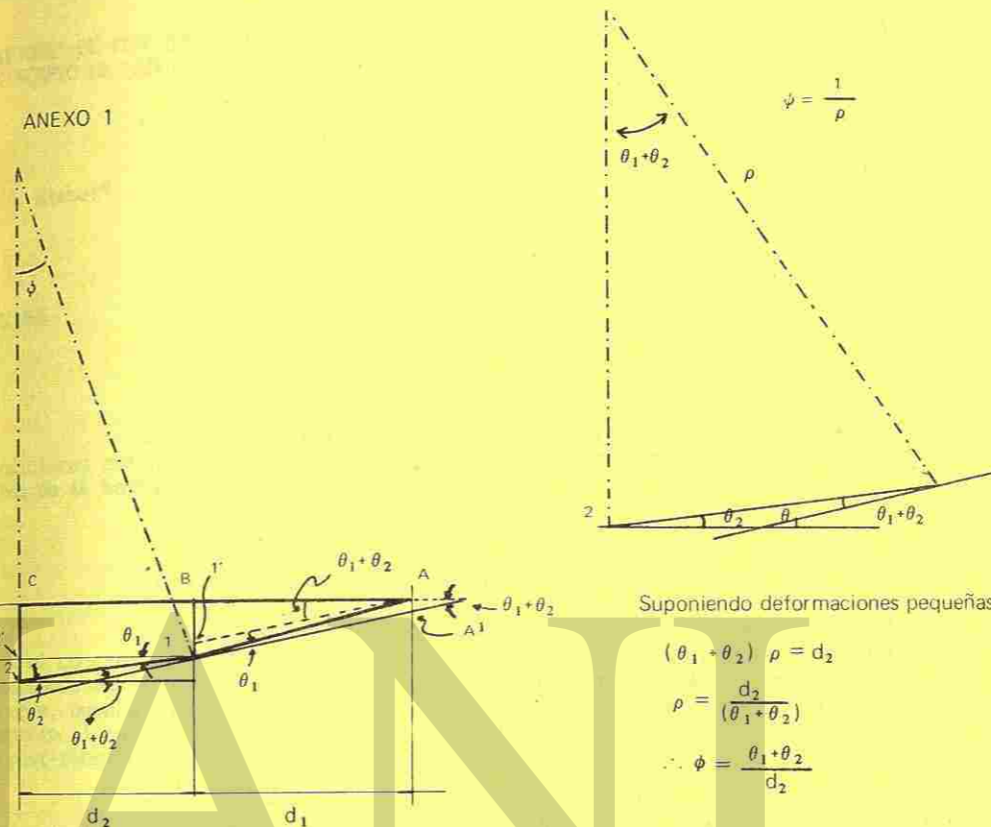
criterio elástico, tal como se presenta en los reglamentos, da lugar a cargas muy por debajo de las reales. La relación entre la carga elástica real y la carga elástica calculada para todas las vigas de dos hiladas, quedó comprendida en el intervalo de 3.2 a 6.8, para las de tres hiladas entre 2.2 y 4.3.

Si se considera la relación entre la carga de falla real y la carga elástica calculada, ésta será mayor que los valores anotados anteriormente; lo que hace pensar que el criterio resulta muy conservador en el diseño de mampostería de concreto a flexión.

Con respecto a las cargas calculadas con base en el criterio de resistencia de ACI-318-71, éstos resultaron inferiores a las cargas de falla reales incluso en las vigas sin refuerzo transversal en que era de esperarse una falla frágil bajo cargas inferiores a las calculadas. Esto permite asegurar que, por lo menos para este estudio, el criterio de resistencia es adecuado para el diseño de mamposterías a flexión sin embargo, todavía no se puede asegurar categóricamente nada: habrá que esperar el resultado de un mayor número de programas de investigación.

En general, durante la investigación se pudo notar que todas las vigas iniciaron su falla por flexión presentándose grietas imperceptibles hasta la carga correspondiente al final del comportamiento elástico: carga real elástica; partir de ese momento, el ancho y longitud de las grietas se incrementaron hasta que la falla final se presentó por cortante o por compresión en las zonas más forzadas.

ANEXO 1



Para cálculo de θ_2 : $\Delta 22'1$ se tiene $\theta_1 l_2' = 2'2$ si las deformaciones son pequeñas, $l_2' = d_2$; $2'2 = \Delta_2 - \Delta_1$

$$\theta_2 = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{d_2}$$

Para cálculo de θ_1 : suponiendo que la tangente por 1 forma el mismo ángulo con la deformada θ_1 , se tiene:

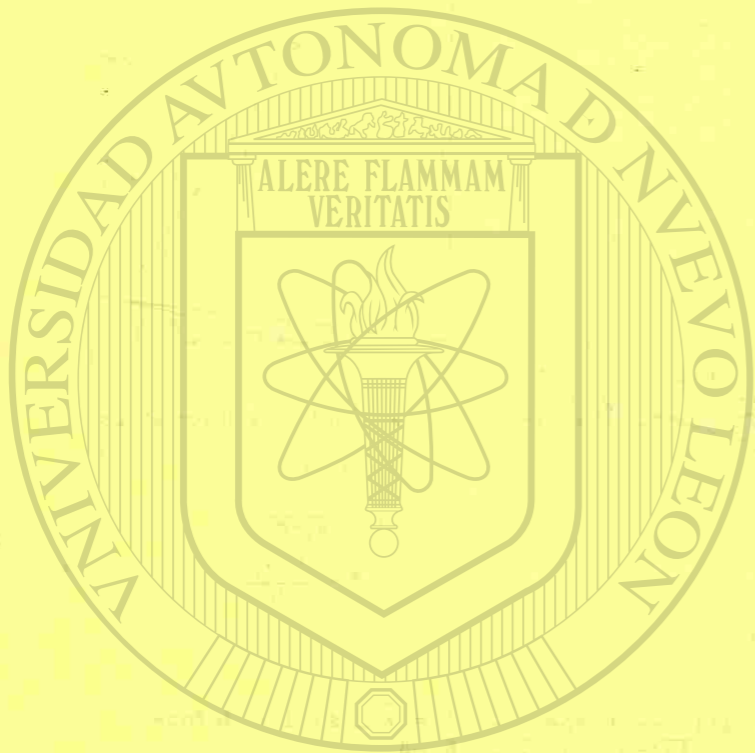
$\overline{B1} - \overline{11'} = \overline{B1'}$ pero $\overline{B1} = \Delta_1$; $\overline{11'} = \overline{1A'} = \theta_1 d_1$ (si las deformaciones son pequeñas) y $\overline{B1'} = (\theta_1 + \theta_2) d_1$.

$$\therefore \Delta_1 - \theta_1 d_1 = (\theta_1 + \theta_2) d_1 ; \Delta_1 - \theta_2 d_1 = 2\theta_1 d_1 ; \theta_1 = \frac{\Delta_1 - \theta_2 d_1}{2d_1}$$

$$\theta_1 = \frac{\Delta_1}{2d_1} - \frac{\theta_2}{2} \text{ pero } \theta_2 = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{d_2} \therefore \theta_1 = \frac{\Delta_1}{2d_1} - \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{2d_2}$$

sustituyendo θ_1, θ_2 en ϕ :

$$\phi = \frac{\Delta_1}{2d_1 d_2} - \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{2d_2^2} + \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{d_2^2} = \frac{\Delta_1}{2d_1 d_2} + \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{2d_2^2} = \frac{\Delta_1}{2d_2} \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2} \right) + \frac{\Delta_2}{2d_2^2}$$



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

SECCIONES DE CONCRETO MASIVO
Y CONCEPTO DE MADUREZ.

E. G. Nisbet*

RESUMEN

La resistencia a los 28 días de cilindros de concreto curados en -- condiciones estándar, actualmente puede predecirse frecuentemente después de un período de 48 horas por:

- a) El ensayo modificado de hervido de cilindros.
- b) El ensayo de curado autógeno.

La disponibilidad de los indicadores de la resistencia a las 48 hr. para el concreto pueden ser usadas con gran ventaja, si es que estos pueden ser relacionados de alguna manera con el concreto colado en el lugar. Las decisiones en la obra, pueden luego hacerse con un grado razonable de seguridad y confianza con respecto al retiro de la cimbra y del apuntalamiento, y a la aplicación de fuerzas de post-tensión.

Para confirmarlo se hizo una estimación de la resistencia del concreto en el lugar en estructuras adyacentes al desvío del canal Welland. La variación de la temperatura de los elementos estructurales fue transmitida con un potenciómetro automático registrador de 16 puntos. Las curvas de tiempo contra temperatura de los elementos estructurales fueron comparadas con las de los cilindros de concreto de 15 x 30 cm curados en forma autógena durante 48 hr. y se obtuvo una estimación de la resistencia del concreto en el lugar.

Durante la construcción de la estructura del sifón del río Welland y la estructura del túnel Townline asociadas con el desvío del canal Welland, el procedimiento descrito en el párrafo anterior fue utilizado para llegar a decisiones relativas al descimbrado y remoción temprana, lográndose un mejoramiento considerable en los programas de construcción.

* Vice-Presidente del Comité de la Norma A 23.1 relativa a los Materiales para la fabricación de Concreto y Métodos de Construcción de la Asociación Canadiense de Normas.

1.- INTRODUCCION.

A.- El proyecto.

La vía fluvial del San Lorenzo es un canal de 3,840 km (2,400 millas) propio para la navegación de barcos y embarcaciones de tipo doméstico, para el transporte de carga entre las puertas de los Grandes Lagos. El canal de Welland es un componente importante de este sistema y con sus compuertas y canales de enlace, permite a los barcos superar los 100 m (326 pies) de desnivel entre los lagos Ontario y Erie. Anterior a 1973, esa sección del canal de Welland, entre el Puerto de Robinson y el Puerto Calborne, seguía una ruta tortuosa a través de la Ciudad de Welland. La navegación de embarcaciones a través de esa sección del canal estaba llegando a ser extremadamente peligrosa, debido al uso cada vez mayor de embarcaciones de gran tamaño, a lo angosto y sinuoso del canal y a la presencia de seis puentes que limitaban la anchura del canal y restringían el libre movimiento de embarcaciones.

El canal de Welland había experimentado volúmenes de carga siempre en aumento y un incremento muy grande en el uso de embarcaciones de 23 mt (75 pies) de ancho en la manga y 230 m (750 pies) de longitud. Esta continua tendencia de tonelaje anual más elevado, aunado a la necesidad de reemplazar las estructuras existentes, que impedían seriamente la navegación, hicieron necesario considerar un nuevo alineamiento para la parte sur del canal. El 19 de mayo de 1966, se tomó la decisión de comisionar a la autoridad para proseguir con la planeación y construcción de la derivación del canal de Welland, de conformidad con el alineamiento (Fig. No. 1) recomendado en el estudio de la posibilidad de ejecución.

Al diseñar el alineamiento y configuración del nuevo canal, se consideraron tres criterios.

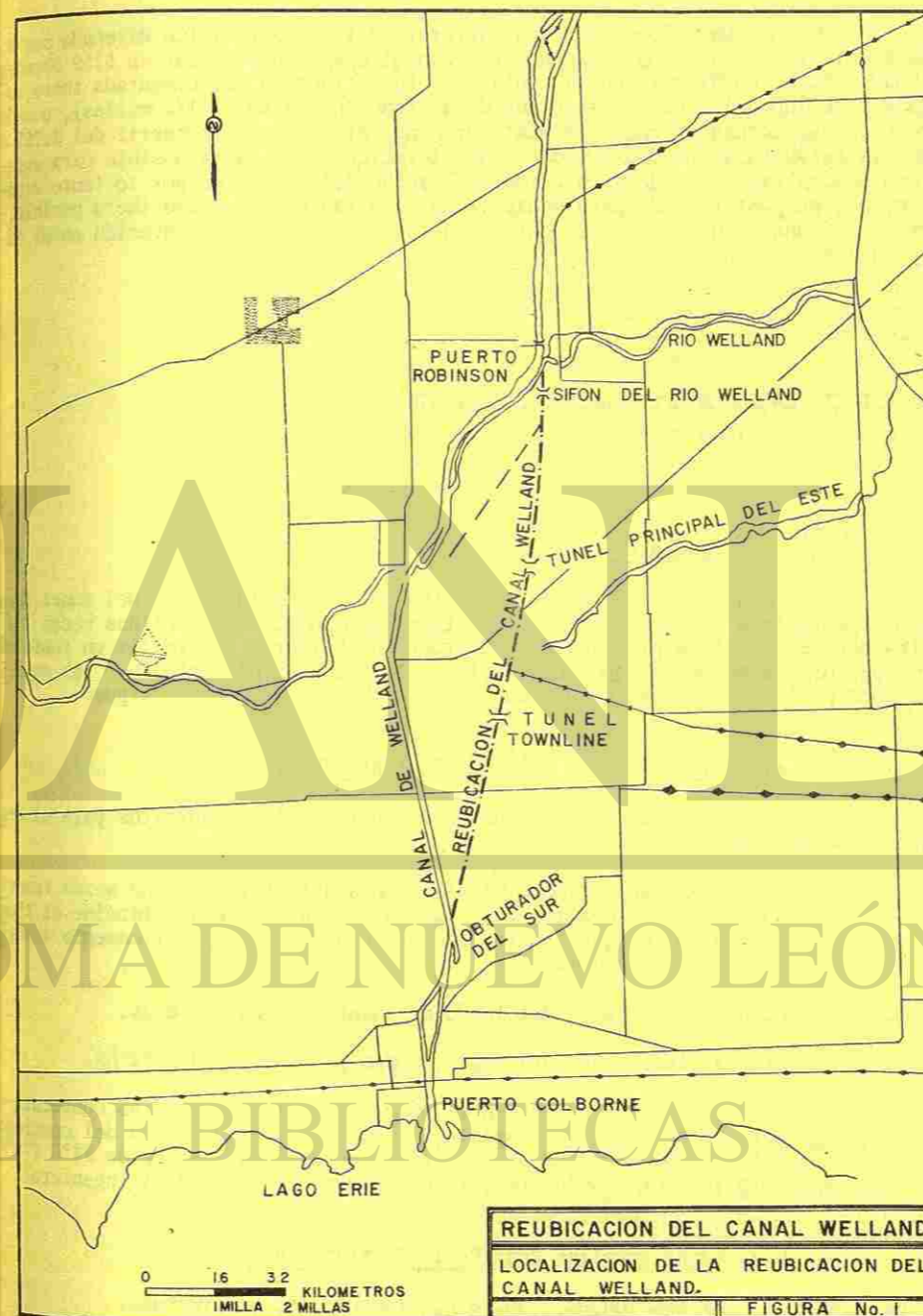
- 1.- El alineamiento se conservó tan recto como fue posible en tanto se evitaron las áreas edificadas en los límites del este de la ciudad de Welland.
- 2.- Fue diseñado para acomodar o dar cabida a la posible futura operación de barcos de 304 m (1,000 pies) de largo por 30,4 m (100 pies) de ancho con una profundidad límite de 9.9 m (30 pies)
- 3.- Fue diseñado y construido para evitar conflicto con el tráfico vial y del ferrocarril.

B.- Las Estructuras.

Carreteras, cruces de ferrocarril y el río Welland fueron conducidos por abajo del nuevo cauce por medio de estructuras que fueron construidas en seco, mientras el nuevo cauce estaba siendo excavado.

Dos de estas estructuras son el tema de este trabajo. La primera es la del Sifón del río Welland, diseñada para conducir dicho río por abajo del nuevo cauce; la segunda, es la estructura del túnel Townline Road/Rail, la cual fue diseñada para conducir todo el movimiento ferrocarrilero y una carretera de dos carriles por abajo del nuevo cauce. La localización de estas dos estructuras se ilustra en la figura # 1.

La estructura del Sifón del río Welland consistía en una alcantarilla



lla de cajón reforzado, de 4 cañones, de 28.6 m (94 pies) de ancho y de 192 m (630 pies) de largo. La estructura fue cimentada sobre roca sana y contenía aproximadamente 31,000 m³ (38,500 yardas³) de concreto y alrededor de 2,500 toneladas de acero de refuerzo.

El túnel Townline para carretera y ferrocarril, fue diseñado por G. Acres Limited, una firma de ingenieros consultores con oficinas en 5259 Dordrecht Road, South, en Niagara Falls, Ontario. La estructura fue cimentada sobre roca sana y debido a los extensos cortes de acercamiento 4 km (2 1/2 millas), a cada lado de la estructura se requirió mantener pendientes para ferrocarril del 0.75% o menos, la estructura fue construida a una elevación lo más alta posible para evitar cantidades excesivas de excavación. El techo del túnel fue por lo tanto diseñado como viga post-tensada para mantener la losa tan delgada como fuera posible logrando así una reducción significativa en las cantidades de excavación en el túnel y en las áreas de corte de aproximación.

II.- ESPECIFICACIONES APLICABLES DEL CONTRATO.

A.- Generales.

Ambas estructuras, la del Sifón del río Welland y la del túnel Townline para carretera y ferrocarril, se prestaron para utilizar repetidas veces los encofrados, y el ajustado programa de construcción obligaron a permitir un reuso rápido de los elementos de soporte que el especificado en el contrato. Las especificaciones pertinentes relacionadas con el descimbrado fueron como sigue:

B.- Sifón del río Welland (Contrato 807).

Bajo la cláusula 13.26 de este contrato, los requisitos para el descimbrado fueron como sigue:

"Cimbras y apoyos de cimbras, apuntalamiento, etc., no serán retirados sin la aprobación del ingeniero ni antes de que termine el tiempo mínimo indicado abajo, excepto cuando sea específicamente autorizado por el ingeniero.

Cimbras y puntales del fondo de losas y vigas - 7 días.

Cimbras laterales para vigas, muros y losas... 24 a 42 hs.

Estos períodos representan el número acumulativo de días consecutivos o parte de ellos durante los cuales la temperatura del concreto está arriba de 10°C (50°F). Para temperaturas arriba de 21°C (70°F) estos períodos pueden reducirse conforme lo apruebe el ingeniero.

C.- Túnel Townline Road/Rail (Contrato 981).

a) Sección DA, Concreto, Cláusula 18, Descimbrado.

(ii) Cimbras y apoyos de cimbras, apuntalamiento, etc., serán retirados sin la aprobación del ingeniero ni

tes de que termine el tiempo mínimo indicado abajo, - excepto cuando sea autorizado específicamente por el ingeniero o incluso requerido de otra manera.

Cimbras y soportes de la superficie inferior de losas y vigas-----7 días

Cimbras laterales para vigas, muros y losas-- 48 hr.

(iii) Los períodos mencionados arriba, representan el número acumulativo de días consecutivos o parte de ellos, durante los cuales la temperatura del concreto sobrepasa 10°C (50°F). Para temperaturas arriba de 21°C (70°F), estos períodos pueden reducirse conforme lo apruebe el ingeniero.

(iv) El encofrado del concreto para el techo del túnel no se quitará hasta que el 50% de las cargas del pre-esfuerzo inicial hayan sido aplicados a muros y techo - en la sección de túnel correspondiente.

(v) El descimbrado se llevará a cabo con cuidado para evitar dañar el concreto. Se tomarán precauciones especiales para no astillar o dañar las aristas y esquinas expuestas.

(vi) El encofrado para el concreto de las cubiertas del puente se retirará de acuerdo con los requisitos indicados en los planos.

b) Sección DB, Pre-esforzado, Cláusula 01- Alcance del trabajo.

El trabajo por hacer bajo esta sección consiste generalmente del abastecimiento de trabajo, materiales y equipo, y la realización de todo trabajo necesario para el suministro, - instalación, tensionado, anclaje y lechadeado de cables de pre-esfuerzo en la estructura del túnel como se muestra en los dibujos o como lo requiera el ingeniero.

(iv) Independientemente de cualquier otra estipulación de estas especificaciones, el encofrado u obra falsa para el concreto pre-esforzado no se retirará hasta que las cargas de pre-esfuerzo hayan sido aplicadas de conformidad con los requisitos de la Sección DA subsección 18 (iv).

c) Sección DB, pre-esfuerzo, Cláusula 05- Esfuerzos admisibles.

(ii) Los esfuerzos en el concreto estarán sujetos a las siguientes limitaciones:

(a) La resistencia mínima del concreto antes de que se aplique cualquier pre-esfuerzo será de 281.3 kg/cm² (4,000 libras por pulgada cuadrada). No más del 50% del máximo pre-esfuerzo inicial por cable se aplicará a resistencias del concreto menores de 351.6 kg/cm² (5000 psi);

(b) La resistencia mínima del concreto antes de que el pre-esfuerzo se complete será de 351.6 kg/cm² (5,000 psi). La resistencia del concreto será de

terminada por las pruebas de los cilindros de concreto de acuerdo con CSA-A23.2

d) Sección DB, Pre-esfuerzo, Cláusula 09- Esfuerzo.

(v) El tensionado se llevará a cabo en secuencia mostrada en los planos.

(vi) El tensionado no comenzará hasta que las pruebas en cilindros de concreto, elaborados, curados y probados como está especificado en CSA-A23.2, indiquen a satisfacción del ingeniero que el concreto ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, para resistir sin peligro los esfuerzos de compresión producidos.

D.- Resumen de especificaciones.

Ambos contratos requirieron que los soportes y cimbras para losas el fondo de las vigas permanecieran en su sitio por lo menos 7 días cuando la temperatura del concreto fuera superior a 10°C (50°F). Cuando las temperaturas del concreto permanecían arriba de 21°C (70°F), el período mínimo de 7 días podía reducirse con la aprobación del ingeniero.

Las especificaciones del Townline Tunnel requerían que la resistencia mínima del concreto fuera de 281.3 kg/cm² (4,000 libras por pulgada cuadrada) antes de que se aplicara cualquier presfuerzo. La especificación también estipula que el tensado no podía comenzar hasta que las pruebas en los cilindros de concreto elaborados, curados y probados según se especificaba en: CSA A 23.2 indicaran que el concreto había alcanzado suficiente resistencia a la compresión para resistir el esfuerzo producido.

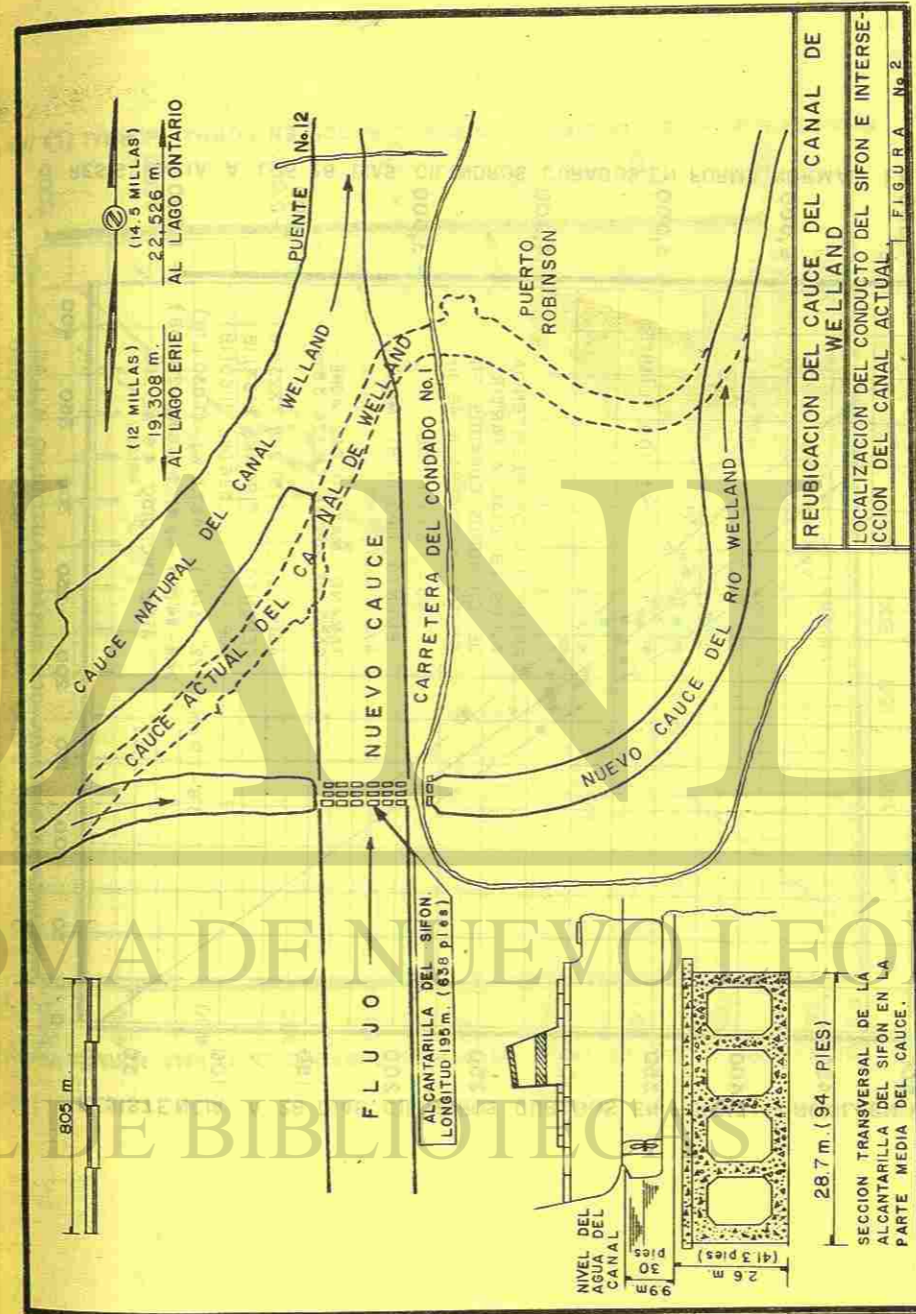
E.- Diseño de la mezcla de concreto.

Ambas estructuras, la de Welland River Syphon y la del Townline Tunnel fueron construidos por C. A. Pitts Construction Ltd, 15 Commercial Road, Toronto Ontario. El concreto para ambas estructuras fue suministrado por la compañía Red-D-Mix Concret e Limited de una planta dosificadora completamente automatizada ubicada en la ciudad de Welland, Ontario.

Las dosificaciones o mezclas de concreto fueron estrechamente vigiladas y controladas durante el curso del trabajo. Las temperaturas se mantuvieron entre 15.5°C (60°F) y 21°C (70°F) durante todo el año, añadiendo hielo a la mezcla en tiempo caluroso o calentando el agua del mezclado según se requería durante tiempo frío. Los revenimientos de las mezclas se mantuvieron entre 2.5 cm (1 pulg) y 6.3 cm (2 1/2 pulg) y se usaron aditivos inclusores de aire, para producir un porcentaje total de aire de 4 a 6 en concreto con tamaño máximo de agregado de 1.9 cm (3/4 pulg), y un porcentaje total de aire de 5 a 7 en concreto con tamaño máximo de agregado de 1.9 cm (3/4 pulg). Las principales mezclas de concreto usadas en el trabajo están detalladas en la Tabla 1

III.- ESTRUCTURA DE WELLAND RIVER SYPHON.

Welland River Syphon fue construido durante el verano y otoño de



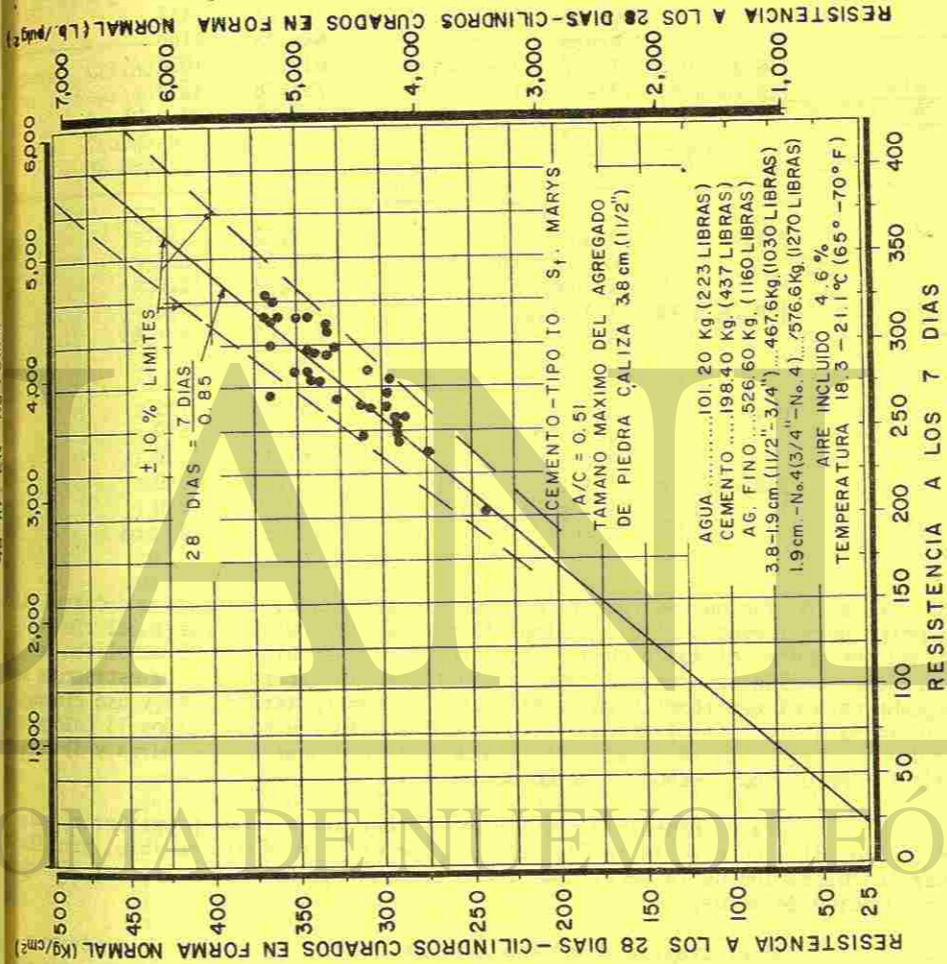
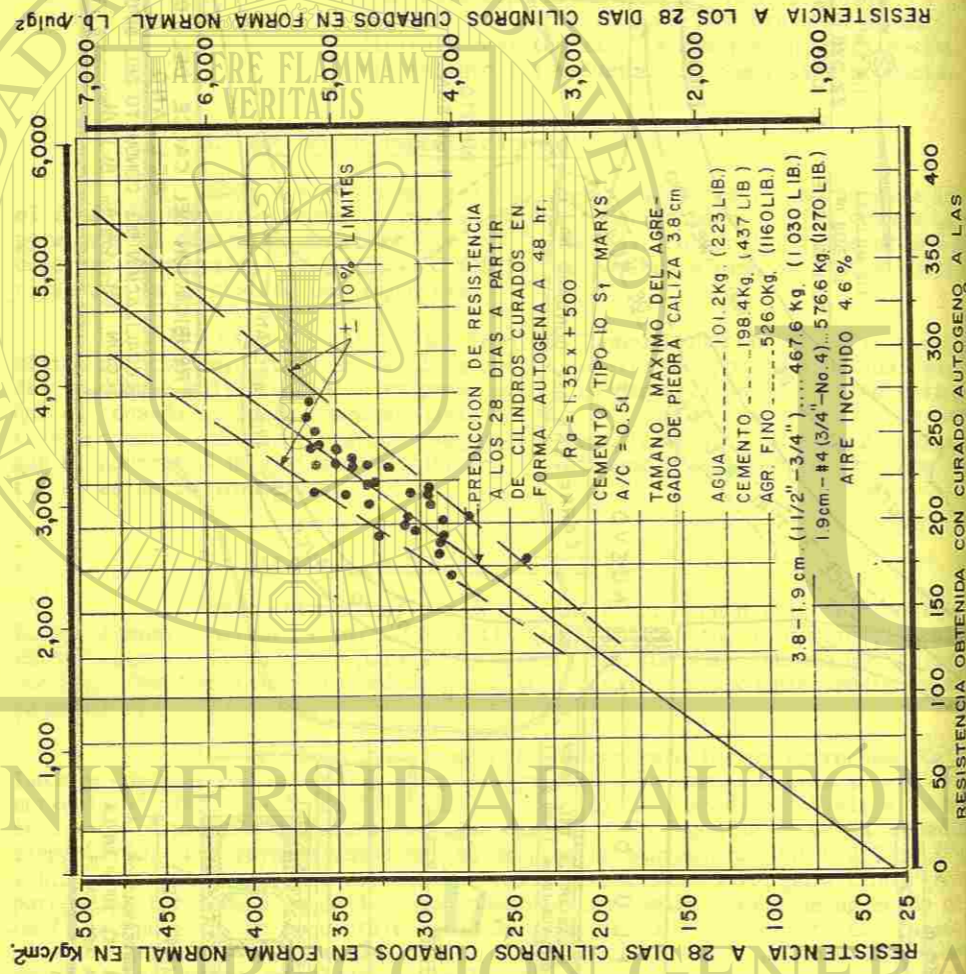


FIG. 4 - CONTRATO 807 - RESUMEN DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA 28 D. = 7 DIAS 0.85

TABLA 1

PROPORCIONAMIENTO DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO - CONTRATOS 807 Y 981

CONTRATO 807

	kg/m ³	lb/yd ³
0.51 Agua	132.27	223
Cemento (10)	259.21	437
Arena	688.05	1160
3.8 a 1.9 cm (1 1/2 - 3/4 pulg)	610.93	1030
1.9 cm a #4 (3/4 - #4)	753.28	1270
Aire	4 - 6%	4 - 6%

CONTRATO 981

	kg/m ³	lb/yd ³
0.42 Agua	148.29	250
Cemento (50)	352.92	595
Arena	723.63	1220
1.9 cm a #4 (3/4 pulg - #4)	1156.62	1950
Aire	4 - 6%	4 - 6%
0.46 Agua	139.39	235
Cemento (50)	302.50	510
Arena	682.11	1150
3.8 a 1.9 cm (1 1/2 - 3/4 pulg)	581.27	980
1.9 a #4 (3/4 pulg - #4)	717.70	1210
Aire	4 - 6%	4 - 6%

1969. El sifón fue una estructura de concreto reforzado, diseñado con cuatro conductos para llevar un flujo máximo 340 m³/seg (12,100 pies³/seg) del río Welland por abajo del nuevo canal. El sifón fue construido en 16 monolitos teniendo una sección transversal como se ilustra en la figura #2. La estructura prestaba para el uso repetitivo de cimbras y el contratista diseño y usó cimbras de acero para efectuar el trabajo. Los monolitos fueron contruidos 1) Colocando la losa inferior y la ménsula; 2) Colocando las secciones de los muros y 3) Colocando la ménsula del techo y sección del techo.

Fra de beneficio mutuo para el contratista y el propietario, que consistió en apuntalar y cimbrar el techo tan pronto como fuera posible, para facilitar la colocación de la sección de techo siguiente, casi a la misma rapidez que la colocación de muros.

Se efectuaron en el laboratorio ensayos de mezclas de concreto en cilindros curados en forma autógena tomados de estas mezclas, e indicaron que las resistencias del concreto de 210.9 kg/cm² (3,000 libras por pulgada cuadrada) o mejor, fueron obtenidas en dos días y las temperaturas dentro de los recipientes aislados, alcanzaron un máximo de 42.2°C (108°F) en 24 horas. Tabla 2.

Se decidió por consiguiente vigilar las temperaturas del concreto en la estructura y comparando estos valores a las temperaturas del curado autógeno y resistencias equivalentes, para obtener una predicción aproximada de la resistencia en el lugar. Figuras 3 y 4.

Las temperaturas del curado de la losa de techo fueron obtenidas instalando termopares en el concreto y guiando los alambres a una grabadora automática de gráficas en forma de tira. Las temperaturas del curado del concreto

TABLA 2

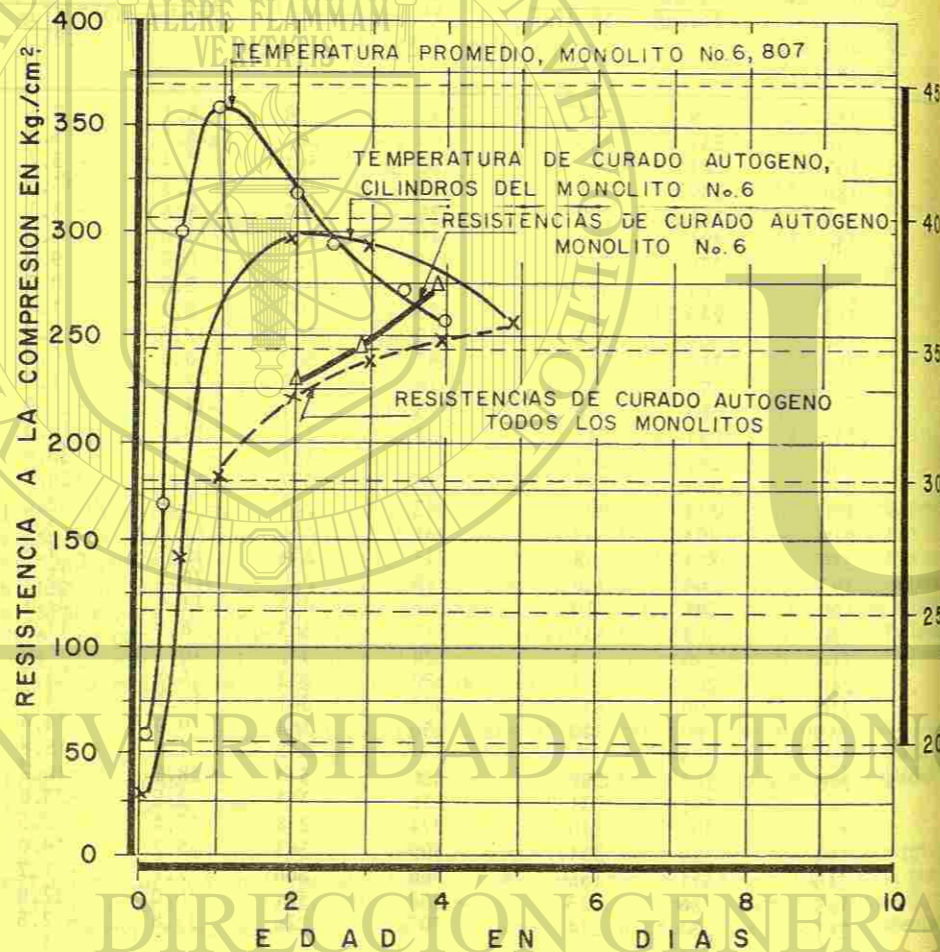
COMPARACION DE RESISTENCIAS A LOS 28 DIAS - CONTRATO 807

(i) Predicho en base a cilindros de curado autógeno a las 48 hrs.
(ii) Predicho en base a cilindros de curado standard a los 7 días.
Relación A/c = 0.51 - cemento tipo 10 - Agregado de 3.8 cm (1 1/2 pulg).

Prueba No.	Cilindros de curado autógeno. Prueba a las 48 Hrs. X	Cilindros de curado standard		(i)	(ii)	Variancia	
		7 días	28 días			280-Ra	280-7 días
				Ra=1.35X+500	7 días		.85
1	230	278	337	345	328	- 8.1	9.5
2	197	239	286	300	281	-14.1	4.9
3	193	261	303	296	307	7.4	- 3.2
4	180	259	291	278	305	12.3	-13.7
5	216	261	299	327	307	-28.5	- 8.1
6	230	286	333	345	338	-12.0	- 4.2
7	221	276	335	334	325	0.7	9.9
8	200	261	307	305	307	2.8	0.7
9	183	249	291	283	293	8.4	1.4
10	252	309	363	375	363	-12.3	- 0.4
11	261	314	368	387	369	-18.6	- 0.4
12	209	278	295	318	327	-22.5	-31.7
13	213	281	308	323	331	-15.1	-22.9
14	214	281	343	323	331	19.3	12.3
15	239	281	351	357	331	- 6.0	20.8
16	209	304	331	316	357	14.1	-26.7
17	190	244	290	293	287	- 3.5	2.8
18	219	293	342	331	345	11.3	- 2.8
19	229	321	363	343	378	19.7	-14.8
20	193	264	325	295	310	29.9	15.1
21	195	241	310	298	283	11.6	27.1
22	230	309	351	345	363	6.0	-11.6
23	214	296	364	324	347	40.1	16.9
24	240	266	364	359	312	5.3	51.7
25	216	290	337	326	341	10.6	- 4.2
26	233	309	340	350	364	- 9.9	-24.6
27	220	293	329	332	345	- 1.8	-15.8
28	216	267	297	326	314	-28.8	-16.2
29	221	301	331	333	354	- 2.5	-23.6
30	177	202	240	274	238	-33.4	2.5
31	270	326	364	399	383	-35.2	-19.0
32	245	311	358	366	366	- 7.7	- 7.7
33	165	256	283	257	301	26.0	-17.6
34	201	234	274	307	276	-33.8	- 2.8

NOTA: Todos los resultados de las pruebas a las 48 horas y 28 días son el promedio de dos cilindros. Los resultados de las pruebas a los 7 días representan la resistencia de un solo cilindro.

el lugar fueron generalmente mayores que las temperaturas del curado de los cilindros en forma autógena, como se ilustra en la figura 5. Se razonó por lo tanto que las resistencias de los cilindros curados en forma autógena en 2, 3, 4 y 5 días proveerían un cálculo conservador de las resistencias en el lugar.



CONTRATO 807
FIG. 5.-COMPARACION DE TEMPERATURAS EN CILINDROS DE CURADO AUTOGENO Y MONOLITO No. 6

Sobre esta base se tomaron decisiones relativas al descimbrado y retiro del apuntalamiento. Se quitaron cimbras y puntales de apoyo de las secciones del techo de 2 1/2 a 3 días después de la colocación del concreto plástico. Esto dio como resultado un ahorro de 4 a 4 1/2 días y facilitó la colocación de las secciones del techo para mantener el mismo ritmo con el vaciado de los muros.

IV.- ESTRUCTURA DEL TUNEL TOWNLINÉ.

La estructura del túnel fue construida durante el verano de 1970 y 1971 siendo colocados 29 de los monolitos del túnel en el período comprendido del 7 de agosto al 5 de diciembre de 1970. Las secciones del techo y muros del túnel fueron a base de concreto presforzado y, de acuerdo a las especificaciones, este trabajo no podía hacerse hasta que el concreto hubiera alcanzado una resistencia a la compresión de 281.3 kg/cm² (4,000 lb/pulg²), basada en los cilindros con curado normal. Se creyó que una predicción de resistencias en la estructura, basada en una relación de temperaturas de curado en la estructura y en cilindros curados en forma autógena sería más realista. Se decidió también que ya que las resistencias con curado autógeno y las temperaturas de curado estaban disponibles, debería investigarse la posibilidad de usar la fórmula de madurez Nurse Saul para predecir la resistencia de los cilindros curados en los gabinetes aislados. Tablas 3, 4, 5, 6 y 7; Figuras 6 y 7.

Las mezclas de concreto propuestas para usarse en el trabajo y como fueron detallados en la tabla 1, fueron investigadas en el laboratorio de concreto de The St Lawrence Seaway Authority en marzo y abril de 1970. La relación de temperaturas de curado autógeno y las resistencias para mezclas usadas en las secciones del techo y muros del túnel está ilustrado en la figura 8.

La relación de temperaturas de curado para dos losas de techo y las temperaturas y resistencias reales de los cilindros curados en forma autógena tomadas durante la construcción están ilustradas en las figuras 9 y 10. La resistencia de los cilindros curados en forma autógena por lo general excedía a 210.9 kg/cm² (3,000 lb/pulg²) en tres días y la temperatura de curado promedio de las losas de techo, era igual o más alta que las temperaturas registradas en los recipientes de los cilindros. Se supuso por consiguiente que la resistencia del concreto en el lugar sería por lo menos igual a la resistencia de los cilindros curados en forma autógena.

La compañía consultora H. G. Acress y Co. Ltd., permitió tensionar los cables de la sección del techo y muro a 25% del esfuerzo total después que las resistencias del concreto alcanzaron 210.9 kg/cm² (3,000 lb/pulg²). Con base en las temperaturas y resistencias medidas, se dijo al contratista aplicar el esfuerzo inicial después de 3 1/2 a 4 días y quitar su encofrado. Esto permitió reusar las cimbras una vez cada semana dando como resultado un ahorro de tiempo muy significativo al ejecutar el trabajo. En este contrato, fueron colocados 29 monolitos en 120 días, del 7 de agosto al 5 de diciembre usando 2 juegos de cimbras. El estricto apego a los criterios de resistencia requerida descritos en las especificaciones del contrato hubieran permitido colocar solamente 20 monolitos en 120 días. La utilización de predecir resistencias a edades tempranas dieron como resultado un ahorro en tiempo de 40 a 45 días aproximadamente.

La predicción de las resistencias de los cilindros curados en forma autógena usando la fórmula de madurez Nurse Saul era generalmente conservadora. --

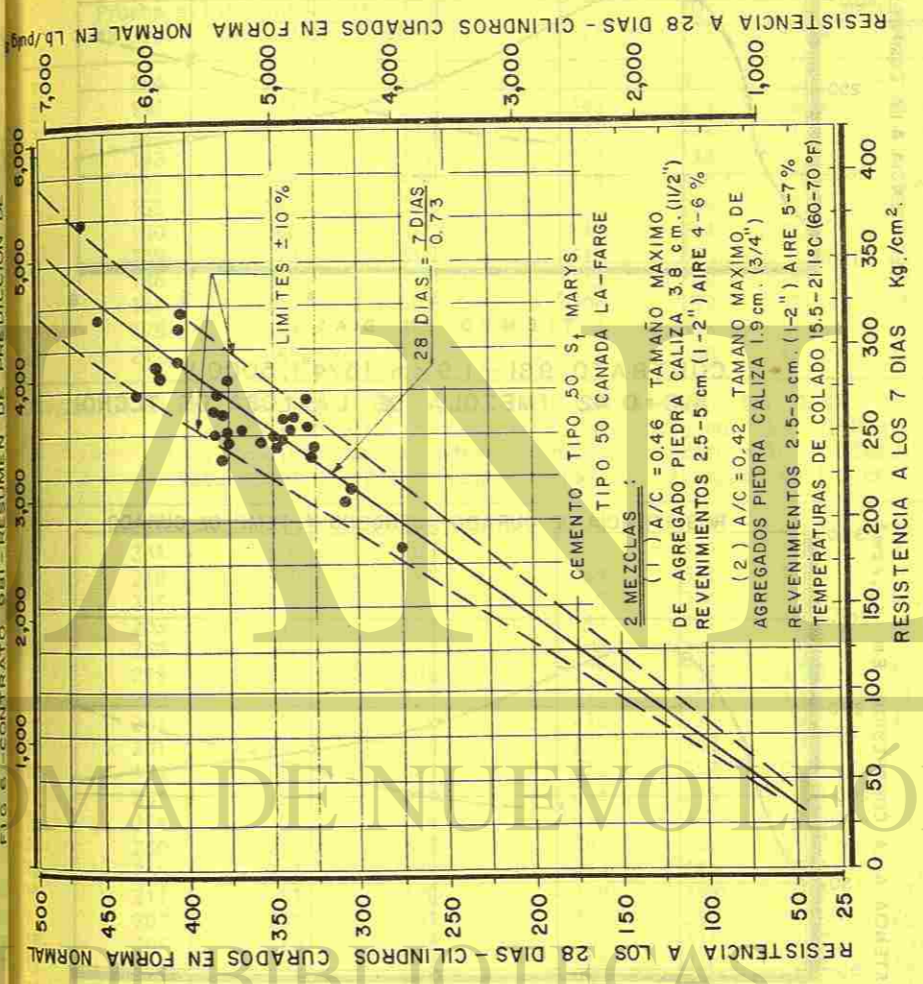
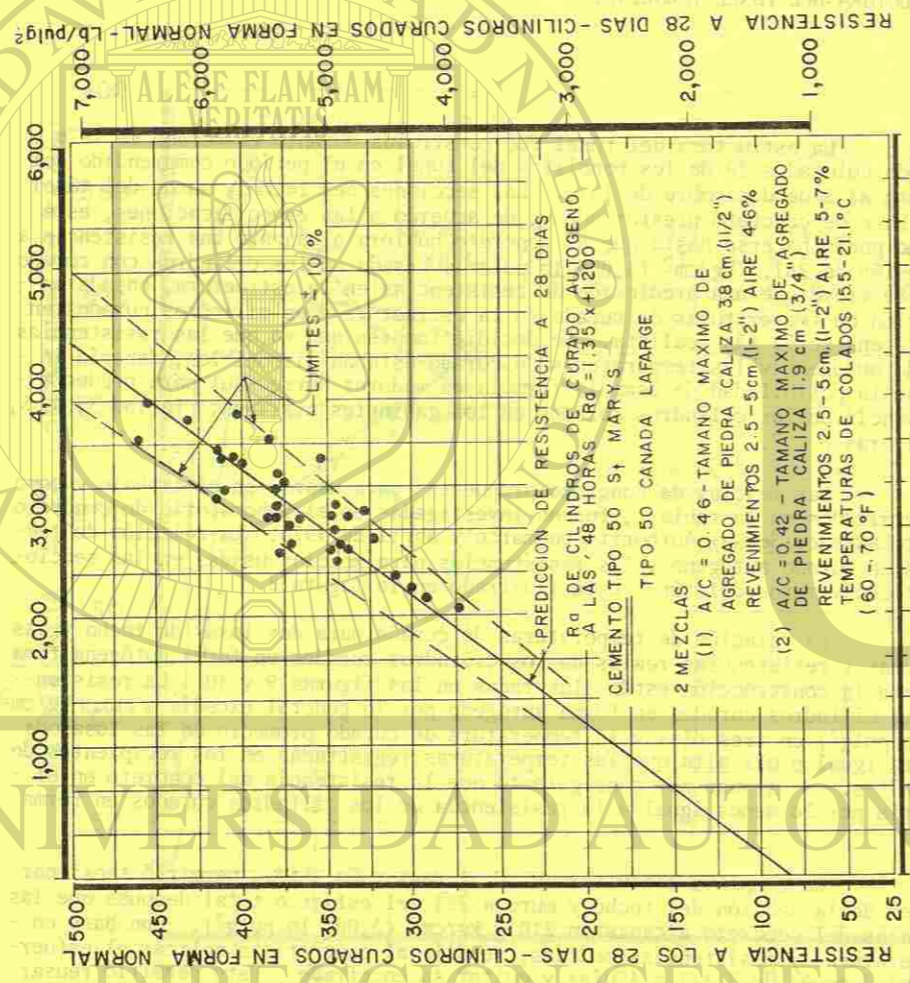
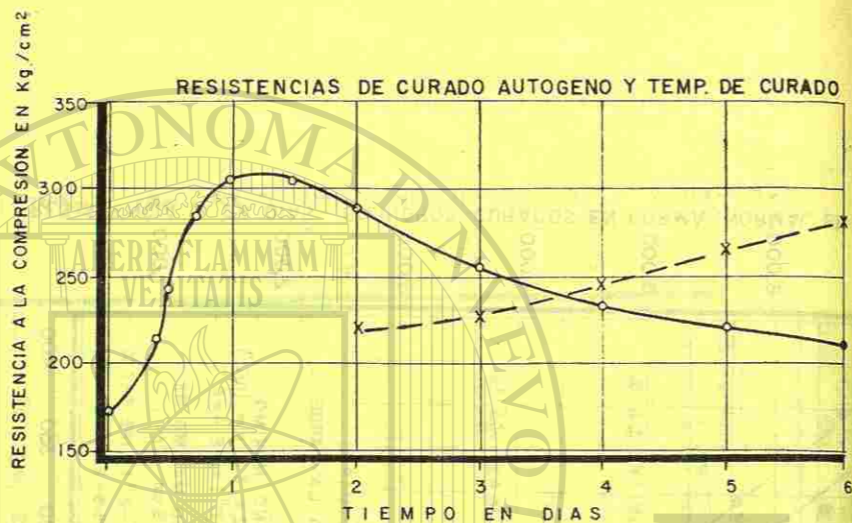


FIG. 7.- CONTRATO 981 - RESUMEN DE PREDICCIÓN DE RESISTENCIA 28 DIAS = 0.73



CONTRATO 981 - 1.9 cm. (3/4"), 5000 V
A/C = 0.42 (MEZCLA DE LA LOSA DE TECHO)

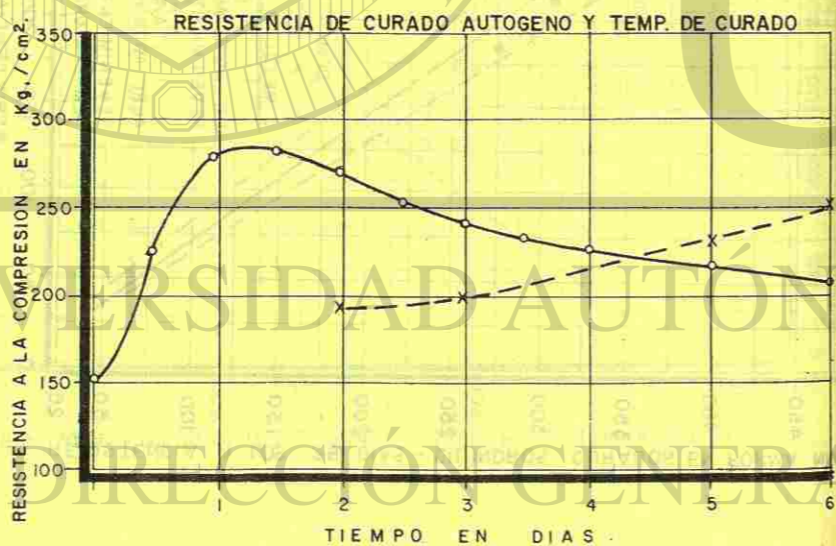


FIG. 8.- CONTRATO 981 - 3.8 cm. (1-1/2"), 5000 V
A/C = 0.46 (MEZCLA DE MUROS)

TABLA 3

COMPARACION DE RESISTENCIAS A LOS 28 DIAS-CONTRATO 981-LOSAS DEL TUNEL.
(i) Predicho por cilindros de curado autógeno a las 48 Hrs.
(ii) Predicho por cilindros de curado standard a los 7 días.
Relación A/C = 0.46 - Cemento tipo 50 - Agregado de 3.8 cm (1 1/2 pulg)

Prueba No.	Cilindros de curado autógeno. Prueba a las 48 Hrs. X	Cilindros de curado standard		Ra = 1.35x+1200	7D .73	Variancia	
		7 días	28 días			28D-Ra	28D-.73
1	184	259	336	333	354	2.5	-18.6
2	192	271	325	343	371	-18.6	-46.8
3	224	251	372	387	344	-15.1	-27.8
4	198	283	371	352	388	19.0	17.6
5	195	249	350	348	340	1.8	9.5
6	152	189	380	290	259	-10.2	1.1
7	190	266	373	341	364	32.4	9.1
8	169	212	315	312	290	2.5	25.0
9	186	249	351	335	340	15.8	10.2
10	164	219	303	306	299	- 2.5	4.6
11	179	254	341	324	338	16.5	2.5
12	212	285	412	370	390	42.2	22.5

COMPARACION DE RESISTENCIAS A LOS 28 DIAS-CONTRATO 981-MUROS DEL TUNEL.
(i) Predicho por cilindros de curado autógeno a las 48 Hrs.
(ii) Predicho por cilindros de curado standard a los 7 días.
Relación A/C = 0.42 - cemento tipo 50 - Agregado de 1.9 cm (3/4 pulg)

1	211	259	342	370	354	-27.8	-12.3
2	234	316	402	399	433	2.5	-31.3
3	210	250	351	369	342	-17.9	8.1
4	203	259	368	359	354	9.1	13.4
5	203	241	379	357	331	22.2	48.9
6	239	281	410	406	385	4.6	25.7
7	218	264	405	378	361	27.8	44.0
8	249	373	458	419	512	38.7	-54.2
9	261	276	425	436	378	-10.6	47.1
10	201	256	386	357	352	29.2	34.1
11	184	256	384	332	352	51.7	32.0
12	237	296	404	404	405	0.4	- 1.1
13	244	293	415	413	402	2.5	13.7
14	230	278	381	395	381	-13.7	- 0.4
15	265	323	402	442	444	-40.1	-42.2
16	211	281	378	369	385	9.1	- 7.0
17	203	261	331	359	357	-27.8	-26.3
18	205	246	328	360	337	-31.7	- 8.4
19	274	321	455	453	440	2.1	15.5
20	240	249	352	408	340	-55.9	11.6
21	222	264	373	383	385	- 9.5	-11.6
22	249	281	385	419	385	-34.5	- 0.7
23	189	264	338	340	361	- 1.4	-23.2

NOTA: Todos los resultados de las pruebas a las 48 horas y los 28 días son el promedio de dos cilindros. Los resultados de las pruebas de 7 días representan la resistencia de un solo cilindro.

TABLA 4
PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Contrato: 981
Localización: Techo D-2
Mezcla: 981-5000 - 3/4V, 0.42
Fecha: Sept. 1, 1970, 0900 Hs.
Norma 585

Se supone no se adquiere resistencia en 0-12 horas
Cálculos basados en la temperatura de la parte superior de la losa de techo.

Fecha	Tiempo transcurrido (horas)	Temp. en la Estructura (°C)	C ₁ Promedio (°F)	Temp. (°C)	t ₁ Intervalo de tiempo (días)	$\frac{(C_1 + 10)}{(C_2 + 10)}$ t ₁ =	Tiempo de curado equivalente, t ₂ valente.	Resistencia predicha
Sept. 1	0	-	-	-	1/2	-	-	-
	12	43.3	-	43.3	1/2	53.3/32.8x1/2	0.81	63.29
	24	43.3	-	45.0	1/4	55/32.8x1/4	0.42	1.23
	30	46.7	-	44.2	3/4	54.2/32.8x3/4	1.24	2.47
	48	41.7	-	39.7	1/2	49.7/32.8x1/2	0.76	3.23
	60	37.8	-	37.0	1/2	47/32.8x1/2	0.72	3.95
	72	36.1	-	33.3	4	43.3/32.8x4	5.28	9.23
	168	30.6	-	29.5	3	39.5/32.8 x 3	3.61	12.84
	240	28.3	-	-	-	-	-	318.57

TABLA 5
PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Contrato: 981
Localización: Techo D-2
Mezcla 981 - 3/4 - 5000 V, Relación A/C = 0.42
Fecha: Sept. 1, 1970, 1545 H.

Se supone no se adquiere resistencia en 0-12 horas.
Cálculos basados en la temperatura en las cajas de curado autógeno.

Fecha	Tiempo transcurrido (horas)	Temp. en la Estructura (°C)	C ₁ Promedio (°F)	Temp. (°C)	t ₁ Intervalo de tiempo (días)	$\frac{(C_1 + 10)}{(C_2 + 10)}$ t ₁ =	Tiempo de curado equivalente, t ₂ valente.	Resistencia predicha
Sept. 1	0	16.7	-	-	1/2	-	-	-
	12	33.3	-	38.3	1/2	48.3/32.8 x .5	0.74	35.16
	24	43.3	-	42.2	1/2	52.2/32.8 x .5	0.79	144.16
	36	41.1	-	40.0	1/2	50.0/32.8 x .5	0.76	176.51
	48	38.9	-	37.8	1	47.8/32.8 x 1	1.46	221.52
	72	36.7	-	35.6	1	45.6/32.8 x 1	1.39	248.95
	96	34.4	-	-	-	-	-	-



TABLA 6
PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Contrato: 981
Localización: Techo C-3
Mezcla: 981-5000-3/4 V A/C = 0.42
Fecha: Agosto 20, 1970, 1100 horas.

Se supone no se adquiere resistencia de 0 - 12 horas.
Cálculos basados en temperaturas localizadas 10 cm (4 pulg) abajo de la parte superior de la losa de techo C-3.

Fecha	Tiempo transcurrido (horas)	Temp. en la Estructura (°C)	Temp. Promedio (°F)	C ₁	Temp. (°C)	t ₁ Intervalo de tiempo (días)	$\frac{(C_1 + 10)}{(C_2 + 10)}$	t ₁ = t ₂	Tiempo de curado equivalente, t ₂	Resistencia predicha
Agosto 20	0	-	-	-	-	1/2	-	-	-	-
	12	33.3			34.7	1/2	44.7/32.8 x .5	0.68	0.7	42.13 (1)
	24	36.1			37.0	1/2	47.0/32.8 x .5	0.72	1.4	126.58
	36	37.8			36.7	1/2	46.7/32.8 x .5	0.71	2.1	172.29 (2)
	48	35.6			35.3	1/2	45.3/32.8 x .5	0.69	2.8	195.39
	60	35.0			33.9	1/2	43.9/32.8 x .5	0.67	3.5	218.00 (3)
	72	32.8			32.0	1	42.0/32.8 x 1	1.28	4.8	242.62 (4)

TABLA 7
PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Contrato: 981
Localización: Cilindros de curado autógeno, Losa de techo C-3
Mezcla: 5000 - 3/4 V A/C = 0.42
Fecha: Agosto 20, 1970, 1100 Horas.

Se supone no se adquiere resistencia de 0 - 12 horas.
Cálculos basados en temperaturas localizadas en el interior de los recipientes.

Fecha	Tiempo transcurrido (horas)	Temp. en la Estructura (°C)	Temp. Promedio (°F)	C ₁	Temp. (°C)	t ₁ Intervalo de tiempo (días)	$\frac{(C_1 + 10)}{(C_2 + 10)}$	t ₁ = t ₂	Tiempo de curado equivalente, t ₂	Resistencia predicha
Agosto 20	0	23.3			-	-	-	-	-	-
	12	33.3			35.6	1/2	45.6/32.8 x .5	0.70	0.70	49.25
	24	37.8			38.3	1/2	48.3/32.8 x .5	0.73	1.4	126.58
	36	38.9			36.1	1/2	46.1/32.8 x .5	0.70	2.1	172.29
	48	34.4			33.1	1	43.1/32.8 x 1	1.31	3.4	210.97
	72	31.7			30.3	1	40.3/32.8 x 1	1.23	4.6	242.62
	96	28.9			27.8	2	37.8/32.8 x 2	2.31	7.0	277.78
	144	26.7								



Las predicciones de resistencia usando esta fórmula pudieron probablemente haber sido perfeccionadas y hechas más precisas cambiando la fórmula para adaptarla a la curva de resistencia del concreto; sin embargo, esto no se intentó durante el curso de este contrato. Las resistencias predichas de los cilindros curados autógenamente usando sin ninguna modificación la relación de madurez Nurse Saul, están ilustradas en las figuras 9 y 10.

La resistencia obtenida a diversas edades con cilindros curados en forma normal se muestran en la Fig. 10.

V.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.

El ensaye de curado autógeno, como se describe en C.S.A. Standard A 23.2, A 23.2.26, Cláusula 2.2, es un medio útil de predecir las resistencias del concreto a los 28 días. La prueba se presta muy bien para proyectos donde el laboratorio principal de pruebas está ubicado en el centro, y un gran número de estructuras relativamente pequeñas, se localizan a distancias que pueden cubrirse en pocas horas. Los cilindros pueden ser convenientemente almacenados o guardados en el lugar en sus recipientes aislados a temperaturas de 15.5°C (60°F) a 26.7°C (80°F) para las primeras 12 a 16 horas, y luego transportados al laboratorio central para la prueba a las 48 horas.

La secuencia de temperatura y resistencia a la compresión de los cilindros curados autógenamente, puede usarse para calcular la primera resistencia del concreto en la estructura cuando los registros de temperatura de ambos están disponibles, y no se aplican al concreto en el lugar fuentes de calor externo para elevar las temperaturas del curado.

La fórmula de madurez Nurse Saul provee un cálculo conservador de la resistencia del concreto en las primeras edades (hasta 4 días) para el concreto que alcanza temperaturas máximas de 37.8°C (100°F) a 43.3°C (110°F) en un lapso de 24 a 30 horas.

La inclusión de cláusulas apropiadas en el contrato sobre temperaturas de concreto, a las cuales se hiciera posible el descimbrado de vigas, losas y apuntalamiento proporciona al contratista un poderoso incentivo para mantener temperaturas de curado adecuadas.

Se cree que la estimación de la resistencia en el lugar de losas de concreto o sección de viga, donde son aplicadas fuentes de calor externo para ayudar al curado, sería potencialmente peligroso usando el registro de temperatura y resistencia de cilindros curados autógenamente, o la función de madurez Nurse Saul, a menos que se asegurara que se añadió la cantidad adecuada de cemento a cada revoltura de concreto colocado en la estructura. En otras palabras, uno debe estar seguro que la elevación de temperatura en el concreto es producido por el calor resultante de la hidratación del cemento y no proveniente de fuentes externas.

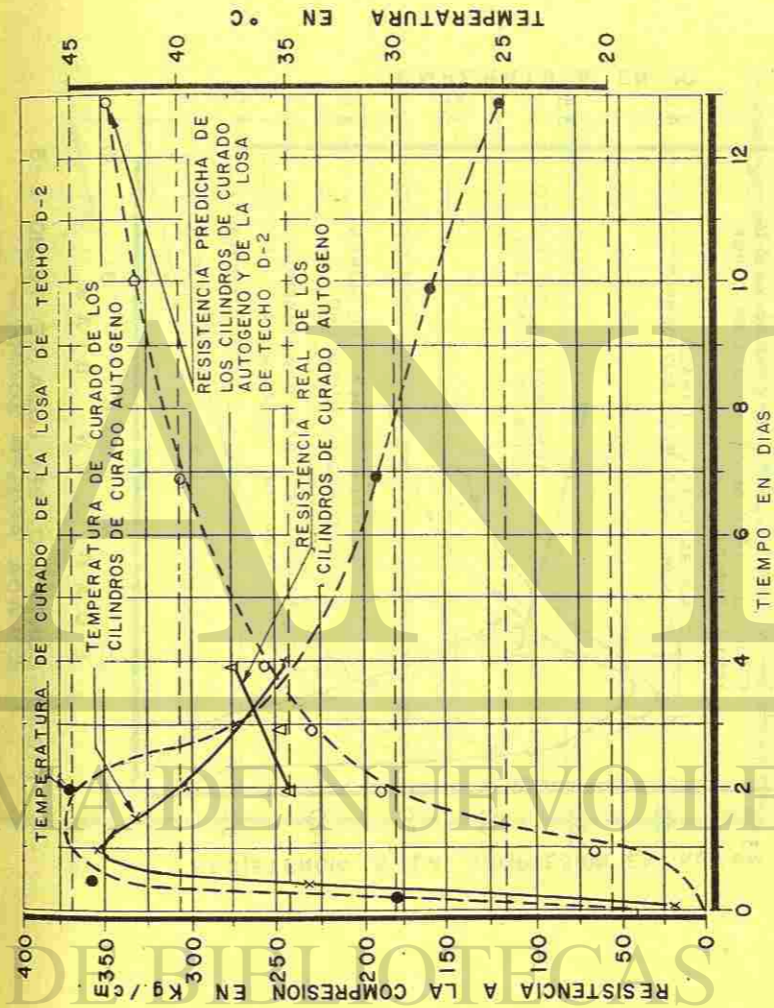


FIG. 9.- CONTRATO 981 - LOSA DE TECHO D-2 COLADA SEPT. 1-70
MEZCLA - 1.9 c.m. (3/4") - 5000 V - A/C. = 0.42
CEMENTO = 347.4 Kg./m³. (585 LIBRAS/YARDA CÚBICA)

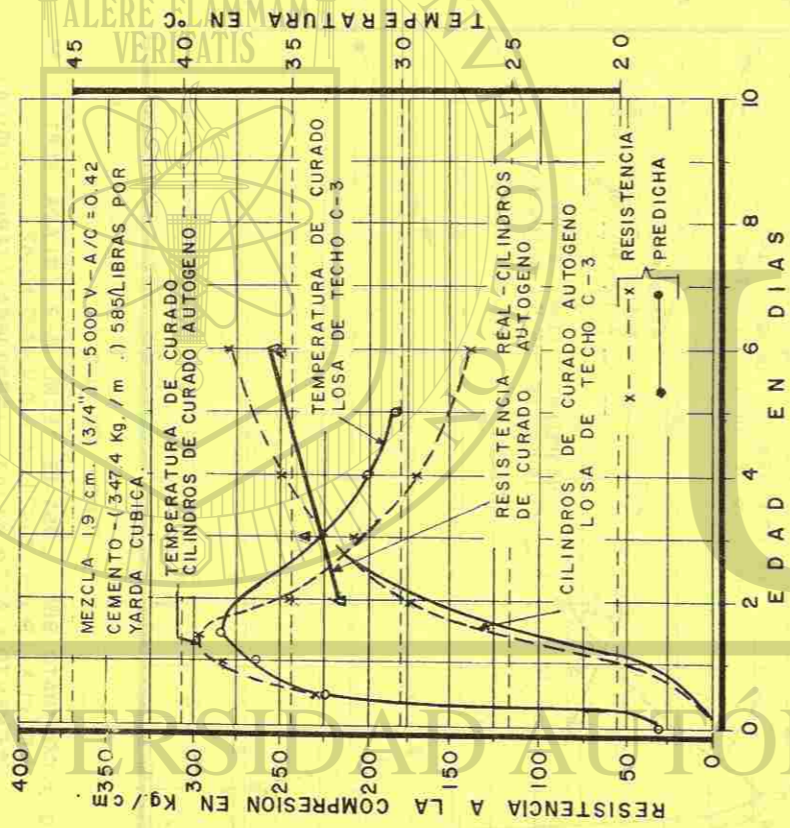


FIG. 10.-CONTRATO 981 LOSA DE TECHO C-3 COLADA AGOSTO 20/70.

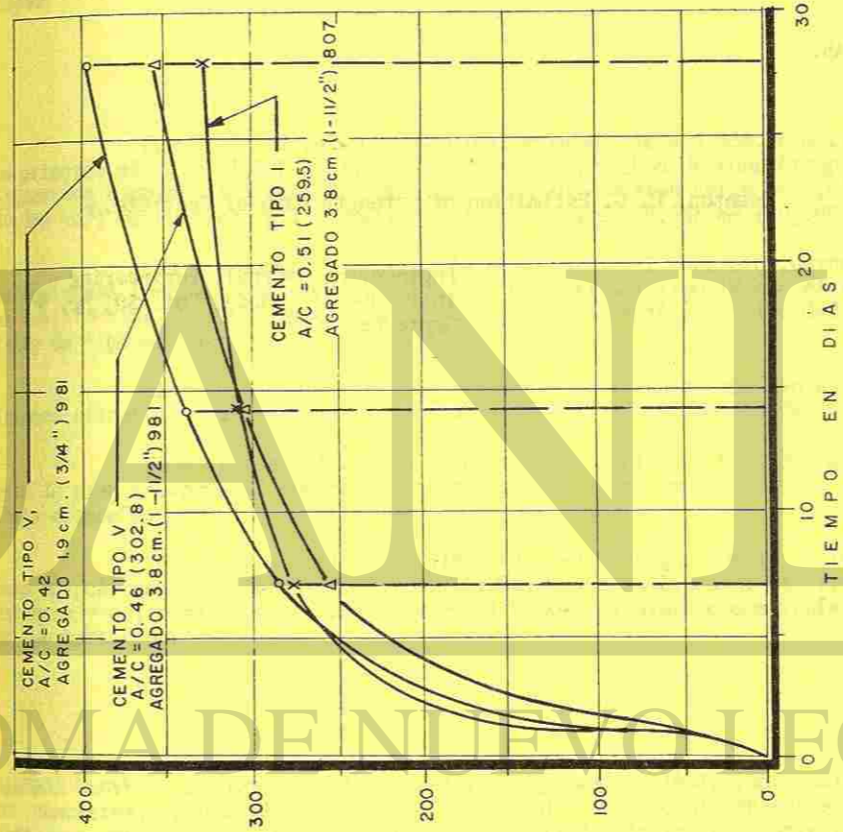


FIG. 11.-CONTRATO 981 Y 807 CURVAS DE RESISTENCIA PROMEDIO - CILINDROS DE CURADO NORMAL

RECONOCIMIENTO.

El autor agradece a The St. Lawrence Seaway Authority el haber permitido la publicación de este escrito. Igualmente agradece la colaboración otorgada por Mr. R. A. Franks, Ingeniero en Concreto, y al grupo de personas responsables del control del concreto durante la construcción de The Welland Channel By - Pass.

REFERENCIAS.

Swenson, E. G. Estimation of Strength Gain of Concrete.

Engineering Journal, Engineering Institute of Canada, Vol. 50, No. 9 September 1967.

CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA PARA LA TORRE CN.

John A. Bickley*

RESUMEN

Cuando la torre CN se termine, ésta se elevará 550.16 m (1,805 pies). Los primeros 457.2 m (1,500 pies) de la torre están hechos de concreto post-tensado colados con cimbras deslizantes. Los cimientos se llevaron cerca de 7,645 m³ (10,000 yd³) de concreto y la superestructura cerca de 30,585 m³ (40,000 yd³).

Los problemas de generación de calor en el concreto fueron minimizados empleando concreto con cemento tipo IV y mezclas del tipo IV con el tipo I, altas resistencias fueron logradas en el lugar, y se alcanzó una velocidad de deslizamiento de cimbras hasta de 7.32 m/día (24 pies/día).

El colado con cimbras deslizantes se llevó a cabo con éxito en condiciones climatológicas extremas desde julio de 1973 hasta febrero de 1974.

Todo se realizó con un alto grado de control. Esto produjo un concreto de gran uniformidad con resistencias mayores a las especificadas, pero con cierta economía.

Los ensayos acelerados llevados a cabo aseguraron la calidad de concreto después de 48 hr de ser mezclado. Probaron ser valiosos al confirmar la resistencia y uniformidad del concreto y en el valor psicológico que tenía para todos los que participaron.

PALABRAS CLAVE:- Ensaye acelerado; aditivos; agregados; inclusión de aire; cementos; concretos; lechadeado; efectos del calor en el concreto; concretos de alta resistencia; ensaye de materiales; control de calidad; cimbra deslizante y análisis estadístico. ®

* Vice-Presidente y Gerente General de la Cía. "Servicios de Ensaye para la Construcción", Toronto, Ontario, Canadá.

RECONOCIMIENTO.

El autor agradece a The St. Lawrence Seaway Authority el haber permitido la publicación de este escrito. Igualmente agradece la colaboración otorgada por Mr. R. A. Franks, Ingeniero en Concreto, y al grupo de personas responsable del control del concreto durante la construcción de The Welland Channel By - Pass.

REFERENCIAS.

Swenson, E. G. Estimation of Strength Gain of Concrete.

Engineering Journal, Engineering
Institute of Canada, Vol. 50, No. 9
September 1967.

CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO
DE ALTA RESISTENCIA PARA LA TORRE CN.

John A. Bickley*

RESUMEN

Cuando la torre CN se termine, ésta se elevará 550.16 m (1,805 pies). Los primeros 457.2 m (1,500 pies) de la torre están hechos de concreto post-tensado colados con cimbras deslizantes. Los cimientos se llevaron cerca de 7,645 m³ (10,000 yd³) de concreto y la superestructura cerca de 30,585 m³ (40,000 yd³).

Los problemas de generación de calor en el concreto fueron minimizados empleando concreto con cemento tipo IV y mezclas del tipo IV con el tipo I, altas resistencias fueron logradas en el lugar, y se alcanzó una velocidad de deslizamiento de cimbras hasta de 7.32 m/día (24 pies/día).

El colado con cimbras deslizantes se llevó a cabo con éxito en condiciones climatológicas extremas desde julio de 1973 hasta febrero de 1974.

Todo se realizó con un alto grado de control. Esto produjo un concreto de gran uniformidad con resistencias mayores a las especificadas, pero con cierta economía.

Los ensayos acelerados llevados a cabo aseguraron la calidad de concreto después de 48 hr de ser mezclado. Probaron ser valiosos al confirmar la resistencia y uniformidad del concreto y en el valor psicológico que tenía para todos los que participaron.

PALABRAS CLAVE:- Ensaye acelerado; aditivos; agregados; inclusión de aire; cementos; concretos; lechadeado; efectos del calor en el concreto; concretos de alta resistencia; ensaye de materiales; control de calidad; cimbra deslizante y análisis estadístico. ®

* Vice-Presidente y Gerente General de la Cía. "Servicios de Ensaye para la Construcción", Toronto, Ontario, Canadá.

ALGUNOS ASPECTOS DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO
EN LA CONSTRUCCION DE LA TORRE C.N.

La Torre CN tendrá una altura de 550.3 mts (1,805 pies) una vez terminada. Los primeros 457 mts (1,500 pies) son de concreto post-tensado y colada con cimbra deslizante.

La cimentación consta de un volumen de 7,600 m³ (10,000 yd³) de concreto, y la super estructura, colada con cimbra deslizante, un volumen de 30,500 (40,000 yd³) de concreto.

En el verano de 1969, fuimos solicitados para preparar un reporte sobre los problemas de Tecnología del concreto que pudieran presentarse en la construcción de esta torre. Los objetivos a cubrir serían: materiales, diseño de las mezclas, producción del concreto y transportación vertical del concreto.

Se propuso "deslizar" los tubos y puentes de esta estructura durante un período aproximado de siete meses, de marzo a septiembre de 1970.

Era necesario durante 24 horas al día, cinco días a la semana "estregar" a la cimbra un concreto con características uniformes tanto de plasticidad como de fraguado, y bajo cualquier condición ambiental.

Aún más, dicho concreto habría de ser de una alta resistencia, contener aire incluido, proporcionar un acabado arquitectónico aceptable y de ser estable de color brillante.

Aun cuando la técnica de la cimbra deslizante está bien establecida en este caso, dado la altura y duración del "deslizamiento" poco usuales, se requería de un mayor grado de confianza en la obra, para todos los aspectos del proyecto.

Por una variedad de razones hubo un retraso de 3 1/2 años para iniciar la construcción, y durante este tiempo el diseño de la torre sufrió un cambio fundamental; de tres columnas circulares unidas por puentes horizontales se cambió a una sola columna con tres aletas en forma de huso como se muestra en la fotografía. Este cambio en el diseño introdujo nuevos problemas con respecto al concreto. La restricción existente en la base y su probabilidad de falla constituían una gran preocupación, así como el voluminoso muro extremo para las tres aletas, el cual constituía un foco de atención como un área de posibles problemas debido a los efectos del calor de hidratación sobre la resistencia del concreto en el lugar.

ENSAYES INICIALES DE LABORATORIO.

En vista de lo anterior se decidió considerar el uso de cemento bajo calor y se procedió a llevar a cabo un programa de ensaye de laboratorio para las dos marcas de cemento tipo IV de que se dispone en Toronto. Además, se decidió especificar el f'c a 90 días en lugar de 28 para tratar de reducir el contenido de cemento.

La tabla I nos proporciona los datos de ensaye.

TABLA I

RESULTADOS DE ENSAYE CON CEMENTO TIPO IV

Fábrica de Cemento	1	2	1	2
Contenido de Cemento (kg/m ³)	330	330	420	420
Revenimiento (cm)	10	12	10	11
Peso Unitario (kg/m ³)	2348	2351	2329	2346
Contenido de Aire (%)	6.5	6.2	5.7	6.3
Resistencia a la Compresión Promedio (kg/cm ²)				
a 7 días	275	270	369	335
a 28 días	356	380	447	430
a 91 días	471	423	512	488

Las relaciones resistencia-tiempo-contenido de cemento fueron excelentes para ambos cementos.

Estas mezclas mostraron además buenas características de calor durante la hidratación, tal y como se esperaba.

DISEÑO DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO.

Los parámetros tales como tipo y tamaño de agregado, docilidad y contenido de aire fueron especificados. El diseño de la mezcla para la superestructura tenía que hacerse con un criterio de sobre-diseño que asegurara que no más de 1 en 100 resultados cayeran por debajo de 0.85 f'c.

Durante el período de la construcción de la cimentación se efectuaron ensayos a escala natural en el campo de las mezclas propuestas para la superestructura.

PLANTA DE CONCRETO.

Fue establecida una planta de concreto en el lugar con el único propósito de abastecer el concreto para la superestructura. Sus características fueron:

ron especificadas en detalle y sujetas a la aprobación de los ingenieros antes otorgar el contrato.

PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD.

Se estableció un Laboratorio de Campo anexo a la Planta de Concreto manejado por seis técnicos trabajando durante las 24 horas en turnos ligeramente empalmados.

El laboratorio se equipó en lo que concierne a curado, recapeado ensaye a compresión de los especímenes, determinaciones de contenido de humedad ensayos acelerados, granulometrías e impurezas de los agregados.

Los técnicos verificaban:

- Contenido de humedad de los agregados.
- Granulometría de los agregados.
- Limpieza de los agregados.
- Almacenamiento de agregados en depósitos y tolvas.
- Dosificación.
- Revenimiento.
- Contenido de aire.
- Resistencia a la compresión.

a).- a 48 horas, empleando el ensaye acelerado autógeno desarrollado por Smith y Tiede.

b).- a 7, 28 y 90 días después de curado estándar con niebla.

Se llevaba récord de dosificación de aditivos, temperatura y condiciones atmosféricas.

Los resultados de los ensayos con curado acelerado y estándar se analizaban y reportaban continuamente con nuestra evaluación y recomendación.

Se tomaba una serie de especímenes de ensaye por cada 56.5 m³ (1500 pies³) de concreto.

PROGRAMA ACELERADO PARA EL CONCRETO DE LA CIMENTACION.

Con objeto de encontrar un tiempo de duración menor para la colocación de las cimentaciones, el contratista propuso colar las cimentaciones en partes de 1.80 m (6 pies) de espesor, cuando menos semanalmente.

Para determinar los efectos de este programa de colado con respecto

a la generación de calor, llevamos adelante un análisis matemático basado en los siguientes conceptos:

Temperatura de la roca.	10°C	(50°F)
Temperatura del concreto en la entrega.	16°C	(60°F)
Temperatura ambiental promedio de Abril.	12°C	(53°F)
Cemento.	Tipo IV con un calor de hidratación de 60 calorías por gramo a 7 días.	
Contenido de cemento.	190 kg/m ³ (350 lb/yd ³).	

Los cálculos fueron efectuados empleando dos métodos diferentes; el de Schmidt y el de Carlson. Abajo en la Fig. 1 aparece una gráfica del segundo método. Ambos métodos fueron substancialmente concordantes.



FIG. 1



Nuestros resultados fueron los siguientes:

Máxima fluctuación de temperatura 16.6°C (30°F) ocurriendo a 0.6 (2 pies) a partir del fondo de la 3a. capa de 1.80 m (6 pies), después de los 4 días de colada esta tercer capa.

Gradiente máximo 27°C/m (15°F/pies) cerca de la cara superior de la capa durante los primeros dos días posteriores al colado.

La máxima temperatura alcanzada se comparó favorablemente con la práctica de concreto de grandes masas empleada en presas no-reforzadas y el gradiente de temperatura no fue del todo severo. Se concluyó que cualquier grieta que pudiera presentarse, sería superficial y poco profunda y aparecería en la superficie de cada capa.

En nuestros cálculos no se consideraron los espacios vacíos de la cimentación, de ahí que fueran más conservadores.

Nosotros propusimos especificar curado con niebla en cada colado durante todo el período transcurrido entre colados para abatir la máxima temperatura alcanzada y asimismo disminuir la tendencia al agrietamiento provocado por la tracción de secado.

Asimismo propusimos instrumentar cada colado con termopares con el fin de que:

- (a) Los colados subsiguientes pudieran vaciarse a temperaturas más bajas empleando hielo al ser necesario. Esto representó un aspecto de seguridad adicional.
- (b) Los esfuerzos finales de la cimentación pudieran referenciarse a su temperatura, de ser necesario.

La localización de los termopares en los colados de la cimentación se muestran en la Fig. 2.

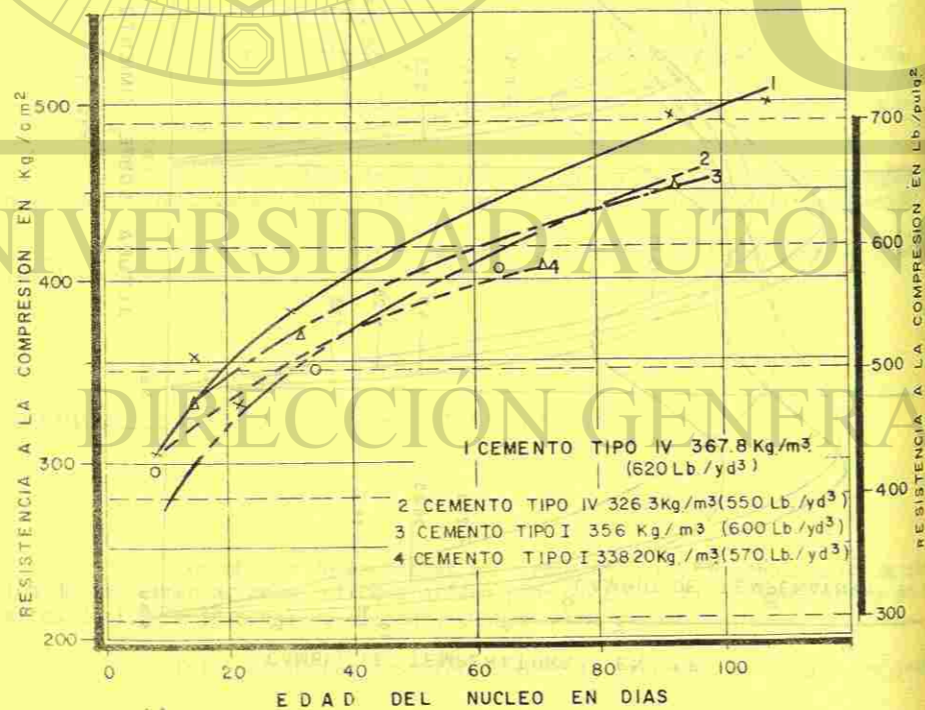


FIG. 2

Las características de temperatura de la masa de concreto colada fueron muy aceptables y cerca de las predichas.

INVESTIGACIONES SOBRE LA LECHADA DE CEMENTO.

Fue construida una torre de 60 m (200 pies) de alto y los ductos del tipo empleado en la torre se fijaron a ésta. Se bombearon varias lechadas de cemento en capas de 30 m (100 pies) para determinar una mezcla satisfactoria y para checar las presiones de la lechada.

Fue relleno con lechada un gran bloque de ensaye, al cual se le aplicó un post-tensado, con la mezcla propuesta a la máxima presión que probablemente iba a aplicarse. La medición de las deformaciones y las grietas en la superficie arrojaron los datos necesarios para el diseño final del refuerzo.

Se encontró que la mejor lechada de cemento para una capa de 60 m (100 pies) de altura resultó ser uno de cemento puro con una relación agua-cemento de 0.50 y sin aditivo.

CONCRETO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Debido al uso de concreto con cemento tipo IV en una estructura con cimbra deslizante, era necesaria una investigación. Aunado a esto, la resistencia del concreto "in situ" en los muros extremos (de las aletas), concreto masivo altamente esforzado, constituyó un factor importante para desarrollar mezclas técnicamente adecuadas.

Parecía completamente idóneo que mientras que el uso de cemento tipo IV era adecuado en la parte inferior de la torre donde estaba planeada una velocidad baja de deslizamiento de la cimbra, y los problemas de calor y restricción serían máximos, era necesario el uso de cemento tipo I para el "tronco" de la torre.

PERIODO DE PRE-CONSTRUCCION.

Como resultado de las discusiones con representantes del Ontario Hydro y otros con amplia experiencia en el campo del cemento tipo IV, se identi-

caron un número de áreas que requerían investigación exhaustiva.

Estas incluían:

- a) Efecto del uso de aditivo retardante.
- b) Problemas de calor como una relación de la restricción de la expansión y problemas de grietas.
- c) Tiempos de fraguado a temperaturas ambiente y del concreto a 18°C (65°F) y menores.
- d) Efecto de las bajas resistencias tempranas sobre el soporte de la cimbra deslizante.
- e) Características de flujo a edades tempranas del concreto con cemento tipo IV, las cuales influirían en el post-tensado.
- f) Efecto en el color debido a un cambio subsecuente a cemento tipo I.

ENSAYES DETALLADOS DE LABORATORIO.

Se hizo necesario considerar todos esos aspectos por lo que se procedió a efectuar un número de investigaciones.

Tiempos de fraguado y desarrollo de la resistencia a edades tempranas.

Para asegurarnos de que las características de fraguado y el desarrollo de resistencias a edades tempranas del concreto con cemento tipo IV, fueran adecuadas para la cimbra deslizante, fueron efectuadas cuatro mezclas de concreto, dos con cada uno de los cementos de bajo calor disponibles.

Fueron usadas dosis estándar de aditivo reductor de agua, uno retardante y otro no-retardante.

Proporciones de la mezcla	kg/m ³	lb/yd ³
Cemento	330	550
Agua	127 - 143	212 - 238
Caliza 1.9 cm (3/4")	1080	1800
Arena	845	1410

Se checó la temperatura de un cilindro de cada mezcla; desde el momento de colarlo hasta el fraguado final. Las curvas de tiempo de fraguado resultaron como aparece en la Fig. 3.

Se encontró que la resistencia temprana del concreto con cemento tipo IV era adecuada para soportar la cimbra deslizante.

Los tiempos de fraguado a temperaturas abajo de 21°C (70°F) no se consideraron excesivos para la velocidad de deslizamiento de 10 a 15 cm (4" a 6")

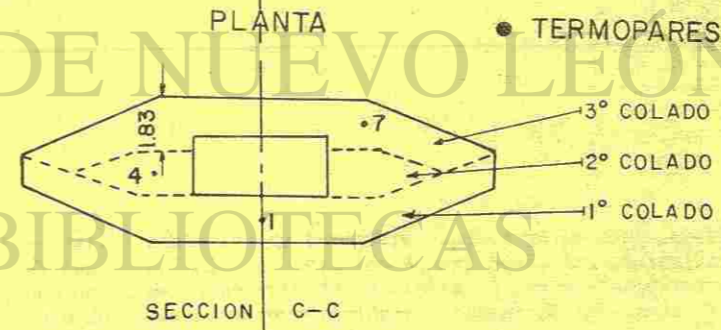
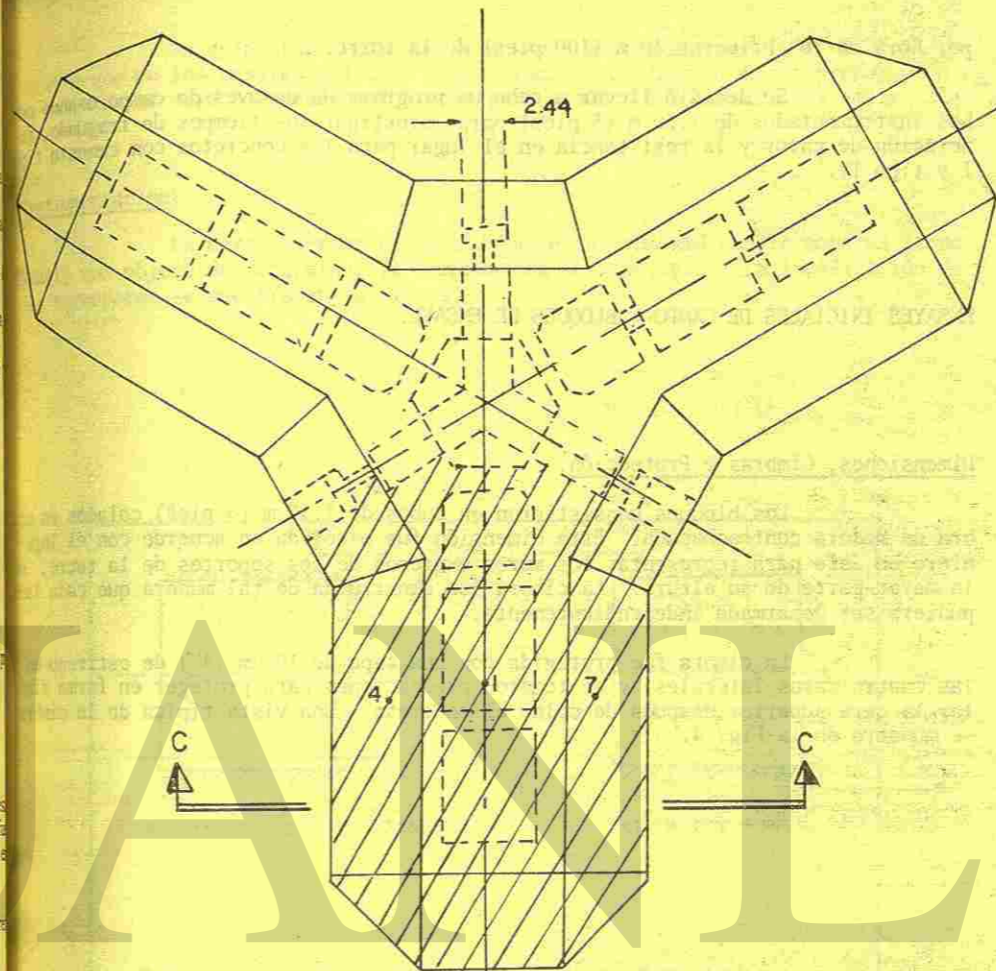


FIG.3-SECUENCIA DE COLADO

por hora en los primeros 30 m (100 pies) de la torre.

Se decidió llevar a cabo un programa de ensayos de campo usando bloques instrumentados de 1.50 m (5 pies) para investigar los tiempos de fraguado, generación de calor y la resistencia en el lugar para los concretos con cemento I y tipo IV.

ENSAYES INICIALES DE CAMPO - BLOQUES DE ENSAYE.

Dimensiones, Cimbras y Protección.

Los bloques consistieron en cubos de 1.50 m (5 pies) colados en cimbra de madera contrachapada. Esta dimensión fue escogida en acuerdo con el ingeniero en Jefe para representar los muros extremos de los soportes de la torre, la mayor parte de su altura. La cimbra fue construida de tal manera que cada uno pudiera ser desarmado independientemente.

La cimbra fue protegida con una capa de 10 cm (4") de estireno en las cuatro caras laterales, y se tomaron precauciones para proteger en forma similar la cara superior después de colar el concreto. Una vista típica de la cimbra se muestra en la Fig. 4.

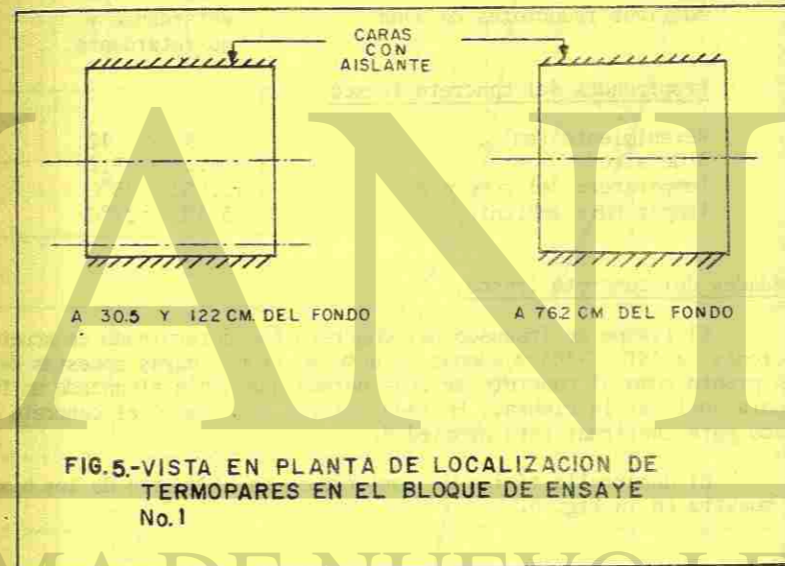
Figura 4

CONSTRUCCION DE LA TORRE CN

Se colocaron 6 bloques de ensayos exactamente en la misma forma --- excepto que en los ensayos del 2 al 6 los bloques se elaboraron con preparación para calentar el aire alrededor del bloque para simular las condiciones ambientales del verano.

Instrumentación.

La cara interior de la cimbra se instrumentó con termopares (tipo WZ4T) con objeto de determinar la temperatura del concreto. La localización de los termopares se muestra en la Fig. 5.



Las tres series centrales de termopares indicaban la distribución de temperatura desde el centro del bloque hacia las superficies, las cuales serían expuestas más tarde, debido al deslizamiento de la cimbra, y las series exteriores indicaban cualquier flujo de calor, que tuviera lugar a través de las caras protegidas durante el período de ensaye.

Habiendo obtenido los rangos de flujo de calor, se redujo el número de termopares en los bloques 2 al 6.

Mezclas de Concreto.

1.- Proporciónamiento de las mezclas.

Los proporciónamientos de las mezclas usadas en los bloques de yes son mostradas abajo en la Tabla 2.

TABLA 2

MEZCLAS DE ENSAYE PARA DETERMINACION DE TIEMPOS DE FRAGUADO

	kg/m ³
Cemento tipo IV	330 - 370
Cemento tipo I	340 - 360
Árena	720 - 780
Caliza triturada 1.9 cm (3/4 pulg)	1140 - 1170
Agua	150 - 168
Aditivos reductores de agua	Retardante y no-retardante
Propiedades del concreto fresco	
Revenimiento (cm)	9 - 12
% de aire	4.2 - 5.2
Temperatura del concreto	15.5°C - 25°C
Temperatura ambiente	3.3°C - 27°C

2.- Propiedades del concreto fresco.

El tiempo de fraguado del concreto fue determinado de acuerdo a recomendaciones de ASTM C-403 y además se desmoldaron 2 caras opuestas de cada bloque tan pronto como el concreto se consideraba que había alcanzado un fraguado adecuado para deslizar la cimbra. En cada ocasión se examinó el concreto desmoldado fresco para confirmar esta propiedad.

El desarrollo típico de temperatura en el centro de los bloques ensaye se muestra en la Fig. 6.

Efecto del calor en la resistencia a la compresión.

Fueron obtenidos y ensayados núcleos a varias edades para comparar la resistencia del concreto en el lugar con la resistencia de cilindros curados en forma estándar.

Debido a que los ensayos iniciales de núcleos de los bloques 2, 4, 7 y 8 días después de colados mostraron resistencias notablemente menores que los cilindros estándar, se planeó un mayor muestreo de núcleos en todos los bloques de ensaye. Los núcleos fueron extraídos tanto vertical como horizontalmente.

Los núcleos extraídos en forma vertical del centro de cada bloque fueron los que dieron los resultados más altos.

Subsecuentemente, todos los núcleos fueron extraídos verticalmente del centro de los bloques de ensaye.

Los datos de los ensayos de los núcleos para todos los bloques de

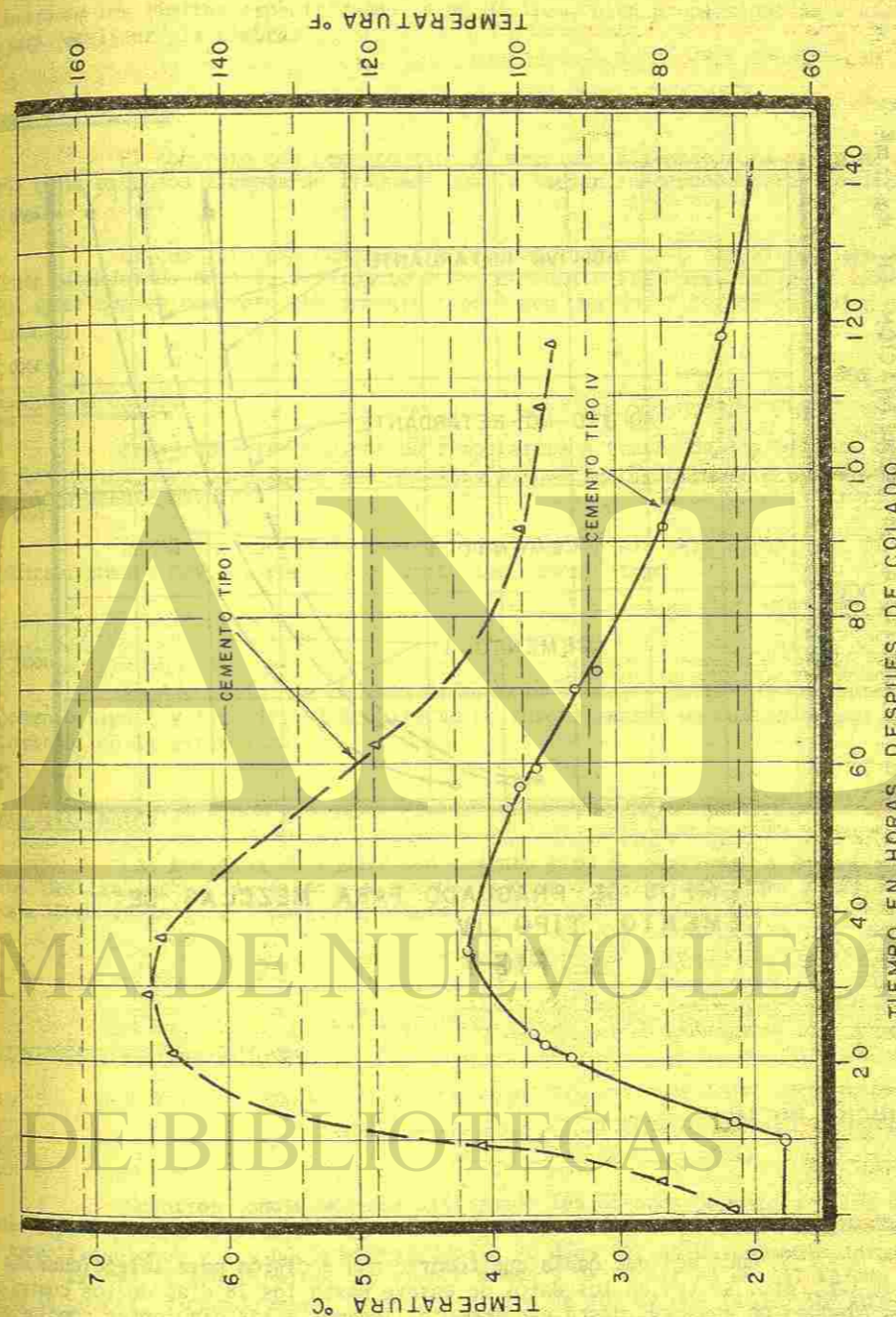
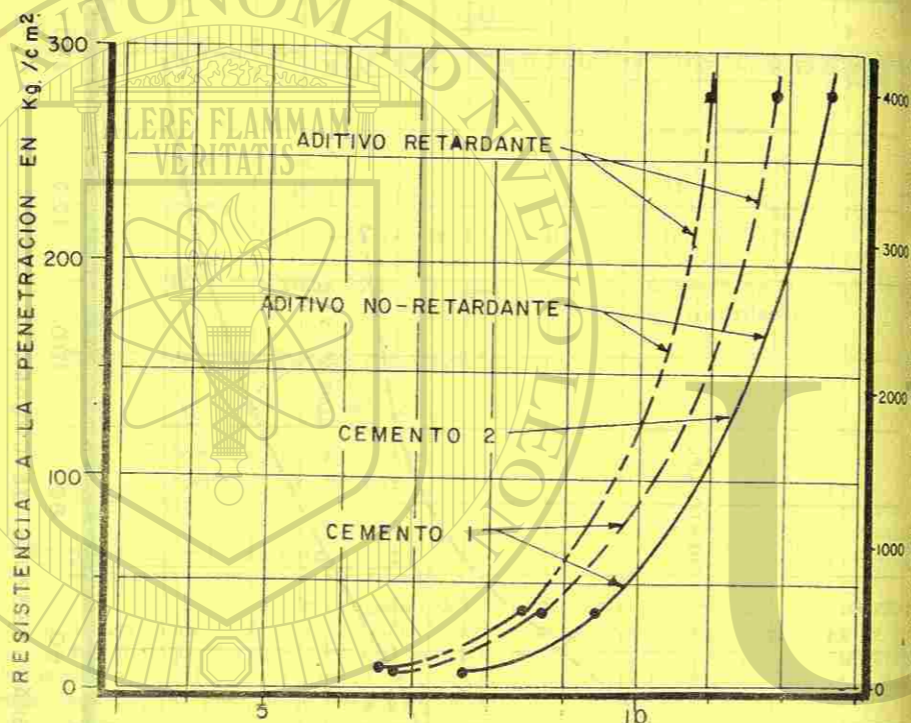


FIG. 6

ensaye se presentan en la Fig. 7.



TIEMPOS DE FRAGUADO PARA MEZCLAS DE
CEMENTO TIPO IV
FIG. 7

EVALUACION INICIAL.

Cada vez que había que tomarse una decisión para seleccionar una mezcla de concreto, se tenían los datos de ensaye hasta los 28 días de los cuatro primeros bloques de ensaye. Hasta ese momento llegamos a las siguientes conclusiones:

Propiedades del Concreto Fresco.

Todas las mezclas de ensaye tenían revenimientos y contenidos de aire dentro de los límites especificados, eran dóciles, bien proporcionadas y adecuadas para "deslizar" la cimbra.

Tiempos de Fraguado.

El concreto con cemento tipo IV mezclado a temperatura abajo de 21°C (70°F) tenía extensos tiempos de fraguado que lo hacían inadecuado para "deslizar" la cimbra.

El concreto con cemento tipo IV mezclado a 24°C (75°F) con una dosificación estándar de aditivo retardante o no-retardante era "deslizable" a las 5 horas, igual que el concreto con cemento tipo I con una dosificación estándar de retardante.

Generación de Calor.

Los gradientes máximos de temperatura a través de los bloques de ensaye fueron similares para todas las mezclas, siendo los del concreto con cemento tipo I ligeramente mayores.

La máxima temperatura alcanzada y la rapidez para alcanzarla fueron significativamente mayores para el concreto con cemento tipo I.

Color.

Aunque había una pequeña diferencia en color entre los concretos con cemento tipo I y tipo IV, el arquitecto no tuvo objeción en cuanto a usar ambos cements en la estructura.

Cimbra deslizando.

Las muestras de ensaye con cemento tipo IV mezcladas a 24°C (75°F) fueron "deslizables" a las 5 horas y adecuadas para deslizar la cimbra a más de 15 cm a 18 cm (6 pulg. a 7 pulg.) por hora.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Nosotros concluimos que utilizando los diseños de mezcla y los cementos tipo I y tipo IV propuestos, los ensayos de cilindros estándar excederían las especificaciones y los núcleos ensayados a 90 días darían un promedio aproximado de 373 kg/cm² (5,300 lb/pulg²), y cuando menos 9 de 10 arriba de 331 kg/cm² (4,700 lb/pulg²), y cuando menos 99 de 100 arriba de 303 kg/cm² (4,300 lb/pulg²). Estos valores excederían cerca de 10% los valores esperados en una estructura diseñada bajo los códigos existentes.

Nosotros recomendamos que el cemento tipo IV fuera usado en los pri

meros 30 m (100 pies) de la torre que era donde se presentaba la máxima restricción y donde se había planeado velocidades bajas de deslizamiento, y que el tipo I fuera usado arriba de ese nivel donde la velocidad de deslizamiento de la cimbra se había programado que fuera mayor.

El ingeniero estuvo de acuerdo en estas recomendaciones, sólo por razones estructurales decidió continuar con el uso de cemento tipo IV hasta donde fuera práctico.

ENSAYES DE CAMPO

Durante la semana anterior al inicio del colado con cimbra deslizante se hicieron varias revolturas de concreto en la planta dosificadora de la obra con varios tipos y dosificaciones de aditivos.

Las características más importantes fueron anotadas como se muestra abajo en la tabla 3.

TABLA 3

ENSAYES DE TIEMPO DE FRAGUADO - MEZCLAS DE CAMPO PARA ENSAYE

Cemento usado	Tipo IV
Cemento	kg/m ³ 572
Agua	156
Arena	1140
Grava 1.9 cm (3/4 pulg)	720

Aire (%)	4.7	5.4	4.5	4.5	5.5	6.1
Revenimiento (cm)	10	7	9	11	9	11
Aditivo reductor de agua, retardante (gr/saco cem)	-	98	95	126	126	154
Aditivo reductor de agua no retardante (gr/saco cem.)	64	-	-	-	-	-
Temp. del concreto (°C)	21.7	21.7	22.8	20.6	22.8	22.1
Temp. del aire (°C)	22.2	22.2	28.9	24.0	26.7	22.1
Tiempo de fraguado para alcanzar 2.1 kg/cm ²	4 horas	5 horas 20 min.	3 horas	5 horas	5 horas	6 horas 20 min.

El cemento tipo IV fue chequeado en cuanto a fraguado falso y se encontró que cumplió con los requerimientos ASTM C-150 para cemento tipo IV.

Una evaluación de los tiempos de fraguado obtenidos usando un

te retardante y reductor de agua, indicó que eran necesarias dosificaciones más altas para obtener un aumento significativo en el tiempo de fraguado. Dado que esto fue algo inesperado, los datos fueron presentados a comprobación con las compañías de cemento y aditivo involucrados y sobre la base de los datos, los resultados de los ensayos de campo fueron aceptados como válidos.

La velocidad de colado prevista para el primer día de construcción era muy lenta y de acuerdo con esto se escogió una dosificación de retardante igual a 175 gr/saco de cemento (5.5 onzas/100 lbs. de cemento). Durante las primeras horas de colado se presentaron una serie de problemas mecánicos en la Planta, y de manejo y colocación del concreto que originaron un avance mucho más lento que el previsto, por lo que la dosificación de retardante se incrementó a 202 gr/saco de cemento (6.5 onzas/100 lbs. de cemento). Una vez que el avance se mejoró, la dosificación se ajustó a 175 gr/saco de cemento (5.5 onzas/100 lbs. de cemento).

De hecho, con las dosificaciones escogidas se obtuvieron mayores tiempos de fraguado, ocurriendo algunas fuera de orden en los colados del fondo.

ENSAYES DE CAMPO FINALES.

Dado que los resultados de campo resultaron contrarios a los ensayos previos de campo, se efectuaron una serie adicional de ensayos para investigar el problema más a fondo. Al mismo tiempo como parte de una evaluación de los efectos del retardo inicial, se extrajeron núcleos de las áreas que resultaron fuera del retardo esperado, obteniéndose resistencias a los tres días de 196 kg/cm² (2,780 lb/pulg²) a 348 kg/cm² (4,940 lb/pulg²) comparados con la resistencia de 155 kg/cm² (2,200 lb/pulg²) obtenida a los 3 días en los ensayos de laboratorio con la misma mezcla.

Los ensayos posteriores de campo se diseñaron para simular, lo más cerca posible, los efectos de colados en capas delgadas y re-vibrando como ocurre en la práctica con cimbra deslizante.

Fueron colados 6 bloques de ensaye de 1.50 m (5 pies) de longitud, 45 cm (18 pulg) de ancho y 1.20 m (4 pies) de altura. El concreto se coló en capas de 15 cm (6 pulg) de espesor a intervalos de una hora y cada capa fue vibrada para simular la condición de campo, excepto que algunas capas fueron re-vibradas.

Se utilizó cemento tipo IV en 4 bloques de ensaye, cemento tipo I en un bloque y diferentes proporciones de tipo IV y tipo I en un bloque.

La cimbra de los bloques de ensaye fue levantada con gato unos 10 a 15 cm (4 pulg a 6 pulg) a la vez, observando la superficie del concreto cada vez. En cada ocasión se determinó la altura exacta levantada.

Al final se deshechó el uso de aditivos retardantes. El control del fraguado se realizó mediante control del tipo de cemento y la temperatura del concreto.

RESULTADOS DE ENSAYE.

Abajo, en la tabla 4 se da un resumen de los resultados de los ensayos de cilindros.

TABLA 4

RESULTADOS DE ENSAYES DE CILINDROS

Cimentación - 210 kg de cemento tipo IV por metro cúbico.

Edad (días)	Resistencia a la Compresión prome- dio. (kg/cm ²)	Desviación Estándar (kg/cm ²)	Coefficiente de Variación. (%)
7	120	14.9	12.7
28	242	27.1	11.2
90	342	31.7	9.3

Superestructura - 372 kg de combinaciones diferentes de cemento tipo I y tipo IV por metro cúbico.

7	360	30.4	8.3
28	486	29.7	6.1

Además fueron extraídos núcleos de la superestructura a edades arriba de 28 días, dando resistencias de 420 a 560 kg/cm² (6,000 a 8,100 lb/pulg²).

La correlación entre los ensayos acelerados y los cilindros estándar fue satisfactoria, todos los factores de correlación resultaron en el rango de 0.65 a 0.87. La desviación estándar estuvo en el rango de 18 a 50 kg/cm² (250 a 490 lb/pulg²).

CONCLUSIONES.

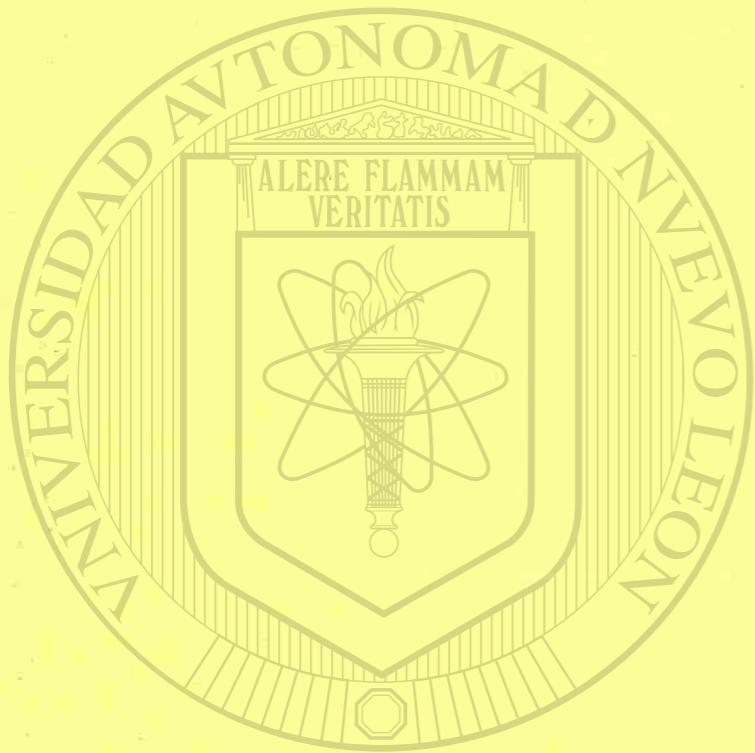
Mediante el uso de cemento tipo IV y mezclas de cemento tipo IV y tipo I, se minimizaron los problemas de calor en el concreto, se lograron altas resistencias en el lugar y se lograron avances de 7.3 m (24 pies) por día en la columna deslizante.

El colado de concreto con cimbra deslizante se realizó exitosamente.

en condiciones atmosféricas extremas de julio de 1973 a febrero de 1974.

Se llevó un alto grado de control. Esto dio por resultado un concreto de gran uniformidad, con resistencias arriba de la especificada y con relativa economía.

Los ensayos acelerados proporcionaron los datos de la calidad para todos los concretos, después de 48 horas de mezclados. Esto probó ser importantísimo para confirmar la resistencia y uniformidad del concreto, y para el valor psicológico que representaba para todos los involucrados.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

QUE TAN PRONTO ES LO SUFICIENTEMENTE PRONTO.

Bryant Mather*

RESUMEN

El criterio estándar para establecer los grados de calidad del concreto estructural, es la resistencia a la compresión, medida arbitrariamente en un espécimen estandarizado, almacenado de una manera estipulada por aproximadamente un mes después de haber sido hecho. En algunas partes del mundo el espécimen es un cubo y en otras es un cilindro. Ha habido extensos debates con respecto a cuál forma se debe preferir. Recientemente se ha discutido con respecto a cómo se puede predecir la resistencia a los 28 días, a partir de procedimientos llevados a cabo a edades tempranas especialmente a 24 hr., en base a que en un mes no es lo suficientemente pronto. El intento de este trabajo es sugerir que el único tiempo que en realidad es "suficientemente pronto" para saber que la calidad del concreto es la adecuada, es antes de que el concreto sea descargado de la revolvedora a la cámara. Se sugiere por lo tanto, que el esfuerzo debería ser empleado preferentemente en asegurarse que los materiales usados y los proporcionamientos en que se usan sean aquéllos que se intentaron. Si éste es el caso, la calidad del concreto será apropiada a todas las edades y el ensayarlo a cualquier edad es meramente una confirmación.

Jefe del Laboratorio de Concreto, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, en Vicksburg, Miss.

INTRODUCCION.-

Los códigos de construcción de concreto que se usan amplia y generalmente, forman parte de la "ley de la tierra" en muchos lugares, establecen lo que se debe hacer para evitar problemas en el uso del concreto. Existe poca, si acaso existe, necesidad de un nuevo enfoque para evitar nuevos problemas, en el sentido de buscar algo diferente de lo que ya se requiere, como sucede, por ejemplo, en el Código de Construcciones ACI.

REGLAMENTOS.-

El Reglamento para la Construcción de Edificios de Concreto Reforzado ACI 1971 especifica, entre otras muchas cosas, que:

- a. "El cemento deberá cumplir con... "Las especificaciones ASTM (3.2.1).
- b. "...los agregados deberán cumplir con... "Las especificaciones ASTM (3.3.1).
- c. "Los ensayos de los materiales y del concreto se deberán realizar de acuerdo con las normas de la ASTM... las memorias de los ensayos deberán estar accesibles... por 2 años..." (3.1.1).
- d. "El cemento usado en la obra deberá corresponder a aquél que se usó para hacer el proporcionamiento". (3.2.2).
- e. "El cemento y los agregados se deberán almacenar de tal manera que se evite su deterioro y su contaminación con materias extrañas." (3.7).
- f. "El concreto se deberá proporcionar y elaborar para arrojar una resistencia a la compresión promedio suficientemente alta, para minimizar la frecuencia de ensayos de resistencia por debajo del valor de la resistencia a la compresión especificada del concreto (f'_c)." (4.1.1).
- g. "Los proporcionamientos deberán seleccionarse para producir una resistencia promedio a la ... edad del ensayo excediendo f'_c por la cantidad indicada cuando, tanto el contenido de aire como el revenimiento, sean los máximos permitidos." (4.2.2). "valor indicado" varía desde 28 hasta 84 kg/cm^2 (400 a 1200 lb/pulg^2) dependiendo de la naturaleza y la facilidad de obtener datos de la desviación estándar de los resultados de los ensayos de resistencia, correspondientes a la producción de concreto de que se trate.
- h. "Si no se pueden obtener datos adecuados de mezclas experimentales o experiencia de campo... tómesese como base para los proporcionamientos del concreto, los límites de la relación agua-cemento de la tabla 4.2.4..." que por ejemplo, requiere una relación agua-cemento que no exceda de 0.35 en peso (17.5 lb/Bto) para concreto con aire incluido de un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 lb/pulg^2).

les o experiencia de campo... tómesese como base para los proporcionamientos del concreto, los límites de la relación agua-cemento de la tabla 4.2.4..." que por ejemplo, requiere una relación agua-cemento que no exceda de 0.35 en peso (17.5 lb/Bto) para concreto con aire incluido de un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 lb/pulg^2).

- i. "Los requisitos para el f'_c se deberán basar en ensayos de cilindros elaborados y probados de acuerdo con los métodos de la ASIM... a menos que se especifique en otra forma, el f'_c se basará en ensayos a los 28 días." (4.3.1, 4.1.4).
- j. "Las muestras para los ensayos de resistencia... deberán tomarse cuando menos una vez al día y no menos de una por cada 115 m^3 (150 cu yd) de concreto o por cada 465 m^2 (5000 pies^2) de área superficial colada... Cada resultado de ensayo deberá ser el promedio de dos cilindros de la misma muestra ensayada a los 28 días" (4.3.1).
- k. "El nivel de resistencia se considerará satisfactorio si los promedios de todos los lotes de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia son iguales o exceden al valor de f'_c y ningún resultado de alguna prueba resulte por debajo de f'_c en más de 35 kg/cm^2 (500 lb/pulg^2)" (4.3.3).
- l. "La construcción de concreto deberá inspeccionarse a lo largo de las diversas etapas de la obra por un ingeniero o arquitecto competente, o por un representante competente bajo su responsabilidad." (1.3.1).
- m. El supervisor deberá ... llevar una memoria que incluya: calidad y proporciones de los materiales; mezclado, colado y curado del concreto;..." (1.3.1).

Yo reconozco que si el cemento y agregados se ensayan usando los métodos de la ASIM correspondientes y se encuentra que satisface las respectivas especificaciones de la ASIM; si se almacenan debidamente; si los materiales que se usan en la obra corresponden a aquéllos usados en la selección del proporcionamiento de la mezcla; si las proporciones de la mezcla se escogieron como se deseaban y si el concreto se elabora de acuerdo a las proporciones escogidas, debidamente mezclado y muestreado, entonces no existe una probabilidad significativa de que los resultados de un ensayo de resistencia bien realizado, arroje resultados que no sean satisfactorios.

Los resultados de los ensayos pueden llegar a ser satisfactorios y el concreto en la estructura puede no ser satisfactorio o viceversa; si los ensayos se hacen con muestras no representativas del concreto de la estructura. Esto puede suceder si el concreto que se usa en la elaboración de los especímenes es diferente del que se usó en la estructura, o si el concreto que se usó en la estructura no se compactó y curó debidamente.

Se le ha estado dando una gran atención al perfeccionamiento de los métodos para descubrir más rápida y fielmente, qué tan malo es el concreto de la estructura y mucho menos atención parece dársele, al perfeccionamiento de los métodos para asegurarse que el concreto de la estructura no vaya a ser malo. Permítanme repasar con ustedes un diálogo que tuve referente a las prácticas en el Reino Unido.

En julio de 1973, se reportó que el Director General de la Asociación del Cemento y del Concreto del Reino Unido había dedicado la introducción de un reporte anual de la Asociación para el año 1972, al tópico de la mejor manera de especificar el concreto para asegurar una durabilidad satisfactoria.

El declaró que la durabilidad del concreto depende de la impermeabilidad de la pasta de cemento. También argumentaba que la única manera de asegurar el grado necesario de permeabilidad de la pasta para una particular durabilidad requerida, es especificar un contenido mínimo de cemento para la mezcla.

Hizo notar que existe una escuela de ideas que argumentan que la durabilidad requerida, debe expresarse en términos de resistencia a la compresión, en lugar de un contenido mínimo de cemento. Sin embargo, sostuvo que la relación entre la resistencia y la durabilidad es indirecta e imprecisa, de modo que un margen de seguridad se vuelve necesario, si los grados de resistencia se fueren a usar con este propósito, y esto podría conducir a un excesivo y antieconómico uso del cemento, y por lo tanto incrementando el costo de la construcción de concreto. Sin un margen de seguridad, habría un riesgo serio de durabilidad inadecuada.

Mi reacción hacia esto, fue que ambas escuelas de ideas hablaban de durabilidad en algún sentido diferente de lo que ese término significa para mí. Así que recurrí al Manual del Código Unificado para Concreto Estructural (Cp 110-1972) de la C & C A y leí ahí (6.3.3) "El propósito de especificar un contenido mínimo de cemento es para garantizar la durabilidad." Agrega que la alternativa de enfocar, hacia limitar la relación agua-cemento, no se ve favorecida por los problemas prácticos de su observancia.

Después obtuve una copia de un reporte de la Asociación Británica de Concreto Premezclado acerca de "Especificaciones para la durabilidad del concreto" (BRMCA: 1973). Sugiere que, en lugar de especificar la durabilidad en términos de contenido mínimo de cemento, sería preferible hacerlo en función de la máxima resistencia a la compresión. Este concepto estaba cuidadosamente elaborado en este reporte. Se hizo ver que la BRMCA y la C & C A estaban de acuerdo en que la "durabilidad", como ellos la estaban discutiendo, depende principalmente de que el concreto tenga una pasta de baja permeabilidad al agua, la cual se garantiza teniendo una mezcla con una relación agua-cemento adecuadamente baja. El reporte exploró cinco relaciones:

- Permeabilidad y Relación Agua-Cemento.
- Resistencia a la Compresión y Relación Agua-Cemento.
- Resistencia a la Compresión y Permeabilidad.
- Relación Agua-Cemento y Contenido de Cemento.
- Contenido de Cemento y Permeabilidad.

La conclusión a que se llegó, fue que la resistencia a la compresión se prefiere sobre el contenido de cemento como base para controlar la relación agua-cemento (-que, a su vez, controla la permeabilidad - que a su vez, controla la "durabilidad") porque, entre otras razones, la determinación de la resistencia se basa en un método de ensaye "simple, largo y aceptado" mientras que "no existe ningún medio simple y rápido para medir la cantidad de cemento (o de agua) en una mezcla de concreto."

Este es un ejemplo de la preferencia por un ensaye que únicamente se puede hacer después de que se haya endurecido el concreto, sobre un ensaye que podría hacerse antes de colar el concreto.

Comentando esto, escribí que no estaba de acuerdo con que no existieran medios simples, rápidos y de bajo costo para medir las cantidades de cemento y agua en una mezcla. Existen básculas que pueden medir, con cualquier grado razonable de precisión deseado, las cantidades de los materiales que se usan en una mezcla de concreto. Muchas plantas premezcladoras tienen básculas completamente adecuadas. Los tanques de agua de los camiones revolventes tienen medidores. Muchos medidores de los tanques de agua de los camiones revolventes, son completamente adecuados para medir la cantidad de agua que se agrega a la mezcla de concreto después de una mezcla previa en la planta. Existen medios con los que uno puede medir el contenido de agua de los agregados. Por lo tanto, no hay una razón técnica o tecnológica para no conocer las cantidades de cemento y agua en una mezcla de concreto. Si en efecto, uno no sabe, es porque uno no ha requerido que se proporcionen los medios para que se usen en lo que uno desea saber, o uno no ha respaldado los requerimientos que uno mismo ha impuesto.

Le llevé este punto de vista a Fred Bartel, como director del Subcomité de Especificaciones para Concreto Premezclado del Comité ASTM C-a, a la reunión celebrada durante la primera semana de diciembre de 1973 en Florida, y Fred dijo que él sabe exactamente cuánto cemento y qué cantidad de agua se han añadido en todas las mezclas hechas por su compañía, con la única salvedad de que no han tenido un buen método para conocer la humedad de los agregados como se desearía.

Hice estas observaciones, porque vi con desagrado el uso, tanto de contenido de cemento como de resistencia como base para controlar las propiedades del concreto. No estoy de acuerdo con el uso del contenido de cemento porque es ampliamente falible. Para un contenido de cemento de 356 kg/m^3 (600 lb/yd^3) de cemento portland normal, uno puede tener resistencias desde 140 kg/cm^2 (2000 lb/pulg^2) hasta 420 kg/cm^2 (6000 lb/pulg^2) dependiendo de la relación, agua-cemento, siendo todo lo demás igual excepto el revenimiento.

Tampoco me inclino particularmente hacia el uso de la resistencia, como base para controlar la durabilidad o cualquiera otra propiedad, porque cuando se haya medido la resistencia ya es muy tarde para controlar el concreto cuya resistencia se está midiendo. Por eso me inclino más hacia controlar el concreto teniendo conocimiento de lo que la mezcla contiene antes de colar.

Muchos le han dado atención, de vez en cuando, a los métodos con los cuales uno puede tomar muestras de concreto mezclado, como por ejemplo de un camión revolventor, y efectuar operaciones con él suficientemente rápidas para obtener respuestas antes de que el resto de la mezcla se descargue, y se cuele. En la actualidad, requerimos que los ensayos de revenimiento y de aire incluido se hagan en esta forma. Otros han trabajado extensamente en sistemas que involucran más sofisticados enfoques hacia los ensayos, especialmente usando técnicas nucleares para estimar el contenido de cemento o de agua o de ambos en la mezcla. Tales métodos merecen ser estudiados y si se desarrollan, no hay duda que tendrán su lugar; pero en mi opinión éstos no serían necesarios, si uno supiera la composición de la mezcla antes de que el camión siquiera llegue a la obra, y como ya dije, creo que es para esto que existe la tecnología. Si uno tiene confianza en que la revolventora contiene una masa dada de agregado, una masa dada de cemento, y una masa dada de agua, la medición del revenimiento y del contenido de aire, deben ser todo lo que uno necesita saber antes de descargar la mezcla en las formas, para tener suficiente confianza en que los requisitos de resistencia y durabilidad se cumplan, su poniendo únicamente que el subsecuente transporte, colado, compactado y curado se conduzcan de acuerdo con las normas generales de una buena práctica.

Le envié una copia de los anteriores comentarios a Bob Philleo, Su respuesta incluye el siguiente párrafo:

"Aunque estoy de acuerdo con tu punto de vista, debo evadir la inspección de que la adecuabilidad estructural y la durabilidad, pueden garantizarse por completo por inspección previa al colado. Con el riesgo de parecer reaccionario, quiero apoyar el ensayo de resistencia. En el proyecto de una esclusa en el Río Ohio, demolimos 2,300 metros cúbicos (3,000 yardas cúbicas) de concreto de baja calidad, que había pasado la inspección previa al colado con todo éxito. Lo que debió haber sucedido, dirías tu, es que el cemento y la ceniza en su almacenamiento, estaban separados por una sola lámina de acero y la soldadura que soportaba al tabique divisorio se había roto a lo largo de más de un metro, de tal manera que la tolva se contaminó seriamente con ceniza. Nunca se le ocurrió a nadie que la soldadura necesitara inspección. Aunque hemos corregido ese problema en particular en nuestras especificaciones, nadie sabe qué otros accidentes puedan aparecer en el futuro. Creo que el diseñador merece seguridad de que eso que se encierra en las formas va a desarrollar resistencia. Tengo entendido, sin embargo, que esta seguridad puede darse en 24 horas."

CONCLUSION.

El tiempo para saber que la mezcla de concreto contiene las cantidades apropiadas de cada tamaño de agregado, de cemento, de agua y de cada aditivo solicitado por el proporcionamiento, es cuando se introducen los ingredientes a la revolvedora; no más tarde.

El tiempo para saber que la resistencia no será baja debido al exceso de aire incluido, es cuando se efectúa la prueba de contenido de aire o cuando la textura de la mezcla es juzgada por el inspector; no más tarde.

El tiempo para estar seguros de que la resistencia no estará baja debido a un excesivo contenido de agua inadvertido, es cuando se efectúa la prueba de revenimiento o sea juzgado éste por el inspector; no más tarde.

El tiempo para estar superasegurados de que todo está bien, es cuando estén listos los resultados de las pruebas aceleradas de resistencia a las 28 1/2 o 49 horas después de colados los especímenes, dependiendo de los procedimientos de la designación ASTM C 684 (ASTM 1973) que uno haya elegido; no más tarde.

Traducción: Ing. Carlos Macías Campirán.
Revisión de traducción: Ing. Raymundo Rivera Villarreal

EL FERROCEMENTO Y SUS POSIBLES APLICACIONES EN MEXICO.

José Castro Orvañanos*
Carlos Javier Mendoza*
Alberto Fuentes**
Enrique Erazo**

RESUMEN

Aunque el ferrocemento fue ideado desde fines del siglo pasado, a la fecha se ha usado poco y el conocimiento que sobre él se tiene es bastante limitado.

Por lo tanto, la idea central de este trabajo es resaltar las grandes posibilidades que tiene su aplicación en la República Mexicana, así como la necesidad de estudiarlo más a fondo para conocerlo mejor.

Se presenta necesariamente una introducción que involucra desde la descripción del propio material, las experiencias obtenidas en algunos países y las conclusiones que a través de ellas se tienen.

Se comentan las diversas aplicaciones posibles en la República Mexicana y se presenta el estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. sobre el comportamiento bajo tensión, que incluye la descripción de las pruebas desarrolladas, los resultados obtenidos y conclusiones.

* Profesor investigador, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
** Ayudante investigador, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

"Aunque estoy de acuerdo con tu punto de vista, debo evadir la inspección de que la adecuabilidad estructural y la durabilidad, pueden garantizarse por completo por inspección previa al colado. Con el riesgo de parecer reaccionario, quiero apoyar el ensayo de resistencia. En el proyecto de una esclusa en el Río Ohio, demolimos 2,300 metros cúbicos (3,000 yardas cúbicas) de concreto de baja calidad, que había pasado la inspección previa al colado con todo éxito. Lo que debió haber sucedido, dirías tu, es que el cemento y la ceniza en su almacenamiento, estaban separados por una sola lámina de acero y la soldadura que soportaba al tabique divisorio se había roto a lo largo de más de un metro, de tal manera que la tolva se contaminó seriamente con ceniza. Nunca se le ocurrió a nadie que la soldadura necesitara inspección. Aunque hemos corregido ese problema en particular en nuestras especificaciones, nadie sabe qué otros accidentes puedan aparecer en el futuro. Creo que el diseñador merece seguridad de que eso que se encierra en las formas va a desarrollar resistencia. Tengo entendido, sin embargo, que esta seguridad puede darse en 24 horas."

CONCLUSION.-

El tiempo para saber que la mezcla de concreto contiene las cantidades apropiadas de cada tamaño de agregado, de cemento, de agua y de cada aditivo solicitado por el proporcionamiento, es cuando se introducen los ingredientes a la revolvedora; no más tarde.

El tiempo para saber que la resistencia no será baja debido al exceso de aire incluido, es cuando se efectúa la prueba de contenido de aire o cuando la textura de la mezcla es juzgada por el inspector; no más tarde.

El tiempo para estar seguros de que la resistencia no estará baja debido a un excesivo contenido de agua inadvertido, es cuando se efectúa la prueba de revenimiento o sea juzgado éste por el inspector; no más tarde.

El tiempo para estar superasegurados de que todo está bien, es cuando estén listos los resultados de las pruebas aceleradas de resistencia a las 28 1/2 o 49 horas después de colados los especímenes, dependiendo de los procedimientos de la designación ASTM C 684 (ASTM 1973) que uno haya elegido; no más tarde.

Traducción: Ing. Carlos Macías Campirán.
Revisión de traducción: Ing. Raymundo Rivera Villarreal

EL FERROCEMENTO Y SUS POSIBLES APLICACIONES EN MEXICO.

José Castro Orvañanos*
Carlos Javier Mendoza*
Alberto Fuentes**
Enrique Erazo**

RESUMEN

Aunque el ferrocemento fue ideado desde fines del siglo pasado, a la fecha se ha usado poco y el conocimiento que sobre él se tiene es bastante limitado.

Por lo tanto, la idea central de este trabajo es resaltar las grandes posibilidades que tiene su aplicación en la República Mexicana, así como la necesidad de estudiarlo más a fondo para conocerlo mejor.

Se presenta necesariamente una introducción que involucra desde la descripción del propio material, las experiencias obtenidas en algunos países y las conclusiones que a través de ellas se tienen.

Se comentan las diversas aplicaciones posibles en la República Mexicana y se presenta el estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. sobre el comportamiento bajo tensión, que incluye la descripción de las pruebas desarrolladas, los resultados obtenidos y conclusiones.

* Profesor investigador, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
** Ayudante investigador, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

1.-	INTRODUCCION
2.-	POSIBLES APLICACIONES EN MEXICO
	2.1.- Embarcaciones
	2.2.- Silos
	2.3.- Techumbres
	2.4.- Depósitos de agua y fosas sépticas
3.-	COMPORTAMIENTO BAJO TENSION
	3.1.- Antecedentes
	3.2.- Descripción de las pruebas desarrolladas
	3.3.- Resultados obtenidos
	3.4.- Conclusiones
4.-	RECONOCIMIENTO
5.-	REFERENCIAS
6.-	TABLAS

1.- INTRODUCCION.

El ferrocemento es un material compuesto de varias capas de malla de alambre mezcladas con mortero de cemento-arena de 3 cm de espesor máximo (16), con determinadas propiedades que lo hacen atractivo para su aplicación en varias usos.

Se han obtenido experiencias positivas en diversas partes del mundo al emplear este material, que han sido difundidas en revistas, artículos técnicos (1 a 16) y publicaciones oficiales de instituciones como las Naciones Unidas (17), Academia Nacional de Ciencias de los Estados Unidos (18), e Instituto Asiático de Tecnología de Bangkok (19 y 20).

De las referencias citadas pueden formularse las siguientes conclusiones:

- Un porcentaje elevado del costo total de productos de ferrocemento, lo constituye la mano de obra empleada en su fabricación.
- No son necesarias instalaciones o equipos que representen inversiones considerables, ni mano de obra especializada.
- Las propiedades físicas de resistencia, permeabilidad, etc., así como la forma sencilla de construcción, bajo costo inicial y fácil reparación en caso de daños, hacen del ferrocemento un material especialmente recomendable para ciertas aplicaciones.

En varias partes del mundo hay interés por conocer el comportamiento real del ferrocemento. Es opinión generalizada que este tema se ha estudiado poco y que es necesario incrementar los esfuerzos para conocer mejor sus propiedades (4, 22 y 24).

Con base en estos antecedentes, el Instituto de Ingeniería decidió desarrollar una tecnología propia sobre el empleo del ferrocemento, que se adapte a las condiciones socioeconómicas del país y utilice los recursos disponibles, ya que la correcta aplicación de dicho material puede acarrear importantes beneficios a la comunidad.

Como una primera etapa de trabajo en el desarrollo de dicha tecnología, se hizo un estudio somero sobre el comportamiento de dicho material sujeto a esfuerzos de tensión, con el objeto fundamental de investigar las características de los materiales componentes disponibles en el mercado y desarrollar un criterio general para su selección, considerando sus características particulares de resistencia, facilidad de manejo, costo etc.

Dicho estudio servirá como una primera experiencia en el manejo y fabricación del ferrocemento, y en el desarrollo de algunas técnicas especiales de laboratorio, como medición de grietas.

2.- POSIBLES APLICACIONES EN NUESTRO PAIS

Podrían mencionarse variadas y numerosas aplicaciones del ferrocemento.

mento, pero en este trabajo se tratarán únicamente cuatro por considerarlas apropiadas en la solución, a nivel nacional, de algunos problemas serios, dadas las condiciones especiales de nuestro país, las políticas establecidas de uso intensivo de mano de obra, tecnologías propias, etc. Cualquiera de ellas sería de considerable valor para nuestro medio, ya que podría aprovecharse la mano de obra no especializada, en obras en que los beneficiarios fuesen a la vez realizadores físicos, obteniéndose ventajas de tipo económico y de tipo educacional de formación de espíritu comunitario, y de trabajo a las poblaciones de bajos recursos económicos.

2.1.- Embarcaciones.

Ya se cuenta con cierta experiencia en este campo en varios países como Nueva Zelanda, Inglaterra, Canadá, Estados Unidos y otros, donde se empieza a fabricar en forma industrial embarcaciones de ferrocemento. En la actualidad existen también firmas comerciales que asesoran en la construcción de embarcaciones de ferrocemento y proporcionan planos y especificaciones en casos particulares (23).

Se hace mención especial de la experiencia que China ha obtenido en este campo, por la similitud con las condiciones de nuestro país en cuanto a la escasez de utilización de mano de obra y poca disponibilidad de recursos económicos. En dicho país se desarrolló un programa de construcción de barcazas de ferrocemento ("sampanes") en las aldeas, con objeto de solucionar el problema de transporte de los productos agrícolas, principalmente de la región septentrional. Según la publicación de la Academia de Ciencias de los Estados Unidos (18), el notable cambio socioeconómico observado en poblados de esa zona, se atribuye fundamentalmente a dicho programa. (foto 1).

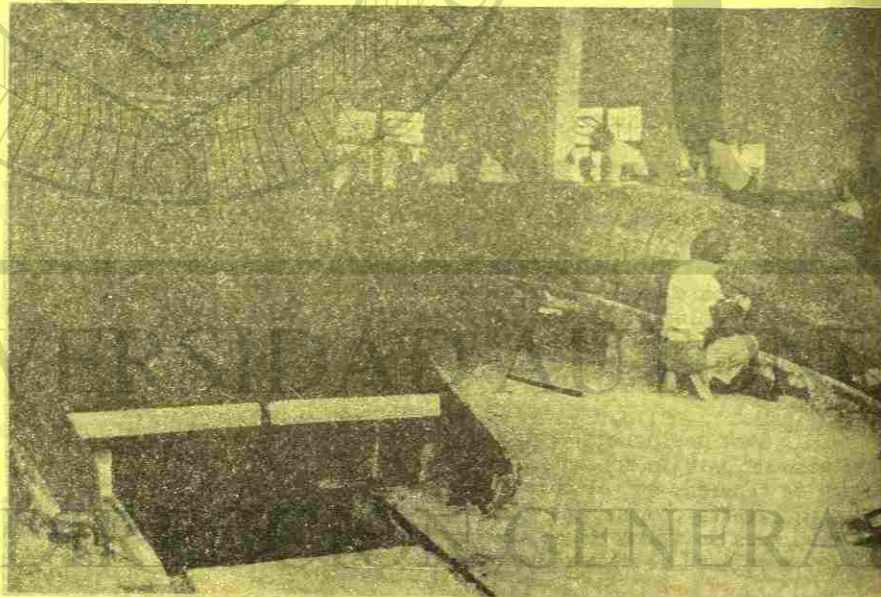


Foto 1 Embarcaciones de ferrocemento

Considerando la gran extensión de litorales, esteros y lagunas de nuestro país, y los pocos recursos económicos disponibles para desarrollar la pesca, se puede concluir que el uso del ferrocemento en la construcción de embarcaciones podría ser una aportación importante para la solución de problemas tan graves como el alimenticio y el desempleo.

2.2.- Silos.

En la construcción de silos de ferrocemento para el almacenamiento de granos y semillas no se han tenido experiencias tan importantes como en embarcaciones, pero son dignas de mencionarse como sobresalientes las obtenidas en Tailandia y Nueva Zelanda (18), así como los estudios realizados en este campo por el Instituto Asiático de Tecnología (19).

En todos los casos, además de resaltar las propiedades generales -- mencionadas de productos elaborados de ferrocemento (sencillez de construcción, bajo costo, etc.), se hace notar que debido al hermetismo logrado al no permitirse acceso de aire o agua, se logra una magnífica conservación del producto almacenado (fotos 2-a y 2-b)

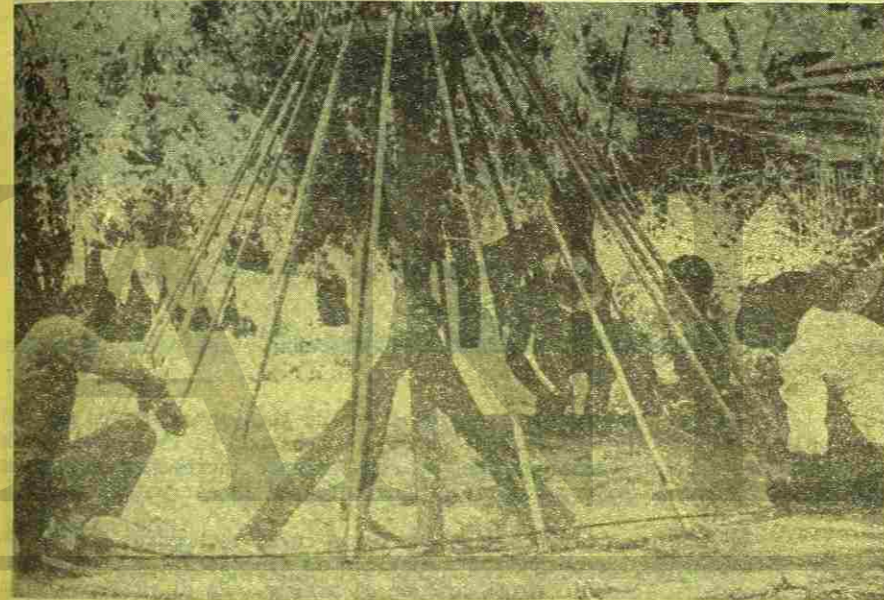


Foto 2a Sencillez de construcción del armado de un silo

Al considerarse nuevamente las condiciones y necesidades del país, es obvia la importancia de un programa nacional de construcción de este tipo de silos, ya que además de formar conciencia al hacer partícipe al campesino en la construcción de sus propios medios de almacenamiento, ayudaría a solucionar el grave problema de falta de capacidad de almacenamiento de granos y semillas. Además, como el campesino dispondría de facilidades de almacenamiento contiguo a sus tierras, no tendría necesidad de vender sus productos inmediatamente después de la cosecha, para tener que comprarlos posteriormente para su autoconsumo a un precio mucho más elevado.

2.3.- Techumbres.

Se cuenta ya con variadas experiencias en el campo de construcción de techumbres de ferrocemento, entre las que podrían mencionarse las realizadas --

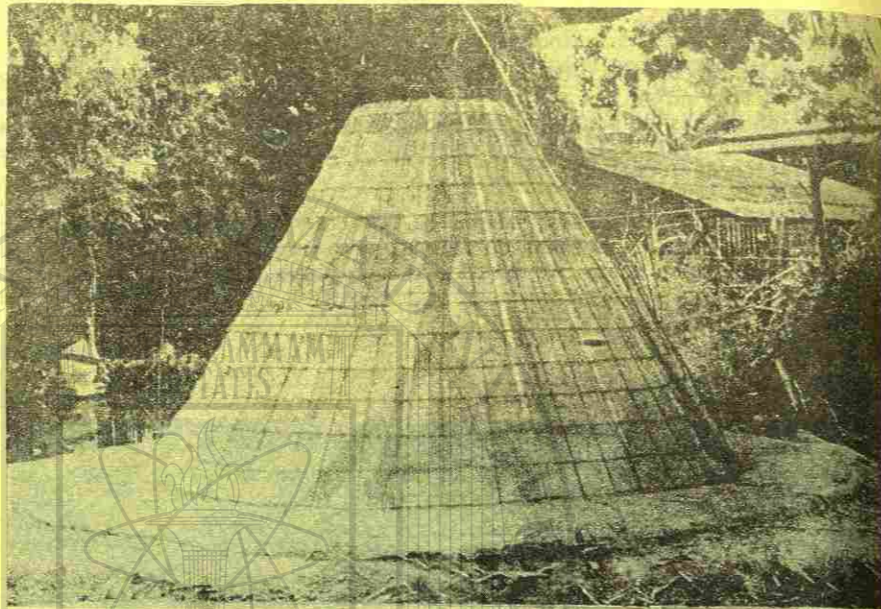


Foto 2b Sencillez de construcción del armado

por Nervi (2) en Italia y G. K. Khaidukov (1), logradas principalmente en Checoslovaquia y Rusia, las de R. Walkus (16), etc.

Podrían enumerarse distintos tipos de techumbres en los que sería muy favorable la aplicación del ferrocemento, aprovechando la facilidad de poder lograr diferentes formas geométricas con el consiguiente incremento de eficiencia estructural, y ahorro de peso y materiales que integran la estructura.

Se mencionan algunos tipos de obras cuyas techumbres podrían construirse con ferrocemento, reportando un beneficio de tipo social y económico a nuestro país, tanto en el medio rural como en el urbano. En el primero podrían darse obras de tipo comunal: aulas, costureros, comisariados, bodegas, porquerizas, etc., o bien las de tipo particular, como casas habitación, pequeños talleres, tiendas, etc.

Se piensa que para la CONASUPO o ANDSA, el uso del ferrocemento en la construcción de sus bodegas o silos, representaría no sólo un ahorro económico sino también una forma efectiva de ayudar al campesino, ya que como se mencionó antes, un elevado porcentaje del costo de construcción lo representa la mano de obra no especializada (foto 3).

Debido a su importancia habría que mencionar también la autocorrección y reconstrucción de viviendas, en cuyo caso la aplicación del ferrocemento representaría sin duda un paso importante en la solución de un problema grande poco estudiado hasta la fecha.

2.4.- Depósito de agua y fosas sépticas.

Se tiene conocimiento de experiencias sumamente atractivas obtenidas en Nueva Zelanda (18) sobre la construcción con ferrocemento de tanques de

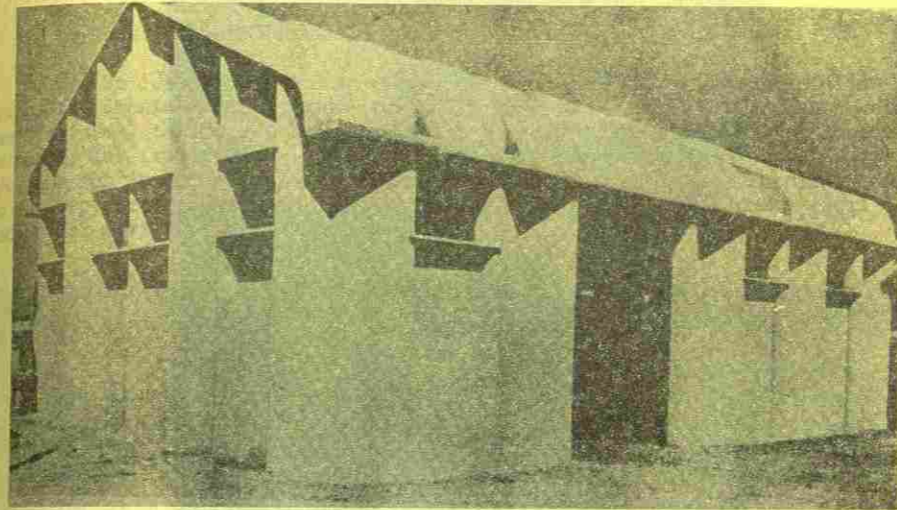


Foto 3 Techumbres de ferrocemento

de depósito de agua de 0.8 m^3 a 20 m^3 , que ya se fabrican en forma industrial con garantía hasta de 25 años. También se ha generalizado la construcción de fosas sépticas con ferrocemento.

Se cree que tanto los tanques de almacenamiento como las fosas sépticas construidas con ferrocemento por los usuarios de pequeños poblados, representan una ayuda muy importante en el desarrollo de programas de suministro de agua potable y saneamiento ambiental, como los que realiza la Comisión Constructora e Ingeniería Sanitaria de la Secretaría de Salubridad y Asistencia (foto 4).

3.- COMPORTAMIENTO BAJO TENSION.

3.1.- Antecedentes.

Para lograr los objetivos mencionados anteriormente, consistentes en investigar las características de los materiales componentes disponibles en el mercado y en desarrollar un criterio para su selección, se realizó un estudio sobre el comportamiento del ferrocemento bajo tensión.

Se decidió seguir este camino, debido a que lo importante para el logro de los objetivos establecidos es el conocimiento del comportamiento de las mallas de refuerzo, el cual puede ser conocido precisamente a través de pruebas de tensión, si se conservan constantes las características del mortero con el que se fabrican los especímenes.

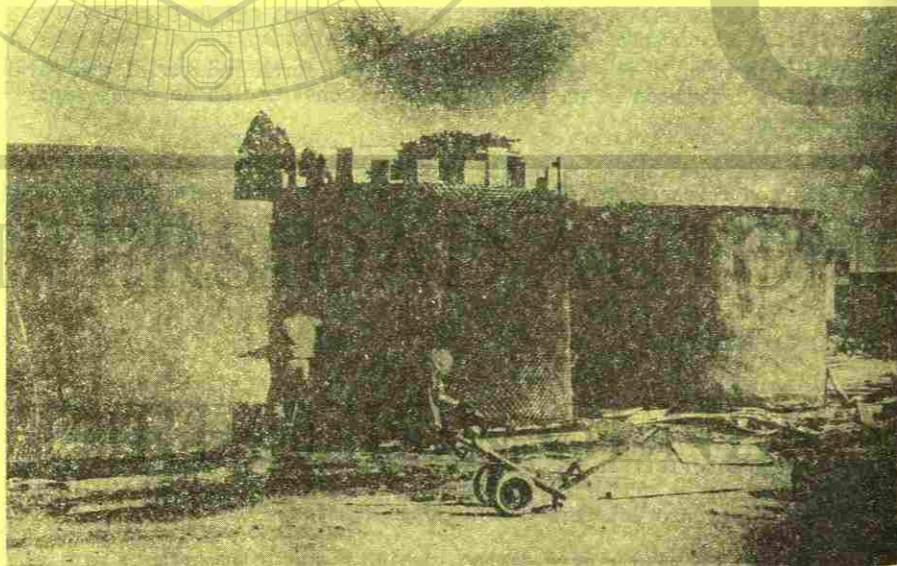
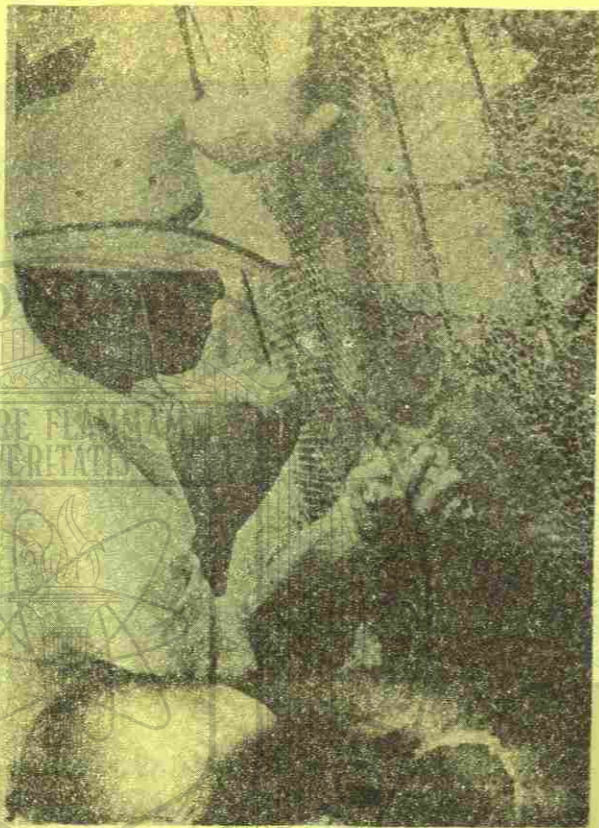


Foto 4 Tanques de almacenamiento

3.2.- Descripción de las pruebas desarrolladas.

3.2.1.- Selección del tipo de refuerzo.

Se identificaron en primer lugar los tipos de mallas que podrían ser adquiridos fácilmente en el mercado (tabla 1), y se escogieron las más funcionales en cuanto a forma, tamaño, resistencia, etc. Se seleccionaron las mallas cuadradas soldadas, las tradicionales de tela de gallinero exagonal y las de metal desplegado, que son las cinco primeras que aparecen en la tabla 1, por haberlas considerado más representativas y con mayores ventajas por su moldeabilidad y fácil aplicación del mortero sobre ellas (foto 5).

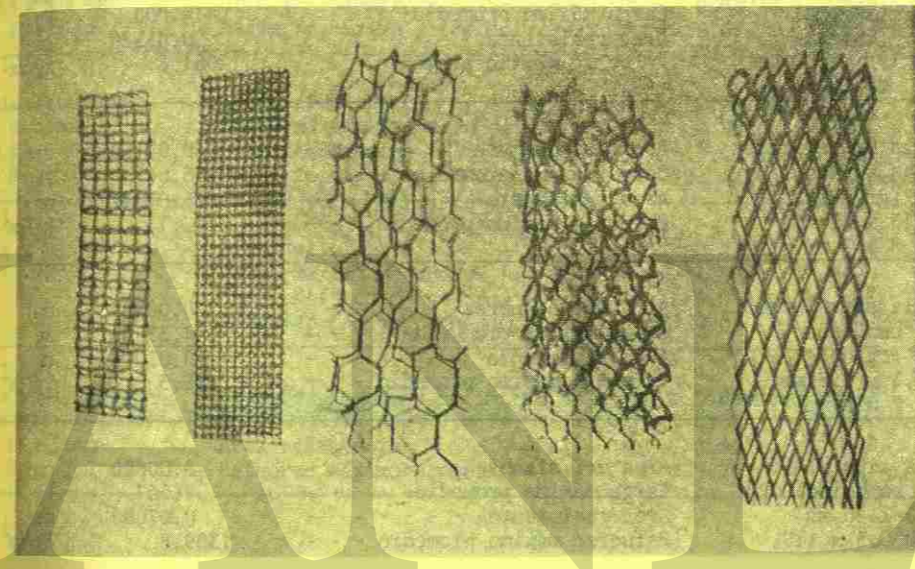


Foto 5 Mallas utilizadas en el estudio del comportamiento del ferrocemento en tensión.

3.2.2.- Mortero.

Para eliminar al mortero como una de las variables que podrían intervenir en el estudio, se trató de que fuese lo más uniforme posible.

En su fabricación se empleó únicamente arena andesítica (arena azul típica del Distrito Federal) que pasa la malla número 8, cemento Portland tipo III y puzolana, usando la siguiente dosificación: agua/cemento = 0,6 y arena/cemento = 1,5, sustituyendo el 10 por ciento del peso del cemento con puzolana; se hicieron varias pruebas a la arena empleada, obteniendo una densidad = 2.31, absorción 3.53 por ciento y humedad = 1.0 a 1.6 por ciento.

Para garantizar la uniformidad del mortero, se respetaron los siguientes procedimientos en la elaboración de cada revoltura:

- Se realizaron pruebas de humedad en la arena para hacer al proporcionamiento las correcciones que fuesen pertinentes, y conservar la relación agua/cemento = 0.6.
- Se conservaron constantes forma y tiempo de mezclado (7 min.).

TABLA 1.- MALLAS DE FACIL ADQUISICION Y SUS CARACTERISTICAS.

TIPOS DE MALLAS	CARACTERISTICAS		
1 Tela de gallinero hexagonal (grande) 26 x 39 mm Ø 0.8 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.005026 48.333 0.03016 1602.6	cm ² kg cm ² kg/cm ²
2 Tela de gallinero hexagonal (chica) 19 x 14.3 mm Ø 0.8 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.005026 114.000 0.05529 2061.8	cm ² kg cm ² kg/cm ²
3 Malla entrelazada cuadrada (grande) 13 x 13 mm Ø 1.2 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.01131 256.667 0.07917 3242.1	cm ² kg cm ² kg/cm ²
4 Malla entrelazada cuadrada (chica) 6.3 x 6.3 mm Ø 0.7 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.003848 114.330 0.05003 2285.3	cm ² kg cm ² kg/cm ²
5 Tela tipo plafón romboidal 10 x 20 mm Ø 0.5 x 1.0	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.00500 91.667 0.07000 1309.5	cm ² kg cm ² kg/cm ²
6 Tela de gallinero hexagonal (mediana) 27 x 27 mm Ø 0.6 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.002922 70.000 0.02338 2994.012	cm ² kg cm ² kg/cm ²
7 Malla entrelazada cuadrada (mediana) 8 x 8 mm Ø 0.8 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.005026 215.00 0.06221 3455.92	cm ² kg cm ² kg/cm ²
8 Malla entrelazada cuadrada 4.3 x 4.3 mm Ø 0.6 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.002827 98.32 0.03958 2484.08	cm ² kg cm ² kg/cm ²

continúa...

TIPOS DE MALLAS	CARACTERISTICAS		
9 Tela de gallinero cuadrada 4.1 x 4.1 mm Ø 0.6 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.002827 82.88 0.04240 1954.72	cm ² kg cm ² kg/cm ²
10 Malla entrelazada cuadrada 3.8 x 3.8 mm Ø 0.55 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.002376 76.12 0.04277 1782.67	cm ² kg cm ² kg/cm ²
11 Malla entrelazada cuadrada 2.8 x 2.8 mm Ø 0.5 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.001964 52.96 0.04714 1123.462	cm ² kg cm ² kg/cm ²
12 Tela de mosquitero 1.8 x 1.8 mm Ø 0.2 mm	Area del alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.000314 24.07 0.0113 2130.08	cm ² kg cm ² kg/cm ²
13 Tela metal desplegado (galvanizado) 10 x 5 mm Ø 0.5 x 2.0 mm	Area de alambre - - - - - Carga máxima promedio - - - - - Area resistente - - - - - Esfuerzo máximo promedio - - - - -	0.00100 170.33 0.022 7742.27	cm ² kg cm ² kg/cm ²

Nota.- Las muestras estaban formadas por tres especímenes.



c) Se mantuvo el valor de la fluidez en 80 ± 2 por ciento.

Para verificar la calidad de los morteros fabricados, se tomaron cada revoltura 9 cilindros para pruebas de compresión, tensión indirecta y módulo de elasticidad y 5 briquetas estándar para pruebas de tensión (fotos 6 a 9), habiéndose obtenido de dichas pruebas los valores que resume la tabla 2. Estos resultados, a su vez se sometieron a un estudio estadístico, con objeto de obtener ciertos parámetros de uniformidad como la desviación estándar y los coeficientes de variación (tablas 3 a 6).

3.2.3.- Fabricación de especímenes.

Después de probar algunas formas de especímenes, se optó por el empleo de un prisma rectangular de $3 \times 8 \times 70$ cm, tanto por la sencillez de su fabricación como por no presentar alguna sección con concentración de esfuerzos.

Con objeto de garantizar que la falla se produjese en la zona de medición de deformaciones (15 cm al centro del espécimen), se colocó suficiente esfuerzo adicional en ambos extremos (fig. 1).

Se elaboró un programa de ensayos con las mallas previamente seleccionadas (tabla 7) y en función de él se armaron los distintos refuerzos correspondientes a cada una de las series.

Se sometió cada una de las mallas a pruebas de tensión simple (foto 10) para comparar después su resistencia (tabla 7) con los resultados que se obtuvieron en los especímenes de ferrocemento.

Por último, la fabricación propiamente dicha de los especímenes se hizo vaciando el mortero dentro del molde, previa colocación del armado respectivo. La vibración se realizó en forma externa, colocando el molde sobre una mesa vibratoria inmediatamente después del colado durante cuatro minutos, dejándolo reposar 24 hrs., (foto 12) para meterlo posteriormente en la cámara de curado durante 14 días a una temperatura de 23°C y una humedad relativa ciento por ciento (foto 11). El descimbrado de los especímenes se hacía a las 24 horas del colado.

Desde luego, se tuvo cuidado en revisar las dimensiones y simetría de cada espécimen, ya que cualquier deformación o defecto del mismo podría introducir, al ser probado, esfuerzos adicionales cuyos resultados podrían conducir a conclusiones falsas.

3.2.4.- Prueba de especímenes.

Todas las pruebas se realizaron en una máquina universal Balboa con registro automático de gráficas carga-deformación (foto 13).

Para estos ensayos se empleó la escala de 10,000 kg, y en el registro automático de la gráfica, la escala 1:500.

Antes de montar cada espécimen en la máquina de ensayo, se revisó cuidadosamente con una lupa de 6 dioptrías, con diámetro de 10 cm y luz propia, con objeto de descubrir grietas existentes en el espécimen antes del ensayo; si encontraba alguna fisura se marcaba y medía a lo ancho y largo, utilizando un microscopio de 25 aumentos con una escala interior cuya menor división era de 0,05 mm.

Una vez revisada la pieza, se marcaba la zona de agarre, que era de 20 cm por extremo, y la sección de ensayo donde se registraban las deformaciones.

Ya montada la pieza se procedía a la aplicación de la carga (foto 14).

Foto 6 Especímenes de prueba de tensión y de control de calidad del mortero.

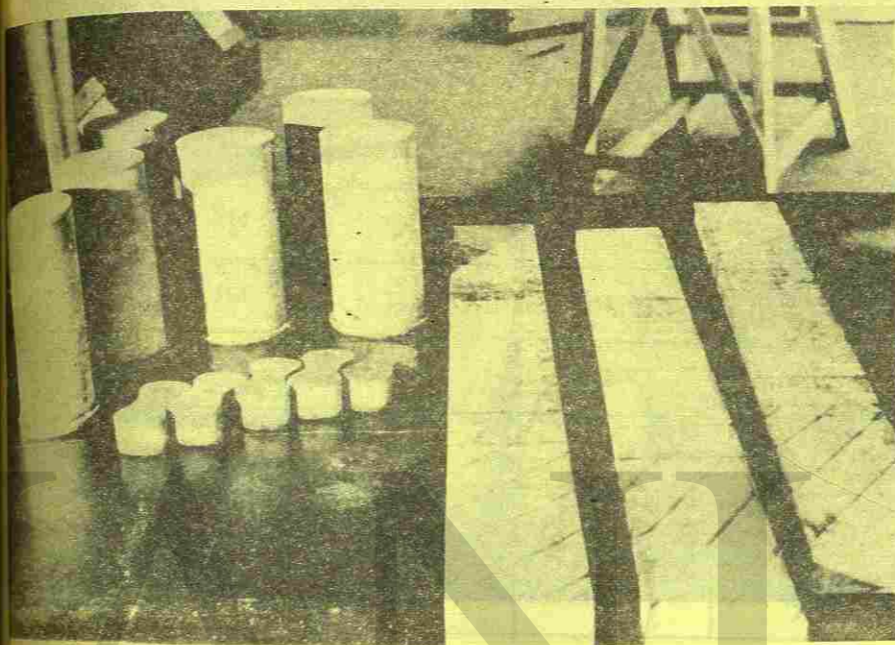


Foto 7 Especímenes para la determinación del módulo de elasticidad. Se muestran prismas rectangulares de mortero dispuestos sobre una superficie oscura.

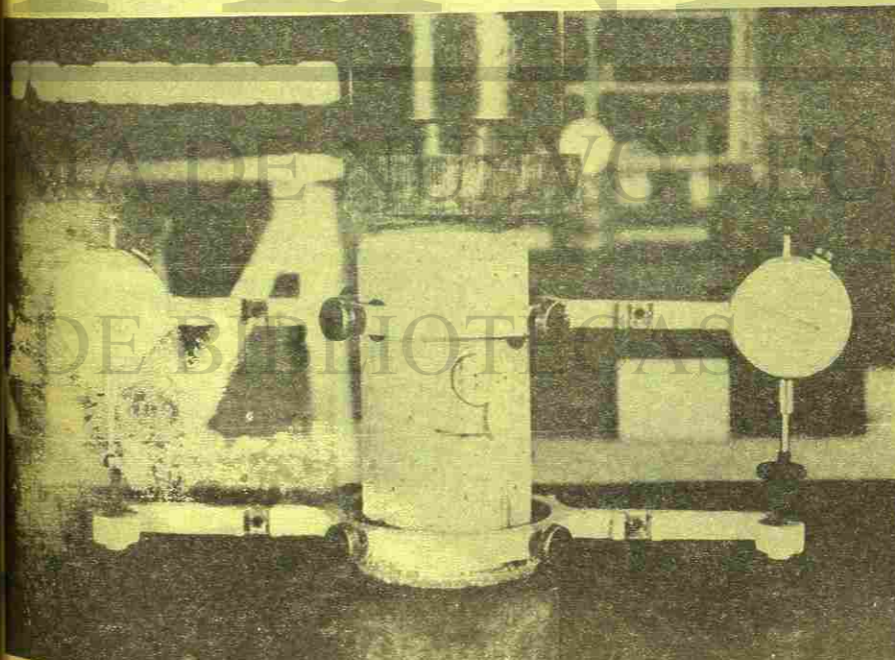


Foto 8 Especímenes en prueba de tensión indirecta (prueba brasileña)

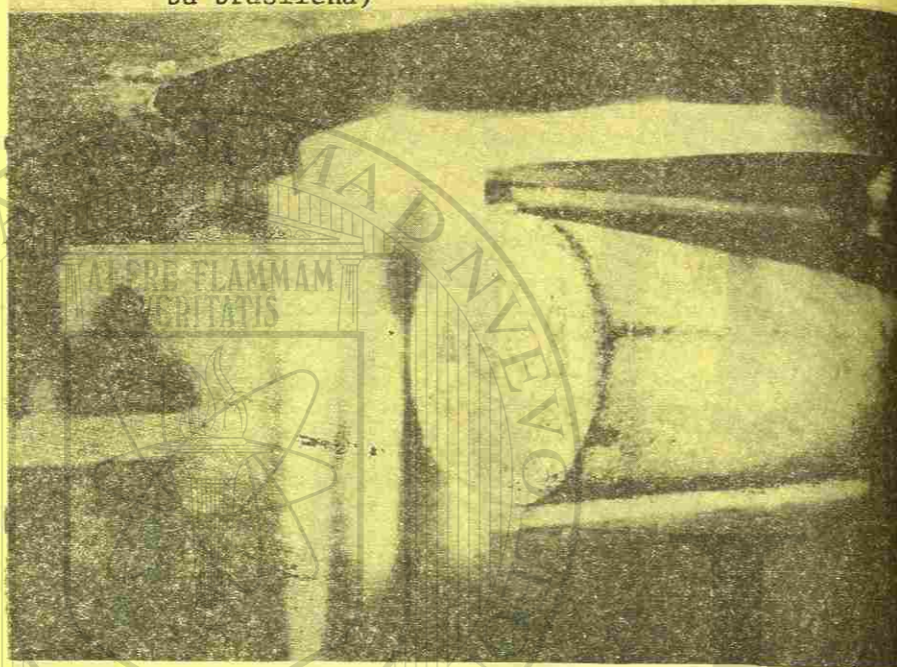


Foto 10 Mallas después de su falla a tensión

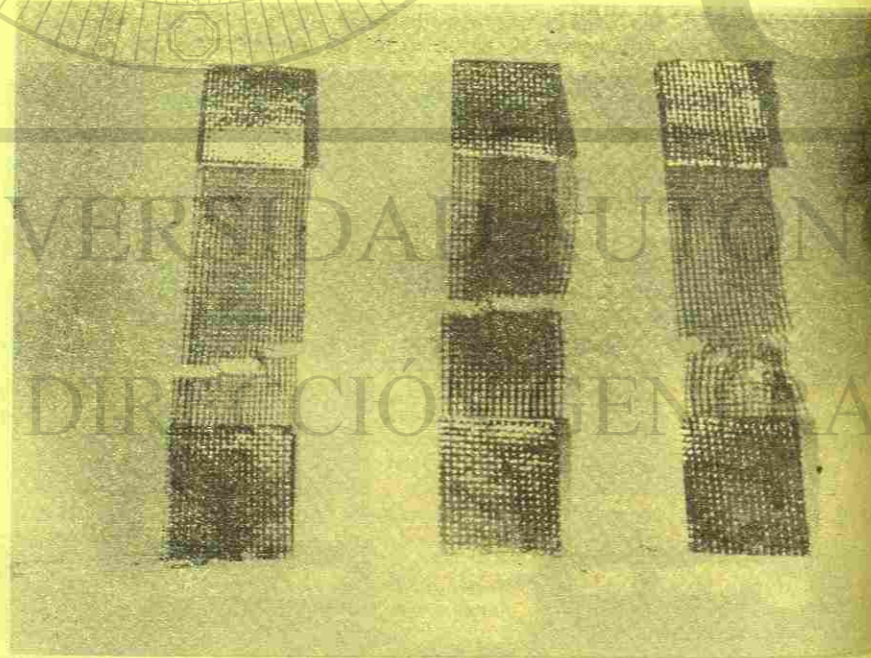


Tabla 2.- CARACTERISTICAS DE LOS MORTIROS DE LOS ESPECIMENES PROBADOS. (esfuerzos y módulo de elasticidad promedios en kg/cm²).

SERIE	COMPRESION	TENSION INDIRECTA	TENSION DIRECTA	MODULO DE ELASTICIDAD
A	353	30.0	24.0	155700
B	314	29.0	19.75	126700
C	356	32.0	30.4	129000
D	351	30.5	28.0	136000
E	309	25.0	22.8	135000
F	344	27.0	25.8	134700
G	336	26.0	31.4	153300
H	369	36.5	32.0	176000
I	350	30.0	27.0	140600
J	383	28.7	25.0	145300

Los valores presentados en la tabla están dados con base en esfuerzos promedio de ensayos realizados sobre los siguientes especímenes:

- 3 cilindros de 8 x 16 cm para compresión.
- 3 cilindros de 8 x 16 cm para tensión indirecta.
- 3 cilindros de 8 x 16 cm para módulo de elasticidad.
- 5 briquetas estándar para tensión directa.



TABLA 3.- ANALISIS ESTADISTICO DE LAS RESISTENCIAS EN COMPRESION DEL MORTERO, EN LAS DIFERENTES SERIES.

SERIE	f'c	\bar{X}	\bar{R}	σ	Cv
A	330 357 371	353	41	24.22	6.9
B	294 322 326	314	32	19.0	6.1
C	372 358 360	356	34	20.0	5.6
D	365 361 326	351	39	23.0	6.5
E	291 309 327	309	36	21.3	6.9
F	347 362 327	344	35	21.0	6.1
G	357 317 334	336	40	23.6	7.0
H	382 349 376	369	33	19.5	5.3
I	361 356 331	350	30	17.7	5.1
J	392 396 361	383	35	21.0	5.5

f'c = Resistencia a compresión, kg/cm². \bar{R} = Rango (valor mayor-valor menor) Kg/cm².
 \bar{X} = Media, kg/cm² σ = Desviación estándar, Kg/cm²
 Cv = Coeficiente de variación.

TABLA 4.- ANALISIS ESTADISTICO DE LAS RESISTENCIAS EN TENSION INDIRECTA DEL MORTERO, EN LAS DIFERENTES SERIES.

SERIE	f _{Ti}	\bar{X}	\bar{R}	σ	Cv
A	28 32 30	4	30.0	2.36	7.87
B	28 - 30	2	29.0	1.8	6.21
C	34 33 29	5	32.0	2.95	9.2
D	32 29 -	3	30.5	2.66	8.72
E	23 27 25	4	25.0	2.4	9.6
F	25 29 27	4	27.0	2.4	8.89
G	25 25 28	3	26.0	1.77	6.81
H	38 38 33	5	36.3	2.95	8.13
I	32 27 32	5	30.0	2.95	9.7
J	30 30 26	4	28.7	2.36	8.2

Resistencia a la tensión indirecta, kg/cm²
 Media, kg/cm²
 Rango (valor mayor - valor menor), Kg/cm²
 Desviación estándar, kg/cm²
 Coeficiente de variación.

TABLA 5.- ANALISIS ESTADISTICOS DE LAS RESISTENCIAS DE TENSION DIRECTA DEL MORTERO, EN LAS DIFERENTES SERIES.

SERIE	f_{Td}	\bar{X}	\bar{R}	σ	Cv
A	27 23 25 23 22 20	24.0	5	2.2	9.0
B	18 18 22	19.25	4	1.9	10.0
C	29 34 28 29 32	30.4	6	2.58	8.5
D	24 28 30 28	28.0	6	2.6	9.2
E	23 20 24 24 23	22.8	4	1.72	7.5
F	26 28 26 26 23	25.8	5	2.15	8.3
G	27 33 32 32 33	31.4	6	2.58	8.2
H	36 30 29 33 22	32.0	7	3.0	9.4
I	27 25 30 26	27.0	5	2.4	9.0
J	26 26 27 26 21	25.0	6	2.58	10.3

f_{Td} Resistencia de tensión directa, kg/cm^2
 \bar{X} Media, kg/cm^2
 \bar{R} Rango (valor mayor - valor menor), kg/cm^2
 σ Desviación estándar, kg/cm^2
 Cv Coeficiente de variación.

TABLA 6.- ANALISIS ESTADISTICO DEL MODULO DE ELASTICIDAD DEL MORTERO, EN LAS DIFERENTES SERIES.

SERIES	E	\bar{X}	\bar{R}	σ	Cv
A	165 151 151	155.7	14	8.27	5.31
B	123 124 153	126.7	10	5.91	4.67
C	137 120 130	129.0	17	10.04	7.78
D	140 124 144	136.0	20	11.8	8.68
E	138 128 139	135.0	11	6.5	4.81
F	132 141 131	134.7	10	5.91	4.39
G	144 165 151	153.3	21	12.4	8.1
H	181 180 167	176.0	14	8.27	4.7
I	138 147 137	140.6	10	5.91	4.2
J	146 135 155	145.3	20	11.8	8.12

Módulo de elasticidad, kg/cm^2
 \bar{X} Media, kg/cm^2
 \bar{R} Rango (valor mayor - valor menor), kg/cm^2
 σ Desviación estándar, kg/cm^2
 Cv Coeficiente de variación

TABLA 7.- PROGRAMA DE ENSAYES.

Serie	Características de la malla de refuerzo	Diámetro del alambre en mm	σ máx de la malla, en kg/cm ²	No. de capas de refuerzo	% Volumen de refuerzo	Superficie específica de refuerzo en cm ² /cm ³
A	Malla entrelazada cuadrada, 13 x 13 mm	1.2	3242.1	8	2.32	0.77
B	Malla entrelazada cuadrada, 6.3 x 6.3 mm	0.7	2285.3	8	1.63	0.93
C	Malla hexagonal 26 x 39 mm	0.8	1602.6	8	0.97	0.44
D	Malla hexagonal 19 x 14.3 mm	0.8	2061.8	8	1.70	0.85
E	Metal desplegado, 10 x 20 mm	0.5x1.0	1309.5	8	2.7	1.6
F	Malla entrelazada cuadrada, 13 x 13 mm	1.2	3242.1	4	1.160	0.59
G	Malla entrelazada cuadrada, 6.3 x 6.3 mm	0.7	2285.3	4	0.814	0.45
H	Malla hexagonal 26 x 39 mm	0.8	1602.6	4	0.485	0.24
I	Malla hexagonal 19 x 14.3 mm	0.8	2061.8	4	0.85	0.42
J	Metal desplegado, 10 x 20 mm	0.5x1.0	1309.5	4	1.35	0.80

Fig. 1. ESPECIMENES DE PRUEBA A ESFUERZOS DE TENSION

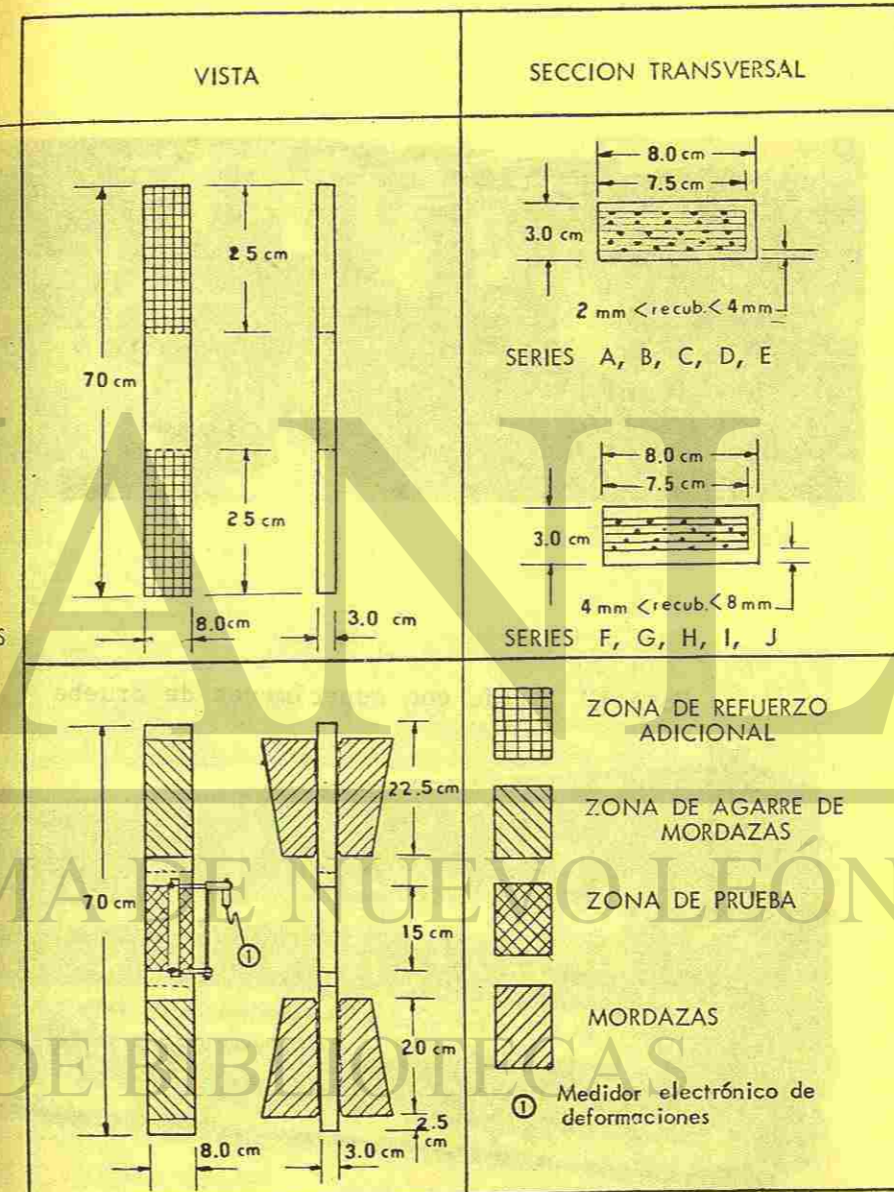


Fig. 1. ESPECIMENES DE PRUEBA A ESFUERZOS DE TENSION

Foto 11 Especímenes de prueba en cámara de curado

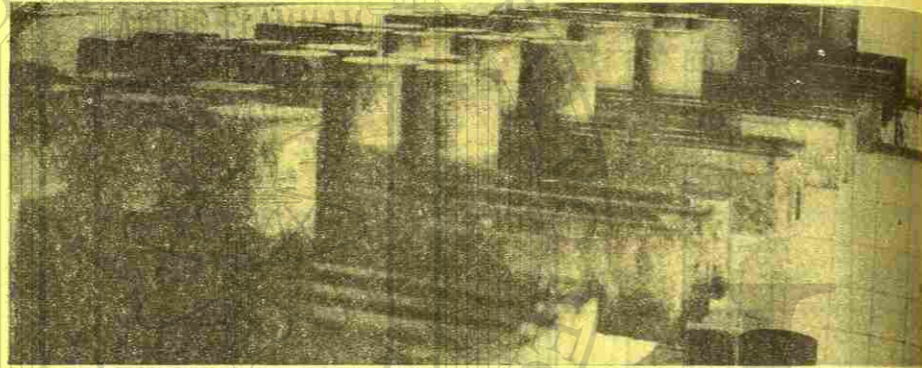


Foto 12 Molde con especímenes de prueba

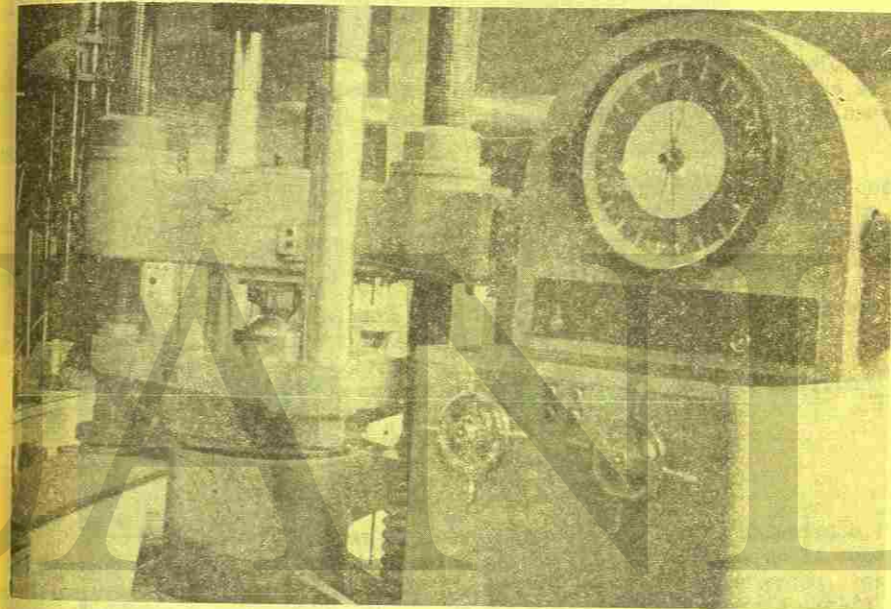
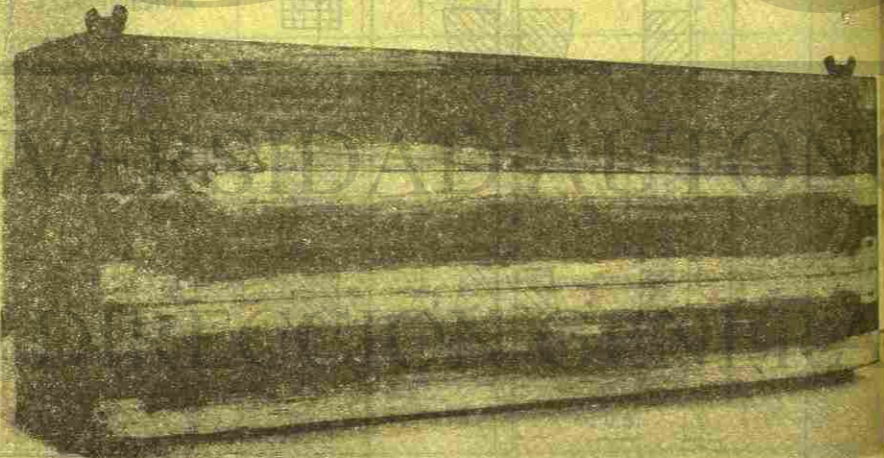


Foto 13 Máquina universal Balwin con registro automático de gráficas carga-deformación.



UNIVERSIDAD AUTONOMA D
 UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
 DE BIBLIOTECAS

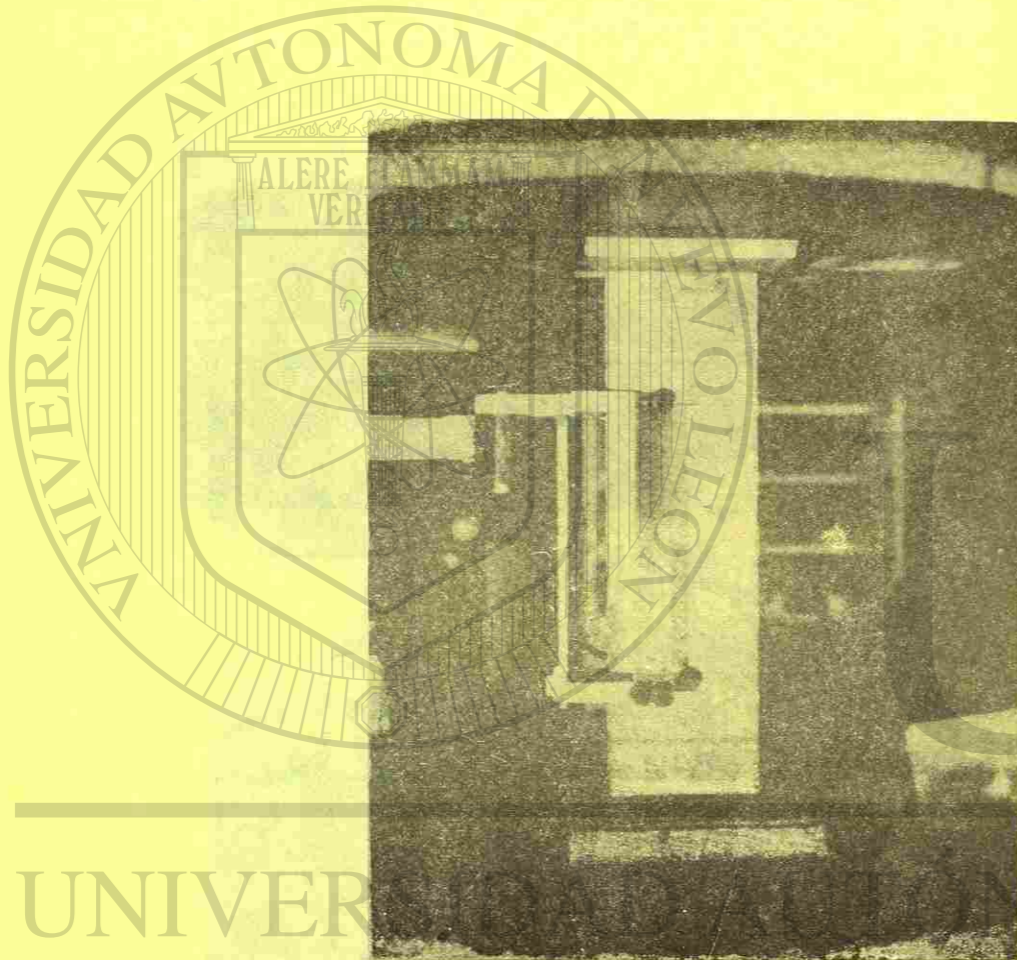


Foto 14 Prueba de espécimen de ferrocemento a tensión.

Para esto se prefijaba una velocidad de deformación en la máquina lo suficientemente lenta para permitir revisiones en las piezas a cada 50 kg de incremento de carga. Estas revisiones se hacían con todo cuidado, empleando la lupa antes mencionada, que permitía detectar grietas de aproximadamente 0.02 mm; una vez detectada una grieta, se procedía a medirla. El procedimiento exigía anotar en el registro de campo, tanto el ancho de grieta como la carga que la producía; siempre se hicieron las lecturas de ancho de fisura en aquellas grietas que presentaban un ancho mayor.

Con objeto de describir en forma adecuada el comportamiento del ferrocemento en tensión se definieron dos etapas. La elástica, que se extiende desde la carga cero hasta la fluencia del refuerzo, y la inelástica, desde la fluencia hasta la rotura.

El registro de la deformación de los especímenes se efectuó hasta alcanzar una deformación unitaria de 0.003, por medio del medidor de deformación electrónica (foto (15)). Después de esta etapa el registro de las grietas se facilitó, pues se quitó el medidor de deformaciones que entorpecía la determinación del ancho de la grieta.

Para obtener datos en esta etapa se registraban las cargas que producían una nueva grieta, o bien las correspondientes a incrementos de 0.1 mm en el ancho; se marcaban con plumón las grietas horizontales y verticales, observando si seguían la colocación y forma del refuerzo.

El ensaye se daba por terminado cuando el espécimen ya no era capaz de mantener la carga y ésta caía considerablemente (fotos 16 a 18).

Debido al cuidado que el ensaye exigía, se necesitó un tiempo promedio de 90 min. por pieza.

3.3.- Resultados obtenidos.-

Para poder analizar los resultados que se fueron obteniendo, se decidió representarlos en gráficas, relacionándolos con los valores de la superficie específica y el volumen de refuerzo de los especímenes correspondientes, los cuales se calcularon en función del armado en el sentido de la fuerza aplicada al espécimen, utilizando las siguientes fórmulas:

$$V_R = \frac{d^2 n}{4 a t}$$

donde: V_R volumen de refuerzo
 S_L superficie específica

$$S_L = \frac{d n}{a t}$$

d diámetro del alambre
 n número de capas de mallas
 a espaciamiento de alambre
 t espesor del espécimen

Volumen de refuerzo, definido como la relación del volumen de acero de refuerzo existente en la zona de prueba entre el volumen del espécimen en esa misma zona.

Superficie específica, definida como la superficie de contacto del acero de refuerzo existente en la zona de prueba, en el sentido de la fuerza, entre el volumen del espécimen en esa misma zona.



Foto 15 Medidor electrónico de deformaciones.



Foto 16 Espécimen de ferrocemento sujeto a tensión, armado con 8 capas de metal desplegado.



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Foto 17. Espécimen de ferrocemento sujeto a tensión, armado con 8 capas de malla cuadrada grande.



Foto 18. Espécimen de ferrocemento sujeto a tensión, armado con 8 capas de tela de gallinero chica.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



En general, los valores que aparecen en las siguientes gráficas presentan los promedios de los resultados de las series de pruebas que se llevaron a cabo.

Gráfica 1:- Esfuerzo a tensión para cuando aparece una grieta de 0.02 mm vs. superficie específica.

Los valores de los esfuerzos que se presentan en gráficas, se obtuvieron por observación directa al aparecer la primera grieta, observable con el equipo descrito con anterioridad.

Se aprecian los valores promedio de la superficie específica en relación al esfuerzo que puede soportar el ferrocemento para cada tipo de malla al presentarse la primera grieta. De ella se desprende que las mallas cuadradas AF, BG, y la hexagonal de gallinero de poca separación entre alambres (19 x 14.3 mm), DI, son más sensibles a las variaciones de los valores de la superficie específica que la de gallinero grande y la de metal desplegado, CH y E J.

También se observa que las mallas cuadradas y de metal desplegado portan un esfuerzo mayor a tensión que las de gallinero, al aparecer la primera grieta.

Gráfica 2:- Esfuerzo a la falla vs. volumen de refuerzo en el sentido de la carga.

El esfuerzo máximo a la tensión es función únicamente de la resistencia de las mallas de refuerzo.

Se puede deducir que con un mismo porcentaje de refuerzo, con las mallas cuadradas A F y B G, y con la de metal desplegado E J, se pueden obtener mejores resistencias que con las de tela de gallinero, D I y C H.

Gráfica 3.- Esfuerzo a tensión vs. ancho de grieta.

Se puede deducir que en general el esfuerzo máximo se alcanza al presentarse un agrietamiento entre 0.1 y 0.2 mm.

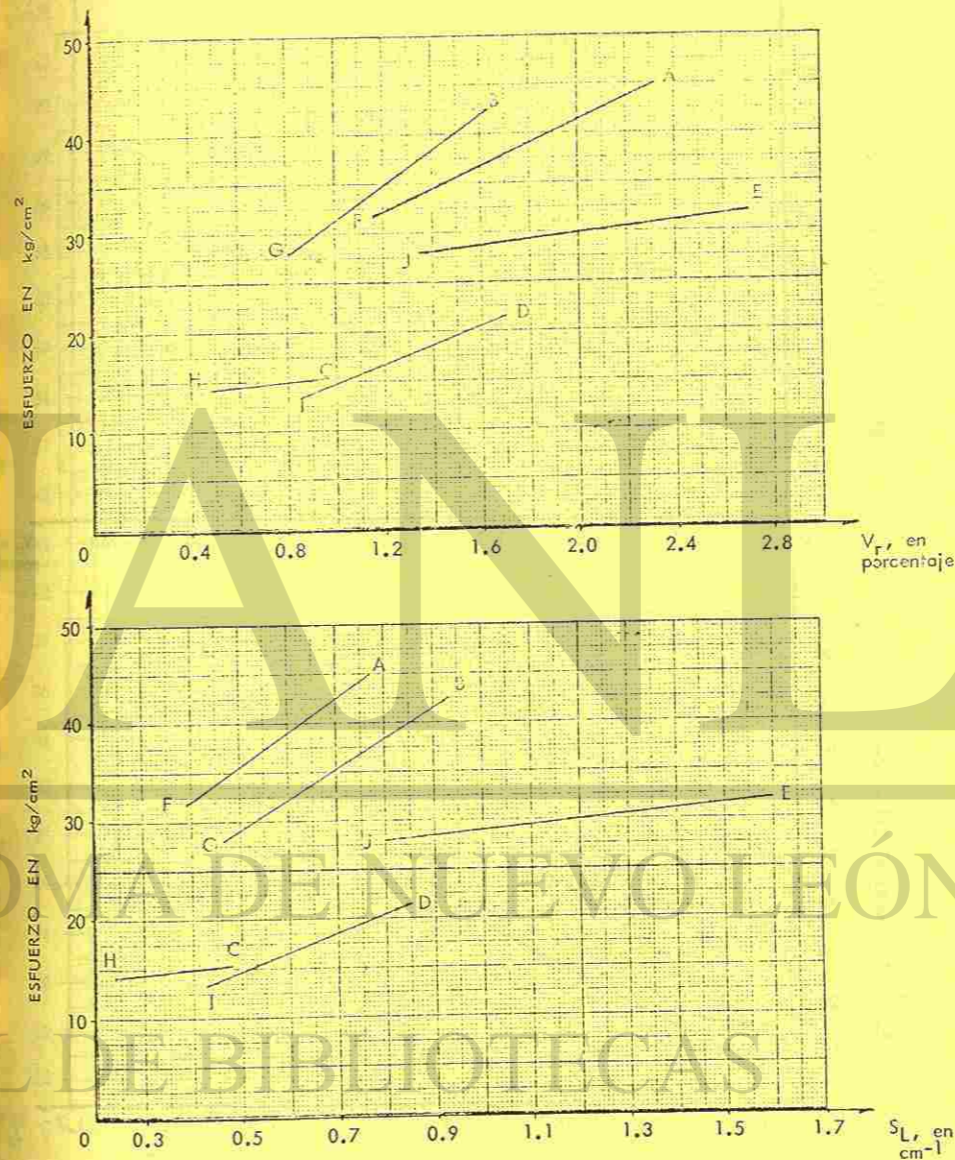
Gráfica 4:- Costo/esfuerzo de resistencia a tensión vs. volumen de refuerzo y superficie específica.

Según se observa en estas gráficas, el tipo de malla más eficiente por su menor costo por kg/cm² de resistencia a la tensión es la de metal desplegado, E J, presentando también características favorables de malla hexagonal de 19 x 14.3 mm, DI, y la cuadrada de 13 x 13 mm, AF, ya que al variar el volumen de refuerzo, el incremento de costo en relación al esfuerzo resistente es nulo: En cambio la relación costo-esfuerzo para ancho de grieta igual a 0.02 mm no se conserva constante al variar la superficie específica, sino que experimenta un incremento del orden de 1/3 del aumento del valor de la superficie específica.

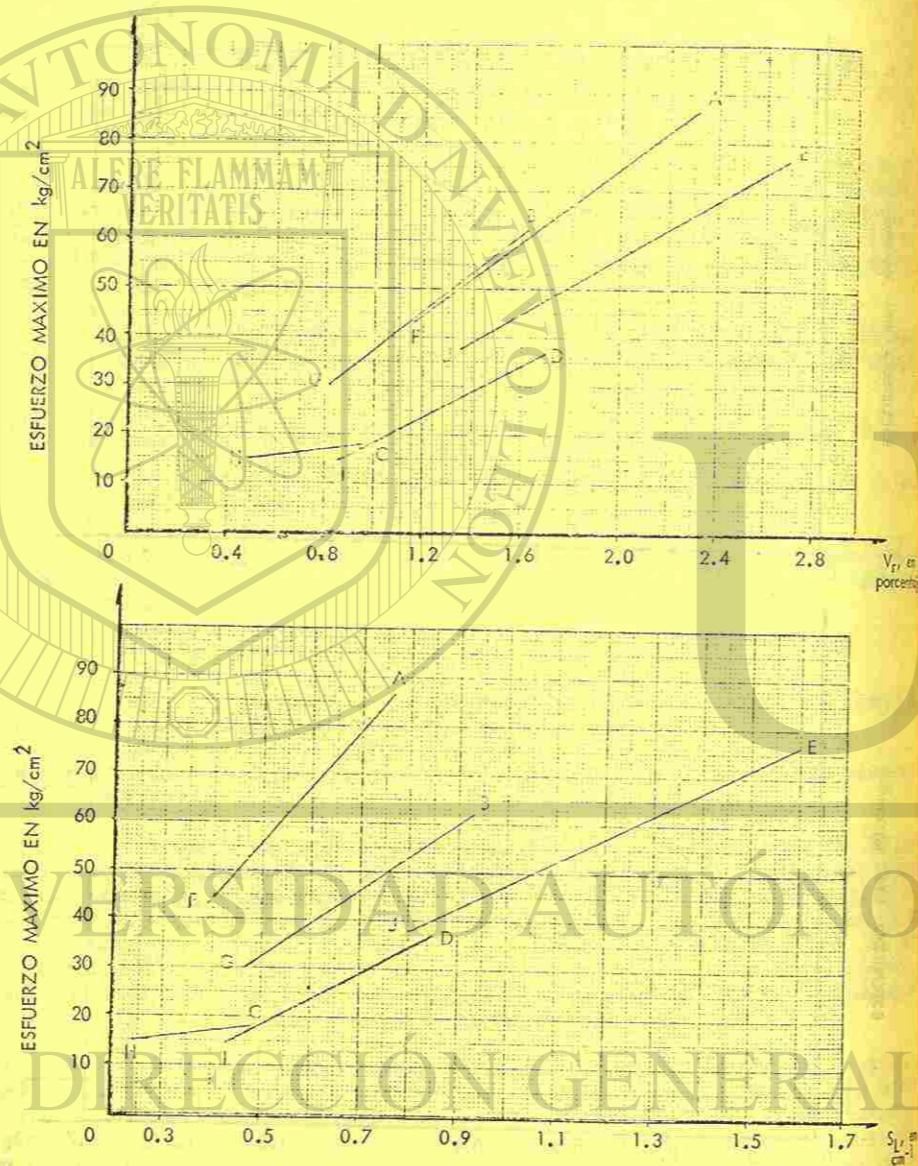
Gráfica 5:- Número de grietas vs. ancho de grieta del estudio de esta gráfica se deduce que cuando se aumenta la superficie específica para un mismo tipo de malla (sería A vs. F, B vs. G, C vs. H, D vs. I, E vs. J), el comportamiento del material es mejor, ya que la tendencia que se observa en el material es de aumentar el número de grietas en lugar de aumentar su ancho. Por el motivo anterior, o sea por la relación: número de grietas - ancho de grieta, podría concluirse también que la malla más favorable es la de metal desplegado E-J, o la de gallinero chica en 8 cm pas D, no así la tela de gallinero grande C-H, o la de gallinero chico en 4 cm pas I, comportamiento que desde este punto de vista es francamente malo.

3.4.- Conclusiones.-

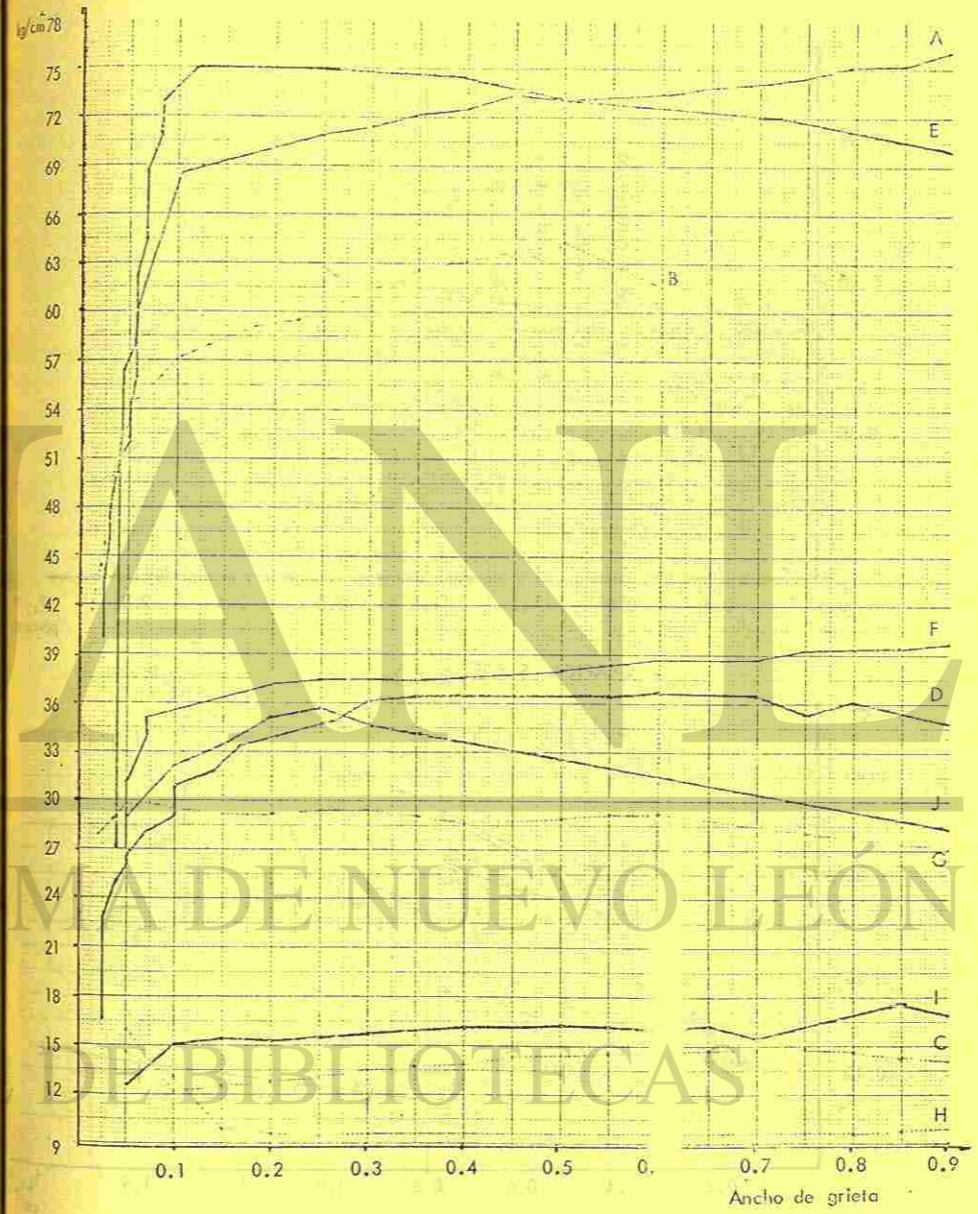
Para hacer una selección entre distintos tipos de malla para su



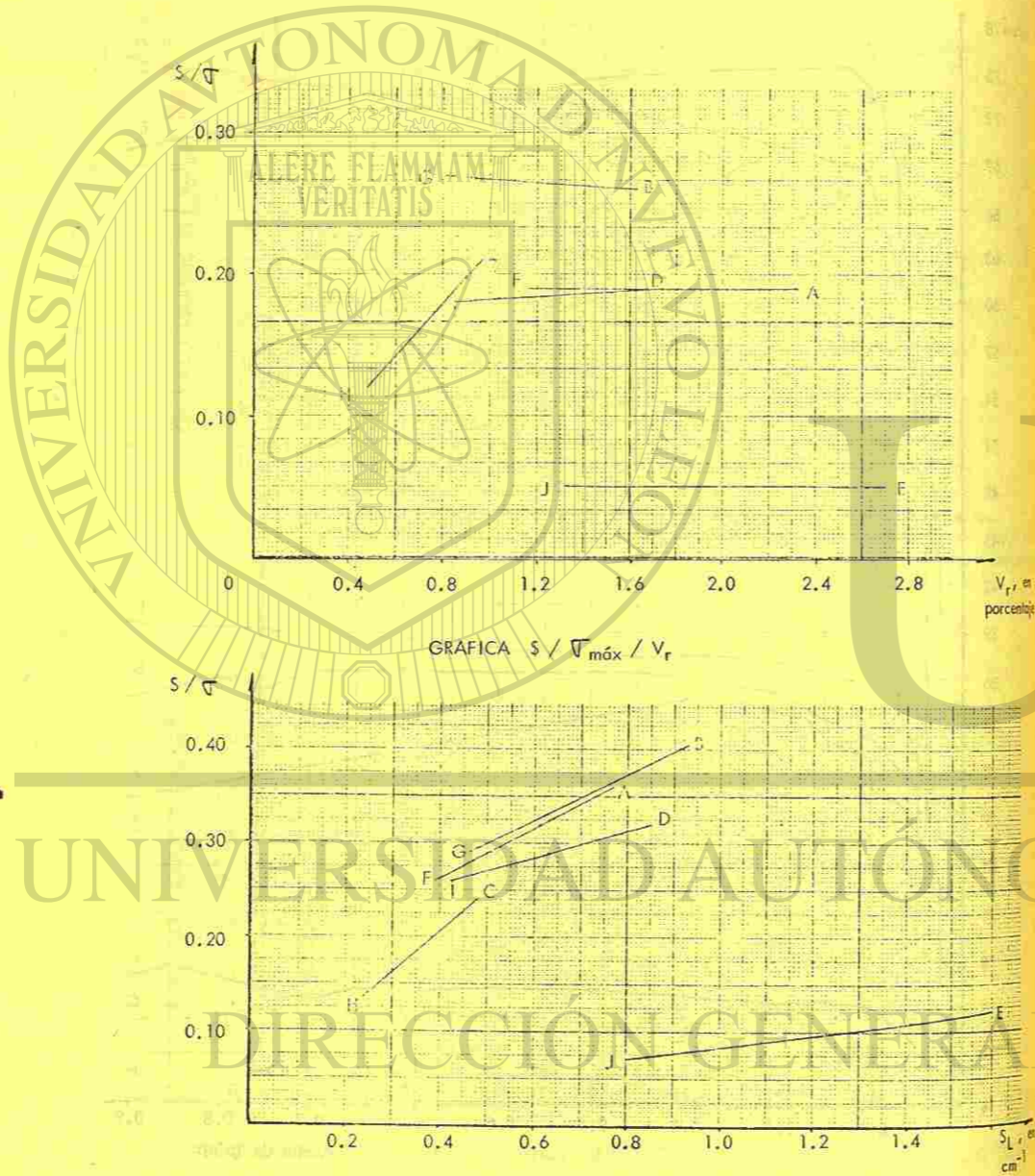
GRAFICA 1. CONSTRUIDA CON LOS ESFUERZOS PARA UN ANCHO DE GRIETA DE 0.02 mm / VOLUMEN DE REFUERZO Y SUPERFICIES ESPECIFICAS



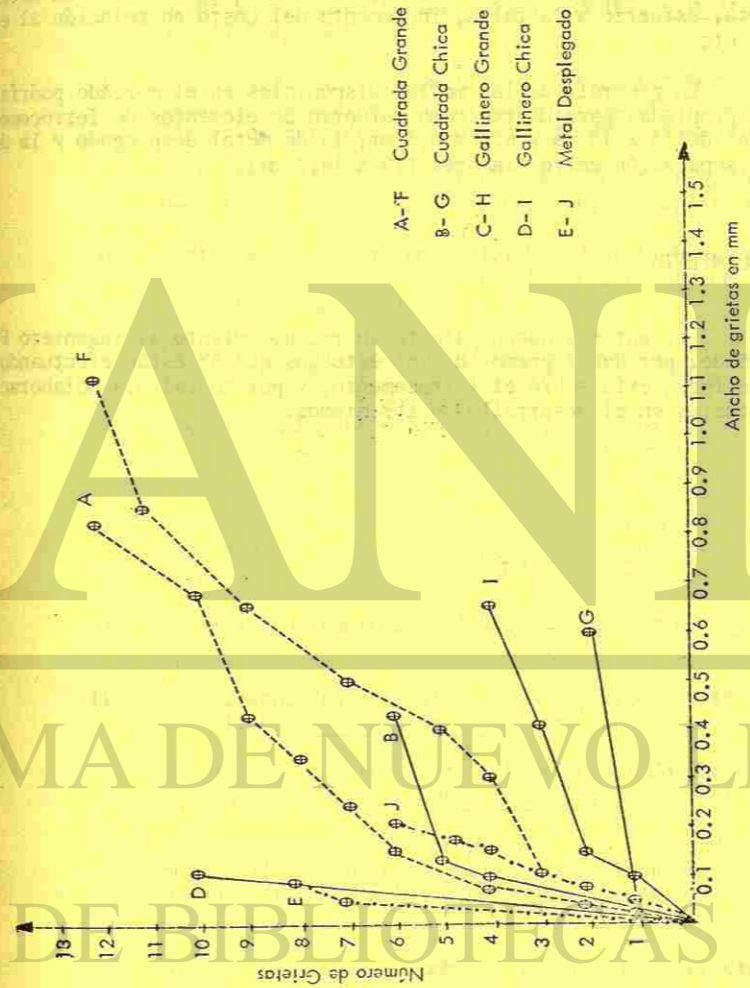
GRAFICA 2. CONSTRUIDA CON LOS ESFUERZOS MAXIMOS QUE RESISTIERON LAS PIEZAS DE FERROCEMENTO / VOLUMEN DE REFUERZO Y SUPERFICIES ESPECIFICAS



GRAFICA 3. RESUMEN DE GRAFICAS DE ESFUERZO - ANCHO DE GRIETA



GRAFICA 4. $S/\sigma / S_L$ PARA 0.02 mm ANCHO DE GRIETA



GRAFICA 5. RESUMEN DE GRAFICAS NUMERO DE GRIETAS--ANCHO DE GRIETA.

- A-F Cuadrada Grande
- B-G Cuadrada Chica
- C-H Gallinero Grande
- D-I Gallinero Chica
- E-J Metal Desplegado

pleo como refuerzo de piezas de ferrocemento, se sugiere hacer pruebas a tensión de especímenes contruidos con morteros semejantes y armados con las mallas que se quieren comparar.

Los resultados que se obtengan podrán representarse en gráficas como se hizo en el presente trabajo, a fin de obtener el comportamiento de cada malla con respecto a una característica específica.

Las propiedades que más importen para la aplicación del ferrocemento en un caso particular, serán las que definan la selección de una determinada malla. Estas propiedades pueden ser: costo, esfuerzo que resista a un determinado choque de grieta, esfuerzo a la falla, incremento del costo en relación al esfuerzo resistente, etc.

En general, de las mallas disponibles en el mercado podría decirse que las más apropiadas para usarse como refuerzo de elementos de ferrocementos son las cuadradas de 13 x 13 mm y 6.3 x 6.3 mm, la de metal desplegado y la de galvanizado de menor separación entre alambres (19 x 14,3 mm).

4.- RECONOCIMIENTO.

Los autores hacen patente su reconocimiento al ingeniero Francisco Robles Fernández por haber promovido los estudios que se están efectuando en el Instituto de Ingeniería sobre el ferrocemento, y por su valiosa colaboración y muchas sugerencias en el desarrollo de los mismos.

REFERENCIAS.

1. G. K. Khaidukov, "Development of Ferro-cement 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 Ferro-cement 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., Ferro-cement for Canadian Fishing Vessels, Industrial development Branch Fisheries Service, project report 42, Ottawa, August 1971.
7. Greenius, A. W., Smith, J. D., Ferro-cement for Canadian Fishing Vessels, (I D B F S), project report 48, Ottawa, Jan 1972.
8. Vessels an Engineering Division, Ferro-cement 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, Associação 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, Associação 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, "Ferro-cement: a 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", Research 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", Research 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, Wellington, N. Zealand (9-13 oct, 1972).
23. F. Leonhardt, "Suggestions for Future Research", Sesión Plenaria del CEB, Comité Européen du Béton, 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. Naaman y C. Ramos, Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en tracción, flexión y compresión, Boletín IMMG año IX, No. 1 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 width in reinforced concrete flexural members, ACI Symposium, Philadelphia, Pennsylvania (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 vessel structures, Conference on fishing vessel construction materials. pp. 31-42.
35. Anon, Featherstone Ahoy, Concrete Construction, July 1963, pp 209-10.

ESECTOS DEL CLIMA CALIENTE EN LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO.

Herbert K. Cook*

RESUMEN.

El trabajo discutirá los diferentes enfoques requeridos para las construcciones de concreto bajo condiciones con temperaturas elevadas, así como cuando la humedad relativa es baja, o alta. El uso efectivo de aditivos retardantes por la necesidad de evitar la evaporación del agua de mezclado durante el fraguado. El uso de una película monomolecular para reducir la rapidez de la evaporación. Precauciones y procedimientos especiales requeridos para los diferentes tipos de construcciones de concreto.

* Vice-Presidente de Engineering Master Builders, Cleveland, Ohio.
Jefe en la División del Concreto, Estación Experimental en Wasterways.
Miembro de ASTM y ACI.

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", Research 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", Research 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, Wellington, N. Zealand (9-13 oct, 1972).
23. F. Leonhardt, "Suggestions for Future Research", Sesión Plenaria del CEB, Comité 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. Naaman y C. Ramos, Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en tracción, flexión y compresión, Boletín IMMG año IX, No. 1 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 width in reinforced concrete flexural members, ACI Symposium, Philadelphia, Pennsylvania (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 vessel structures, Conference on fishing vessel construction materials. pp. 31-42.
35. Anon, Featherstone Ahoy, Concrete Construction, July 1963, 209-10.

ESECTOS DEL CLIMA CALIENTE EN LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONCRETO.

Herbert K. Cook*

RESUMEN.

El trabajo discutirá los diferentes enfoques requeridos para las construcciones de concreto bajo condiciones con temperaturas elevadas, así como cuando la humedad relativa es baja, o alta. El uso efectivo de aditivos retardantes por la necesidad de evitar la evaporación del agua de mezclado durante el fraguado. El uso de una película monomolecular para reducir la rapidez de la evaporación. Precauciones y procedimientos especiales requeridos para los diferentes tipos de construcciones de concreto.

* Vice-Presidente de Engineering Master Builders, Cleveland, Ohio.
Jefe en la División del Concreto, Estación Experimental en Wasterways.
Miembro de ASTM y ACI.

LA CONSTRUCCION DE CONCRETO EN CLIMA CALIENTE REQUIERE PRECAUCIONES ESPECIALES Y JUICIO INGENIERIL.

INTRODUCCION.

Como lo indicó el Sr. Howard H. Newlon Jr. (1) en el Primer Seminario Internacional Sobre Tecnología del Concreto en Monterrey, N. L., México, en diciembre de 1972, el concreto en clima caliente implica considerablemente más atención que tratarlo exclusivamente como un problema de altas temperaturas. Además, la humedad relativa y la velocidad del viento pueden jugar parte importante y gobernar el camino al correcto (o incorrecto) colado del concreto en condiciones de clima caliente. El procedimiento para colar el concreto bajo condiciones de altas temperaturas y alta humedad relativa, puede diferir considerablemente de los procedimientos usados para el colado del concreto bajo condiciones de altas temperaturas, pero baja humedad relativa. Asimismo, deberá recordarse que condiciones de baja humedad relativa y/o alta velocidad del viento, pueden causar problemas al concreto aun con bajas temperaturas.

En vista de la considerable atención prestada en el pasado a este tema por otras personas, es difícil presentar un trabajo interesante y a la vez útil al tratar el concreto en clima caliente. Es probable que la práctica recomendable para el colado del concreto en clima caliente ACI 305-72 (2), sea el estudio más completo y con autoridad sobre el particular. Es al menos un esfuerzo importante por parte de gentes enteradas en recopilar el estado actual de conocimientos y prácticas recomendables a menudo aplicables, a la mayoría de los problemas relacionados con procedimientos de construcción empleando concreto. Las referencias suplementarias no deberán pasarse por alto. Asimismo es de interés observar en la Revista del Instituto Americano del Concreto (ACI) de enero de 1972 (3) las opiniones recibidas como resultado de la publicación inicial, en cuanto a la proposición de la norma. No obstante los concienzudos esfuerzos desplegados durante varios años por los miembros del Comité ACI 305, los dos principales expositores estaban en desacuerdo, en que un grupo expresaba la opinión que el documento debería restringirse a concreto en clima caliente bajo condiciones áridas, mientras el otro grupo era de la opinión que el colado del concreto en clima caliente bajo condiciones de alta humedad, no se le había dado la consideración adecuada. Ellos presentaron información valiosa e interesante para apoyar sus argumentos. Existe también la publicación de 3 volúmenes del Simposio de RILEM sobre Concreto y Concreto Reforzado en países con Clima Caliente (4) efectuada en Haifa, Israel del 2 al 5 de agosto de 1971. El Simposio de RILEM se llevó a cabo en forma coincidente con la publicación de la norma del ACI 305 en la revista del mes de julio; asistí a la Conferencia del RILEM y llevé una copia de la revista del ACI de julio de 1971 conmigo. Probablemente fue la primera o de las primeras copias de la norma propuesta que aparecieron en el mismo Simposio.

La finalidad de lo que se estableció anteriormente era hacer notar que después de las deliberaciones del Comité 305 ACI y de la publicación de la norma propuesta, los trabajos sobre la Construcción de Concreto en Clima Caliente que fueron presentados en Haifa, constituyeron una publicación de tres volúmenes. Esto y otras investigaciones que estaban en proceso, obviamente no fueron tomadas en cuenta por el comité. La norma actual ACI 305 y otras normas deben ser revisadas continuamente y actualizarse cuando haya disponibilidad de conocimientos adicionales.

No es mi intención repetir todas las precauciones especiales que serán tomadas en clima caliente para producir un buen concreto, y transportarlo al sitio de la obra, evitar una pérdida rápida de agua y asegurar un curado apropiado. Comentarios detallados de todas estas cuestiones están contenidos en la lista de referencias y en otras referencias contenidas en ellas mismas. De cualquier manera, yo no me propongo leer a ustedes la Práctica Recomendable para concreto en clima caliente, ACI 305-72 o insistir innecesariamente en la información y prácticas que nosotros ya sabemos.

Tal vez yo pueda ser útil para discutir algunas de las cosas que -- han sido comentadas por otros con respecto a las insuficiencias o críticas del ACI 305-72 o problemas no resueltos relacionados con el colado del concreto en clima caliente.

Tomando en cuenta lo establecido anteriormente, rápidamente añado -- que mis observaciones son opiniones muy personales. Aunque soy un miembro del Comité 305 del ACI, no puedo hablar por él, aunque me encuentro en una posición sabia de los problemas con los que el comité debe tratar.

Creo que está bien al decir que el comité se preocupa con algunos -- de los mal usos y mal entendimientos que existen con respecto a la Práctica Recomendable. En la versión impresa de este artículo, Práctica Recomendable ha sido subrayada en la oración de arriba para enfatizar el hecho que no es una especificación. En el curso de mi trabajo diario yo he revisado varias especificaciones de proyectos en que un número de normas del ACI han sido enlistadas con la mención de que todos los requisitos de las normas enlistadas deberán aplicarse al concreto para el proyecto. El ACI 305 es una práctica recomendable, no es una especificación. Se necesita del juicio ingenieril. Ella intenta proporcionar una información útil con la cual poder tratar con una variedad de problemas que generalmente requieren enfoques diferentes o modificados. Sin embargo parece haber una tendencia en aumento para deshacerse con el ejercicio del juicio ingenieril en favor de una solución documentada única para toda contingencia posible. El ACI 305-72 no es tal documento y no puede hacerse como tal. Para recalcar lo anterior cito de la sección 1.1 de la Práctica Recomendable:

"Esta Práctica Recomendable sugiere procedimientos y preparación para reducir los riesgos al colar concreto en clima caliente en los tipos más generales de construcción, tales como pavimentos, puentes, edificios y estructuras varias. Las medidas tomadas y el grado en que ellas deberán ser aplicadas varían con las condiciones locales al momento de colar el concreto. Ellas deberán ser aplicadas en la magnitud necesaria para asegurar que los efectos adversos se reduzcan a un nivel mínimo práctico. Esto puede hacerse sólo en base a un juicio ingenieril competente".

Tal vez lo de mayor controversia en la Práctica Recomendable es la sección 4.2.4 que dice:

"La planeación deberá incluir preparación para limitar la temperatura del concreto cuando se coloca a algo menos de 32°C (90°F) excepto como se recomienda en la sección 2.2.1 (concreto en masa). Si esta temperatura se alcanza y es excedida, se incrementa la posibilidad de que ocurran los efectos desfavorables debidos a la -- temperatura alta".

Uno de los pocos votos en contra sobre la Práctica Recomendable fue debido a la sección citada arriba. Los votantes comentaron:

"ACI 305 es adecuado para condiciones atmosféricas templadas, pero donde las temperaturas usuales del concreto están dentro de los 32°C a 43°C (90°F-110°F) durante todo el año, entonces la norma no es aceptable. El comité debería reconocer que estructuras aceptables de concreto son producidas en ese medio ambiente y que límites arbitrarios sobre la temperatura no son justificados".

Yo estoy de acuerdo en parte con los comentarios expuestos arriba pero deseo enfatizar que la interrogativa de la temperatura máxima en el concreto no puede ser desatendida. Verdaderamente es cierto que al ser mayores las temperaturas de colado del concreto, es más probable que ocurran los efectos desfavorables debido a las temperaturas altas. Aquellos interesados con el proyecto deberán estar mucho más concientes del problema y ejercitar un juicio ingenieril tal que resuelva el problema lo mejor posible. Esto implicaría algunas de las consideraciones siguientes para decidir qué pasos pueden tomarse para reducir al máximo las posibilidades en contra de proporcionar un concreto inadecuado o una estructura no satisfactoria:

- 1.- Tal vez el concreto deba ser diseñado para producir mayores resistencias que las requeridas por el diseño estructural, sabiendo que algo de su resistencia se perderá cuando el concreto se cuele bajo temperaturas altas.
- 2.- Si el hielo no está disponible para el enfriado, se puede obtener alguna reducción en la temperatura utilizando: agua a la temperatura más baja disponible, enfriado evaporativo de los agregados mediante un regado, almacenando el agregado y cemento en la sombra o bajo cubierta pintada de blanco y/o aislando los almacenes, etc. En otras palabras, realizar cualquier operación práctica que ayudará en reducir la temperatura.
- 3.- Usar aditivos reductores de agua y/o retardantes para resistencias adicionales, menos agua de mezclado y extensión del tiempo de fraguado.
- 4.- Regando las cimbras y sub-base justo antes de colar el concreto para reducir la temperatura de la cimbra y evitar la absorción del agua del mezclado del concreto en la sub-base. La absorción del agua de mezclado puede causar problemas aun a temperaturas moderadas e incrementa grandemente las posibilidades de agrietamiento por contracción plástica.
- 5.- Organizar el colado del concreto en itinerarios tales que el concreto se mezcle, transporte, compacte en las cimbras y que se dé el acabado dentro del tiempo más corto posible.
- 6.- Hacer todo lo posible para reducir la evaporación del agua superficial por medios tales como rompevientos, parasoles, niebla, aplicación de películas monomoleculares (5), uso de hojas de polietileno, o una combinación de varias o todos estos pasos. Asimismo considerar limitar las operaciones de colado del concreto a horas más frescas del día (noche) cuando éste ha sido en condiciones extremas.
- 7.- Curar, curar, curar.

Se me pidió hace varios meses para comentar sobre los problemas que pueden existir y las precauciones que deberán ser tomadas en conexión con un proyecto grande de concreto que será construido en el puerto de Sudan sobre el mar rojo. Fueron obtenidos datos climatológicos sobre un período de 6 años. Las condiciones de temperatura máx., mín., y promedio, de velocidad de viento y humedad relativa fueron:

	Máxima	Mínima	Promedio
Temperatura, °C (°F)	47° (117)	10 (50)	29 (84)
Velocidad del viento km/hr (M/hr)	53.7 (33.4)	3.7 (2.3)	14.0 (8.7)
Humedad Relativa %	90	30	65

Mis comentarios fueron los mismos que se discutieron anteriormente. Sobre decir que, yo no aconsejé que todas las operaciones cesasen si la temperatura del concreto llega a ser más alta que 52°C (90°F). Yo no podía concebir que -- era el intento del comité 305 del ACI asentar que todo el concreto colocado a temperaturas más altas debía ser deshechado arbitrariamente.

En el informe de Capacete y Martin (3) sobre la Práctica Recomendada, presentaron algunos datos interesantes y prácticos sobre el efecto de la velocidad del viento y humedad relativa que moderan e incrementan la máxima temperatura deseada de colado del concreto.

En particular ellos citaron los datos climatológicos para Tucson, Arizona y San Juan, Puerto Rico, como rangos amplios y representativos en humididades relativas bajo condiciones de temperaturas altas. Ellos afirmaron que durante junio, la velocidad media de viento en Tucson, Arizona es de 13.5 km/hr (8.4 mph) y el promedio de humedad relativa al mediodía es de 15%. Los rangos de temperaturas normales variaban de 19°C a 37°C (67 a 98°F). Para el mismo mes en San Juan - Puerto Rico, la velocidad media del viento es de 13.7 km/hr (8.5 mph) y el promedio de humedad relativa a las 2 P. M. es 69%. Los rangos de temperatura normal son de 24°C a 34°C (75 a 84°F). Las condiciones climatológicas existentes en Tucson no difieren grandemente con las mostradas anteriormente para el Puerto de Sudan, excepto que el Puerto de Sudan tiene una mínima humedad relativa considerablemente más alta que Tucson; indicando que, probablemente Tucson, tiene un problema de clima caliente más severo que el de Puerto de Sudan.

En cualquier caso, la indicación hecha por Capacete y Martin es que bajo el conjunto de recomendaciones presentadas en la Fig. 2.1.4 del ACI 305 y sobre la base de limitar la velocidad de evaporación a 1.0 kg/m²/hr (0.2 lb/pie²/hr), el límite de temperatura máxima de 52°C (90°F) para colar el concreto es incompatible con el efecto de la humedad relativa y la velocidad de viento sobre el agrietamiento plástico.

Para sintetizar el contenido del informe de Capacete y Martin, de acuerdo con la figura 2.1.4, un concreto colado a temperatura de 27°C (80°F) en Tucson mostrará agrietamiento por contracción plástica, además en lugares donde el colado se efectúe a una temperatura de 35°C (95°F) el concreto no mostrará tales agrietamientos como en San Juan Puerto Rico. En resumen, ellos fijan que las secciones 2.2.2 y 4.2.4 del presente texto del ACI 305 establecen una condición que es demasiado restrictiva para climas calientes y húmedos e introduce un elemento de costo innecesario en la construcción con concreto en estos climas.

El propósito de los comentarios expuestos arriba, y con el riesgo de estar repitiendo, es de enfatizar la necesidad de ejercer un juicio ingenieril en vez de depender completamente sobre lo que se dice en una Práctica Recomendada.

De la Figura 2.1.4 del ACI 305, Capacete y Martin han construido su Tabla (A) que se incluye en la referencia 3 y que se muestra abajo.

TABLA A.- RESUMEN DE TEMPERATURA DE CONCRETO PARA VARIAS HUMEDADES RELATIVAS*

TEMPERATURA DEL CONCRETO	% DE HUMEDAD RELATIVA	
40.6°C	105°F	90
37.8	100	80
35.0	95	70
32.2	90	60
29.4	85	50
26.7	80	40
23.9	75	30

* La temperatura máxima del concreto para diferentes humididades relativas para limitar la velocidad de evaporación a cerca de 1.0 kg/m²/hr (0.2 lb/pie²/hr) considerando una velocidad de viento de 16 km/hr (10 mph) y una diferencia de temperaturas entre la del concreto y la del aire de 5.6°C (10°F).

Considerando un promedio de velocidad de viento de 16.1 km/hr (10 mph) y una diferencia de temperaturas de 5.6°C (10°F) entre la del concreto y la del aire, ellos han derivado una fórmula para determinar la temperatura máxima del concreto expresada como una función de la humedad relativa del ambiente. La ecuación es:

$$T = 70 (0.5 + \sqrt{\frac{H}{100}})$$

Donde:

T = Temperatura del ambiente (°F)

H = Humedad relativa del ambiente en %

Es su parecer que para estructuras que no sean del tipo masivo de construcción pesada la máxima temperatura del concreto recomendada no deberá exceder los valores obtenidos de la ecuación de arriba y que son ligeramente más conservadores que los mostrados en la Tabla A.

No necesariamente apoyo los valores mostrados en la Tabla A. O aquellos que se obtienen por la fórmula. Mi esfuerzo es que uno no deberá aceptar o especificar ciegamente que un concreto aceptable puede ser basado en la aplicación de números obtenidos de una tabla o calculados de una ecuación. Las tablas y ecuaciones son ciertamente útiles para llegar a una decisión ingenieril pero ninguna necesariamente garantizará una operación de colado sin problemas. Si el concreto no está diseñado, colado, compactado y terminado adecuadamente, si no está protegido contra una velocidad excesiva de evaporación, y no es curado correctamente la aplicación de cualquier temperatura máxima calculada de colado del concreto no garantizará automáticamente la ausencia de problemas.

Otra recomendación, que presenta algo de controversia pero no tan importante como la de controlar la temperatura del colado del concreto, es la de que almacenes y equipo de transporte, incluyendo camiones, se pinten de blanco y se conserven blancos.

La Asociación Nacional de Concreto Premezclado de los E.U.A. ha distribuido recientemente un informe sobre "Efectos de Color en un Camión Revolvedor en la Temperatura del Concreto" (6). La carta adjunta con el informe incluye las siguientes declaraciones:

"La Práctica Recomendable para Concreto en Clima Caliente ACI 305 recomienda que los camiones revolvedores deberán ser pintados de blanco para minimizar el incremento de potencial de temperatura en el clima caliente. Esta recomendación, en muchos casos, se ha usado indistintamente con el concreto producido y transportado en camiones revolvedores que no son blancos.

El color blanco no es por ningún motivo el color más práctico para el equipo usado en la industria de la construcción y además los transportes pintados atractivamente son una forma de anunciarse y promoción de los productores.

Puesto que nosotros no pudimos encontrar medidas en el campo, decidimos examinar la teoría. El conjunto de informes de Henry Ahari sintetiza los resultados del estudio. Aunque diferentes colores afectan la temperatura de cualquier revolvedora vacía, así como afectan la temperatura de un carro estacionado al sol, el efecto que tiene sobre la temperatura del concreto raras veces excederá 0.8°C a 1.1°C (1.5 a 2.0°F). Una copia de este informe ha sido enviada al Comité 305 del ACI con una petición para la revisión de la Práctica Recomendada".

Creo que la confusión más grande aún existente en la gente que accidentalmente cuela concreto es la ignorancia o concepto falso con respecto a la necesidad de mantener el "concreto fresco" sin secarse y subsecuente curado. Esto es particularmente cierto si se usa un aditivo retardante en el concreto. Demasiados contratistas parecen tener la idea que el uso de aditivos retardantes automáticamente eliminan los problemas del colado de concreto en clima caliente. El uso de aditivos retardantes en el concreto es casi siempre benéfico en clima caliente y algunas veces representa el único medio práctico de permitir que la construcción sea realizada. Sin embargo, todos los procedimientos normalmente aplicables al colado de concreto en clima caliente son aplicables al concreto que contiene aditivo retardante. Asimismo ya que el tiempo de fraguado se retarda, la superficie del concreto puede ser protegida contra la evaporación del agua superficial durante un período de tiempo más largo. En la construcción en clima caliente, uno de los procedimientos principales es de evitar que se seque la superficie del concreto, con el concreto aditivo retardante o no.

En el seminario de RILEM en Haifa (4) yo informé, sobre una parte del trabajo de construcción de un puente (7) donde requerían 10-12 horas para colocar una porción de losa y donde se deseaba que ninguna parte del concreto endureciera antes de que todo el concreto hubiera sido colado. Una extensa investigación de laboratorio fue iniciada empleando materiales de la obra. Al momento de la investigación no se sabía si el colado del concreto en el puente tomara lugar en el invierno o a mitad del verano, así que un rango amplio de potencial de temperaturas fue investigado incluyendo temperaturas arriba de 39°C (100°F). Fue demostrado que mediante el uso inicial de grandes cantidades de aditivo retardante con reducciones progresivas en la dosificación del retardante, fue posible lograr que todo el concreto se endureciera prácticamente al mismo tiempo después de 12 hrs. No era una solución completa al problema, era necesario afinar. Yo continué para registrar mientras el tiempo de fraguado puede ser controlado como se desee, el retardante no podía evitar que la superficie del concreto se secara. Después de 10 a 12 hrs. de estar expuesto al calor del sol de junio. La gente de la construcción tenía que tomar los pasos adecuados para evitarlo si es que ellos querían un buen trabajo.

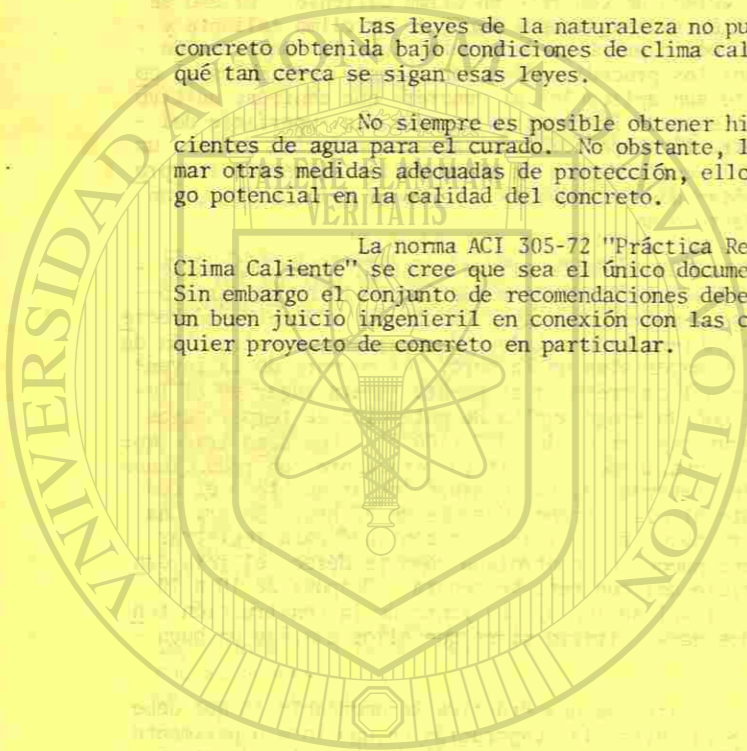
Es fácil simplemente citar de una Práctica Recomendable lo que debe hacerse. La manera recomendada para evitar la evaporación en una losa o pavimento por asperción con una fina neblina de agua. Esto requiere boquillas de asperción adecuadas que no deben confundirse con las boquillas de las mangueras de jardín que causan acción de lavado. Esto es muy bueno en teoría y en la práctica cuando el agua es disponible. Sin embargo, bajo condiciones existentes en zonas áridas, tales como las áreas del desierto, la obtención del agua generalmente es un problema. Una alternativa es cubrir el concreto con una membrana de polietileno u hojas impermeables similares. Esto tiene la desventaja de tener que quitar la membrana para ejecutar la operación de acabado y reemplazarla inmediatamente después de hacerlo. Al instante de esta operación el concreto es expuesto al secado en el momento crítico. Lo disponible últimamente que puede ser de una ayuda considerable, es un material que forma una película monomolecular (7). La literatura de referencia indica una reducción en la evaporación del agua arriba del 80% bajo la sombra y en condiciones de viento, y cerca de un 40% con sol directo y viento. Esto también demuestra las ventajas del uso de rompevientos. Las películas monomoleculares han sido utilizadas satisfactoriamente en los Estados Unidos y la disponibilidad en la obra se requiere por algunos departamentos de carreteras cuando existen condiciones de secado. Deberá enfatizarse que esto no se utiliza para reemplazar el curado normal del concreto endurecido.

CONCLUSIONES.

Las leyes de la naturaleza no pueden ser evitadas y la calidad del concreto obtenida bajo condiciones de clima caliente será una función directa de qué tan cerca se sigan esas leyes.

No siempre es posible obtener hielo para enfriar o cantidades suficientes de agua para el curado. No obstante, la falta de esto, o la falla de tomar otras medidas adecuadas de protección, ello no puede ser ignorado sin un riesgo potencial en la calidad del concreto.

La norma ACI 305-72 "Práctica Recomendable para Colar Concreto en Clima Caliente" se cree que sea el único documento y con autoridad sobre el tema. Sin embargo el conjunto de recomendaciones deberán ser usadas sobre las bases de un buen juicio ingenieril en conexión con las condiciones que existen para cualquier proyecto de concreto en particular.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Traducción: Ing. Jesús A. Alatorre G.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.

REQUISITOS DE CURADO, PROTECCIÓN Y CLIMATOLOGIA
DE LA CSA STANDARD A 23.1.

André Bisailión*

RESUMEN.

Este trabajo presentará la razón y el método para llevar a cabo los diferentes aspectos de los requisitos de curado, protección y climatológicos de la edición 1973 del CSA Standard A 23.1 sobre Materiales de Concreto y Métodos de Construcción utilizando Concreto.

Siendo los nuevos requisitos realísticos y flexibles se facilitará la adaptación con lo que se asegurará una mejor construcción utilizando concreto.

Miembro de la CSA Standard A 23.1 sobre Materiales de Concreto y Métodos de ---
Construcción con Concreto, y de varias asociaciones técnicas, tales como el ACI,
ASTM, HRB y del National Research Council Selection Comitee for Civil Engineering
Grant to University.

NORMA A 23-1 DE LA ASOCIACION CANADIENSE DE NORMAS.

15. CURADO Y PROTECCION.

15.1 CURADO.

15.1.1 Generales. El concreto recién colado deberá protegerse contra el secado prematuro y temperaturas extremas, y deberá mantenerse con una pérdida mínima de humedad, a una temperatura relativamente constante durante un período necesario para permitir la hidratación del cemento y endurecimiento adecuado del concreto.

15.1.2 Curado inicial. La superficie del concreto deberá mantenerse continuamente húmeda hasta que la temperatura del concreto, producida por el calor de hidratación del cemento haya llegado a un máximo y descienda varios grados.

Nota: Este período variará con la temperatura inicial del concreto, la dimensión de la sección, la temperatura ambiente, el tipo y cantidad de cemento, y, el tipo y cantidad de aditivo utilizado.

15.1.3 Curado final. Inmediatamente después del curado inicial y antes de que el concreto se haya secado, deberá mantenerse un curado adicional durante un período suficiente para asegurar la obtención de la resistencia y calidad especificada. En ausencia de datos técnicos que establezcan las condiciones necesarias y duración del curado, se deberá continuar un curado húmedo hasta que el número de días acumulados o fracción de ellos hayan totalizado un mínimo de 7 días, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire en contacto con el concreto esté arriba de los 10°C (50°F).

Notas: 1.- El método de curado seleccionado deberá balancear las ventajas de obtener mayor resistencia y calidad, en condiciones de curado óptimas, y la economía de ciertos procedimientos de construcción que proporcionan una resistencia y calidad adecuada.

2.- Las resistencias potenciales óptimas generalmente se obtienen mediante curado en condiciones de humedad continua a temperaturas cercanas de los 13°C (55°F). Un curado a mayor o menor temperatura o en condiciones diferentes que la de humedad continua disminuirá la resistencia potencial óptima del concreto.

15.1.4 Métodos, materiales y aplicación.

15.1.4.1 Métodos. El curado, según se requiere en las cláusulas 14.1.2 y 15.1.3, se logrará utilizando uno o más de los siguientes métodos:

- Enlagueamiento o riego continuo.
- Manteniendo continuamente húmeda una manta o tela absorbente.
- Arena o tierra húmeda, o materiales similares húmedos.
- Vapor continuo, no excediendo de 66°C (150°F), o un baño con rocío de vapor.
- Aditivos para el curado.
- Otros métodos que retengan la humedad según aprobados por la Autoridad en Ingeniería.

A. Bisailón

15.1.4.2 Materiales. Los materiales para curado del concreto deberán llenar los requisitos de una de las siguientes normas:

CGSB SO-GP-1a, aditivos para curado del concreto, líquidos y formando membrana;

ASTM C 171, especificaciones para materiales membranosos para curado del concreto;

AASHTO M 73, mantas de algodón para el curado del concreto.

Notas: 1.- La mayoría de los aditivos para curado no deben utilizarse donde se requiera adherencia para un colado adicional o un recubrimiento.

2.- Se recomiendan los aditivos para curado que contienen pigmento blanco para superficies expuestas al sol con el fin de que reflejen el calor, y para asegurar un recubrimiento adecuado.

3.- El concreto debe curarse con agua cuando es importante el acabado arquitectónico de la superficie.

15.1.4.3 Aplicación. Los aditivos para curado se aplicarán de tal modo que formen una película completa y sin grietas sobre la superficie del concreto, y se protegerá la película para que permanezca intacta durante el período de curado. La rapidez con que se aplique no será menor que la recomendada por el fabricante.

15.2 PROTECCION.

15.2.1 Todo concreto recién colado y compactado será protegido adecuadamente contra daño o deterioro debido a condiciones climatológicas adversas, vibraciones de construcción y daños físicos.

15.2.2 Para completar la protección cerca del final del período de curado, si la temperatura del concreto es mayor que la temperatura del ambiente, la primera no deberá bajarse con una rapidez mayor que la estipulada en la tabla

TABLA 12

TEMPERATURAS DEL CONCRETO PARA CONSTRUCCION EN CLIMA CALIENTE Y EN CLIMA FRIO.

Dimensión mínima de la sección.	TEMPERATURAS			
	Del concreto al momento de colado.		Pérdida gradual máxima permisible en la temperatura del concreto por cada período de 24 hr al finalizar la protección.	
	mínima/máxima*			
	°C	°F	°C	°F
menor de 0.30 m (12 pulg)	13/32	55/90	28	50
de 0.30 a 0.90m (12a36pulg)	10/32	50/90	22	40
de 0.90a1.80m (37a72 pulg)	7/27	45/80	17	30
menor de 1.80 m (72 pulg)	4.5/21	40/70	11	20

La temperatura del concreto al momento del mezclado no deberá exceder la máxima mostrada en la tabla 12. La temperatura del concreto al momento de colado deberá mantenerse lo más cerca posible a la mínima.

REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO.

16.1 Preparación en la obra. Cuando el concreto vaya a ser colado en clima frío, todos los materiales y equipo necesarios para la protección adecuada y el curado deberán estar a la mano y listos para utilizarse antes de que se inicie el colado. La preparación se extenderá de acuerdo con los requisitos de las cláusulas 16.2 a la 16.7.

16.2 Temperatura del concreto. Cuando la temperatura del aire sea de 4.5°C (40°F) o menos, o cuando haya la posibilidad de que llegue a ese límite dentro de las 24 horas después del colado (según lo pronostique la Oficina Meteorológica Local Oficial), la temperatura del concreto en el lugar deberá estar dentro de los límites mostrados en la tabla 12 para la clase de concreto indicado.

16.3 Colado. Se quitará la nieve y hielo de toda superficie antes de depositar el concreto en ella. En las cimbras, no se utilizará el cloruro de calcio como agente descongelante. El concreto no se colocará sobre o contra cualquier superficie que se encuentre a temperaturas menores de 4.5°C (40°F), o que hagan descender la temperatura del concreto en el lugar por abajo del valor mínimo mostrado en la tabla 12.

16.4 Requisitos para la protección.

16.4.1 Protección contra daños a edades tempranas debido al congelamiento. Deberán proporcionarse medidas efectivas para mantener la temperatura del concreto en el lugar por encima de los límites mínimos mostrados en la tabla 12, hasta que haya ocurrido suficiente hidratación para proteger el concreto contra el daño producido por congelamiento.

Nota: El grado de hidratación se habrá logrado cuando el concreto alcance una resistencia a la compresión de 70.3 a 105.5 kg/cm² (1000-1500 lb/pulg²).

16.4.2 Protección para la seguridad estructural. Cuando las condiciones ambientales subsecuentes son aptas para continuar el desarrollo de la resistencia, el período de protección sólo necesita extenderse para asegurar que el concreto haya logrado suficiente resistencia como para la seguridad estructural. Este nivel de resistencia será establecido por la Autoridad.

16.4.3 Protección para la resistencia de diseño y la durabilidad. Cuando las condiciones ambientales subsecuentes no sean aptas para continuar el curado y desarrollo de la resistencia el período de protección se extenderá durante un período suficiente para asegurar que se puede alcanzar la resistencia y calidad especificada (ver cláusula 15.1.3).

Nota: Información adicional está incluida en la norma 306 del ACI, Práctica Recomendable para Colar Concreto en Climas Fríos.

16.4.4 Curado con agua. El curado del concreto utilizando agua se acabará 12 horas antes de que finalice el período de protección para la temperatura. Se permitirá que el concreto se seque hasta alcanzar la temperatura del aire dada en la tabla 12 antes que o durante el período de ajuste.

16.5 Métodos de protección. Los requisitos de protección especificados en la cláusula 16.4 pueden cumplirse construyendo alrededor del concreto un encerramiento completo, cubriendo las superficies del concreto con lonas impermeables, o mediante el uso de aislantes complementarios adecuados. Se proveyó la introducción de ca-

REQUISITOS PARA CLIMA CALIENTE (CSA)

al encerramiento o cubierta según lo requerido en la tabla 13.

Nota: La magnitud de la protección dependerá de la temperatura exterior, la velocidad del viento, la humedad relativa y el volumen de concreto.

16.5 Aceleración del desarrollo de la resistencia.

16.6.1 Cuando se desee desarrollar la resistencia hasta un nivel requerido dentro de un período más corto, se debe obtener permiso de la Autoridad para utilizar aditivos acelerantes, cemento de alta resistencia inicial o cemento adicional. Su uso no será nocivo para otras propiedades del concreto.

16.6.2 Cuando el cloruro de calcio se utilice en o como un aditivo acelerante, la dosis no deberá exceder de un 2 por ciento en peso del cemento. No deberá utilizarse donde se requiera un concreto resistente a los sulfatos, ni en concreto presforzado.

Notas: 1.- Los aditivos que contienen cloruro de calcio han sido relacionados con la corrosión de metales tales como el aluminio y acero galvanizado embebido en el concreto.

2.- Recomendaciones detalladas para el uso de aditivos químicos están dadas en la norma A 266.4 de la CSA titulada "Recomendaciones para el uso de Aditivos en Concreto".

16.7 Calefacción de encerramiento. Al momento del colado y durante el curado inicial, las superficies del concreto deberán protegerse contra la exposición directa a los gases de combustión de los calentadores mediante la cimbra o una membrana impermeable.

REQUISITOS PARA CLIMA CALIENTE.

17.1 Preparación en la obra. Se deben proporcionar facilidades para proteger el concreto en el lugar contra los efectos debidos a condiciones climatológicas calientes y/o secas. En clima extremadamente caliente, la cimbra, el refuerzo y el equipo para el colado deberán protegerse de los rayos directos del sol, o enfriarse mediante rociado o enfriamiento por evaporación.

17.2 Temperatura del concreto. Cuando la temperatura del aire sea de 27°C (80°F) o mayor, o cuando hay la posibilidad de que se eleve a los 27°C (80°C) durante el momento de colado (según lo pronostique la Oficina Meteorológica Local Oficial), se debe realizar un esfuerzo especial para mantener la temperatura del concreto tan baja como sea práctico, en cualquier caso, no más que lo estipulado en la tabla 12.

Nota: Cuando la temperatura del concreto al momento de colado esté por encima de los 27°C (80°F), se debe considerar el uso de aditivos retardantes adecuados. Recomendaciones detalladas para el uso de aditivos químicos están dadas en la norma A 266.4 de la CSA titulada "Recomendaciones para el Uso de Aditivos en el Concreto".

17.3 Protección y Curado.

17.3.1 Generales. Cuando la temperatura del aire sea de 27°C (80°

TABLA 13

REQUISITOS DE PROTECCION Y CURADO PARA LA CONSTRUCCION EN CLIMA CALIENTE Y EN CLIMA FRIO.

NOTA: Los números en la tabla 13 se refieren a los requisitos 1, 2, 3, etc., inmediatamente al pie de la tabla.

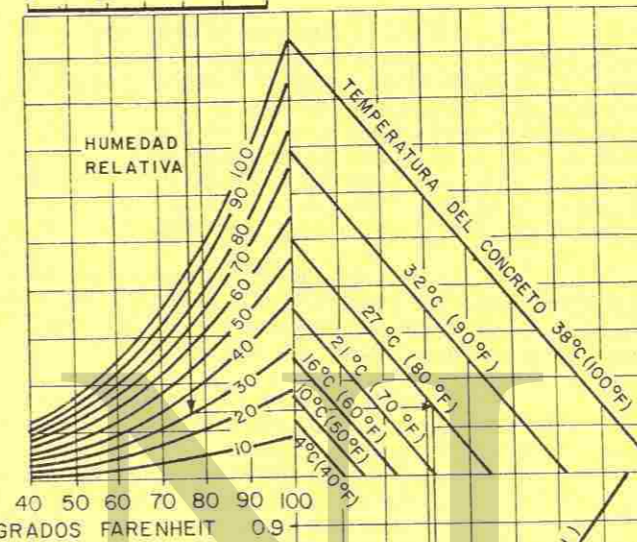
Temperatura del aire durante el período de protección	Dimensión menor de la sección	
	Menor que 0.90 m (36 pulg)	Mayor que 0.90 m (36 pulg)
Menor de -12°C (10°F)	1	2
De -12 a -1°C (10 a 30°F)	2	3
De -1 a 10°C (30 a 50°F)	3	4
De 10 a 27°C (50°F a 80°F)	5	6
Mayor de 27°C (80°F)	6	7

- 1.- Un encerramiento completo junto con calefacción complementaria o un aislante adecuado*.
- 2.- Encerrar con una cubierta adecuada además con calefacción complementaria o un aislante adecuado*.
- 3.- Encerrar con una cubierta adecuada además con calefacción complementaria o, un aislante adecuado*.
- 4.- Protección mediante una cubierta o aislante adecuado.
- 5.- Curado normal - no se requiere protección para la temperatura.
- 6.- Curado inicial continuo con agua para minimizar la elevación de temperatura en el concreto.
- 7.- Curado inicial continuo con agua para minimizar la elevación de temperatura en el concreto. Se puede obtener un mayor control en la temperatura mediante el uso de cemento de bajo calor, puzolanas, aditivos y/o sistemas de enfriamiento según especificados por la Autoridad

* El aislante generalmente será adecuado cuando se aplica con un espesor estipulado en la norma 306 del ACI titulada "Práctica Recomendable para Colar Concreto en Clima Frío".

TEMPERATURA DEL AIRE EN GRADOS CENTIGRADOS

5 15 25 35



GRADOS FARENHEIT

- PARA UTILIZAR ESTA TABLA
- 1- ENTRAR CON LA TEMPERATURA DEL AIRE, MOVER HACIA ABAJO - HASTA LA HUMEDAD RELATIVA.
 - 2-MOVER HACIA LA DERECHA HASTA LA TEMPERATURA DEL CONCRETO.
 - 3-MOVER HACIA ABAJO HASTA ENCONTRAR LA VELOCIDAD DEL VIENTO.
 - 4-MOVER HACIA LA DERECHA Y LEER APROXIMADAMENTE LA VELOCIDAD DE EVAPORACION.

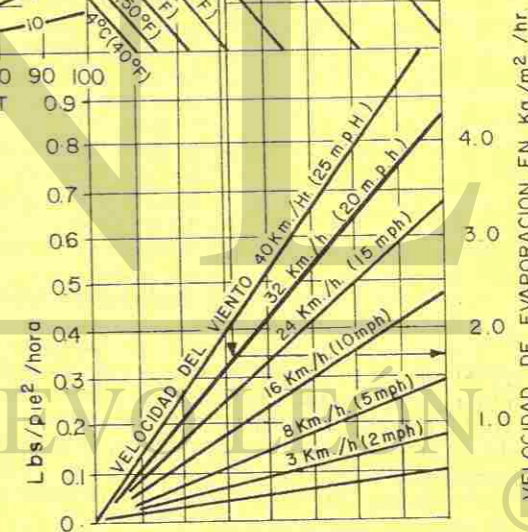


FIG. 1.- ESTIMACION DE LA VELOCIDAD DE EVAPORACION DE UNA SUPERFICIE HUMEDA EN EL CONCRETO.

(TOMADO DEL BOLETIN PCA-ST95, CURADO DEL CONCRETO)

F) o mayor, el curado inicial se realizará mediante rociado con agua, arena o costales húmedos en vez de aditivos para el curado con el fin de utilizar el enfriamiento por evaporación.

Nota: Se puede encontrar información adicional en la norma 305 del ACI titulada "Práctica Recomendable para Colar Concreto en Clima Caliente".

17.3.2 Control del agrietamiento por contracción plástica.

17.3.2.1 Durante la construcción de superficies expuestas de concreto, habrá el riesgo de presentarse el agrietamiento por contracción cuando la velocidad de evaporación exceda 0.5 kg de agua por m² de superficie por hora (0.1 lb/pie²/hora). Cuando sea posible, deberán tomarse medidas para disminuir la evaporación de la humedad superficial en el concreto. A velocidades de evaporación que excedan de 0.75 kg/m²/hora (0.15 lb/pie²/hora), deberán levantarse rompevientos alrededor de los lados del elemento estructural. La velocidad de evaporación se estimará a partir de la Fig. 1 utilizando los datos de humedad relativa, temperatura del concreto, temperatura del aire y velocidad del viento.

17.3.2.2 Cuando la evaporación de la humedad superficial exceda 1.0 kg/m²/hora (0.2 lb/pie²/hora), deberán tomarse medidas adicionales para evitar la pérdida rápida de humedad superficial del concreto. Tales medidas adicionales consistirán en una o más de las siguientes:

- Humedecer la sub-base antes de colar el concreto.
- Levantar parasoles sobre el concreto durante las operaciones de acabado.
- Bajar la temperatura del concreto.
- Entre las diferentes operaciones de acabado cubrir la superficie del concreto con una membrana de polietileno blanco.
- Aplicar un rocío inmediatamente después del colado y antes del acabado. Deberá tomarse cuidado de evitar la acumulación de agua que pueda disminuir la calidad de la pasta de cemento.
- Iniciar el curado del concreto inmediatamente después del alisado.
- Realizar el colado y acabado durante la noche.

Nota: No hay modo de predecir con certidumbre cuándo ocurrirá el agrietamiento por contracción plástica. El agrietamiento por contracción plástica es causado normalmente por la pérdida de humedad superficial en el concreto debido a condiciones de secado rápido, y está asociado generalmente con el colado de concreto en clima caliente, o cuando la temperatura del concreto exceda a la temperatura ambiente en clima fresco. Sin embargo, puede ocurrir en cualquier momento en que la velocidad de evaporación sobre la superficie exceda a la velocidad de sangrado del concreto.

Traducción: Oscar González Garza.
Revisión de traducción: J. Francisco Garza Tamez.

Donald J. Schutz*

Será discutida con detalle la reparación de concreto agrietado y de integrado mediante el uso de morteros y concretos con polímeros que rellenen y a la vez sellen con buena adhesión. Se discutirán también los morteros y concretos hechos a base de cemento Portland con polímero modificado.

Se comentarán además los métodos de ensaye actualmente en uso para las reparaciones.

Vice-Presidente de Investigación y Desarrollo de Sika Chemical Corporation.

F) o mayor, el curado inicial se realizará mediante rociado con agua, arena o costales húmedos en vez de aditivos para el curado con el fin de utilizar el enfriamiento por evaporación.

Nota: Se puede encontrar información adicional en la norma 305 del ACI titulada "Práctica Recomendable para Colar Concreto en Clima Caliente".

17.3.2 Control del agrietamiento por contracción plástica.

17.3.2.1 Durante la construcción de superficies expuestas de concreto, habrá el riesgo de presentarse el agrietamiento por contracción cuando la velocidad de evaporación exceda 0.5 kg de agua por m² de superficie por hora (0.1 lb/pie²/hora). Cuando sea posible, deberán tomarse medidas para disminuir la evaporación de la humedad superficial en el concreto. A velocidades de evaporación que excedan de 0.75 kg/m²/hora (0.15 lb/pie²/hora), deberán levantarse rompevientos alrededor de los lados del elemento estructural. La velocidad de evaporación se estimará a partir de la Fig. 1 utilizando los datos de humedad relativa, temperatura del concreto, temperatura del aire y velocidad del viento.

17.3.2.2 Cuando la evaporación de la humedad superficial exceda 1.0 kg/m²/hora (0.2 lb/pie²/hora), deberán tomarse medidas adicionales para evitar la pérdida rápida de humedad superficial del concreto. Tales medidas adicionales consistirán en una o más de las siguientes:

- Humedecer la sub-base antes de colar el concreto.
- Levantar parasoles sobre el concreto durante las operaciones de acabado.
- Bajar la temperatura del concreto.
- Entre las diferentes operaciones de acabado cubrir la superficie del concreto con una membrana de polietileno blanco.
- Aplicar un rocío inmediatamente después del colado y antes del acabado. Deberá tomarse cuidado de evitar la acumulación de agua que pueda disminuir la calidad de la pasta de cemento.
- Iniciar el curado del concreto inmediatamente después del alisado.
- Realizar el colado y acabado durante la noche.

Nota: No hay modo de predecir con certidumbre cuándo ocurrirá el agrietamiento por contracción plástica. El agrietamiento por contracción plástica es causado normalmente por la pérdida de humedad superficial en el concreto debido a condiciones de secado rápido, y está asociado generalmente con el colado de concreto en clima caliente, o cuando la temperatura del concreto exceda a la temperatura ambiente en clima fresco. Sin embargo, puede ocurrir en cualquier momento en que la velocidad de evaporación sobre la superficie exceda a la velocidad de sangrado del concreto.

Traducción: Oscar González Garza.
Revisión de traducción: J. Francisco Garza Tamez.

Donald J. Schutz*

Será discutida con detalle la reparación de concreto agrietado y de integrado mediante el uso de morteros y concretos con polímeros que rellenen y a la vez sellen con buena adhesión. Se discutirán también los morteros y concretos hechos a base de cemento Portland con polímero modificado.

Se comentarán además los métodos de ensaye actualmente en uso para las reparaciones.

Vice-Presidente de Investigación y Desarrollo de Sika Chemical Corporation.

REPARACION DEL CONCRETO.

El concreto que ha sido dañado por sobrecargas, sismos, abusos de tipo mecánico o ataque químico, puede, en la mayoría de los casos, ser reparado proporcionando un servicio adicional económico al propietario. El concreto que va a ser reparado puede ubicarse en dos clases:

- 1).- Reparación de grietas causadas por sobrecargas o sismos
- 2).- Reparación de la superficie desintegrada debido a abuso mecánico, ataque químico, condiciones de congelación y deshielo.

REPARACION DE GRIETAS.

Los sistemas de resina epóxica pueden formularse con viscosidades tan bajas como 400 a 600 cps. este sistema humedecerá el concreto tanto o aún más que el agua; la inyección de resinas epóxicas de baja viscosidad dentro de las grietas restaurará la integridad estructural del elemento de concreto.

La técnica empleada es relativamente simple, la superficie exterior de la grieta es sellada mediante el empleo de un sistema de resina epóxica gelatinosa. Los puntos de inyección consisten de nipples, tubos cortos de cobre, inserciones de plástico o válvulas de polietileno de una dirección colocadas a intervalos cortos a lo largo de la grieta y mantenidas en su posición por gelatina adhesiva. (Otra alternativa es sellar la superficie completa de la grieta y perforar a través de la resina epóxica endurecida) esta técnica puede causar problemas cuando se inyecta a través de grietas finas donde el polvo de la perforación puede bloquear el flujo de la lechada.

Después de que la resina epóxica gelatinosa ha endurecido lo suficiente, el sistema de resina epóxica de baja viscosidad es inyectada en el punto más bajo. La resina puede inyectarse mediante el uso de una pistola ordinaria para rellenar usando cartuchos desechables, bombas o recipientes para pintura a presión. El bombeo se hace hasta que la resina epóxica aparece en el siguiente punto de inyección más arriba, posteriormente el punto de inyección más bajo es sellado continuándose el proceso a los siguientes puntos. El flujo de la resina epóxica a través de las grietas finas es lento y debe aplicarse presión para asegurar el relleno completo de las mismas. La presión no debe exceder de 7 kg/cm² (100 psi) pues presiones arriba de este valor pueden destruir el elemento de concreto que se repara.

Los corazones o núcleos de concreto obtenidos mediante la perforación a través de grietas selladas tan finas como 51 micras (dos milésimas de pulgada) indican rellenos con éxito. Las pruebas de estos corazones dan resistencias semejantes a los corazones obtenidos de zonas sin agrietamiento en el mismo elemento.

REPARACIONES EN EL CONCRETO

REPARACION DE LA SUPERFICIE.

La reparación de la superficie del concreto puede lograrse por los siguientes métodos:

- 1).- Unión mediante adhesivos del concreto o mortero nuevo a la superficie deteriorada.
- 2).- Aplicación a la superficie de un concreto o mortero de cemento Portland modificado con polímero.
- 3).- Aplicación a la superficie de un concreto o mortero con polímero.

La selección del método a emplearse dependerá de las condiciones de servicio y del costo.

Cuando la superficie del concreto ha sido dañada por abuso mecánico, tal como tránsito de carros manuales, etc., la reparación puede hacerse mediante la unión de mortero o concreto nuevo a la superficie deteriorada empleando adhesivos.

Donde han ocurrido daños severos, tales como los causados por tránsito de vehículos pesados con ruedas de acero debe usarse mortero de cemento Portland modificado con polímero. En condiciones más severas donde la superficie ha sido dañada por ataque químico o una combinación de ataque químico y mecánico puede obtenerse una reparación más durable únicamente mediante el empleo de mortero o concreto con polímeros.

REPARACION DE LA SUPERFICIE ANTES DE LA REPARACION.

Independientemente del sistema de reparación, el éxito dependerá de la preparación de la superficie; la superficie del concreto que va a repararse debe estar limpia y sana, esta superficie constituye el vínculo débil en la restauración, en las superficies contaminadas con aceite habrá poca o ninguna adherencia; la reparación podrá ser tan fuerte como el concreto original, la experiencia indica que la mejor manera de preparar una superficie para su reparación es por abrasión mecánica, ésta puede hacerse por: picado, martillado o por chorro de arena. El concreto superficial debe ser removido hasta que aparezca concreto sano; el lavado con ácido como una preparación de la superficie a repararse no es considerado práctico y se recomienda únicamente donde la abrasión mecánica no puede usarse por algunas otras razones.

REPARACION CON ADHESIVOS.

Dado que los sistemas de resinas epóxicas pueden ser producidos pa-

ra que no sean afectados por el agua, pueden hacerse "parches" y recubrimientos con cemento Portland normal antes del curado; de hecho, éste fue el primer uso de estos sistemas de resinas en la construcción con concreto. La técnica para unir concreto o mortero plástico al concreto endurecido es muy simple, después que el concreto desintegrado ha sido removido se aplica el sistema de resina epóxica al concreto existente, es recomendable saturar el concreto existente antes de la aplicación del sistema de resina para evitar la absorción del agua de mezcla del concreto nuevo y la penetración de la resina en dicho concreto. El humedecimiento del concreto es necesario sobre todo donde se usa concreto ligero y donde el concreto a reparar es altamente poroso.

Después de la aplicación del adhesivo de resina epóxica el concreto o mortero plástico puede colocarse mediante métodos convencionales, en la mayoría de estos sistemas el concreto puede ser colocado en cualquier momento hasta aproximadamente dos horas después de la aplicación del adhesivo. No deben usarse solventes para adelgazar el adhesivo, pues, este puede quedar atrapado dentro de la zona del elemento catalizador transformándose posteriormente en una membrana ahulada en el sistema de resina.

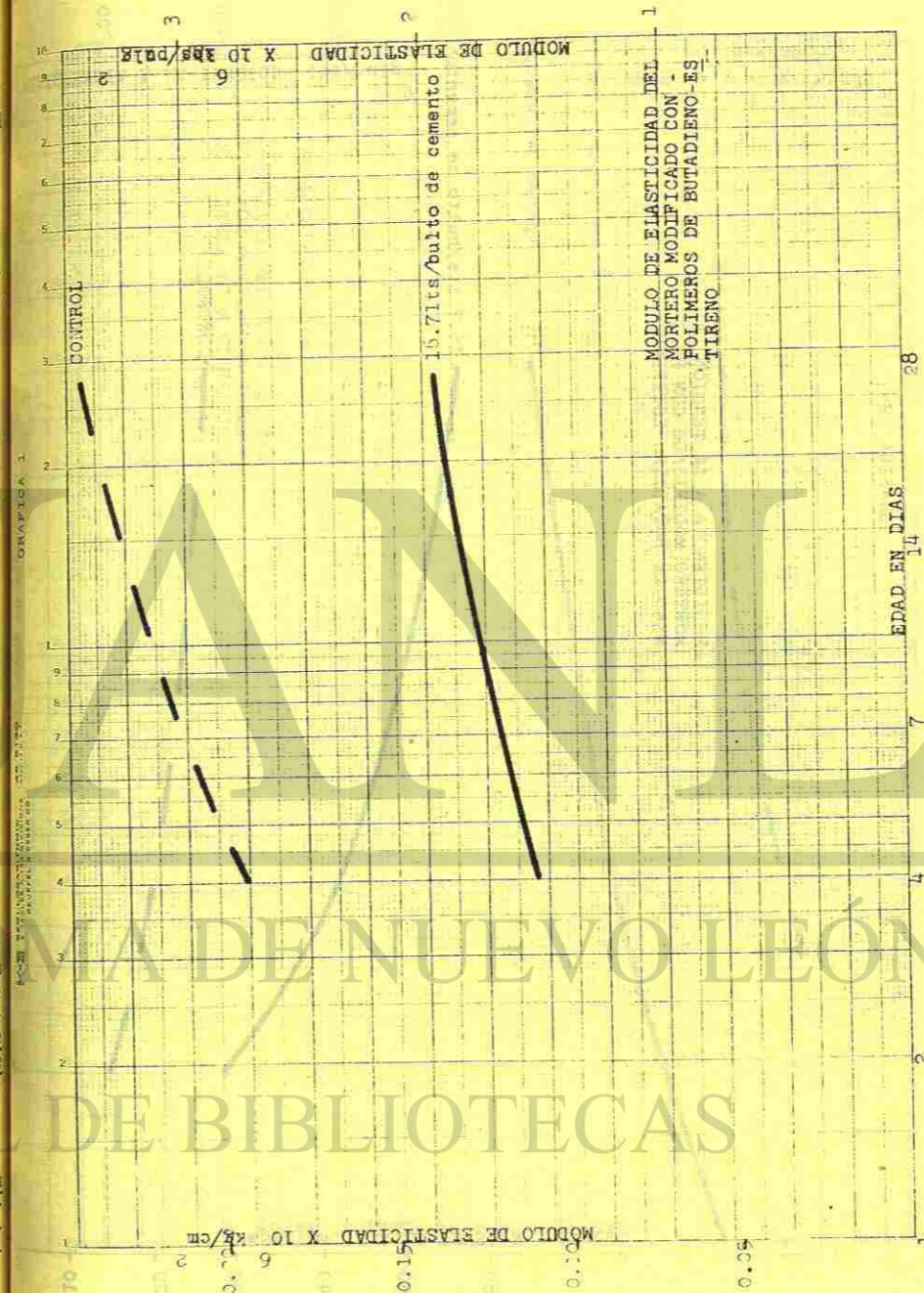
El curado del concreto o del mortero es de gran importancia cuando se usan estos sistemas de adhesivos como medio de unión, dado que los adhesivos actúan además como barreras de vapor aún antes de iniciado el curado, la superficie del "parche" puede secarse más aprisa que el fondo resultando una marcada contracción del concreto nuevo. Cuando esto ocurre, antes de que el adhesivo haya ganado suficiente resistencia, se producen capas de resistencia variable que se desprenden fácilmente.

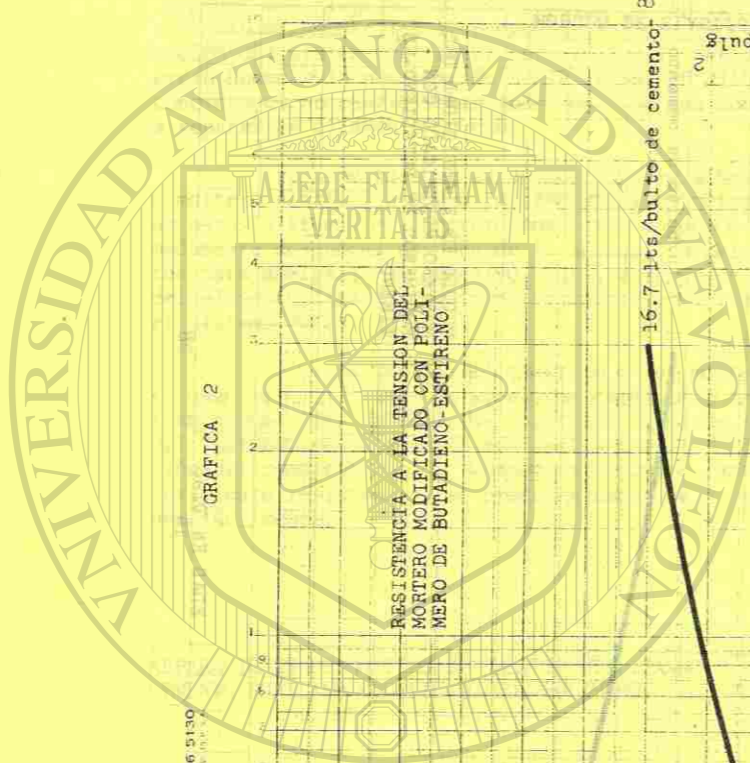
REPARACIONES DE MORTERO Y CONCRETO UTILIZANDO CEMENTO PORTLAND MODIFICADO CON POLIMERO.

Donde existen daños por trabajo mecánico pesado tal que el mortero o el concreto no son suficientes, puede usarse mortero o concreto con cemento Portland modificado con polímero.

La adición de polímeros sintéticos en forma de látex para mezclas con cemento Portland bajarán el valor del módulo de elasticidad e incrementarán su resistencia a la tensión, este cambio en las características es de gran significación pues llega a una reducción de la mitad del valor del módulo de elasticidad normal y aumentando, en cambio, al doble la resistencia a la tensión. Estos polímeros también incrementan la adhesión del concreto nuevo al viejo; las gráficas números 1, 2 y 3, muestran las características de un mortero modificado con polímero butadino-estireno. Otros polímeros que pueden usarse con el mismo propósito son: acetato de polivinilo y látex acrílico.

El polímero debe añadirse en suficiente cantidad para formar una cadena o red continua a través del sistema con pasta de cemento. En la mayoría de las mezclas de mortero o concreto esto podría ser en más del 12% de polímero por peso de cemento. Estos materiales -concreto o mortero con polímeros- pueden ser usados para reparar pisos, muros o concreto en cualquier posición; el costo total de la reparación puede ser aproximadamente el valor medio entre la reparación con adhesivos y la efectuada con mortero o concreto utilizando exclusivamente polímeros (sin cemento Portland).

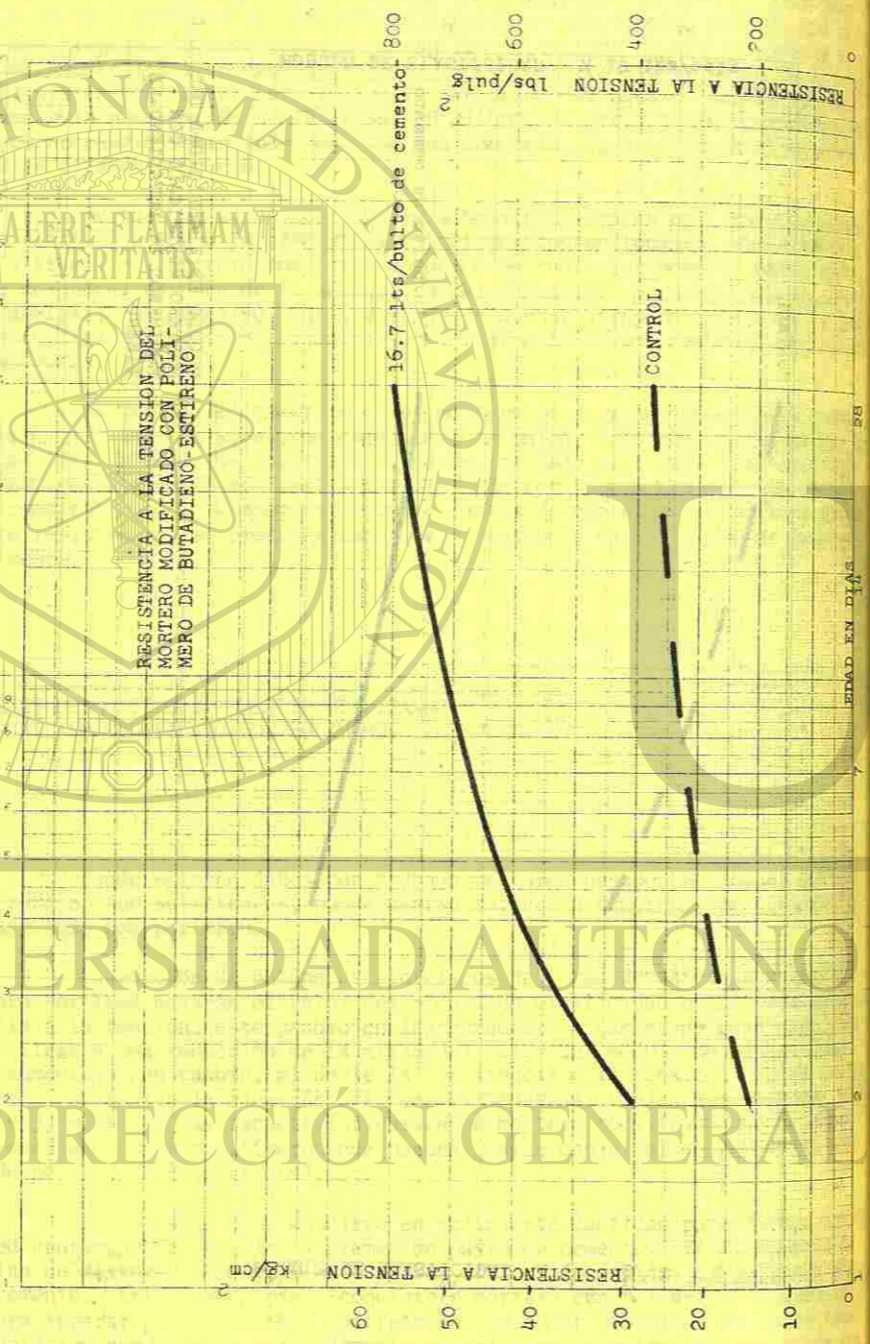




46 5130
 FOLIO SEMIQUADRADO
 PUNTO DE VENTA Y DISTRIBUCION
 DE LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

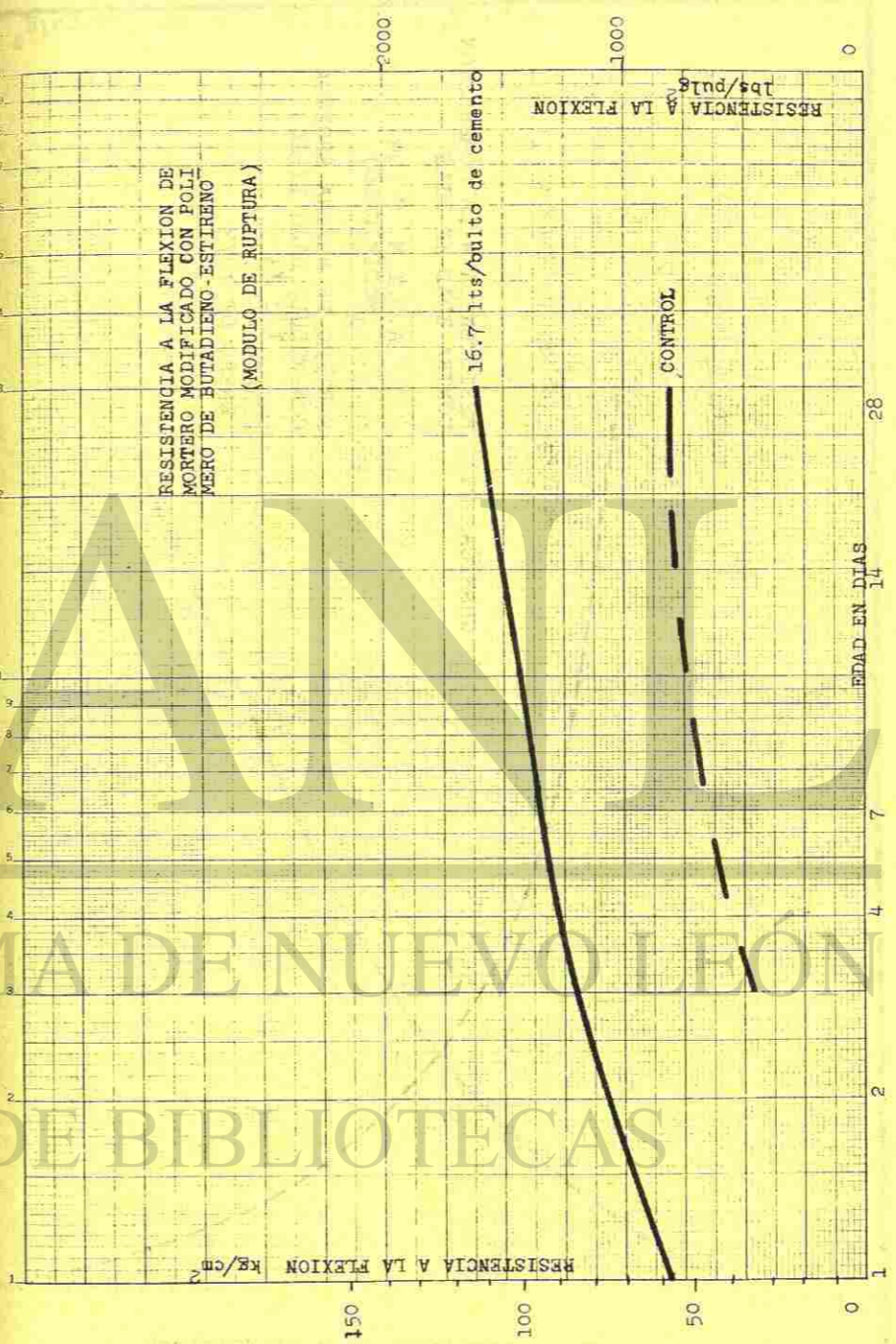
GRAFICA 2

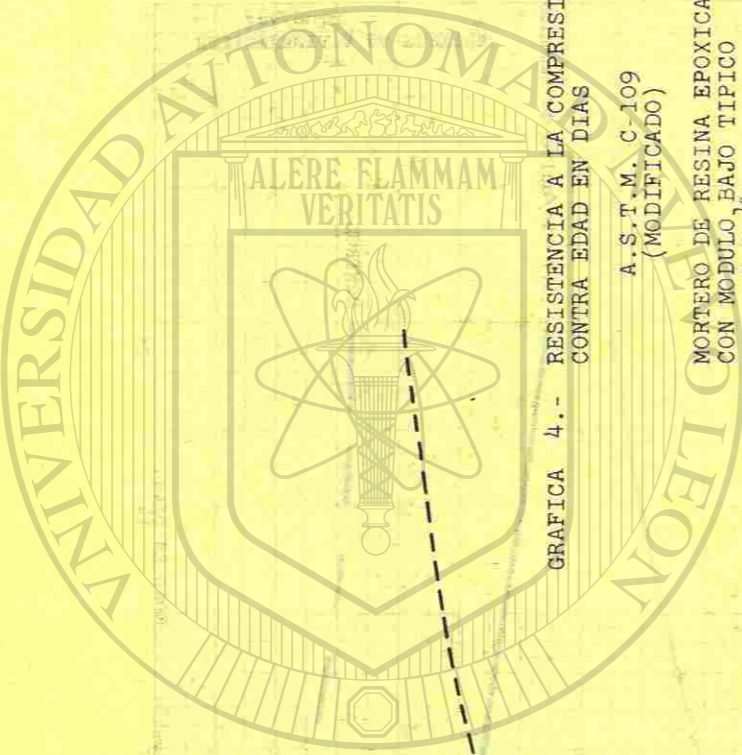
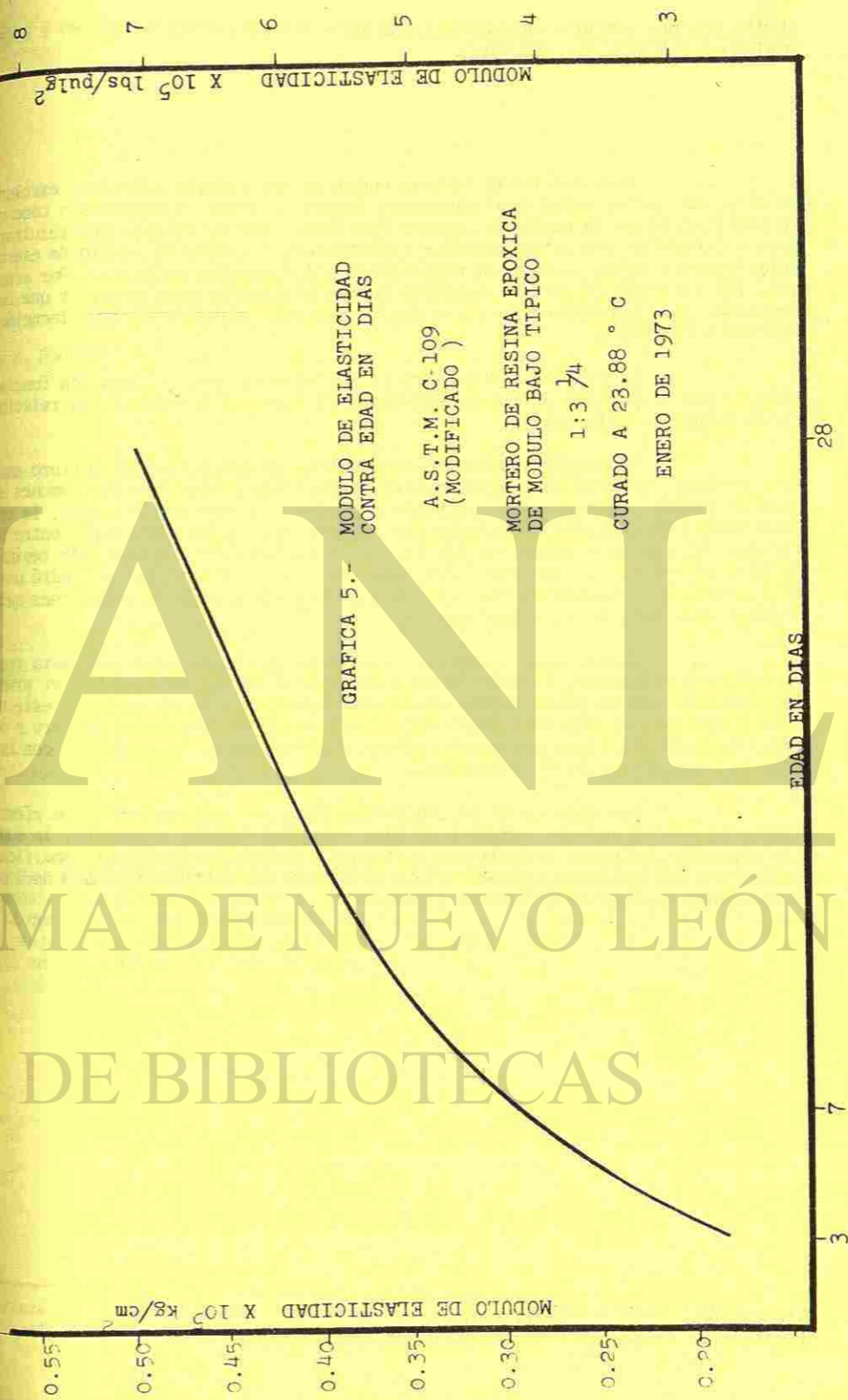
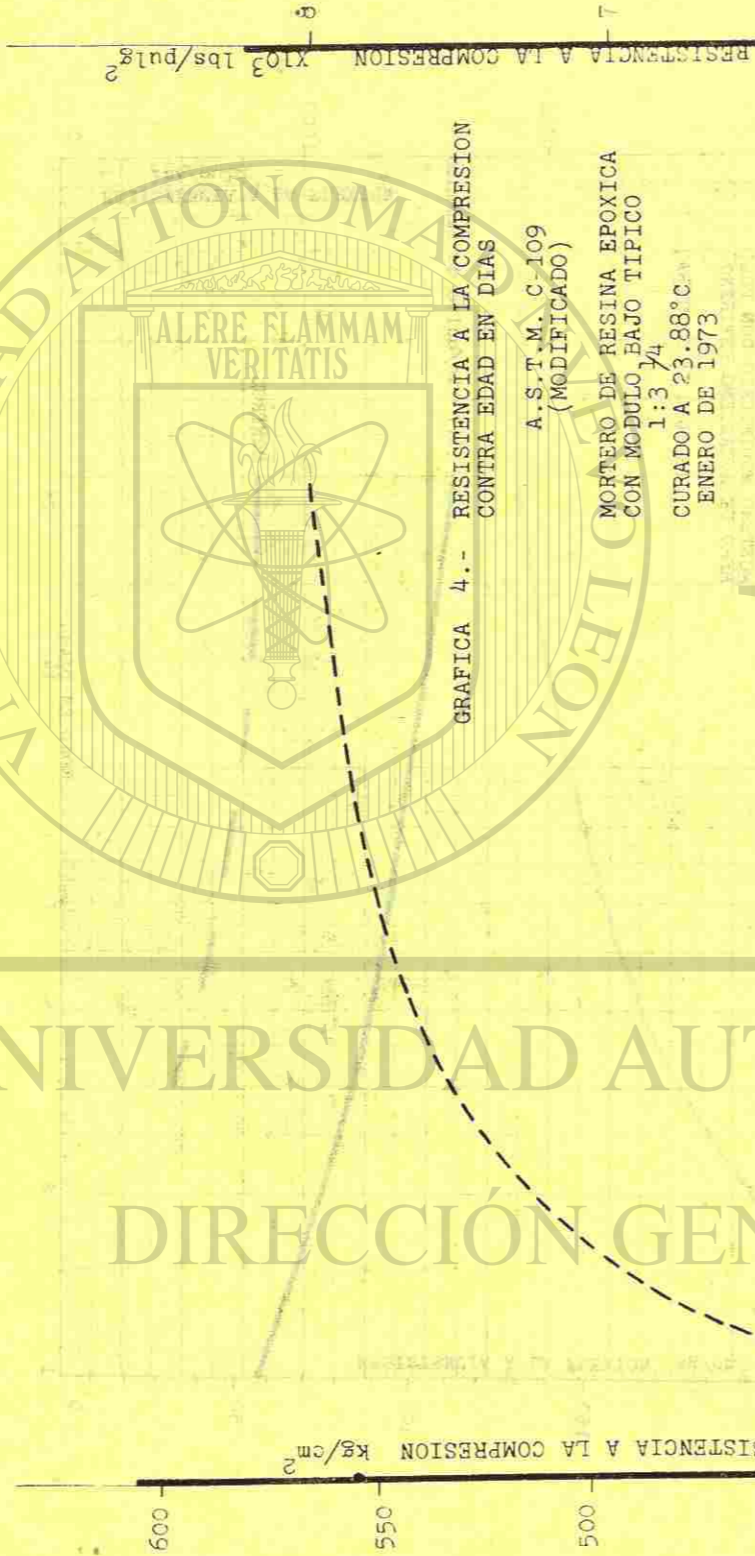
RESISTENCIA A LA TENSION DEL
 MORTERO MODIFICADO CON POLI-
 MERO DE BUTADIENO-ESTIRENO



GRAFICA 3

RESISTENCIA A LA FLEXION DE
 MORTERO MODIFICADO CON POLI-
 MERO DE BUTADIENO-ESTIRENO
 (MODULO DE RUPTURA)





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



REPARACION DEL CONCRETO MEDIANTE EL USO DE
MORTERO O CONCRETO CON POLIMERO.

Dado que estas resinas epóxicas son también adhesivos excelentes, se utilizan muchas veces como elementos únicos de unión en morteros o concretos, en sustitución de la pasta de cemento Portland. Los materiales que resultan -mortero o concreto- son extremadamente resistentes, teniendo un módulo de elasticidad relativamente bajo, y una gran resistencia a los agentes químicos. Por estas razones, los sistemas de curado inmediato pueden utilizarse para permitir que las áreas reparadas sean puestas en servicio dos o tres horas después de la colocación del mortero o concreto.

La gráfica # 4 muestra la resistencia desarrollada -en función del tiempo- por un mortero de resina epóxica. La figura # 5 muestra una relación típica de esfuerzo-deformación.

El proporcionamiento de muestras de concreto o de mortero empleando sólo resinas epóxicas como aglutinante, seguirá los procedimientos comunes usados para el proporcionamiento de concretos o morteros de cemento Portland; la resina debe usarse en cantidad suficiente para llenar los vacíos existentes entre las partículas del agregado usado, si los vacíos en el concreto o mortero de resina epóxica exceden del 12% el mortero o concreto resultante será poroso y tendrá una baja resistencia a la acción de las heladas y permitirá el paso de soluciones químicas o soluciones salinas para descongelar.

Cuando usamos concreto o mortero de resinas epóxicas para reparar el concreto existente, la superficie a la cual se aplica éste, debe ser preparada inicialmente con la misma resina usada como adhesivo. Si no se sigue este tratamiento inicial, el concreto subyacente puede absorber resina del mortero o del concreto dejando una línea con menor contenido de resina en la interfase con la consiguiente disminución en la adherencia.

Las grietas en el concreto pueden ser selladas en forma efectiva mediante el uso de resinas epóxicas de baja densidad coladas a presión; la superficie reparada puede ser acabada con mortero o concreto convencional, modificada con polímero o con polímero solamente. La selección del sistema adecuado dará como resultado una reparación económica y duradera.

Traducción: Eliézar Gracia Leal.
Revisión de traducción: Raymundo Rivera Villarreal.

PRESENTE Y FUTURO DE ADITIVOS PARA CONCRETO.

Dr. H. Dodson*

Se han revisado los diferentes mecanismos mediante los cuales operan los aditivos químicos disponibles en el mercado, y se ha comprobado que dependen de la composición química del cemento Portland que se está hidratando. En la suposición de que ningún cambio importante ocurrirá en la composición química del cemento, se han presentado innovaciones en la tecnología de los aditivos y se discutirá su efecto en las propiedades del concreto.

Gerente de Servicios Técnicos de Productos de Cemento y de Concreto.
División de Productos de Construcción. W. R. Grace & Co.

REPARACION DEL CONCRETO MEDIANTE EL USO DE
MORTERO O CONCRETO CON POLIMERO.

Dado que estas resinas epóxicas son también adhesivos excelentes, se utilizan muchas veces como elementos únicos de unión en morteros o concretos, en sustitución de la pasta de cemento Portland. Los materiales que resultan -mortero o concreto- son extremadamente resistentes, teniendo un módulo de elasticidad relativamente bajo, y una gran resistencia a los agentes químicos. Por estas razones, los sistemas de curado inmediato pueden utilizarse para permitir que las áreas reparadas sean puestas en servicio dos o tres horas después de la colocación del mortero o concreto.

La gráfica # 4 muestra la resistencia desarrollada -en función del tiempo- por un mortero de resina epóxica. La figura # 5 muestra una relación típica de esfuerzo-deformación.

El proporcionamiento de muestras de concreto o de mortero empleando sólo resinas epóxicas como aglutinante, seguirá los procedimientos comunes usados para el proporcionamiento de concretos o morteros de cemento Portland; la resina debe usarse en cantidad suficiente para llenar los vacíos existentes entre las partículas del agregado usado, si los vacíos en el concreto o mortero de resina epóxica exceden del 12% el mortero o concreto resultante será poroso y tendrá una baja resistencia a la acción de las heladas y permitirá el paso de soluciones químicas o soluciones salinas para descongelar.

Cuando usamos concreto o mortero de resinas epóxicas para reparar el concreto existente, la superficie a la cual se aplica éste, debe ser preparada inicialmente con la misma resina usada como adhesivo. Si no se sigue este tratamiento inicial, el concreto subyacente puede absorber resina del mortero o del concreto dejando una línea con menor contenido de resina en la interfase con la consiguiente disminución en la adherencia.

Las grietas en el concreto pueden ser selladas en forma efectiva mediante el uso de resinas epóxicas de baja densidad coladas a presión; la superficie reparada puede ser acabada con mortero o concreto convencional, modificada con polímero o con polímero solamente. La selección del sistema adecuado dará como resultado una reparación económica y duradera.

Traducción: Eliézar Gracia Leal.
Revisión de traducción: Raymundo Rivera Villarreal.

PRESENTE Y FUTURO DE ADITIVOS PARA CONCRETO.

Dr. H. Dodson*

Se han revisado los diferentes mecanismos mediante los cuales operan los aditivos químicos disponibles en el mercado, y se ha comprobado que dependen de la composición química del cemento Portland que se está hidratando. En la suposición de que ningún cambio importante ocurrirá en la composición química del cemento, se han presentadas innovaciones en la tecnología de los aditivos y se discutirá su efecto en las propiedades del concreto.

Gerente de Servicios Técnicos de Productos de Cemento y de Concreto.
División de Productos de Construcción. W. R. Grace & Co.

PRESENTE Y FUTURO DE ADITIVOS PARA CONCRETO.

El concreto es uno de los materiales más versátiles y a su vez del que más se abusa de todos los que tenemos que usar en nuestros tiempos. Irónicamente, el progreso que se ha hecho a través de los años en la producción y el uso del concreto ha ido acompañado de un constante incremento en el abuso del material.

Los romanos construyeron muelles, acueductos y edificios que aún existen. Usaban materiales que de acuerdo a las normas actuales eran completamente inadecuados e inferiores. Sin embargo, dos de los secretos de su éxito para construir estructuras duraderas eran el material humano y el tiempo. Nosotros no tenemos ninguna de estas dos condiciones disponibles en la era moderna. Hemos estado luchando continuamente para obtener un producto que se pueda manejar y colocar con el mínimo trabajo. Al mismo tiempo, hemos estado tratando de disminuir el tiempo necesario para desarrollar suficiente resistencia para poner en servicio el concreto. Más específicamente, en los "buenos tiempos" se requerían de cuando menos 28 días en desarrollar la resistencia que ahora queremos en 3 días.

Tanto los fabricantes de cemento como los productores de concreto reconocen estos hechos, pero las demandas del consumidor en este competido mercado, los han forzado a enfrentarse con los requerimientos actuales, a menudo sacrificando la calidad. Como un ejemplo, los fabricantes de cemento han incrementado la finura de su producto desde 1,200 a 1,400 de área superficial Wagner hasta tan alto como 2,000 para un cemento Tipo I. Gran parte de la resistencia ganada que es producto de este aumento en la finura es, sin embargo, nulificada por la demanda adicional de agua por parte del consumidor, para hacer más fácil el colado. Ya sabemos que la tendencia actual es de vaciar, más que colocar el concreto.

Por muchos años la industria química ha estado consciente de estos problemas y ha intentado ayudar tanto al fabricante de cemento como al productor de concreto a enfrentarse a las demandas del consumidor sin dejar de mantener un producto de calidad. Como resultado, los químicos han desarrollado una gran variedad de materiales, que cuando se añaden al concreto, afectan algunas propiedades como la durabilidad, la demanda de agua y el tiempo de fraguado. Estas sustancias químicas añadidas se llaman aditivos, y la industria química está haciendo un decidido esfuerzo, para mejorar la calidad y el desarrollo del concreto a través del uso de los aditivos. No existe ninguna razón para creer que este compromiso se vaya a abandonar en el futuro.

La Sociedad Americana de Ensayo de Materiales (ASTM) reconoce la importancia de los aditivos; así como el Instituto Americano del Concreto (ACI). En la Publicación ACI SP-19, titulada "Terminología del Cemento y del Concreto", un aditivo se define como sigue:

"Un material distinto del agua, agregados y cemento hidráulico, usado como ingrediente del concreto o mortero y que se añade a la revoltura inmediatamente antes o durante el mezclado."

Esta definición cubre un amplio rango de materiales. Por ejemplo, el reporte del Comité ACI 212, titulado "Aditivos para Concreto", enlista 15 diferentes clasificaciones para aditivos, de acuerdo con el tipo de materiales que constituyen los aditivos o los efectos característicos de su uso. También enlista 18 diferentes propósitos importantes para los cuales se han usado aditivos. Consideremos primero los aditivos del presente, antes de intentar asomarnos al futuro. Un mejor entendimiento de cómo y qué hacen los aditivos en y para el concreto, aumentará la apreciación de lo que guarda el futuro.

La mayoría de los aditivos de hoy, cumplen su propósito o "hacen su cometido" en el concreto por medio de uno o más de tres procesos.

- Dispersando el cemento.
- Alterando la relación de la reacción del cemento con el agua.
- Reaccionando con los productos de la reacción del cemento con el agua.

Para ilustrar mejor este punto, aquellos tipos de aditivos que, en opinión del autor, están teniendo un impacto dramático en el mercado del concreto de hoy, se enlistan en la Tabla I por función y comportamiento.

TABLA I

<u>Función del aditivo</u>	<u>Comportamiento del aditivo</u>
Reducción de agua	Dispersión del cemento
Cambio en el tiempo de fraguado	Alteración en razón de la hidratación del cemento
Inclusión de aire	Reacción con productos de la hidratación.
Acción puzolánica	Reacción con productos de la hidratación

Los primeros dos de estos cuatro tipos, se definen en un "comportamiento en el concreto" con base en la designación ASTM C-494. El tercero y cuarto tipos, se definen bajo las mismas bases, en la ASTM C-260 y C-311, respectivamente.

De todo el cemento usado en los Estados Unidos durante 1974, aproximadamente la tercera parte fue tratado con el primer tipo y como dos terceras partes fue tratado con el tercer tipo. No hay números disponibles suficientemente exactos que cubran el grado de uso de la segunda y cuarta clases de aditivos, pero es bien sabido que el uso de la ceniza, un miembro del cuarto grupo, está creciendo.

Con respecto al primer tipo, el efecto dispersante del aditivo, le permite a uno usar menos agua en el concreto sin disminución de la docilidad y plasticidad de la mezcla. Algunos de los resultados del uso excesivo de agua en el concreto se enlistan en la Tabla II.

TABLA II

1. Aumenta o causa la segregación de la mezcla.
2. Sangrado excesivo - formación de vetas arenosas.
 - tubificación.
 - formación de huecos entre el mortero y el agregado.
 - retrasos en el acabado.
 - aumento en la formación de escamas y de polvo.
3. Aumento de la permeabilidad.
4. Aumento en la contracción por secado.
5. Disminución en la resistencia.

Mientras que una cierta cantidad de agua es necesaria para permitir la hidratación del cemento portland y el colado apropiado del concreto, demasiada agua daría como resultado un producto inferior. Puede aumentar o realmente causar la segregación de los agregados en la mezcla, resultando una masa no-homogénea con variaciones en la resistencia. El agregado grueso se separa del mortero y, por lo tanto, carece de aglutinante para sostenerse. El sangrado excesivo es otro problema del exceso de agua. Esto causa la formación de zonas arenosas y la tubificación entre el concreto y la cimbra, ocasionando una pared de mala apariencia al descimbrar. El agua de sangrado también se atrapa bajo las grandes partículas de los agregados que forman huecos. Donde se forman estos huecos, la adherencia entre el mortero y el agregado se reduce grandemente y resulta una estructura más débil. Además de esto, estos huecos forman bolsas o tubificaciones a través de los cuales puede fluir el agua. Por lo tanto el concreto es más permeable y más susceptible a la destrucción por congelación y deshielo. Un sangrado mayor que el normal en piezas planas, también es indeseable. Arrastra finos a la superficie, aumentando en la superficie y retarda las operaciones de acabado. El exceso de finos en la superficie a menudo forma un plano de debilidad, que da como resultado la formación de escamas aún con tránsito ordinario y sin la ayuda de la acción del congelamiento y deshielo. Una mayor relación agua-cemento reduce la resistencia en la superficie haciéndola pobre a la abrasión y, consecuentemente, causando formación de polvo. También aumenta la contracción por secado, la cual se detecta observando el descamamiento de la superficie. La baja resistencia del concreto es probablemente la queja más común que se origina por el uso excesivo del agua. Esto, desde luego, encaja en la curva de la relación agua-cemento sin tomar en cuenta los demás factores.

El uso de un contenido mínimo de agua, sin olvidar la docilidad apropiada, puede avanzar un largo camino enfocado a corregir las deficiencias que pueden aparecer en el concreto. Esta es básicamente la razón de por qué los aditivos reductores de agua son tan populares en el mercado del concreto de calidad de hoy en día. Algunos de los aditivos reductores de agua permitirán hasta un 15 ó 20% de reducción en el contenido de agua, y esto se evaluará más adelante en esta presentación, cuando se consideren los aditivos del futuro.

El segundo tipo general de aditivo, aquéllos que alteran el tiempo de fraguado del concreto, han alcanzado un amplio uso debido a la creciente tendencia

de colar concreto a toda hora, en toda temporada y en todos los climas. Existen básicamente cuatro razones para querer retardar el fraguado del concreto (tabla III).

TABLA III

- 1.- Clima cálido.
- 2.- Ciertas condiciones de trabajo.
- 3.- Prolongados acarreos.
- 4.- Retrasos de la obra.

La primera, tercera y cuarta se explican por sí mismas. Un ejemplo de la segunda, es el colado de la superestructura de puentes donde se desea mantener el concreto en un estado plástico, hasta que todo el concreto se haya colado. Esto elimina la posibilidad de grietas que se forman en el concreto que ha alcanzado su fraguado inicial, antes de que ocurra la deflexión final de las trabes soportantes, como resultado de la aplicación de la carga muerta total.

Los aditivos acelerantes del fraguado se añaden al concreto para lo que básicamente uno de dos propósitos o ambos. (tabla IV).

TABLA IV

- 1.- Incremento de la razón de desarrollo de la resistencia a temprana edad.
- 2.- Acortar el tiempo de fraguado.

Los beneficios que se derivan del uso del aditivo acelerante pueden incluir: descimbrar a más temprana edad, reducir el tiempo de curado y de protección en clima frío, acabado a más temprana edad, poner en servicio la estructura a más temprana edad y parcial o total compensación por los efectos de bajas temperaturas con respecto a la velocidad de desarrollo de la resistencia.

El concreto de cemento Portland obtiene rigidez, o experimenta fraguado, como resultado de la reacción química entre el cemento y el agua. Los aditivos retardantes o acelerantes alteran la velocidad normal a la que esta reacción tiene lugar y a la que nos referimos como hidratación.

Creemos saber cómo los aditivos de hoy alteran la velocidad de hidratación del cemento Portland. Debo repetir la palabra, creemos, porque ese conocimiento ha sido lento en su desarrollo y hay mucho todavía por aprender. Los procesos de hidratación son complicados y el desarrollo de los aditivos que participan en este complejo sistema de reacciones ha sido casi igualmente lento.

Debe hacerse notar que cuando el tiempo de fraguado del cemento Portland se altera usando aditivos existentes, también ocurren otros cambios. Por ejemplo, los aditivos acelerantes que actualmente existen en el mercado producen una resistencia a temprana edad pero rara vez hacen algo por la resistencia a los 28 días. Por otro lado, los conocidos aditivos retardantes generalmente producen bajas resistencias a temprana edad, pero altas resistencias a los 28 días. Uno de

los futuros desarrollos que yo veo es un aditivo que produzca lo mejor de ambos, alta resistencia a temprana edad; así como alta resistencia a los 28 días.

Los agentes inclusores de aire fueron los primeros aditivos en ganar una amplia aceptación por parte de la industria del concreto y por el contrario de lo que muchos creen, el uso de inclusores de aire en el concreto no está limitado para los climas nórdicos. Algunos de efectos benéficos para el concreto que normalmente se experimentan con el uso adecuado de los aditivos inclusores de aire se enlistan en la tabla V.

TABLA V

Mejor durabilidad bajo congelamiento y deshielo.
Reducida permeabilidad - reducido ataque de álcalis y sulfatos.
Mejor docilidad.
Reducido sangrado - mejor resistencia a la abrasión.

Es cierto que la primera ventaja obtenida del inclusor de aire, fue aquella de reducir los efectos nocivos del congelamiento y deshielo en las superficies de concreto de las carreteras, pero los estudios subsecuentes han indicado que también mejora la durabilidad del concreto en contacto con suelos alcalinos. El inclusor de aire también se ha encontrado útil para plastificar mezclas ásperas, particularmente donde el concreto se tiene que colocar en zonas densamente reforzadas.

El aire incluido intencionalmente del tipo adecuado, es importante que sea elegido correctamente, para que actúe como lubricante del agregado en la mezcla. Las burbujas de aire desarrollan la misma función que si fueran pequeñas esferas de valeros. Estas permiten al agregado, particularmente al material fino, rodar entre ellos mismos con un mínimo de resistencia e interferencia. Estas burbujas, de cierto modo, suplementan la pasta formada por el cemento.

Los aditivos inclusores de aire que más se usan son de naturaleza aniónica y reaccionan con algún producto de la hidratación temprana del cemento, para formar una membrana insoluble alrededor de la burbuja de aire, estabilizándola y permitiéndole retener su tamaño muy pequeño. Diferentes aditivos inclusores de aire producen en el concreto burbujas de aire de diferentes tamaños y este factor tamaño se determina esencialmente por ciertas características físicas de la "membrana" protectora que envuelve a la burbuja. A medida que obtenemos más conocimientos en esta área, es de esperarse que en el futuro veremos aditivos inclusores de aire que funcionarán más eficientemente y efectivamente en todos los concretos, especialmente en aquéllos que contienen ceniza y otros materiales puzolánicos pulverizados.

Lo cual nos conduce al último concepto de la tabla I, acción puzolánica. La ceniza, que es un material puzolánico y generalmente se considera como un producto de desperdicio, problema de contaminación atmosférica, etc., está encontrando o encontrará, su camino hacia el concreto con un crecimiento y con unas cantidades sin precedente. Aunque contribuye muy poco a la resistencia temprana del concreto, reacciona con el tiempo, con uno de los productos hidratantes del cemento para formar un material cementante. Los materiales puzolánicos se usan principalmente para reducir la posibilidad de la reacción álcali-agregado y mejorar la calidad del concreto hecho con agregados marginales. Estos reaccionan lentamente y mejoran la resistencia del concreto a edades avanzadas. Un buen material también lubricará una mezcla por medio del efecto de esferas de valeros y a menudo se usa

como sustituto de la arena para mejorar la docilidad. Estos también se pueden usar como sustituto del cemento, donde la resistencia temprana no sea importante, pero se requiere un mínimo de aumento en la temperatura tal como en el concreto masivo.

Ahora que el estado de conocimientos actuales de los aditivos inclusores de aire han sido brevemente repasados, es justo enfocar a lo que el autor considera desarrollos futuros en esta área de la tecnología. Al tomar este vistazo al futuro, el autor ha hecho la suposición de que no habrá cambios básicos en la composición y química del cemento portland.

Durante lo tratado acerca de los agentes reductores de agua, se hizo hincapié en que el tema de contenido de agua se tocaría otra vez. Teóricamente, para que el cemento pueda hidratarse adecuadamente, todo lo que se necesita es una relación agua-cemento de 0.28. La mayoría del concreto comercial se mezcla con relaciones agua-cemento en el rango de 0.50 a 0.70, o dicho de otra manera, como el doble de agua de la que necesita para su hidratación. El agua adicional se requiere para hacer el concreto dócil y fácil de colar. Toda el agua en exceso de la requerida para la hidratación del cemento, y aquella que pueda ser retenida por fuerzas capilares en la masa endurecida, deben finalmente abandonar el concreto. La pérdida de esta agua dejará huecos en la masa. Como la mayoría de las propiedades del concreto fraguado están relacionadas directamente con la densidad de la pasta, por consiguiente están también relacionadas directamente con la relación agua-cemento. En el futuro, a medida que aprendamos más acerca de la dispersión del cemento en el agua, yo visualizo el desarrollo de aditivos reductores de agua más poderosos, lo suficiente para reducir el agua normalmente requerida de un 30 a un 40% y aun mantener la docilidad de la mezcla. Tal desarrollo por sí mismo, sin embargo, creará o aumentará otro problema -uno que se ha tornado recientemente serio en los últimos años- uno al que nos referimos frecuentemente como "pérdida de revenimiento".

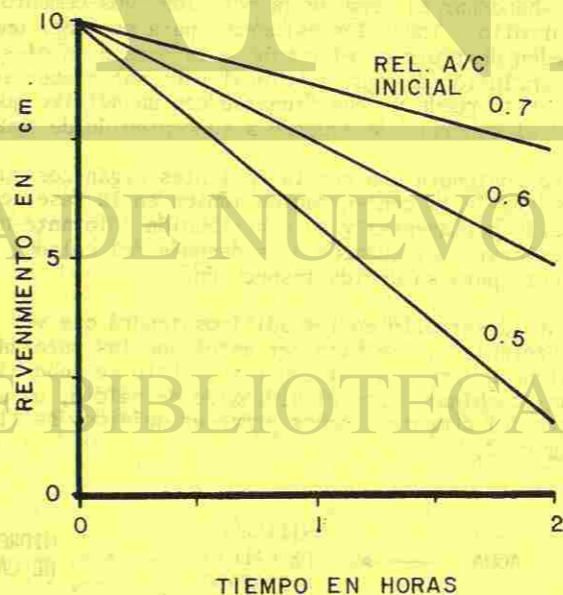


FIGURA No. 1

La figura 1 ilustra, en términos generales, el efecto que tienen las diversas relaciones agua-cemento en el concreto a través del tiempo a temperatura ambiente. La pérdida de revenimiento o disminución de la docilidad, se vuelve más pronunciada a medida que la relación agua cemento inicial del concreto se reduce.

El principal ingrediente del cemento Portland, el silicato tricálcico o C_3S , no experimenta ninguna reacción apreciable con el agua hasta después de varias horas de mezclarse con el agua. Sin embargo, uno de los constituyentes menores, el aluminato tricálcico o fase C_3A si empieza a combinarse inmediatamente después de mezclarse con el agua y puede eliminar de la mezcla hasta un 9% del agua disponible en un período de 30 a 60 minutos. Si el aluminato ferrito tetracálcico o fase C_4AF no está debidamente quemado durante el proceso del clinkerización, puede actuar como el C_3A y tomar otro 5 ó 8% de agua durante éste mismo período.

Por lo tanto, el desarrollo de agentes reductores de agua más poderosos tendrá que ser acompañado de un segundo desarrollo -el de un aditivo que retarde la hidratación de las fases C_3A y C_4AF - de tal manera que la mezcla permanezca dócil, con el tiempo, a bajas relaciones agua-cemento.

Otro futuro avance hacia la obtención de una relación agua-cemento menor que la normal, será mediante el uso de la mezcla del agua con otro líquido. El otro líquido, en este caso se considerará como el aditivo. La mezcla de líquidos contendrá justamente el agua necesaria para hidratar el cemento. El segundo líquido no participará ni interferirá con los procesos ordinarios de hidratación y estará presente únicamente para proporcionar docilidad a la mezcla. El segundo líquido, o el aditivo, poseerá, por sí mismo, ciertas propiedades, tales como baja presión de vapor, alta viscosidad, y alta tensión superficial, para que pueda permanecer en los poros capilares del concreto, a lo largo de la vida del concreto, y que no escape de la masa, como sucede con el exceso de agua.

Antes de abandonar el tema de la relación agua-cemento, conviene mencionar un futuro desarrollo. Todos los esfuerzos para mantener una relación agua-cemento baja se pueden destruir en el camino a la obra o en el sitio mismo de la obra, mediante la inclusión de agua adicional para satisfacer los caprichos de un terminador flojo. Esto puede y debe frenarse con un aditivo que literalmente "dará colores claves" al concreto de acuerdo a su contenido de agua.

El aditivo contendrá una mezcla de tintes orgánicos cuyo color final en el concreto dependerá de la concentración iónica en la fase acuosa del concreto. Los tintes no serán permanentes y su contribución colorante hacia el concreto se empezará a deteriorar unos cuantos días después del colado, pero se tendrá el tiempo suficiente para su debida inspección.

Otro futuro desarrollo en los aditivos tendrá que ver con la ceniza y otros materiales puzolánicos. Se hizo ver antes que las puzolanas contribuyen muy poco a la resistencia temprana del concreto. Esto se debe básicamente al tiempo que requieren para combinarse con el hidróxido de calcio, un sub-producto de la reacción hidratante del cemento. Ambos procesos químicos se ilustran en forma sencilla en la figura 2.

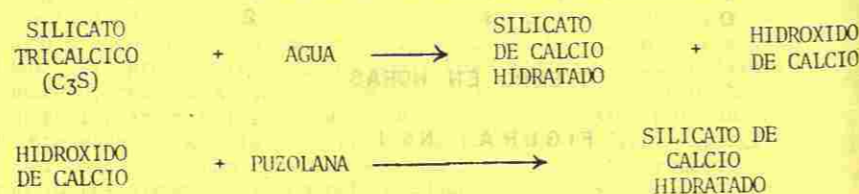


Figura 2

Es la segunda reacción de la figura 2 la que es lenta y por lo tanto es hasta edades avanzadas que se obtiene la resistencia proporcionada por los productos cementantes, formados por la puzolana. En el futuro, se encontrarán maneras para (1) tratar previamente la puzolana con aditivos que la hagan más activa y (2) tratar el concreto con un aditivo que catalice su reacción con el hidróxido de calcio. Cualquier desarrollo dará como resultado un producto cementante de la reacción, contribuyendo significativamente a la resistencia del concreto, a todas las edades.

Un tercer desarrollo del futuro será un aditivo diseñado para reemplazar o ser un sustituto del yeso en el cemento Portland. El yeso o mezclas de yeso y anhídrita, que ambos son formas naturales del sulfato de calcio, se trituran conjuntamente con el clinker del cemento Portland para controlar la relación en la pasta del C_3A y el C_4AF , componentes del cemento, reaccionan con el agua. Ambas formas del sulfato de calcio se combinan con estas fases para formar un compuesto llamado sulfoaluminato de calcio, que incorpora químicamente grandes cantidades de agua de frontera. Esta gran toma de agua es parte de la "pérdida de revenimiento", problema que se discutió con anterioridad. La formación del sulfoaluminato causa que se expanda la pasta. Más tarde en la vida de la pasta, el sulfoaluminato original se convierte a otra forma y esto produce contracción. Además, los sulfoaluminatos, debido a su morfología cristalina, contribuyen muy poco a la resistencia del concreto.

El desarrollo de un aditivo que actúe de tal forma que elimine la necesidad de usar yeso, producirá concreto con:

- mayor estabilidad dimensional.
- menor pérdida de revenimiento.
- mayor resistencia.
- menor costo (probablemente debido a la creciente escasez de buen yeso).

Existe otro aspecto de este problema que merece comentarios. Uno de los dolores de cabeza que están atacando a la industria del cemento hoy en día, que continuará en el futuro, es el problema del polvo de los hornos. Por cada 100 toneladas de materia prima que entra al horno, se producen de 10 a 15 toneladas de polvo. Debido a su alto contenido de álcalis sólo una porción de este polvo puede regresarse al horno y el restante se convierte en un contaminador del ambiente.

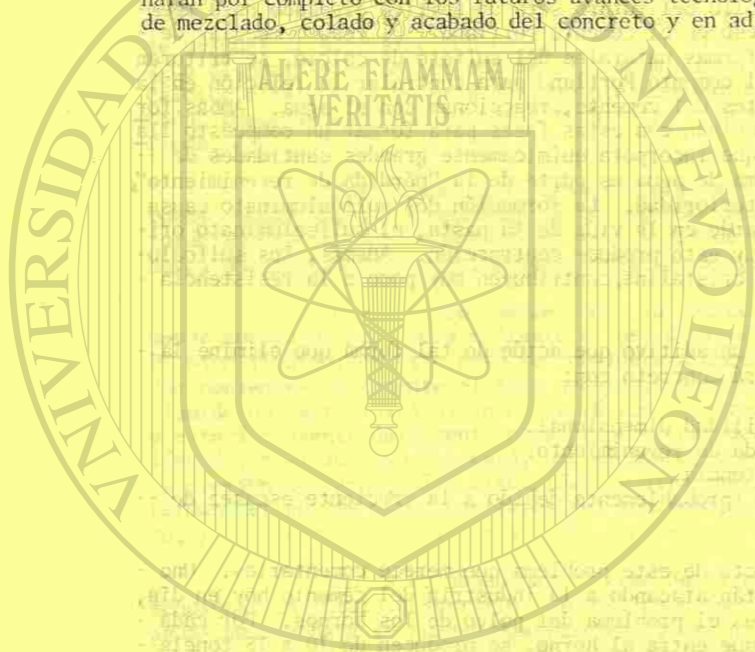
Hay dos razones básicas para mantener en un bajo nivel, el contenido de álcalis del cemento, uno de los cuales se comentará aquí, el segundo se mencionará después. Mientras más alto sea el contenido de álcalis en el cemento, más rápida será la reacción entre el yeso y el C_3A (y/o el C_4AF) y el problema de la pérdida de revenimiento se verá aumentado. Controlando la reacción del C_3A con un aditivo en lugar del yeso, una de las razones por las que el fabricante de cemento puede utilizar todo su polvo del horno, se eliminará.

La segunda razón por la que hay que mantener bajo el nivel de álcalis en el cemento Portland, tiene que ver con las posibles nocivas reacciones álcali-agregados. Este tipo de fenómenos ha estado con nosotros por años y empeorará en los próximos años a medida que agotemos nuestros depósitos naturales de buenos agregados. Se han hecho varios intentos para controlar o eliminar la reacción a través de aditivos, pero los que se han reportado con éxito han sido demasiado exóticos y costosos para un uso práctico. Este problema obtendrá una consideración especial en los años venideros y se puede y de hecho se le dará solución por medio del uso de aditivos.

Como una gran parte de nuestros futuros agregados serán hechos por el hombre usando materiales de desperdicio, la probabilidad de interacciones perjudiciales entre esos agregados y el cemento hidratante se incrementará. Aquí hay

otra área donde los aditivos se diseñarán para trabajar ventajosamente en favor del productor de concreto.

Al principio de esta presentación se hizo ver que el concreto es el material para construcción del que más se abusa de todos los que tenemos que usar en estos días. El grado de abuso ha sido en alguna forma aliviado con el uso de los aditivos de hoy en día. Mientras que podría extenderse nuestra imaginación, no está más allá del dominio de lo posible para esperar que estos abusos se eliminarán por completo con los futuros avances tecnológicos en materia prima, métodos de mezclado, colado y acabado del concreto y en aditivos químicos.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Traducción: Ing. Carlos Macías Campirán.

CONCRETO CON AZUFRE.

Robert Loov*

ESMEN.

U A N L

El azufre es un elemento que es relativamente abundante y barato.

El azufre puede sustituir al cemento portland para producir un concreto que es semejante en algunas propiedades al concreto con cemento Portland, pero lo suficientemente diferente como para justificar su aplicación donde el concreto con cemento Portland no es apto. Esto incluye casos en que se requiere una alta resistencia inicial o donde el ataque químico lleva al concreto con cemento Portland a un deterioro rápido.

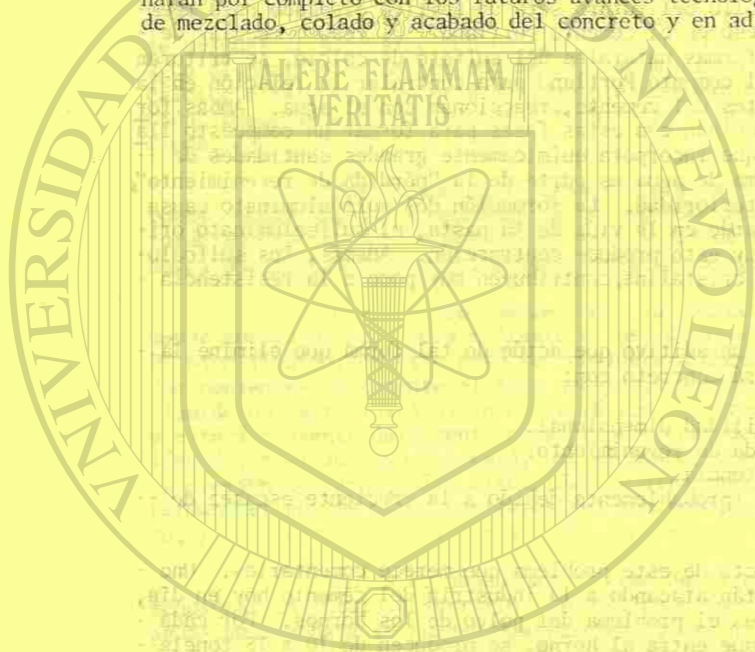
La mayor limitación esperada para el uso del concreto con azufre es el bajo punto de fusión, que es de 115°C.



Profesor Asociado en la Facultad de Ingeniería Civil en la Universidad de Calgary en Alberta, Canadá. Miembro activo del comité A 23.1 de la Asociación Canadiense de Estándars. Director del Capítulo Albertense del Instituto Americano del Concreto. Miembro del Grupo de Investigación de la Universidad de Calgary.

otra área donde los aditivos se diseñarán para trabajar ventajosamente en favor del productor de concreto.

Al principio de esta presentación se hizo ver que el concreto es el material para construcción del que más se abusa de todos los que tenemos que usar en estos días. El grado de abuso ha sido en alguna forma aliviado con el uso de los aditivos de hoy en día. Mientras que podría extenderse nuestra imaginación, no está más allá del dominio de lo posible para esperar que estos abusos se eliminarán por completo con los futuros avances tecnológicos en materia prima, métodos de mezclado, colado y acabado del concreto y en aditivos químicos.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Traducción: Ing. Carlos Macías Campirán.

CONCRETO CON AZUFRE.

Robert Loov*

ESMEN.

U A N L

El azufre es un elemento que es relativamente abundante y barato.

El azufre puede sustituir al cemento portland para producir un concreto que es semejante en algunas propiedades al concreto con cemento Portland, pero lo suficientemente diferente como para justificar su aplicación donde el concreto con cemento Portland no es apto. Esto incluye casos en que se requiere una alta resistencia inicial o donde el ataque químico lleva al concreto con cemento Portland a un deterioro rápido.

La mayor limitación esperada para el uso del concreto con azufre es el bajo punto de fusión, que es de 115°C.



Profesor Asociado en la Facultad de Ingeniería Civil en la Universidad de Calgary en Alberta, Canadá. Miembro activo del comité A 23.1 de la Asociación Canadiense de Estándars. Director del Capítulo Albertense del Instituto Americano del Concreto. Miembro del Grupo de Investigación de la Universidad de Calgary.

ESTADO ACTUAL DE CONOCIMIENTOS SOBRE CONCRETO CON AZUFRE.

Concreto con azufre o "concreto sulfuroso" es el nombre que generalmente se aplica a mezclas de agregados minerales, gruesos y finos, cementados con azufre. A principios de siglo hubo un gran interés en el uso de azufre, en combinación con varios materiales "de relleno"; este interés se extendió en un período hasta de 150 años antes (1). El interés sobre concreto sulfuroso se inició hace 10 años aproximadamente con una investigación desarrollada por Dale y Ludwig en el Southwestern Research Institute de San Antonio, Texas (2, 3); esta investigación fue seguida por otra desarrollada por Crow y Bates en el U.S. Bureau of Mines en Spokane, Washington (4). Durante los últimos años, las investigaciones más importantes con concretos sulfurosos han sido desarrolladas en Guatemala (5, 6 y 7) utilizando azufre y piedra pómez de la localidad, y en Canadá (8 al 14); en este último lugar, debido al bajo precio del azufre y a una gran cantidad de este material almacenado en la Provincia de Alberta y que corresponde a 14.5 millones de toneladas al finalizar 1974, (35) Figura 1. Se ha encontrado que el concreto sulfuroso es un material con posibilidades de aplicación en un gran número de situaciones -- que puede elaborarse con una gran variedad de agregados. Este material tiene atributos que sin duda son de gran valor en ciertos casos pero que al mismo tiempo tiene un gran número de desventajas que probablemente evitarían su utilización en la mayoría de los casos en que actualmente se usa concreto a base de cemento Portland. Antes de utilizar este material es necesario considerar sus ventajas potenciales y desventajas posibles y comparar éstas con los ahorros en costos provenientes de su utilización. Antes de utilizar este material en forma extensa es también necesario desarrollar un programa de ensayos de laboratorio y de campo.

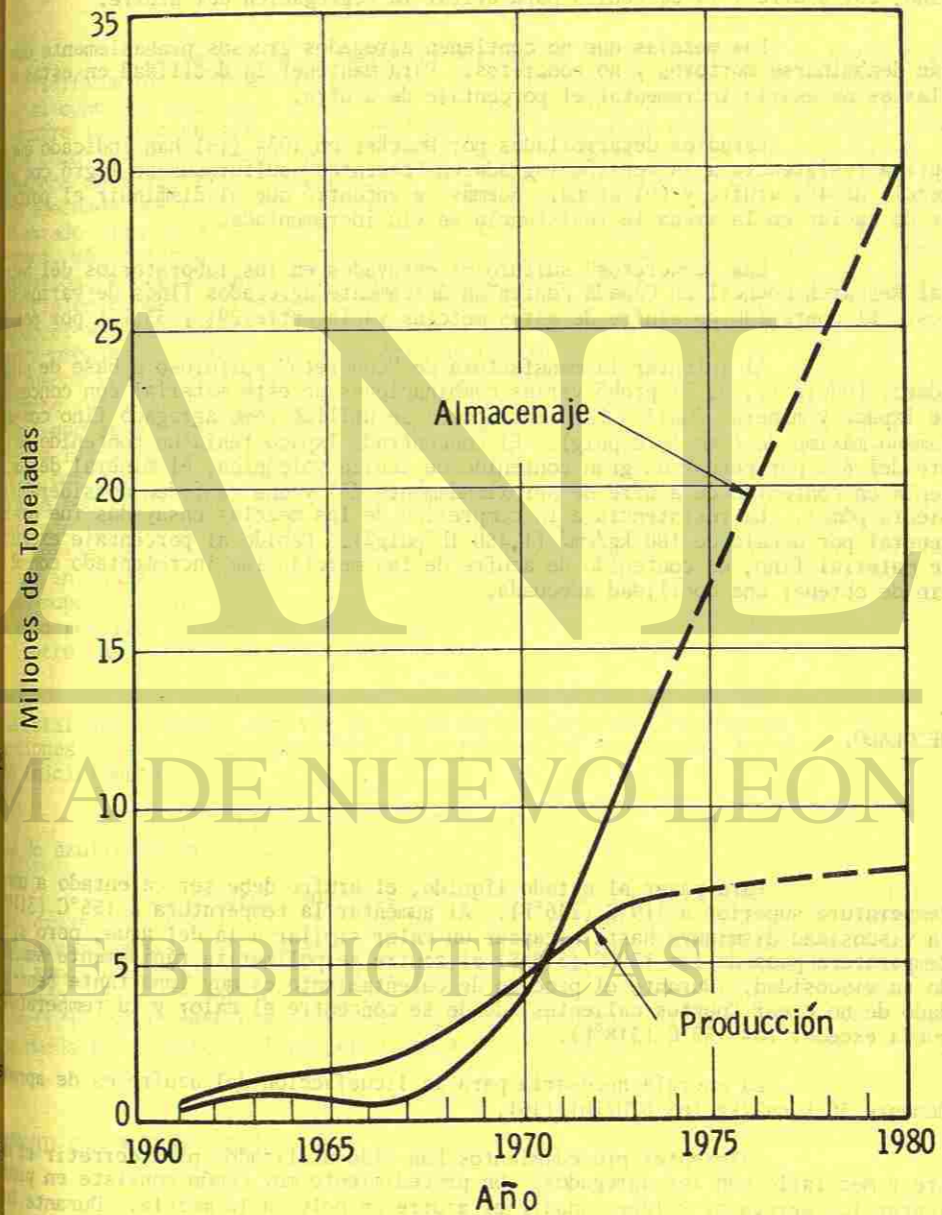
PROPORCIONAMIENTO.

El proporcionamiento óptimo de azufre, agregado fino y agregado grueso varía considerablemente y depende primordialmente de la textura superficial, tamaño y granulometría de los agregados. En su investigación inicial Dale y Ludwig (3) usaron las relaciones volumétricas azufre-arena-agregado variando desde 1:1.33:1.33 y 1:1:2. Encontraron que este proporcionamiento resulta en mezclas satisfactorias, en cuanto a docilidad, que ellos definen: cuando el material se vierte desde una altura de 45 cm (18 pulg) a una superficie horizontal, y la relación de espesor a diámetro del material vertido debe estar entre 1:6 y 1:8; además, no debe haber residuos de azufre excedentes.

Basándose en esta investigación Crow y Bates (4) variaron el tamaño promedio y la distribución de partículas. La máxima resistencia de 755 kg/cm² (10,700 lb/pulg²) se obtuvo usando agregados basálticos con partículas de 1.7 mm (1/16 pulg) de tamaño promedio y un coeficiente de uniformidad de 22.7 (60% tamaños más finos/10% tamaños más finos).

Esta mezcla se elaboró con un 22.7% de azufre, por peso. Crow y Bates encontraron que el porcentaje de agregados finos menores que 74 micras (malla 200) tuvo un efecto considerable en la docilidad de las mezclas. Las mezclas con un porcentaje excesivo de materiales finos tuvieron muy baja docilidad mientras que, en mezclas con bajo contenido de finos, el azufre tiene una tendencia a segregar.

PRODUCCION Y ALMACENAJE DE AZUFRE EN CANADA



garse. Crow y Bates hacen la recomendación de usar material fino menor a 74 micras en una cantidad igual al 10% del peso de la mezcla.

Malhotra (9) usando agregado grueso con un tamaño máximo de 19 mm (3/4 pulg) encontró que el porcentaje óptimo de azufre, por peso, es del 25%. Para mejorar la docilidad de la mezcla se añadió un 6% de polvo de sílica.

Una mezcla típica usada en la Universidad de Calgary contiene 44% agregado grueso (caliza) con un tamaño máximo de 9.5 mm (3/8 pulg), 29% agregado fino, 20% azufre y 7% de ceniza para evitar la segregación del azufre.

Las mezclas que no contienen agregados gruesos probablemente deberán denominarse morteros y no concretos. Para mantener la docilidad en estas mezclas es necesario incrementar el porcentaje de azufre.

Estudios desarrollados por Duecker en 1934 (15) han indicado que la óptima resistencia a la tensión lograda en "cementos" sulfurosos se logró con una mezcla de 40% azufre y 60% arena. Además se encontró que al disminuir el porcentaje de vacíos en la arena la resistencia se vio incrementada.

Los "concretos" sulfurosos ensayados en los laboratorios del National Research Council en Canadá contenían únicamente agregados finos de varios tipos. El contenido de azufre de estas mezclas varía entre 29% y 33.25% por peso.

Al intentar la manufactura de "concreto" sulfuroso a base de piedra pómez, Ludwig (5, 6, 7) probó varias combinaciones de este material con concentrado Ixpaco y mineral Zunil. La piedra pómez se utilizó como agregado fino con un tamaño máximo de 5 mm (0.2 pulg). El concentrado Ixpaco tenía un contenido de azufre del 85% por peso y un gran contenido de ceniza volcánica; el mineral de Zunil tenía un contenido de azufre de aproximadamente 25% y una cantidad considerable de piedra pómez. La resistencia a la compresión de las mezclas ensayadas fue por lo general por debajo de 100 kg/cm² (1,450 lb/pulg²). Debido al porcentaje excesivo de material fino, el contenido de azufre de las mezclas fue incrementado con el fin de obtener una docilidad adecuada.

MEZCLADO.

Para pasar al estado líquido, el azufre debe ser calentado a una temperatura superior a 119°C (246°F). Al aumentar la temperatura a 155°C (311°F) la viscosidad disminuye hasta alcanzar un valor similar a la del agua, pero si la temperatura pasa de los 159°C (318°F) el azufre se polimeriza rápidamente aumentando su viscosidad. Durante el proceso de calentamiento es muy importante tener cuidado de no crear "puntos calientes" donde se concentre el calor y la temperatura pueda exceder los 159°C (318°F).

La energía necesaria para la licuefacción del azufre es de aproximadamente 36 K cal/kg (65 BTU/lb) (16).

Diferentes procedimientos han sido utilizados para derretir el azufre y mezclarlo con los agregados. Un procedimiento muy común consiste en precalentar los agregados y luego añadir el azufre en polvo a la mezcla. Durante la rotación de la revolvedora el calor emitido por los agregados derrite el azufre que ha sido incorporado a la mezcla. Debido a la gran superficie de los agregados el

azufre se derrite rápidamente.

MEZCLADO.

Si la mezcla se mantiene por encima de 119°C (246°F) se puede evitar la solidificación en forma indefinida. Si la mezcla tiene las proporciones adecuadas, el concreto sulfuroso puede colocarse en las cimbras con relativa facilidad. El azufre líquido se solidifica rápidamente al ponerse en contacto con superficies frías como la del acero de refuerzo o la de las cimbras pero el resto de la mezcla permanece en forma trabajable durante un tiempo suficiente que permite la compactación adecuada del material. La densidad del azufre aumenta en un 13% cuando pasa del estado líquido al sólido en forma cristalina (monoclínica) y después a la forma triclínica, más estable. La correspondiente reducción volumétrica puede causar problemas serios, especialmente en el caso de especímenes de gran tamaño. Depresiones superficiales o huecos contenidos en la parte superior del espécimen pueden aparecer cuando el azufre líquido en el interior pasa a ocupar el espacio desalojado por el azufre próximo al exterior cuando éste se enfría y pasa a la forma cristalina. Estos huecos pueden evitarse si se continúa el varillado y mezclado del material en la parte superior del espécimen evitando la cristalización del material, al mismo tiempo que se agrega material adicional mientras solidifica la parte restante (4). Otra forma, a veces es posible utilizar una extensión del molde para permitir que la contracción ocurra en una parte del espécimen que no sea crítica (17). Debido a la reducción considerable de volumen durante el proceso de cristalización, si el colado de concretos sulfurosos se hace por etapas es muy probable que se encuentren serios problemas. Si el concreto se cuela en capas horizontales, el concreto colado inicialmente obstaculiza y restringe a las capas colado posteriormente. Las capas superiores probablemente se agrietarán en forma considerable como resultado de esta restricción (Figura 2). Además, puede presentarse un agrietamiento horizontal entre las diferentes capas (Figura 3).

Si se cuela una viga en porciones sucesivas que abarquen la profundidad total del elemento también se presentarán problemas de agrietamiento pues las porciones coladas posteriormente, al contraerse, se separarán de las porciones coladas inicialmente.

Los cambios volumétricos son reducidos al mínimo reduciendo la cantidad de azufre en la mezcla.

El concreto sulfuroso adoptará fielmente el acabado superficial de las formas permitiendo la obtención de superficies pulidas con detalles minuciosos y esquinas agudas. Sin embargo, es muy difícil obtener superficies regulares en la parte superior debido a la rápida cristalización del azufre en contacto con el aire, haciendo extremadamente difícil el acabado convencional con llana y aplanado. La superficie resultante puede ser muy rugosa, dependiendo de la cantidad de acabado que pueda darse antes del comienzo de la cristalización del azufre (Figura 4).

EFECTO EN LA RESISTENCIA.

El concreto sulfuroso adquiere su resistencia en una forma rápida --



Foto 2 Grieta Vertical por Contracción Térmica

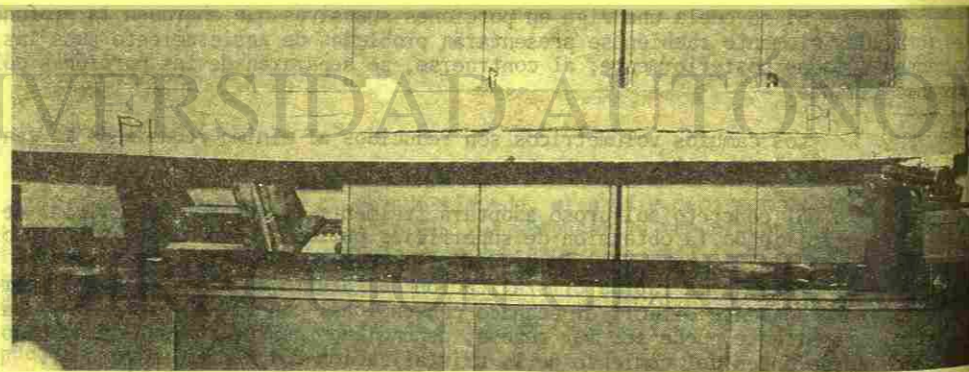
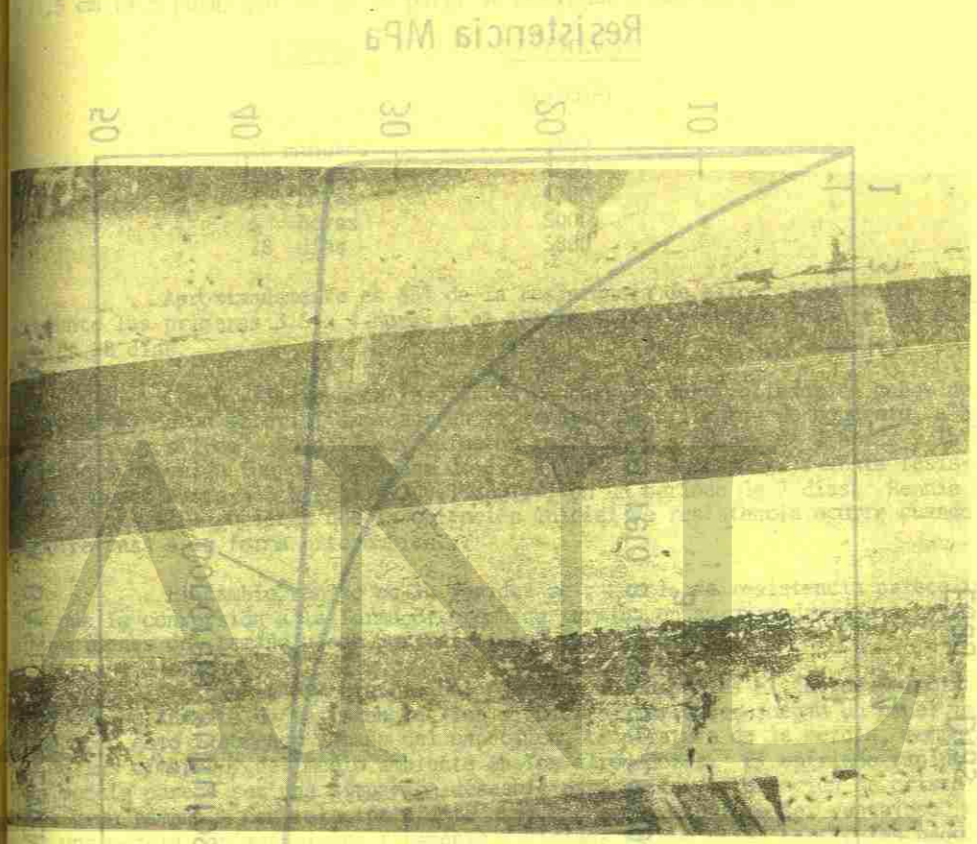
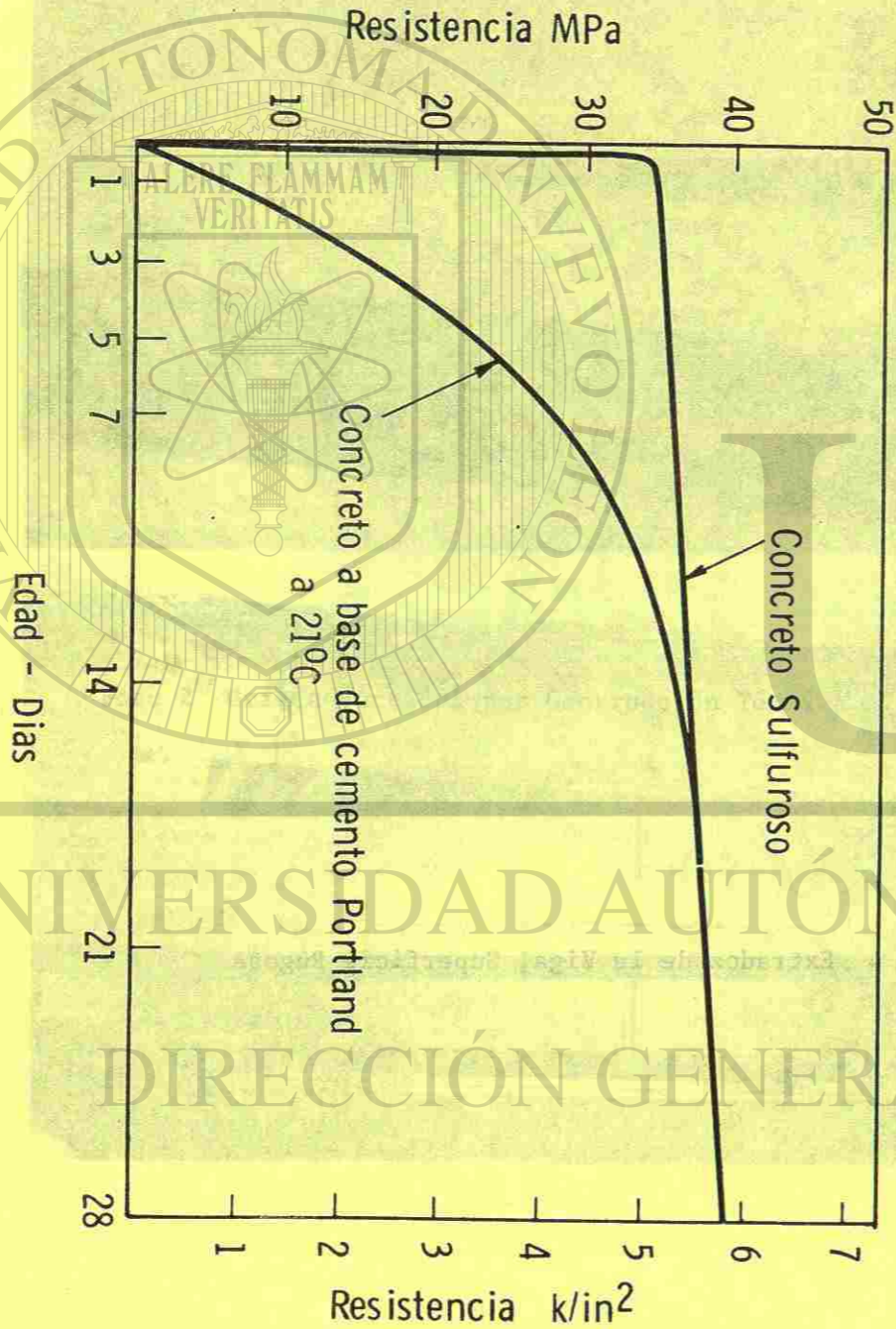


Foto 3 "Junta Fría" Horizontal



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DE BIBLIOTECAS

Foto 4 Extradoz de la Viga, Superficie Rugosa



(Figura 5) en cuanto el azufre fundido empieza a tomar la forma cristalina monoclí... a temperaturas por debajo de 119°C (246°F). Cuando la temperatura disminuye... por debajo de 95.4°C (204°F) el azufre empieza a adoptar la forma cristalina orto... bica. Las resistencias tempranas obtenidas por Dale y Ludwig con especímenes... de 11.5 cm (4.5 pulg) por 23 cm (9 pulg) se muestran a continuación:

TIEMPO	RESISTENCIA (kg/cm ²)
45 minutos	3400
1.5 horas	3650
3 horas	4700
6 horas	5000
28 días	5800

Aproximadamente el 85% de la resistencia de estos cilindros se obtu... durante las primeras 3.5 a 4 horas y el 15% restante se obtuvo durante los si... guientes 28 días.

Curry (18) reporta resultados de ensayos desarrollados en cubos de... 5 cm (2 pulg) de un material empleado en el recapeo de cilindros de concreto, a ba... se de azufre y sílice. Estos ensayos fueron realizados a edades de 2 horas y la... resistencia obtenida fue de alrededor de 357 kg/cm² (5800 lb/pulg²). Esta resis... tencia aumentó hasta 653 kg/cm² (9300 lb/pulg²) en un período de 7 días. Rennie y... colaboradores (19) sugieren que la obtención inicial de resistencia ocurre cuando... el azufre pasa a la forma ortorómbica.

El cambio súbito en la rapidez de ganancia de resistencia parece in... dicar que la conversión a la forma ortorómbica termina en aproximadamente 4 horas... en especímenes del tamaño usado por Dale y Ludwig.

Ya que la temperatura del concreto sulfuroso es el factor principal... que afecta su aumento de resistencia, las siguientes variables juegan un papel im... portante en este fenómeno: tamaño del espécimen, temperatura de la mezcla, tempera... tura de las cimbras y del medio ambiente en los alrededores. El enfriado rápido... de la mezcla parece ser una situación deseable para evitar la creación de crist... ales de gran tamaño. Con relación a este aspecto, también parece ser ventajoso el... tener una mezcla con materiales finamente divididos ya que estas partículas peque... ñas propician la formación de núcleos que vendrán a inducir la formación de un... gran número de cristales pequeños en lugar de un número limitado de cristales gran... des.

RESISTENCIA DEL CONCRETO SULFUROSO.

Es posible fabricar concreto sulfuroso con resistencias comparables... a las obtenidas en concretos a base de cemento Portland de alta resistencia. Valo... res típicos de la resistencia a la compresión que han sido reportados por los va... rios investigadores varían entre 350 kg/cm² y 500 kg/cm² (5000 lb/pulg² y 7000... lb/pulg²) o más. Estas resistencias pueden compararse con las resistencias normal... mente utilizadas en concreto presforzado. La resistencia depende fundamentalmente... del tipo y resistencia de los agregados, de la granulometría de los mismos así co... mo de la cantidad de azufre utilizada en la mezcla.

Malhotra (12) ha estudiado el efecto del tamaño de los especímenes de ensayo sobre la resistencia de concretos sulfurosos y ha encontrado que especímenes de 15 cm (6 pulg) de diámetro por 30 mm (1/2 pulg) de altura presentan resistencias menores para el mismo concreto sulfuroso que ha sido ensayado usando especímenes de 10 cm (4 pulg) de diámetro por 20 cm (8 pulg) de altura. Esto indica la posibilidad de que especímenes estructurales de tamaño considerable tengan una resistencia menor que la indicada por especímenes de control de menor tamaño.

(NOTA: 1 MPa = 1 MN/m² = 1 N/mm² = 10.2 kg/cm² = 145 lb/in²)

Un aspecto relativo a la resistencia a la compresión, de gran importancia y que no ha sido comentado en la literatura sobre este campo, es la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria. Si el equipo de prueba utilizado con concreto a base de cemento Portland tiene la rigidez suficiente, la curva esfuerzo-deformación unitaria tendrá la forma mostrada en la Figura 6. En forma típica, se encuentra una porción inicial aproximadamente lineal, después se presenta una reducción en la capacidad al aumentar la deformación unitaria. Bajo condiciones de carga de un solo ciclo, una parte de la capacidad de carga se mantiene hasta deformaciones unitarias de 0.003 ó 0.004. En contraste, los especímenes de ensayo de concreto sulfuroso ensayados en la Universidad de Calgary presentan mecanismos de falla extremadamente frágiles sin presentarse la reducción gradual en la rigidez para cargas cercanas a la carga última, coincidiendo esta falla con el esfuerzo último a una deformación unitaria a la ruptura de aproximadamente 0.0014 o menor. No ser que se usen aditivos o refuerzo en forma de fibras para modificar este comportamiento no es posible utilizar los mismos métodos de diseño que han sido desarrollados para concretos a base de cemento Portland, sin realizar un estudio completo de las diferencias en el comportamiento de elementos estructurales provenientes de las diferencias en el comportamiento de los materiales. En particular, es dudarse si los métodos de diseño de resistencia última utilizados actualmente puedan aplicarse a concretos sulfurosos. El módulo de ruptura del concreto sulfuroso es de una magnitud comparable a la obtenida para concretos a base de cemento Portland de alta resistencia. Las resistencias obtenidas varían entre 31 kg/cm² (435 lb/pulg²) y 61 kg/cm² (870 lb/pulg²).

El módulo de elasticidad de un concreto sulfuroso con una resistencia a la compresión de 408 kg/cm² (5800 lb/pulg²) es aproximadamente igual al de un concreto a base de cemento Portland de igual resistencia o sea aproximadamente 309×10^3 kg/cm² (4.4×10^6 lb/pulg²).

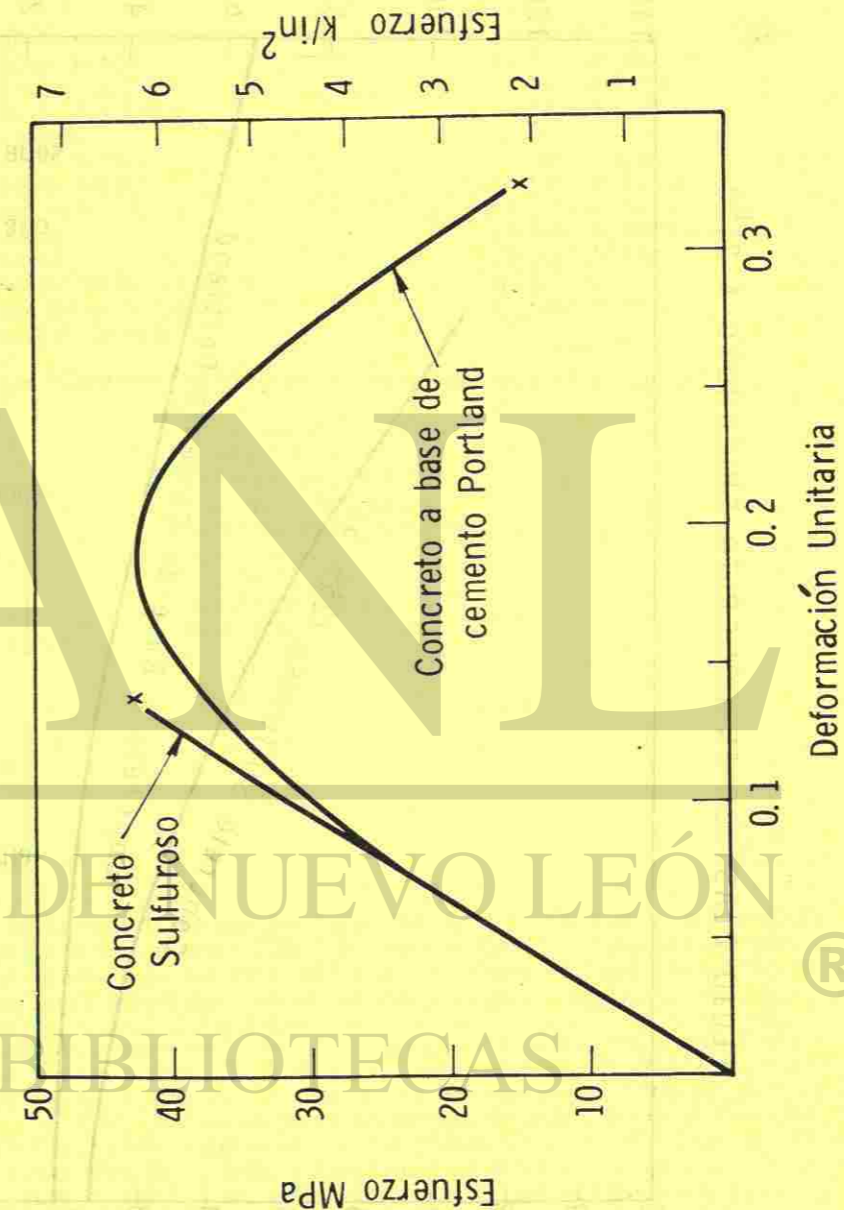
Las características de flujo plástico de un material deben tenerse en cuenta siempre que se considere el uso de este material en elementos estructurales. Los resultados de investigaciones desarrolladas en este campo no son numerosos pero hay indicaciones iniciales (20) de que el flujo plástico a temperatura ambiente es mayor que el medido en concretos a base de cemento Portland y que éste se ve incrementado rápidamente al aumentar la temperatura (Figura 7).

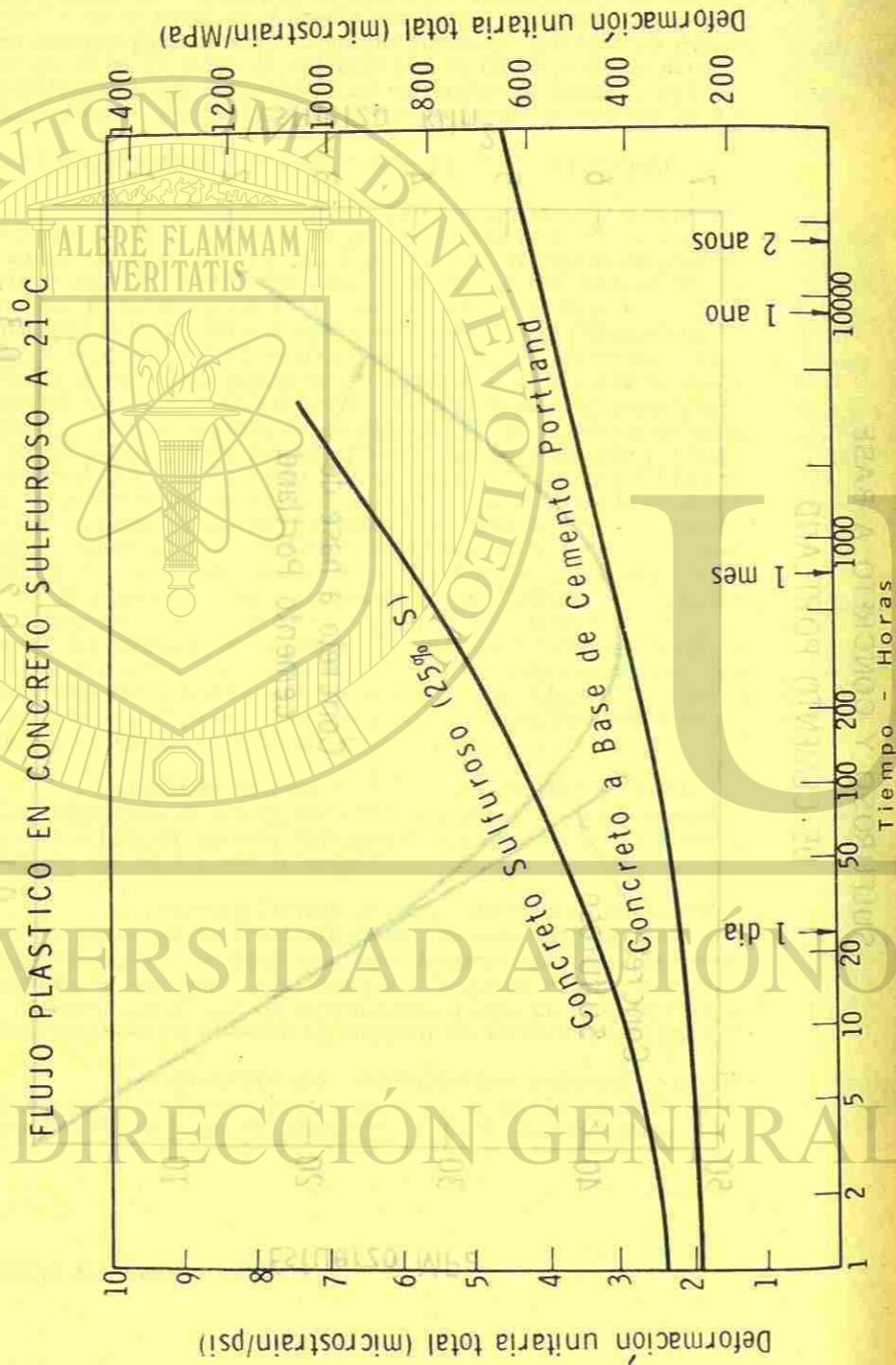
Esta puede ser una característica ventajosa si se desea lograr una redistribución de esfuerzos pero también puede ser la causa de deformaciones excesivas en el caso de vigas de poco peralte o columnas esbeltas.

RESISTENCIA AL ATAQUE QUIMICO.

Hay una cantidad considerable de material publicado en este aspecto (21) concerniente a la resistencia de morteros sulfurosos al ataque de varias subs

SULFUROSO Y CONCRETO A BASE DE CEMENTO PORTLAND





...tales como ácidos, sales, etc. En general, se ha encontrado que los morteros a base de azufre son muy resistentes al ataque químico. Puede esperarse que los concretos sulfurosos tengan propiedades similares, a no ser que el agregado -- -- se vea afectado. Se ha encontrado también que los "cementos" sulfurosos empleados en la unión de tuberías, ladrillos y mosaicos son resistentes al ataque de las siguientes sustancias:

- | | |
|-------------------------|---------------------|
| ácido clorhídrico | aceite de soya |
| ácido nítrico | sulfato de calcio |
| ácido sulfúrico | sulfato de cobre |
| ácido fosfórico | cloruro de cobre |
| vinagre | sulfato ferroso |
| ácido butírico | cloruro férrico |
| ácido láctico | sulfato de níquel |
| cal saturada (20°C) | cloruro de sodio |
| azúcar | sulfato de magnesio |
| crema | cloruro de zinc |
| desperdicios en rastros | sulfato de zinc |
| aceite de ajonjolí | sulfato de amonio |
| aceite de maíz | |

Los "cementos" sulfurosos se deterioran bajo el ataque de:

- ácido oléico
- ácido crómico
- cal saturada (a 80°C)
- dicromato de potasio
- petróleo crudo sulfuroso
- kerosena
- aceite de algodón
- aceite de higuera
- bisulfito de calcio

ATAQUE BIOLÓGICO.

Se ha encontrado que las bacterias en el azufre causan el deterioro de la piedra caliza y del concreto (24, 25). Se han llevado a cabo ensayos para determinar la resistencia de morteros sulfurosos al ataque biológico de bacterias (22, 23) así como para determinar cuáles bactericidas pueden emplearse con seguridad para mejorar la durabilidad del material. Duecker et al (24) ha encontrado -- -- que, de todos los materiales ensayados, los que mantuvieron las resistencias más altas después de 5 años fueron: 1% de selenio, 1% de B-naftol, 1% de xilenol y 1% de Cresol-C. Frederick y Starkey (25) han encontrado que los aditivos más eficientes son los manufacturados a base de pentaclorofenato de sodio, en concentraciones tan bajas como 0.01%. Otros materiales que dan protección en proporciones del 1% o menores son: cristales de violeta, hidrocloreto de acriflavina, fluoruro de sodio, silico-fluoruro de sodio, iodo-acetato de sodio, arseniato de sodio, telurio, seleniato de sodio, telurato de potasio así como varios compuestos fenólicos. -- -- También se ha encontrado que azufre con un contenido del 0.03% de selenio no posee una protección adecuada contra el ataque de bacterias. En la actualidad se están llevando a cabo pruebas de campo para determinar el efecto de las bacterias del azufre en materiales a base de azufre. Debe notarse que la temperatura óptima para el crecimiento (25) y desarrollo del Thiobacillus thiooxydans es entre 28°C (82°

F) y 30°C (86°F); por lo que puede esperarse que el ataque bacteriológico sea más severo en países de clima cálido.

CALOR Y FUEGO.

A no ser que el azufre forme parte de compuestos químicos más resistentes al calor la fundición ocurre a temperaturas mayores de 119°C (246°F); y la segregación y separación del azufre de los otros componentes es inevitable. Al aplicarle una llama, el azufre puede entrar en combustión formando SO₂, un gas nocivo. Se ha encontrado que ciertos aditivos (26) retardan la velocidad de propagación de la llama durante la combustión del azufre. Añadiendo un 3% de "clorowax 70S" con un 3% de dimercaptano dipenteno o 3% de fosfato de tricresil con 3% de dimercaptano dipenteno se retarda la combustión y se produce un material que no mantiene la combustión una vez que se retira la llama.

LUZ ULTRAVIOLETA.

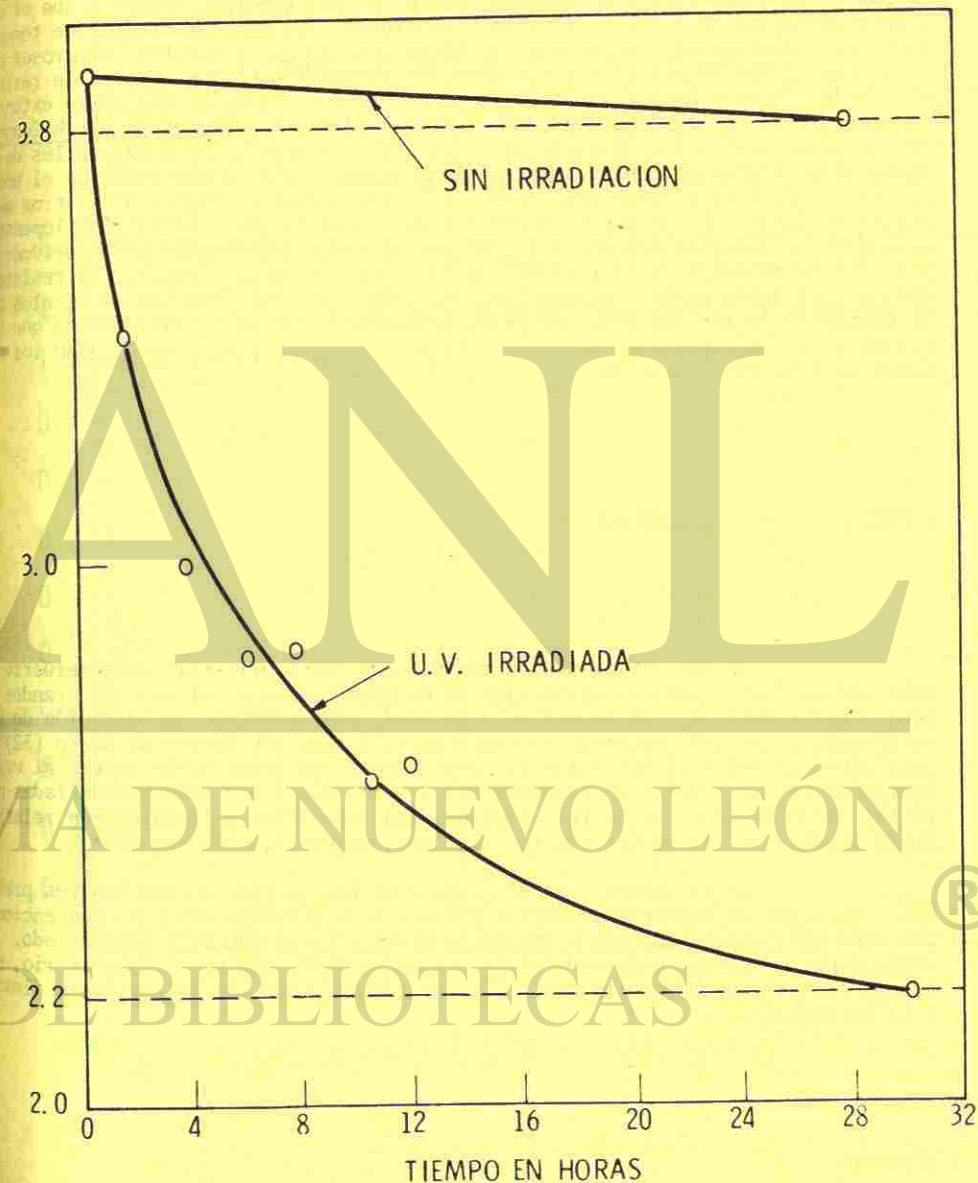
Experimentos llevados a cabo por Alberta Sulphur Research (27), indican que cuando se expone el azufre en polvo, húmedo, a la acción de una fuente de luz ultravioleta el pH disminuye a un valor de 2.2 en 30 horas (Figura 8).

Esta parece ser una prueba bastante severa si se compara con la acción de la luz solar sobre elementos de concreto de gran tamaño que han sido humedecidos por la lluvia o cualquier otra causa; sin embargo, esto indica la posibilidad de encontrar problemas serios cuando se utilicen concretos sulfurados en situaciones similares en las que la formación de ácido sulfúrico en la superficie del material podría causar un deterioro considerable. Este problema puede presentarse por ejemplo, en bancas de las empleadas en parques o cuando se use acero expuesto adyacente a la superficie del concreto sulfurado.

CONGELAMIENTO Y DESHIELO.

Hace mucho tiempo que se reconoció la susceptibilidad de morteros sulfurados al deterioro debido a variaciones de temperatura. El polisulfuro olefínico (Thiokol) ha sido un material muy eficaz en la creación de un azufre plástico muy resistente a cambios bruscos de temperatura. Este material ha sido usado en una gran variedad de situaciones (28, 29) pero se ha encontrado (30) que a menos que se use una gran cantidad de thiokol, las buenas cualidades del mate-

ACIDIFICACION DE LA MEZCLA AGUA/AZUFRE POR IRRADIACION ULTRA VIOLETA



rial se perderán al ocurrir la recristalización después de un cierto tiempo. Se ha dicho que ciertos hidrocarburos no saturados tales como el "limonene" son muy eficaces como plastificadores.

El concreto en climas fríos, como en Canadá, está expuesto a condiciones climatológicas muy severas que frecuentemente resultan en ciclos de congelamiento y deshielo. Como el concreto sulfuroso se produce sin agua y es un material relativamente impermeable es de esperarse que sea menos susceptible a desintegrarse que el concreto a base de cemento Portland. Sin embargo, debido a que el coeficiente de expansión térmica del azufre es grande, los cambios bruscos de temperatura pueden crear problemas serios. Se ha encontrado que concretos sulfurosos producidos con agregados normales y sin aditivos especiales no son capaces de resistir ciclos de congelamiento y deshielo (9, 13). Los resultados de una serie extensa de ensayos llevadas a cabo por Beaudoin y Sereda (13) del National Research Council de Canadá indican que es posible utilizar aditivos especiales o materiales de relleno para obtener concretos sulfurosos durables. Se ha encontrado que el uso de pirita o pirrotita produce concretos sulfurosos durables (Figura 9). Otros materiales utilizados y que tuvieron efectos benéficos fueron: hulla, dicitlopentadieno, d -metil-estireno crudo así como dos aditivos denominados RPD (derivado resinoso del petróleo) y PL-41 (Thiokol de la Thiokol Chemical Corp.). La resistencia óptima contra los ciclos de congelamiento y deshielo fue obtenida en mezclas con un contenido de más del 20%, por peso, de pirita. Aun en situaciones en que la temperatura mínima esperada esté por encima de 0°C (32°F) pueden utilizarse los resultados de esta investigación.

REFUERZO DE CONCRETOS SULFUROSOS.

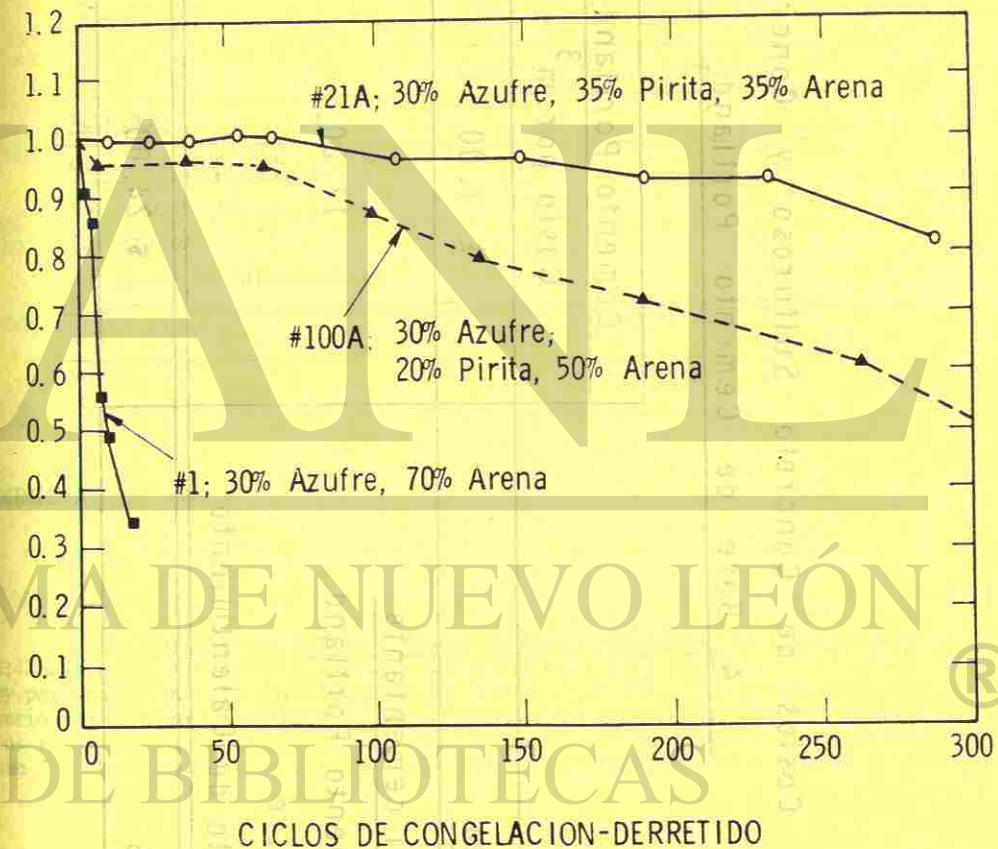
Se han utilizado con éxito fibras de vidrio (31) como refuerzo de concreto sulfuroso pero su aplicación no es prometedora en el caso de grandes elementos estructurales. Si se evita la humedad, previniéndose la formación de ácido sulfúrico, es posible reforzar el concreto sulfuroso con barras de acero (32) produciéndose un material muy durable. Esto impone una restricción severa al uso de barras de refuerzo del tipo convencional a menos que éstas sean galvanizadas para evitar la corrosión. Se ha reportado que los siguientes materiales son relativamente inertes al usarse con azufre: aluminio, magnesio, cadmio y cromo.

En la Universidad de Calgary se han llevado a cabo ensayos preliminares de vigas de concreto sulfuroso con acero de refuerzo del tipo convencional así como con tendones de los normalmente utilizados en concreto presforzado. Se observó que no ocurre corrosión si las vigas se mantienen en el laboratorio, bajo techo; sin embargo sí ocurre corrosión, en cierto grado, si las vigas se almacenan a la intemperie.

ECONOMIA.

El costo del azufre en Calgary se ha visto incrementado de, aproxi-

EFECTO DE CICLOS DE CONGELACION-DERRETIDO SOBRE EL MODULO DE ELASTICIDAD DINAMICO DE CONCRETO SULFUROSOS (Beaudoin and Sereda 1974)



Costos de Concreto Sulfuroso y Concreto
A Base de Cemento Portland

	Cemento Portland		Azufre	
	Costo por m ³		Costo por m ³	
Agregado	\$ 7.00		\$ 7.00	
Material cementante				
(a) Cemento Portland	17.00		--	
(b) Azufre	--		13.50	
(c) Costo de Calentamiento	--		3.00	
TOTALES	\$ 24.00		\$ 23.50	

amente \$170 pesos/tonelada (\$6.40 Dólares/tonelada) en julio de 1971 a \$690 pesos/tonelada (\$25.00 Dólares/tonelada) en diciembre de 1974. Correspondientemente, el costo de producción de concreto sulfuroso ha aumentado pero aún puede competir con los concretos a base de cemento Portland de alta resistencia en lugares como Calga cercanos a las fuentes de producción (Figura 10). En áreas retiradas de las fuentes de producción el precio aumenta al incorporar los costos de transporte. En agosto de 1974, el azufre Frasch en México, tenía un precio entre \$239 pesos/tonelada (\$45.00 Dólares/tonelada) y \$1,371 pesos/tonelada (\$50.00 Dólares/tonelada), a bordo en Coatzacoalcos, Veracruz, (34).

FIGURA 10

COSTOS DE CONCRETO Sulfuroso Y CONCRETO
A BASE DE CEMENTO PORTLAND.

Agregado	Cemento Portland	Azufre
	Costo por m ³	Costo por m ³
Agregado	\$ 7.00	\$ 7.00
Material cementante		
(a) Cemento Portland	17.00	--
(b) Azufre	--	13.50
(c) Costo de Calentamiento	--	3.00
TOTALES	\$ 24.00	\$ 23.50

AGREGADOS.

Se agradece al National Research Council of Canada la contribución de \$12,425,000 pesos (\$994,000 Dólares) hecha al grupo UNISUL de la Universidad de Calgary para patrocinar la investigación del azufre. UNISUL es un grupo interdisciplinario formado por ingenieros y científicos con el fin de estudiar los varios aspectos relacionados con la obtención y uso del azufre. Se agradece asimismo al Sr. Juan José Salinas Pacheco por la traducción de este artículo al español.

LISTA DE FIGURAS.

Producción y Almacenaje de Azufre en Canadá.

- 2.- Grieta Vertical por Contracción Térmica.
- 3.- "Junta fría" Horizontal.
- 4.- Extrados de la Viga, Superficie Rugosa.
- 5.- Incremento en Resistencia, Concreto Sulfuroso vs. Concreto a Base de Cemento Portland.
- 6.- Curvas Esfuerzo - Deformación para Concreto Sulfuroso y Concreto a base de Cemento Portland.
- 7.- Flujo Plástico en Concreto Sulfuroso a 21°C (70°F).
- 8.- Acidificación de la Mezcla Agua/Azúfre por Irradiación Ultra Violeta.
- 9.- Efecto de Ciclos de congelamiento y deshielo sobre el módulo de elasticidad dinámico de concreto sulfuroso.
- 10.- Costos de Concreto Sulfuroso y Concreto a base de Cemento Portland.

REFERENCIAS.

- 1.- Deutsch, Eduard, "Improvement in Water-Proof Cements", Patente de Estados Unidos No. 3,598, 25 de mayo de 1844.
- 2.- Dale, John M., Ludwig, Allen C., "Feasibility Study for Using Sulphur Aggregate Mixtures as a Structural Material", Southwest Research Institute San Antonio, Texas, Tech. Reporte AFSL-TR-65-57, Sept. de 1966, 48 pág.
- 3.- Dale, J. M. y Ludwig, A. C., "Sulphur Aggregate Concrete", Civil Engineering (ASCE), Vol. 37, No. 12, Diciembre de 1967, págs. 66 a la 68.
- 4.- Crow, L. J. y Bates, R. C., "Strength of Sulphur-Basalt Concretes", U. S. Bureau of Mines. Investigation Reporte 7349, Spokane Mining Research Laboratory Bureau of Mines, Spokane Washington, marzo de 1970, pág. 21.
- 5.- Ludwig, Allen C., "Utilization of Sulphur and Sulphur Ores as Construction Materials in Guatemala", Reporte de las Nac. Unidas No. TAO/GUA/4, julio de 1969, 20 pág.
- 6.- Ludwig, Allen C. y Ubico, Victor F., "Construction Techniques Using Sulphur in Guatemala", 2nd Interamerican Conference on Materials Technology, Ciudad de México, 1970, primera parte pág. 148-155.
- 7.- Ludwig, Allen A., "Demonstrating Structural Applications of Sulphur in Guatemala", The Sulphur Institute Journal, primavera de 1970, pág. 14-17.
- 8.- Ortega, A., Rybczynski, W., Ayand, S., Ali, W., y Acheson, A., "The Ecol Operation", Minimum Cost Housing Group, School of Architecture, McGill University, Montreal, Canada, 1972.
- 9.- Malhotra, V. M., "Mechanical Properties and Freeze-Thaw Resistance of Sulphur Concrete" Mines Branch Investigation Report IR 73-18, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, Enero de 1973.
- 10.- Loov, R. E., A. H., Ward, M. A., "Sulphur Concrete - a New Construction Material", Journal of the Prestressed Concrete Institute, (enero-febrero de 1974), Vol. 19, No. 1. pág. 2-11.
- 11.- Rybczynski, W., Ortega, A. y Ali, W., "Sulphur Concrete and Very Low Cost

- Housing", Canadian Sulphur Symposium, Calgary, Alberta, Canada, 1974, Pág. P1-P9.
- 12.- Malhotra, V. M., "Effect of Specimen Size on Compressive Strength of Sulphur Concrete", Mines Branch Investigation Report IR 74-25, Department of Energy Mines and Resources, Ottawa, Canada, junio de 1974, 15 pág.
- 13.- Beaudoin, J. J., y Sereda, P. J., "The Freeze-Thaw Durability of Sulphur Concrete", Building Research Note, Division of Building Research, National Research Council, Ottawa, Canada, 53 pág.
- 14.- Gamble, B. R., Gillott, J. E., Jordaan, I. J., Loov, R. E., y Ward, M. A., "Civil Engineering Applications of Sulphur Based Materials", Advances in Chemistry Series, American Chemical Society, marzo de 1975.
- 15.- Duecker, W.W., "Admixtures Improve Properties of Sulphur Cements", Chemical and Metallurgical Engineering, Vol. 41, No. 11, noviembre de 1934, pág. 583-586.
- 16.- Dale, J. M., "Utilizing Sulphur-Based Spray Coatings", Mining Engineering, octubre de 1973, pág. 49-52.
- 17.- Dale, J. M. y Ludwig, A. C., "Mechanical Properties of Sulphur Allotropes", Materials Research and Standards, Vol. 5, No. 8, agosto de 1965, págs. 411-417.
- 18.- Curry, R. L., "Effects of Granular Content of Sulphur-Silica Capping Compound on Compressive Strength", U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, Misc. Trabajo No. 6-943, Oct. de 1967, 21 pág.
- 19.- Rennie, W. J., Andreassen, B., Dunay, D. y Hyne, J. B., "The Effects of Temperature and Added Hydrogen Sulphide on the Strength of Element Sulphur", Alberta Sulphur Research Quarterly Bulletin, octubre-diciembre de 1970, Vol. vii, No. 3, pág. 47-60.
- 20.- Gamble, B., Unpublished work carried out at the University of Calgary.
- 21.- Payne, C. R., Duecker, W. W., "Chemical Resistance of Sulphur Cements", Transactions of the American Institute of Chemical Engineers, Vol. 36, No. 1 febrero 25 de 1940, pág. 91-111.
- 22.- Duecker, W. W., Estep, J. W., Mayberry, M. G., Schwab, J. W., "Studies of Properties of Sulphur Jointing Compounds", Journal American Water Works Association, Vol. 40, No. 7, julio de 1948, pág. 715-728.
- 23.- Frederick, L. R., Starkey, R. L., "Bacterial Oxidation of Sulphur in Pipe Sealing Mixtures", Journal American Water Works Association, Vol. 40, No. 7, julio de 1948, pág. 729-736.
- 24.- Pochon, J., Jaton, C., "The Role of Microbiological Agencies in the Deterioration of Stone", Chemistry and Industry, 23 de septiembre de 1967, pág. 1587-1589.
- 25.- Fjerdingstad, Einer, "Bacterial Corrosion of Concrete in Water", Water Research, Pergamon Press 1960, Vol. 3, pág. 21-30.
- 26.- Ludwig, A. C. y Dale, J. M., "Fire Retarding Elemental Sulphur", Journal of Materials, Vol. 2, No. 1, marzo de 1967, pág. 131-145.
- 27.- Kemp, E., Hyne, J. B. y Rennie, W., "UV Light Accelerates Acid Build in Wet

- Sulphur", Alberta Sulphur Research Quarterly Bulletin, pág. 29-31.
- 28.- Duecker, W. W. y Schofield, H.Z., "Results from the Use of Plasticized Sulphur as a Jointing Material for Clay Products", The Bulletin of the American Ceramic Society, Vol. 16, No. 11, noviembre de 1937, pág. 435-438.
- 29.- Dale, J. M., "Chemical - Mechanical Alteration of Elemental Sulphur", Ch. 15, Sulphur Research Trends, Advances in Chemistry, Series 110, pág. 201-7.
- 30.- Currell, B. R., "Plasticization of Sulphur", Interim Report, Department of Chemistry, The Polytechnic of North London, 27 de julio de 1971.
- 31.- Ludwig, Allen C., "Sulphur Reinforced Systems for Structural Applications" Proceedings Inter-American Conference on Materials Technology, American Society of Mechanical Engineers, Nueva York, 1968, pág. 367-370.
- 32.- West, J. R., "Sulphur VS. Construction Materials", Chemical Engineering, Vol. 58, No. 9, septiembre de 1951, pág. 276-284.
- 33.- Vroom, A. H., "Sulphur Utilization - A Challenge and an Opportunity", National Research Council of Canada, Reporte No. 12241, octubre de 1971.
- 34.- Anon, "Prices", Sulphur, No. 113, julio-agosto de 1974.
- 35.- Anon, Oilweek, Vol. 25, No. 16, 3 de junio de 1974, pág. 14.

Traducción: Dr. Juan José Salinas P.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.

CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE PROMETE
ALTA RESISTENCIAS A EDADES TEMPRANAS.

M. Malhotra*

EXMEN

Ha sido desarrollado un nuevo tipo de concreto de alta resistencia a partir de un concreto convencional pobre de 2 días de edad empleando una técnica de infiltración con azufre. El método consiste en curar con humedad especímenes de concreto fresco durante 24 hrs., secarlos a 121°C durante 24 hrs., introducirlos en azufre fundido y el vacío durante 2 hrs., eliminar el vacío y dejarlos sumergidos en el azufre fundido durante otra media hora, posteriormente se sacan del azufre y se dejan enfriar. El ensaye se realiza 1 ó 2 horas después. En una versión simplificada del proceso anterior, se elimina el vacío y el tiempo de inmersión en azufre fundido se aumenta a 4 horas.

Se han logrado incrementos fenomenales en las propiedades mecánicas elásticas de especímenes infiltrados con azufre. La resistencia a la compresión aumenta cerca de 10 veces comparada con la resistencia de 70 kg/cm² a la compresión de especímenes de referencia curados con humedad. Un incremento correspondiente -- observado en la resistencia a la flexión de especímenes prismáticos infiltrados.

Los especímenes infiltrados con azufre quedaron en excelentes condiciones después de 800 ciclos de hielo y descongelamiento, mientras que los especímenes de referencia curados con humedad se desintegraron completamente después de 40 ciclos. ®

* Jefe de la Sección de Materiales para Construcción, División de Procesamiento de Minerales, Rama de Minas, Departamento de Energía, Minas y Recursos, Ottawa, Canadá.

- Sulphur", Alberta Sulphur Research Quarterly Bulletin, pág. 29-31.
- 28.- Duecker, W. W. y Schofield, H.Z., "Results from the Use of Plasticized Sulphur as a Jointing Material for Clay Products", The Bulletin of the American Ceramic Society, Vol. 16, No. 11, noviembre de 1937, pág. 435-438.
- 29.- Dale, J. M., "Chemical - Mechanical Alteration of Elemental Sulphur", Ch. 15, Sulphur Research Trends, Advances in Chemistry, Series 110, pág. 201-7.
- 30.- Currell, B. R., "Plasticization of Sulphur", Interim Report, Department of Chemistry, The Polytechnic of North London, 27 de julio de 1971.
- 31.- Ludwig, Allen C., "Sulphur Reinforced Systems for Structural Applications" Proceedings Inter-American Conference on Materials Technology, American Society of Mechanical Engineers, Nueva York, 1968, pág. 367-370.
- 32.- West, J. R., "Sulphur VS. Construction Materials", Chemical Engineering, Vol. 58, No. 9, septiembre de 1951, pág. 276-284.
- 33.- Vroom, A. H., "Sulphur Utilization - A Challenge and an Opportunity", National Research Council of Canada, Reporte No. 12241, octubre de 1971.
- 34.- Anon, "Prices", Sulphur, No. 113, julio-agosto de 1974.
- 35.- Anon, Oilweek, Vol. 25, No. 16, 3 de junio de 1974, pág. 14.

Traducción: Dr. Juan José Salinas P.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.

CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE PROMETE
ALTA RESISTENCIAS A EDADES TEMPRANAS.

M. Malhotra*

EXMEN

Ha sido desarrollado un nuevo tipo de concreto de alta resistencia a partir de un concreto convencional pobre de 2 días de edad empleando una técnica de infiltración con azufre. El método consiste en curar con humedad especímenes de concreto fresco durante 24 hrs., secarlos a 121°C durante 24 hrs., introducirlos en azufre fundido y el vacío durante 2 hrs., eliminar el vacío y dejarlos sumergidos en el azufre fundido durante otra media hora, posteriormente se sacan del azufre y se dejan enfriar. El ensaye se realiza 1 ó 2 horas después. En una versión simplificada del proceso anterior, se elimina el vacío y el tiempo de inmersión en azufre fundido se aumenta a 4 horas.

Se han logrado incrementos fenomenales en las propiedades mecánicas elásticas de especímenes infiltrados con azufre. La resistencia a la compresión aumenta cerca de 10 veces comparada con la resistencia de 70 kg/cm² a la compresión de especímenes de referencia curados con humedad. Un incremento correspondiente -- observado en la resistencia a la flexión de especímenes prismáticos infiltrados.

Los especímenes infiltrados con azufre quedaron en excelentes condiciones después de 800 ciclos de hielo y descongelamiento, mientras que los especímenes de referencia curados con humedad se desintegraron completamente después de 40 ciclos. ®

* Jefe de la Sección de Materiales para Construcción, División de Procesamiento de Minerales, Rama de Minas, Departamento de Energía, Minas y Recursos, Ottawa, Canadá.

INTRODUCCION

Durante la década pasada fueron reportados un buen número de avances en la producción de concretos de alta resistencia. El avance más significativo ha sido la introducción del concreto impregnado con polímeros, conocido como PIC. Este tipo de concreto se produce impregnando concreto de cemento Portland con monómeros. La polimerización se logra por calor o radiación. Mediante este proceso enormes incrementos se han reportado en las propiedades elásticas y mecánicas del concreto, y en sus características de durabilidad (1). A pesar de tales incrementos fenomenales en sus propiedades, el PIC no ha encontrado gran aceptación en la industria del concreto porque los monómeros son muy caros, y las técnicas de polimerización demasiado complejas para su pronta adaptación en la industria del concreto pre-colidado. Además, los concretos generalmente usados para la polimerización son de baja porosidad, por ejemplo, aquellos concretos que tienen una baja relación agua/cemento, de tal suerte que la impregnación del monómero se mantiene a un mínimo.

La investigación de Mines Branch ha sido dirigida a producir concretos de alta resistencia a edades tempranas, y a un precio que se pueda competir con el concreto convencional, o aún más económico. Con esto en mente, se eliminaron los monómeros caros que implicaban técnicas de alta presión para lograr la impregnación del concreto.

En lugar de esto, la investigación fue dirigida a desarrollar procedimientos más sencillos y efectivos empleando materiales más económicos tales como el azufre. Este trabajo resume algunos de los resultados obtenidos hasta la fecha en esta investigación.

INVESTIGACIONES SOBRE EL CONCRETO IMPREGNADO CON AZUFRE.

Los estudios de la Mines Branch en 1973, aunado con el trabajo de investigación sobre el concreto con azufre, indicaron que cuando especímenes de concreto convencional eran sumergidos en azufre fundido, éstos exhibían un incremento enorme en sus resistencias. Observaciones semejantes han sido reportadas en otros lugares (3, 4, 5). El azufre es un material barato, inerte y fácilmente disponible en abundancia tanto en Canadá como en Estados Unidos y México. El azufre fue un material que merecía consideración para su uso en el concreto, debido a su baja viscosidad a los 121°C (25°F).

Las primeras investigaciones relacionadas con la infiltración de azufre en el concreto se iniciaron con dos pasos sencillos. En el primer paso, los especímenes cúbicos y cilíndricos fueron preparados con un proporcionamiento usando 234 Kg/m³ (390 lg/yd³) de cemento, los especímenes fueron curados con humedad durante 24 horas, y posteriormente fueron secados a 121°C (250°F) durante 24 hrs.

Al final del período de secado, los especímenes de concreto fueron sumergidos en azufre fundido durante 4 horas. Después de esto, los especímenes fueron sacados y limpiados, se les dejó enfriar durante 1 hora, y se ensayaron. Se alcanzaron valores de 352 Kg/cm² (5,000 lg/pulg²) de resistencia a la compresión, incrementando un incremento de 5 veces en su resistencia, comparada con la de los especímenes de referencia curados con humedad.

Animados por estos resultados preliminares, el trabajo de investigación se extendió un paso más allá introduciendo una tercera operación, la de proporcionar el vacío al sistema.

El procedimiento final que resultó se puede apreciar en la Fig. No.1 como sigue:

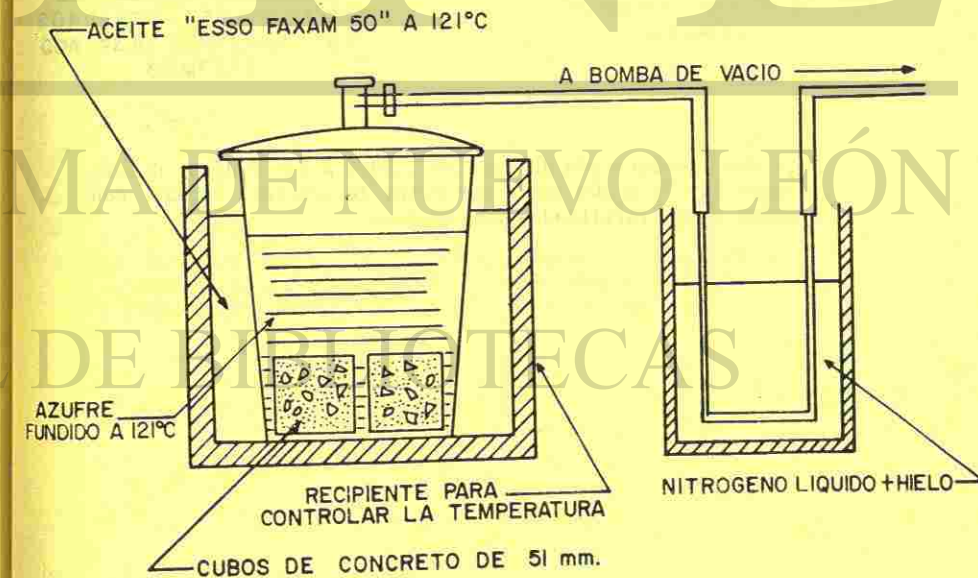


Fig. 1.- Diagrama esquemático de la técnica de infiltración con azufre empleada en el laboratorio.

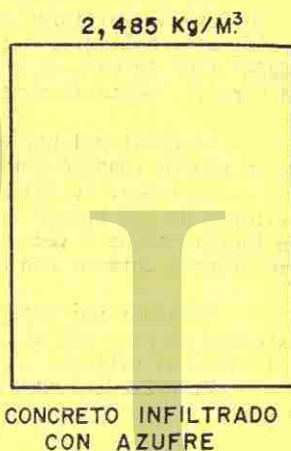
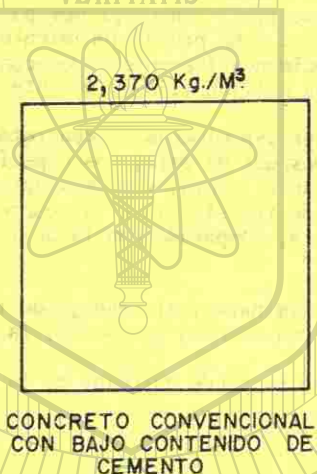
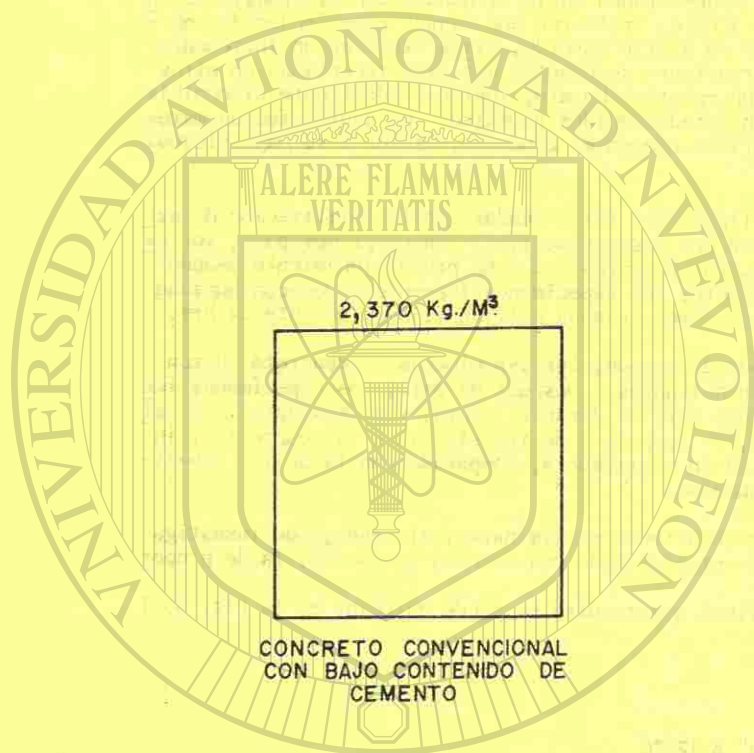


Fig. 2.- Comparación de las densidades a los 2 días, de cilindros de 102 x 203 mm (4 x 8 pulg) de concreto curado con humedad y los infiltrados con azufre.

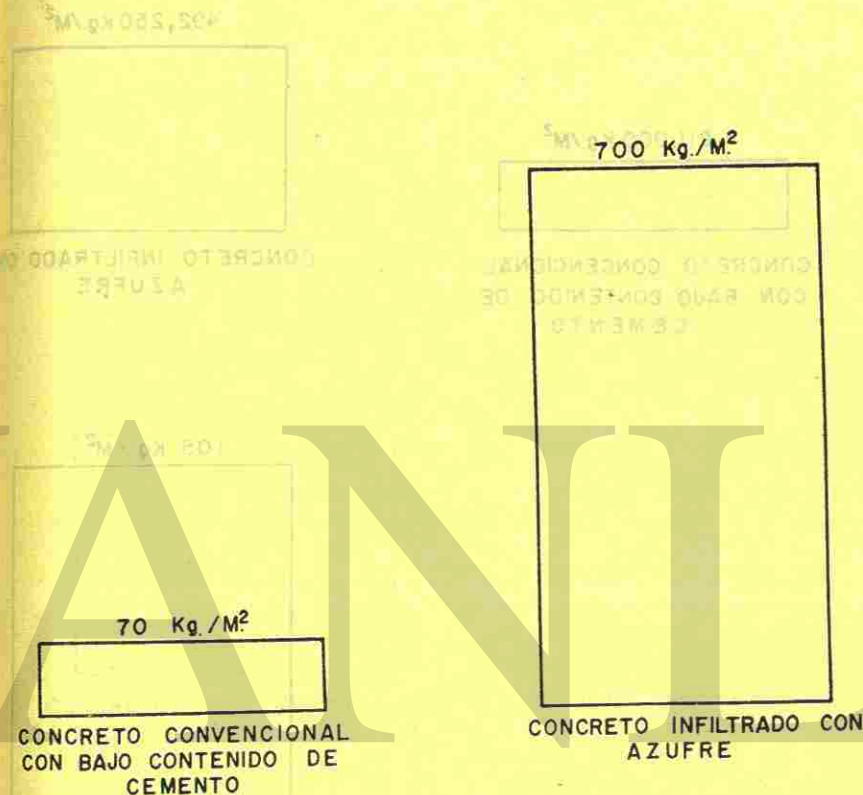


Fig. 3.- Comparación de la resistencia a la compresión entre cilindros a los 2 días de 102 x 203 mm (4 x 8 pulg) de concreto curado con humedad y los infiltrados con azufre.



DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS

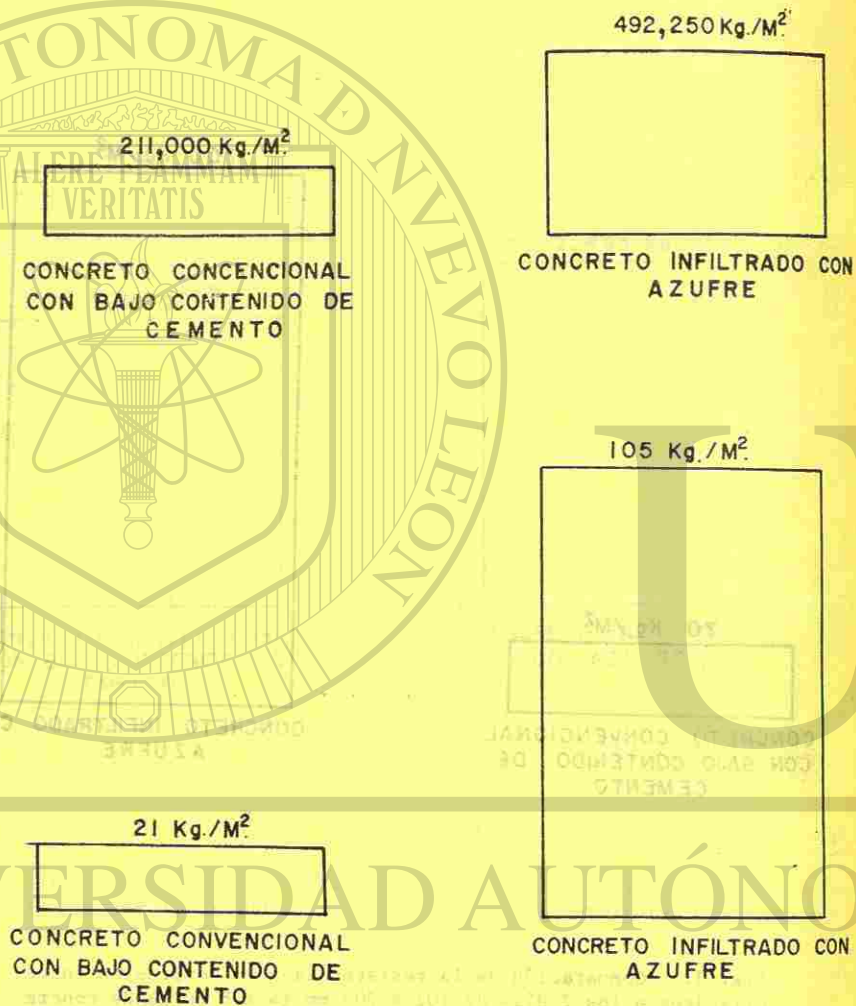


Fig. 4.- Comparación de la resistencia a la tensión por compresión de cilindros a los 2 días de 76 x 152 mm (3 x 6 pulg) de concreto curado con humedad y los infiltrados con azufre.

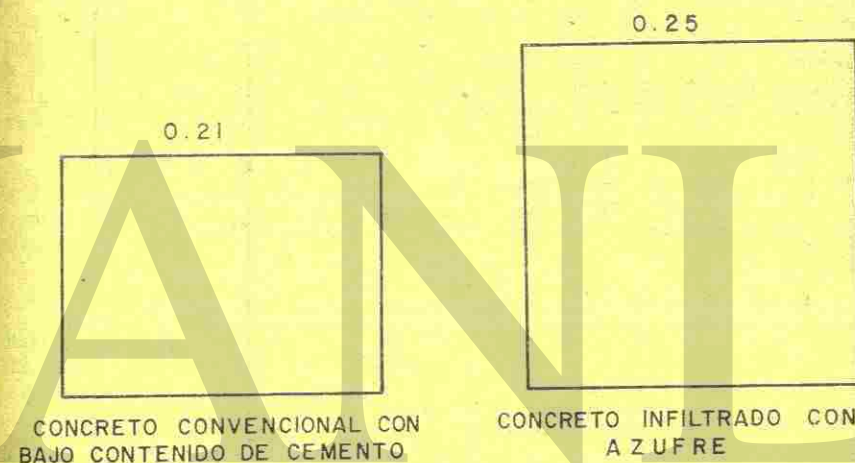


Fig. 5.- Comparación del módulo de elasticidad de Young y de la relación de Poisson entre cilindros a los 2 días de 76 x 152 mm (3 x 6 pulg) de concreto curado con humedad y los infiltrados con azufre.

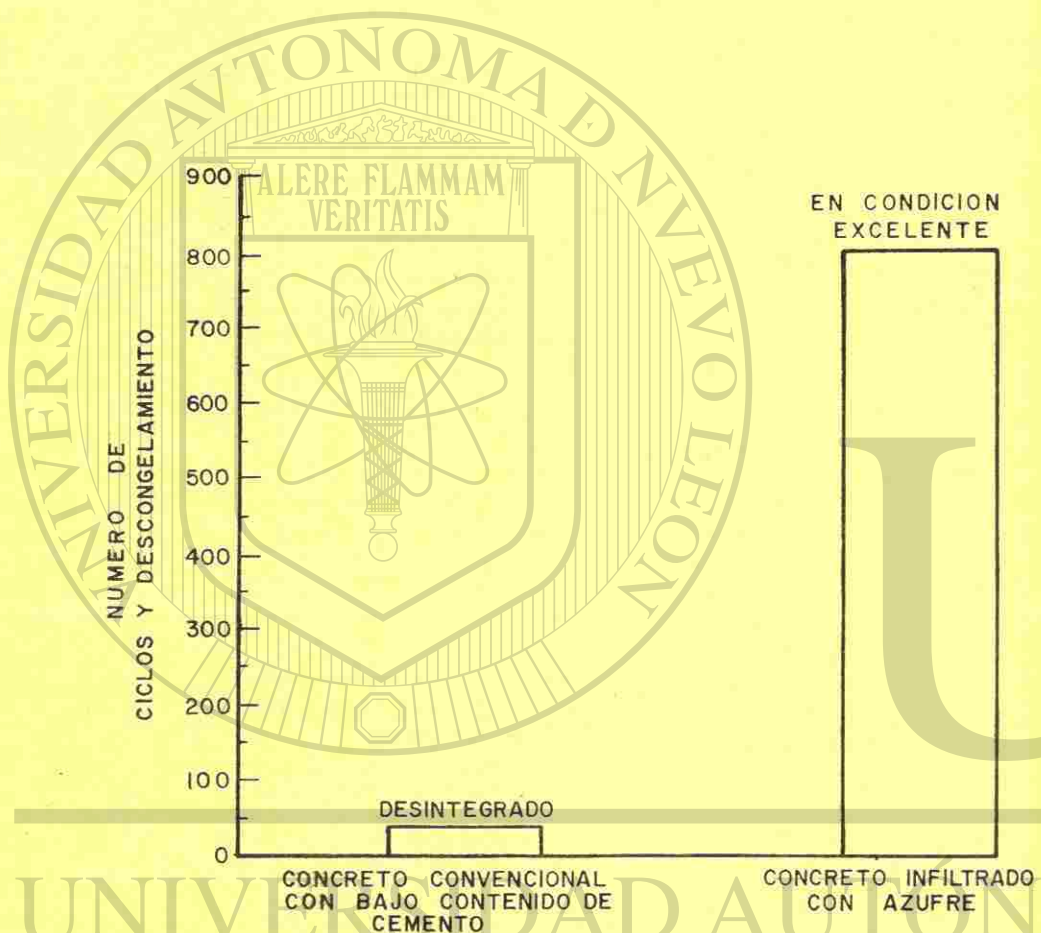


Fig. 6.- Comparación de la resistencia al congelamiento y deshielo de cubos de 51 mm (2 pulg) curados con humedad y los infiltrados con azufre.

Los especímenes de ensaye consistentes en cubos de 51 mm. (2 pulg.) - de 76 x 152 mm. (3 x 6 pulg), cilindros de 102 x 203 mm. (4 x 8 pulg) y - de 37.5 x 37.5 x 152 mm. (1.5 x 1.5 x 6 pulg) fueron colados de una mezcla con una relación agua-cemento igual a 0.8 y un contenido de cemento de 700 Kg/m³ (405 lg/yd³).

Después de colados, los especímenes fueron curados con humedad durante 28 días y colocados en un calentador a 121°C (250°F) por otras 24 hrs. Al comenzar el ciclo de secado, los especímenes fueron pesados y puestos en un recipiente con azufre fundido a 121°C (250°F). Esta temperatura se mantuvo al colocar el recipiente de azufre fundido dentro de un baño maría con aceite a la misma temperatura. El recipiente con azufre fue conectado durante aproximadamente dos horas a una bomba de vacío por medio de una línea que pasa a través de un sistema de aislamiento y produce un vacío de 2 mm. de Hg. Se cortó el vacío y se continuó cuando los especímenes sumergidos en el azufre fundido durante media hora. Al final de este período, los especímenes de concreto se retiraron, limpiaron, se dejaron secar a temperatura ambiente durante una hora, se pesaron de nuevo y fueron ensayados. Los resultados de los ensayos fueron espectaculares. Por ejemplo, después de 54 horas, los cilindros de 102 x 203 mm. (4 x 8 pulg) que se habían infiltrado con un 12.6% en peso de azufre, fallaron a compresión en cerca de 700 Kg/cm² (1,000 lb/pulg²). Esto se compara con los 70 Kg/cm² (1,000 lb/pulg²) de los especímenes de referencia curados con humedad y que fueron colados al mismo tiempo.

En los ensayos de flexión, los prismas de 37.5 x 37.5 x 152 mm. (1.5 x 1.5 x 6 pulg) infiltrados con azufre y conteniendo una relación agua-cemento de 0.8, se ensayaron a las 54 horas, y presentaron una resistencia de 130 Kg/cm² (215 lb/pulg²) comparada con 15 Kg/cm² (215 lb/pulg²) de los especímenes de referencia.

Las densidades de los especímenes infiltrados con azufre fueron por lo general mayores que aquéllas de los especímenes de referencia, siendo la diferencia de 112 Kg/m³ (7 lb/pie²) aproximadamente.

Las razones precisas para tales incrementos enormes en la resistencia obtenidos en esta investigación no se entienden completamente, pero probablemente se deben a que los poros capilares se llenan con azufre, resultando así un material compuesto.

En ensayos subsecuentes de congelamiento y deshielo, los cubos de referencia curados se desintegraron después de sólo 40 ciclos, mientras que los cubos infiltrados con azufre empleando el proceso al vacío, todavía estaban en excelente condición después de 800 ciclos.

La alta resistencia del concreto infiltrado con azufre al congelamiento y deshielo es más aun sorprendente porque no fueron empleados aditivos en la fabricación del concreto. Además, un concreto durable puede obtenerse a los 28 días de edad, mientras que los especímenes de ensaye hechos con concreto convencional tuvieron que ser curados por lo menos 14 días antes de ser expuestos a los ciclos de congelamiento y deshielo.

Presentación de Resultados.

Los resultados típicos de algunas propiedades físicas, mecánicas y térmicas del concreto hecho con el siguiente proporcionamiento se presentan en las Tablas 2 a la 6.

Relación agua-cemento (en peso)	= 0.80
Relación agregado-cemento (en peso)	= 7.90
Contenido de agua	= 191 Kg/m ³ (323 lb/yd ³)
Contenido de cemento	= 240 Kg/m ³ (405 lb/yd ³)
Contenido fino (arena natural)	= 940 Kg/m ³ (1,580 lb/yd ³)
Contenido grueso (caliza 3/8" aprox.)	= 955 Kg/m ³ (1,616 lb/yd ³)

Se realizaron estudios con microscopio electrónico de superficies de concreto infiltrado con azufre coloreándolas con ácido clorídrico, revelando la distribución del azufre en el concreto pobre más claramente de lo que se había apreciado en las laminillas petrográficas (6).

APLICACIONES DEL CONCRETO INFILTRADO CON AZUFRE.

Las aplicaciones del concreto infiltrado con azufre obviamente están en la industria del prefabricado. Este nuevo tipo de concreto es ideal para piezas de prefabricado, tales como losas, banquetas, cordones, tubos de drenaje, silos agrícolas y para forros de túnel prefabricados. Debido a sus excelentes características de durabilidad, a las cuales se debe su impermeabilidad, el concreto infiltrado con azufre debe encontrar un uso considerable en la industria, en situaciones donde se requiera concreto altamente resistente a la corrosión.

El concreto infiltrado con azufre puede aplicarse en el lugar de la obra, por ejemplo: En la reparación de estructuras antiguas deterioradas, losas de puentes y similares. Sin embargo, es dudoso que el concreto colado en el lugar pueda ser infiltrado con azufre económicamente. Además, el empleo de concreto infiltrado con azufre debe limitarse a estructuras en las cuales se espera que el concreto no exceda temperaturas de 94°C (200°F) debido al bajo punto de fusión del azufre que es de 112°C (234°F).

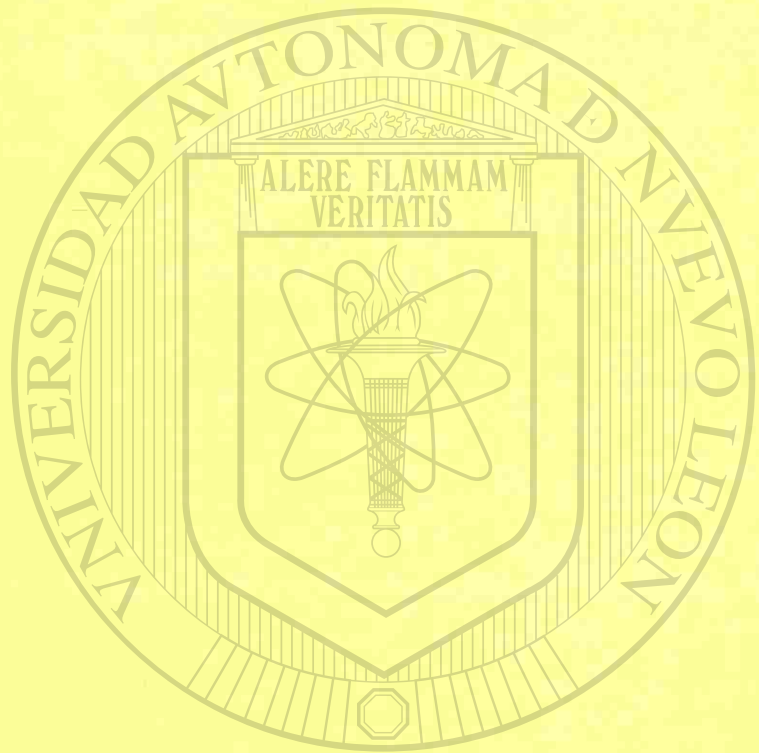
Estimaciones preliminares del costo indican que piezas de concreto prefabricado infiltrado con azufre deben competir en precio con las piezas coladas con concreto convencional, esto sí es que no son más económicas. El costo adicional del azufre en sí y/o del equipo de infiltración es compensado con el ahorro considerable en el cemento. La escasez de cemento en los Estados Unidos y la inminente probabilidad de aumento en su precio hacen que el concreto infiltrado con azufre sea un material de construcción muy atractivo para los usos descritos anteriormente.

REFERENCIAS.

- 1.- American Concrete Institute Special Publication SP40 - "Polymers in Concrete", 1973, Detroit. pp. 362.
- 2.- Malhotra, V.M., "Strength of Portland Cement Concrete Specimens After Immersion in Molten Sulphur", Mines Branch Unpublished Data, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, 1973.
- 3.- Kobbé, W.H., "New Uses for Sulphur in Industry", Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 16, No. 10, Oct. 1924, pp. 1025-1028.
- 4.- Thaulow Neils, "Sulphur Impregnated Concrete", Cement and Concrete Research, An International Journal, Vol. 4, No. 2, Marzo 1972, pp. 269-277.
- 5.- Malhotra, V. M., "Discussion of Reference 4", Cement and Concrete Research, An International Journal, Vol. 5, No. 1, Enero 1975.

Malhotra, V. M., et al., "Development of High Strength Concrete at Early Ages Using A Sulphur Infiltration Technique", Mines Branch Internal Report MPI(A) 74-14, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, Sept. 1974, 13 pp.

Traducción: Ing. Raymundo Rivera Villarreal.
Revisión de traducción: Oscar González Garza.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RECUBRIMIENTO DE AZUFRE EN
CONSTRUCCION DE CASAS

En C. Ludwig*

RESUMEN

En el otoño de 1963, se construyó un edificio experimental en los terrenos del Southwest Research Institute, usando la técnica de adherencia superficial. Los bloques de concreto fueron simplemente apilados uno encima del otro sin ningún mortero entre ellos. Se les pintó después en las superficies exteriores e interiores con una mezcla de azufre, fibras de vidrio y plásticos que llevan a cabo la función del aglutinador, barrera contra el vapor y de recubrimiento decorativo. Avances recientes en dichas mezclas acopladas a un equipo diseñado especialmente, permiten la aspersión de la mezcla para obtener beneficios óptimos en su aplicación y en mano de obra. En un programa reciente, se construyeron cuatro casas experimentales en Colombia, dos de ellas en Bogotá. Una de éstas empleó el recubrimiento de azufre, mientras que la segunda, usó una mezcla de cemento-asbesto que fue aplanada en la superficie de manera similar. Se construyeron dos casas en Cartagena, ambas empleando el recubrimiento de azufre. La economía es de considerable interés y los ahorros pueden ser sustanciales para proyectos de viviendas de bajo costo. (R)

*Ingeniero Investigador Titular en el Desarrollo de Sistemas, Departamento de Investigación Automotriz, Southwest Research Institute.

USO DE RECUBRIMIENTOS DE AZUFRE EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS.

Desde los años 50, un grupo en el Southwest Research Institute en San Antonio, Texas, ha estado realizando estudios sobre nuevos usos del azufre en el área de la construcción. Estos estudios incluyen pinturas para el tránsito de carreteras, espumas de azufre ligeras, concretos con agregado y azufre, concreto impregnado con azufre y azufre modificado y compuestos de fibras y azufre. Además, se han hecho numerosos estudios sobre la extracción o recuperación de azufre elemental de los minerales y minerales metálicos, incluyendo piritas y depósitos o yacimientos volcánicos, mientras estas dos áreas de investigación parecen no ser afines, o no tener relación, la tecnología es básicamente muy similar, ya que los estudios de desarrollo de productos, generalmente requieren mezclar rellenos y agentes de refuerzo con azufre, mientras que los estudios de extracción o recuperación del azufre, usualmente requieren la separación del azufre de los materiales con los que se encuentra mezclado. El tópico principal de este trabajo es el uso de revestimiento de azufre con fibras en la construcción de viviendas o habitaciones.

En el otoño de 1963, el Southwest Research Institute construyó un edificio para recepción y embarque usando un nuevo concepto revolucionario que fue desarrollado en el Instituto, llamado técnica de adherencia superficial. Los bloques de concreto fueron simplemente colocados en seco sin ningún mortero entre ellos a todo lo alto del muro, usualmente 2.43 m (8 pies). Una mezcla de azufre plastificante y fibras de vidrio fueron luego aplicadas con una brocha o cepillo a ambos lados del muro. Casi instantáneamente la composición de azufre solidificó dando resistencia a la tensión al muro. Este edificio tiene ahora más de 11 años y luce tan bien como el día que fue terminado.

En 1968, bajo el auspicio de las Naciones Unidas, el autor trabajó en un proyecto con Guatemala a través del INVI y la Universidad de San Carlos sobre una transferencia de tecnología de azufre. Durante el curso de este proyecto una serie de muros fueron edificados usando bloques de concreto y ladrillos de arcilla. Después de 6 años estos muros están en excelente condición. En todo este trabajo, el revestimiento de azufre había sido aplicado a mano usando brochas. En 1972, bajo un programa del Departamento de Minas de los Estados Unidos, hicimos mayores avances en los compuestos con azufre y desarrollamos equipo capaz de atomizar o rociar el compuesto de azufre. En junio de 1973 usamos el compuesto de azufre para revestir un tanque que se estaba filtrando de 2020 m² (21,750 pies²) de la División de Minas Ray de la Kennecott Copper's en Arizona. El revestimiento se aplicó por medio de equipo atomizador que habíamos desarrollado.

Más recientemente acabamos de terminar cuatro casas en Colombia empleando la técnica de adherencia superficial. Tres de estas casas fueron construidas usando una composición de azufre, plastificante y asbesto, y la otra, usando una mezcla de asbesto-cemento. Este programa fue fundado por la Agencia para el Desarrollo Internacional para determinar los ahorros en el lugar en cuanto a mano de obra o materiales, cuando se usan materiales disponibles de la localidad como un suplemento de las técnicas convencionales de Construcción para las viviendas de bajo costo. Esta ha sido la primera fase, continuando la segunda y tercera fases en Africa y Asia.

En febrero de 1974, se hizo una visita a Bogotá, Colombia, donde se establecieron contactos con la Mission AID en Colombia, Colciencias, el Consejo de Investigación Nacional Colombiano y el Instituto de Crédito Territorial. Como resultado de las negociaciones se acordó mutuamente que se construirían 2 casas en Bogotá, una usando el recubrimiento de azufre, y la otra usando asbesto-cemento. Bogotá está a una elevación de 2593 m (8,500 pies) y proporciona el sitio de prue-

con clima frío. Dos casas adicionales empleando el revestimiento de azufre, se construyeron en Cartagena en el Caribe, lugar de ambiente cálido o tropical.

Se filmó una película de 16 mm que da una mejor idea de cómo se usó el sistema y de la naturaleza de los materiales disponibles localmente y las técnicas de mano de obra.

Se construyeron 2 casas en Bogotá en Julio de 1974 en el proyecto García Nava del I.C.T. En la primera casa se aplicó una mezcla de asbesto-cemento plana sobre los muros externos de bloques de concreto, los cuales fueron colocados en varias hileras, unos sobre otros, sin mortero entre ellos.

La ventaja de usar esta mezcla sobre la mezcla convencional de cemento, es que la mezcla asbesto-cemento, compuesta de 10% de asbesto y 90% de cemento, da a los muros alta resistencia a la tensión, propiedad que no tiene el mortero. Además el acabado estucado se logra en un paso y no en varios.

El nuevo se humedece para ayudar a la adherencia de la mezcla y también para impedir que el revestimiento se seque demasiado rápido, lo cual puede causar grietas por contracción.

La mezcla, dependiendo de la calidad del cemento, puede fraguar al tacto en una o dos horas. Tiene 25% de su resistencia después de 1 día; 50% después de 7 días de curado y aproximadamente el 80% de resistencia después de 28 días de curado. En la mezcla se usó fibra de asbesto disponible localmente con longitud de 3.2 a 12.7 mm (1/8 a 1/2 pulg).

Una combinación de azufre, un plastificante y asbesto fue usada para la adherencia superficial en la segunda casa. Como en la primera, los bloques fueron colocados en varias hileras, unos sobre otros, sin mortero entre ellos.

La composición de azufre se aplica en forma líquida a 150 grados centígrados. El sistema de calentamiento usado en Colombia consistía de un mechero hecho a mano y un tanque de gas propano. El mechero fue colocado bajo un tambor de 55 galones, el cual se usó como derretidor y recipiente de mezclado.

Una vez que el azufre llega a 150°, se añade el plastificante, dicitolopentadieno, a razón de tres partes de DCPD por 100 partes de azufre. El DCPD sirve como plastificante, añade resistencia y también sirve para moderar la acción del fuego. Durante el mezclado y la aplicación, deberán tomarse las debidas precauciones, para proteger los ojos, de la mezcla fundida.

Cuando el DCPD se disuelve, se añade asbesto en proporción de 5 a 10 partes por 8. El asbesto actúa como el elemento de refuerzo.

Se seleccionó el asbesto porque se conseguía localmente y era relativamente barato. Puede ser posible usar otro refuerzo, ya sea mineral o vegetal, pero esto deberá examinarse. Por ejemplo, las fibras de vidrio trabajan muy bien.

Después de reaccionar la mezcla durante 30 minutos, los trabajadores aplicaron la mezcla a los muros usando pequeñas escobas de espiga. Todo el muro se pintó con el compuesto. La composición de azufre solidifica segundos después de aplicada.

En agosto de 1974, se construyeron dos casas en Cartagena, empleándose en ambas la composición de azufre. A la primera casa, la que se muestra en la película mencionada, se le aplicó la composición de azufre solamente en las juntas, mientras que en la segunda casa se revistió la superficie completa del muro, como en Bogotá. La ventaja de revestir solamente las juntas o uniones, es, obviamente, el ahorro en materiales.

En Cartagena, se hizo una evaluación para utilizar los bloques de

concreto como cerramientos en puertas y ventanas. Aquí tres bloques convencionales se rompen y se comparan a un bloque que se ha enfriado, después de haber estado sumergido durante 30 minutos en azufre a 150°C. La resistencia obviamente aumenta aún cuando solamente se ha encontrado un 10% de peso adicional.

Se colocaron bloques en la cimentación para delinear los muros de la casa. La mezcla de azufre fue vertida en las cavidades de los bloques, fijando los a la cimentación. Algunos de los bloques eran irregulares, así que el personal de construcción desarrolló un sistema, usando arena para detener el flujo de azufre que se salía del fondo de los bloques irregulares. Los contratistas locales mostraron considerable interés y siguieron el desarrollo de la construcción de ambas casas.

Los trabajos empezaron al mismo tiempo, tanto en la casa revestida de azufre, como en la casa convencional. Al principio el método tradicional pareció ser el más rápido. Una vez que se erigieron los muros, las formas tenían que ser colocadas para calar vigas y cerramientos en la casa tradicional, entonces fue obvio que la técnica de adherencia superficial era la más rápida.

Con base a la experiencia ganada en Bogotá, se usaron cuñas de madera para resolver el problema de bloques de diferentes tamaños. Estas cuñas permitieron a los trabajadores levantar y nivelar un bloque hasta emparejarlo con el próximo a él.

La misma composición de azufre fue usada en Cartagena como se usó en Bogotá. La mezcla de azufre se aplicó con brocha usando recipientes de 2 y 3 galones que volvían a llenarse periódicamente.

Representantes de AID/Bogotá, visitaron el sitio para observar en sus orígenes el desarrollo de la construcción y para obtener datos sobre ahorros en material y tiempo. Los contratistas locales y los representantes de ICT en Cartagena también mostraron considerable interés en el programa.

Donde había grandes huecos entre los bloques, se colocó papel en las grietas como relleno. Cuando se aplicó el azufre sobre el papel, se formó un sello impermeable permitiendo un revestimiento continuo.

Cuando vino la cuadrilla destinada a la aplicación en los lugares donde se habían colocado cuñas, ellos simplemente dieron una capa delgada de mezcla de azufre a cada lado de la cuña, permitieron que solidificara la mezcla, quitaron la cuña y aplicaron la composición de azufre en el lugar donde había estado la cuña.

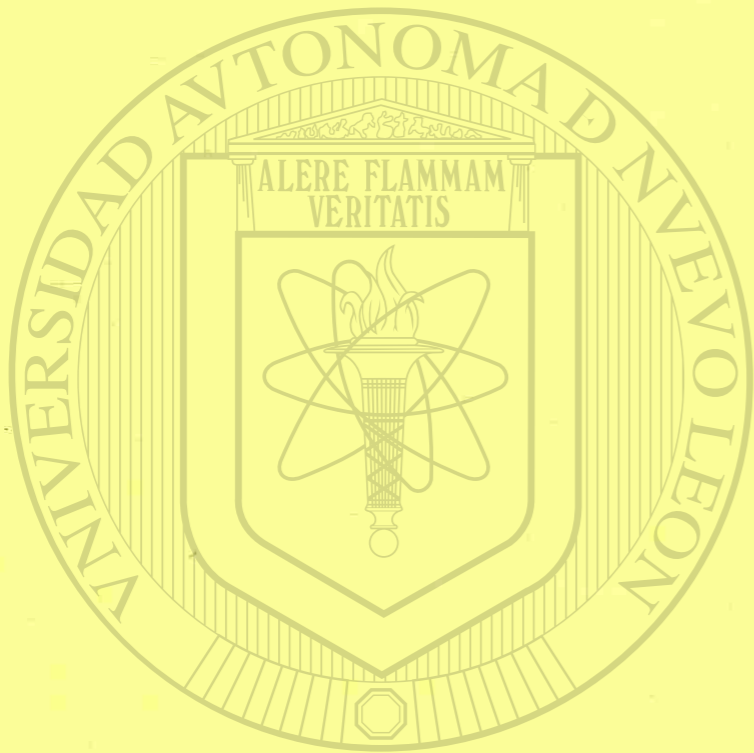
Una vez que se completaron los muros, tenían que construirse los cerramientos y vigas, y colocarlos en posición. En este punto llegó a ser evidente otra ventaja del sistema de adherencia con azufre. Se alinearon los bloques sobre el piso, la mezcla de azufre se aplicó a las juntas y el cerramiento estaba listo para usarse. Además de la rapidez y facilidad de fabricación, el ahorro en costo fue sustancial, no se usó refuerzo de acero, no fue necesario personal especializado y la viga estaba en posición en un mínimo de tiempo.

Aunque las estipulaciones del contrato no permitirían rociar el compuesto, el considerable interés de los contratistas locales y del personal del ICT indicaba que una unidad de atomización de bajo costo era una necesidad.

Se compró en Colombia una pequeña bomba, accionada a mano, regresamos a los Estados Unidos donde hicimos unas cuantas sencillas modificaciones, de tal manera que la composición de azufre pudiera rociarse en los muros, ahorrando tiempo y produciendo una superficie estéticamente atractiva.

Los esfuerzos futuros serán para aplicar la tecnología del azufre

general al sistema que comprenda toda la casa, buscando obtener el máximo ahorro. Esto incluye no solamente los muros sino también los sistemas de techos.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL

ESPUMAS DE AZUFRE PARA USO EN LA CONSTRUCCION.

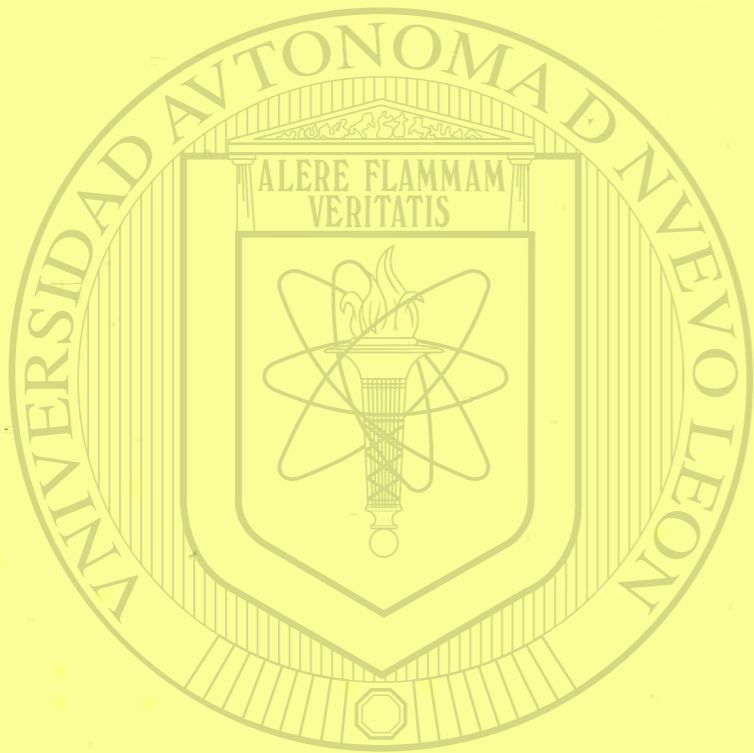
W. J. Rennie*

RESUMEN.

El azufre fue descubierto y usado por el hombre desde el año 2,000 antes de Cristo. Sin embargo, su complejidad física y química ha restringido enormemente el empleo a gran escala del azufre en forma de elemento.

Este trabajo tratará desde las primeras investigaciones sobre espumas de azufre sencillas y rígidas, hasta su refinamiento a un medio aislante sofisticado. También se discutirá el proceso químico empleado en la producción de espuma y las propiedades del material en la ingeniería. Serán presentadas sus aplicaciones potenciales, así como los informes de pruebas de campo actualmente en uso para espumas de azufre dirigidas hacia la comercialización del material en una de sus variedades de usos como es la de aislante.

* Coordinador de proyectos para el Instituto de Investigación del Azufre de Canadá (Sulphur Development Institute of Canada, SUDIC).



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL

ESUMAS DE AZUFRE PARA USO EN LA CONSTRUCCION.

W. J. Rennie*

RESUMEN.

El azufre fue descubierto y usado por el hombre desde el año 2,000 antes de Cristo. Sin embargo, su complejidad física y química ha restringido enormemente el empleo a gran escala del azufre en forma de elemento.

Este trabajo tratará desde las primeras investigaciones sobre espumas de azufre sencillas y rígidas, hasta su refinamiento a un medio aislante sofisticado. También se discutirá el proceso químico empleado en la producción de espuma y las propiedades del material en la ingeniería. Serán presentadas sus aplicaciones potenciales, así como los informes de pruebas de campo actualmente en uso para espumas de azufre dirigidas hacia la comercialización del material en una de sus variedades de usos como es la de aislante.

* Coordinador de proyectos para el Instituto de Investigación del Azufre de Canadá (Sulphur Development Institute of Canada, SUDIC).

INTRODUCCION.

El azufre, los sulfuros y sulfatos están ampliamente distribuidos en la naturaleza. Hay numerosas referencias a lo largo de la historia con respecto a los usos benéficos del azufre, y en la actualidad es un elemento disponible para la industria en cantidades abundantes y con alto grado de pureza. Actualmente el consumo anual mundial del azufre en todas sus formas es de alrededor de los 44 millones de toneladas. La mayoría de los usos tradicionales del azufre, tales como la manufactura de fertilizantes, artículos de hule, telas y pulpa para papel, se han logrado, no obstante el conocimiento incompleto de las propiedades características de este elemento complejo.

Desde hace varios años, gran cantidad de trabajo de investigación se ha dedicado a la comprensión de las propiedades del azufre, con miras a ser capaz de transformarlas con el fin de que llenen los requisitos para varios usos. En énfasis se ha puesto sobre la investigación de nuevos usos, en los cuales el elemento azufre representa la mayor parte del producto final. Los trabajos de investigación se han dirigido principalmente hacia la impregnación, asfaltos sulfurizados, recubrimientos, concretos y espumas.

Este trabajo se limitará a la discusión de la investigación y avances de las espumas rígidas de azufre a un nivel comercial. Serán descritas la preparación, propiedades, aplicaciones potenciales y resultados de ensayos de campo que se llevan a cabo actualmente.

COMENTARIOS.

Investigación.

Mock (1) fue el primero en preparar una espuma de azufre mediante un método que implica la combinación física de azufre fundido con una sal soluble en agua. Al solidificarse el conjunto, se filtró la sal con agua dejando el azufre con una estructura porosa. El método, aunque sencillo, no tiene significado práctico. Recientemente, los esfuerzos se han concentrado para obtener un material que se pueda espumar en el lugar. Dale y Ludwig (2, 5) obtuvieron el primer éxito desde este enfoque. La espuma fue preparada añadiéndole pequeñas cantidades de agentes tensio-activos, estabilizadores de espumas, compuestos modificadores de viscosidad y agentes espumantes.

Al solidificarse, las espumas resultantes pueden tener un peso específico tan bajo como de 160 kg/m³ (10 lb/pie³) y una resistencia a la compresión confinada dentro de un rango de 2.1 a 35.2 kg/cm² (30 a 500 lb/pulg²) dependiendo de la densidad de la espuma. Algunas fórmulas típicas y propiedades de las espumas se muestran en las tablas 1 y 2 respectivamente. Originalmente los autores consideraron que era CO₂ el agente espumante que se formaba in situ, mediante la reacción del ácido fosfórico con carbonato de calcio. Investigaciones posteriores (5) en las cuales se excluyó el carbonato en la fórmula, mostraron que el ácido fosfórico estaba de hecho reaccionando con el P₂S₅ para generar H₂S que actuaba como el agente espumante. Aunque la espuma tenía buenas propiedades mecánicas y contenía un 90% de azufre aproximadamente, resultando así una espuma relativamente barata, tenía sus desventajas para utilizarse como espuma fabricada en el lugar. Estas eran principalmente el uso de sulfuro de hidrógeno, muy oloroso, como agente espumante y la pérdida rápida de resistencia en presencia del agua. Se requirió

posterior investigación para eliminar el H₂S como agente espumante, para mejorar la uniformidad y la resistencia estando húmeda la espuma y lograr un grado aceptable de control de calidad para la comercialización del producto.

En 1971 la Chevron Research Company adquirió los derechos de la tecnología de las espumas de azufre al Southwest Research Institute. La Chevron se echó a cuestas un programa de investigación y desarrollo para mejorar las propiedades de la espuma y las técnicas para su preparación (6). Mediante el uso de una técnica sofisticada es posible predecir y controlar las densidades y absorción de agua (7). El proceso, que puede ser interrumpido o continuo, abarca el mezclado de dos componentes en una cámara especialmente diseñada, seguida por una extrusión. El agente espumante, CO₂ se genera in situ mediante reacción química, no se requiere ningún catalizador. Un procedimiento generalizado se ilustra abajo:

Concentrado	+	Azufre	Precursor
17 - 25 partes		60 - 70 partes	
Precursor	+	Isocianato	Espuma
90 - 95 partes		5 - 10 partes	

El concentrado se obtiene a partir del azufre y otros reactivos (6).

TABLA 1

PROPORCIONAMIENTOS PARA LAS ESPUMAS DE AZUFRE DEL SOUTHWEST RESEARCH INSTITUTE

COMPONENTE	PARTES EN PESO	
	A	B
Azufre	100.00	100.00
Pentasulfuro fosforoso	3.00	5.00
1, 5 ciclo octadieno	3.00	3.00
Talco	10.00	10.00
Fosfato tricresil	0.25	0.25
Acido fosfórico	2.60	5.00
Carbonato de calcio	3.00	----

TABLA 2

PROPIEDADES DE LA ESPUMA HECHA CON H₂S

Densidad, kg/m ³ .	240.3
Resistencia a la compresión, kg/cm ²	
máxima para un 10% de deformación.	2.46
Factor K (kg cal cm/hr m ² °C a 30°C(86°F)	4.34
Transmisión de vapor de agua.	
gr/hr m ² .	0.84 - 1.94
Permeabilidad-cm.	14.5 - 24.9
Absorción de agua, % en volumen.	19
Celdas cerradas.	5
Congelamiento y deshielo, 100 ciclos	grietas

PROPIEDADES DE LAS ESPUMAS DE AZUFRE.

Las propiedades de las espumas de azufre pueden modificarse fácilmente para llenar los requisitos específicos de algún uso final. Aunque generalmente es cierto que las propiedades varían con la densidad, es posible mantener una densidad constante y alterar propiedades tales como la resistencia a la compresión, a la flexión y el contenido de celdas cerradas al variar la fórmula de la espuma. Algunas de las propiedades típicas de las espumas rígidas de azufre se enlistan en la tabla 5.

La resistencia a la compresión de las espumas rígidas de azufre puede variar de 3.5 kg/cm² a 28.13 kg/cm² (50 a 400 lb/pulg²) para espumas de 160.18 a 560 kg/m³ (10 a 35 lb/pie³) respectivamente, como se indica en la tabla 3. Además, al modificar la fórmula, la resistencia a la compresión de, digamos espumas de 160 kg/m³ (10 lb/pie³) puede hacerse variar de 3.5 a 6.3 kg/cm² (50 a 90 lb/pulg²). Esto se puede observar en la figura 1.

La resistencia a la flexión se comporta de manera similar a la de compresión, en el sentido de que se incrementa con la densidad y que también puede incrementarse mediante cambios en la fórmula para una densidad de espuma dada. (tabla 3).

La resistencia de las espumas al congelamiento y deshielo, parece satisfactoria. Las muestras de espumas fueron sumergidas bajo una carga de 1.27 cm (1/2 pulg) de columna de agua y se varió la temperatura entre -17.8°C y 4.4°C (0°F y 40°F) a razón de 2 ciclos de congelamiento y deshielo por día. Ningún agrietamiento fue observado después de 100 ciclos.

La conductividad térmica o factor K varía desde aproximadamente 3.1 a 5.5 kg cal/cm/hr m² °C (0.25 a 0.45 BTU pulg/hr pie² °F) a 30°C (86°F) para espumas rígidas de azufre de 112 a 513 kg/m³ (7 a 32 lb/pie³). Ver figura 2.

Aunque las espumas de alta densidad tienen factores K algo mayores, sus altas resistencias a la compresión las hacen ideales como aislantes estructurales. La relación entre el factor K y la resistencia a la compresión se ilustra en la figura 3.

El contenido de celdas cerradas para las espumas rígidas de azufre varía dependiendo de la fórmula y las condiciones del proceso utilizadas. En general, el contenido de celdas cerradas se incrementa al aumentar la densidad, pero es posible formular espumas con densidades tanto altas como bajas con un 80 a 90% de celdas cerradas. El efecto del contenido de celdas cerradas sobre la absorción de humedad se ilustra en la figura 4. Como se esperaba, a mayor contenido de celdas cerradas menor será la absorción de agua. Además, se forma una costra exterior sobre las espumas de azufre al fabricarse éstas, y los ensayos de laboratorio indican que para muestras sin cortar, la absorción de agua prácticamente se elimina.

Las espumas hechas en el lugar, muestran baja toxicidad, siendo para ratas macho la dosis letal (LD₅₀) mayor de 5 gr/kg.

El efecto tóxico en peces fue determinado utilizando el ensayo sensitivo stickle back. La relación de supervivencia, fue de 100% después de 98 hr. de exposición en tanques con agua conteniendo 7.8% en volumen de espuma de azufre. Se debe tomar cuidado para evitar el contacto en los ojos y piel con el concentrado y el isocianato ya que pueden causar irritación.

La descomposición bacteriana puede ser importante en sistemas conte-

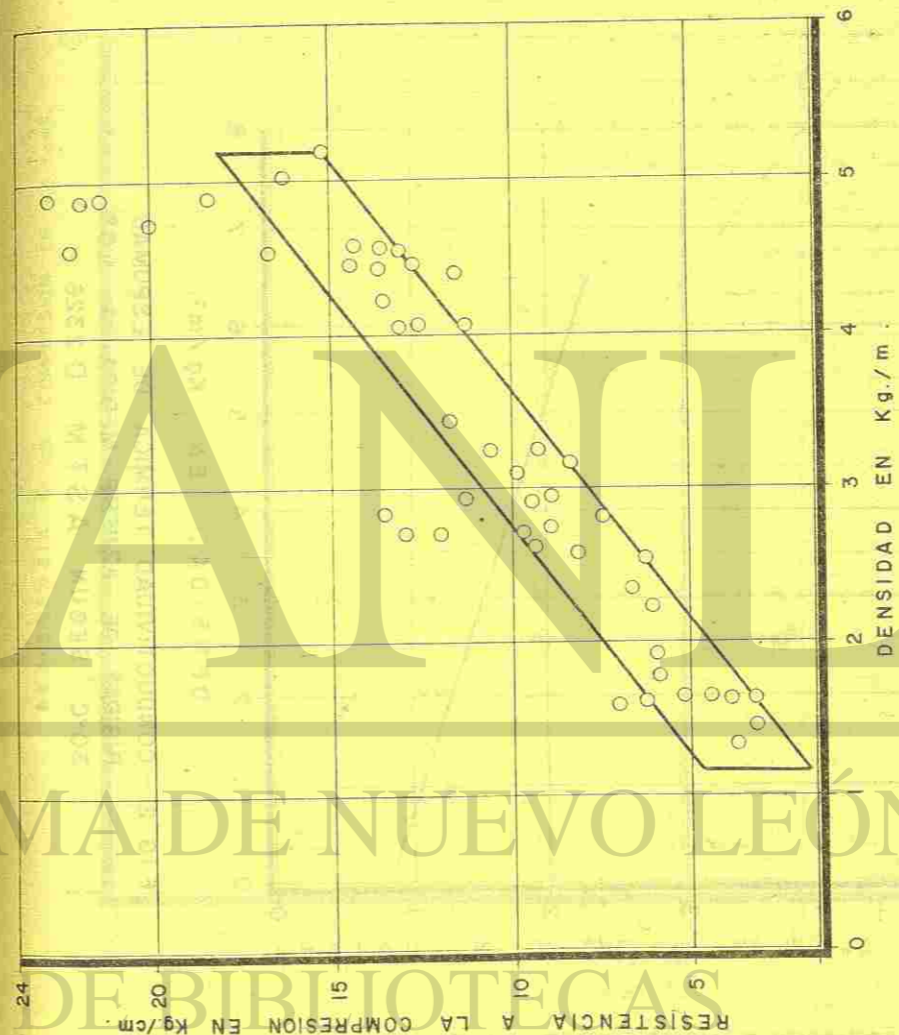


FIG. 1.— RESISTENCIA A LA COMPRESION DE ESPUMAS RIGIDAS DE AZUFRE EN Kg./cm. MAXIMO PARA UN 10% DE DEFORMACION.

A. S. T. M. D1621

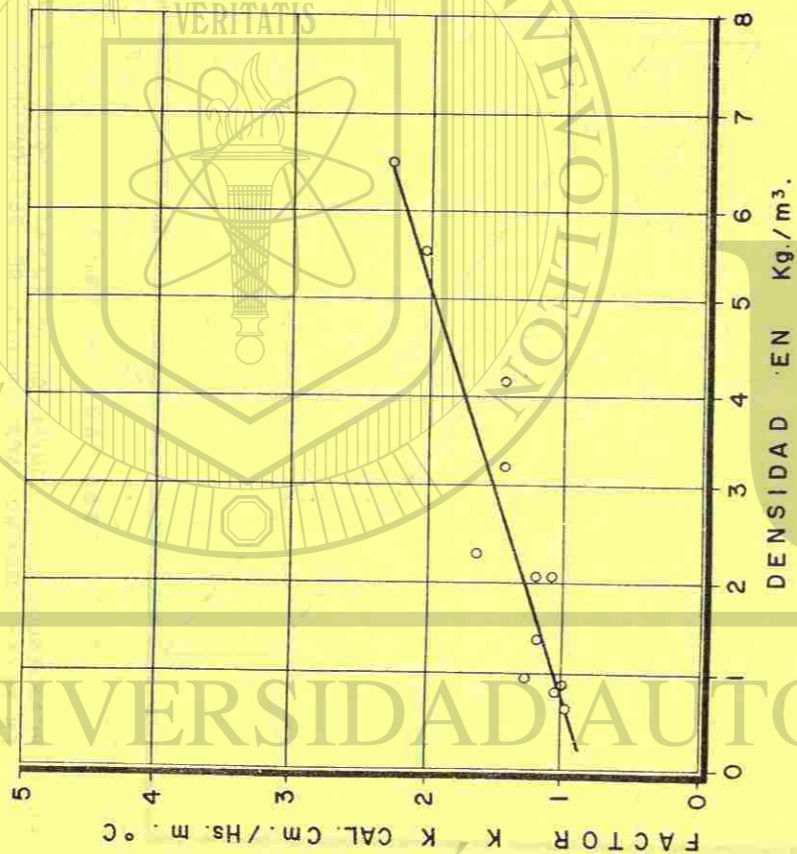


FIG. 2.- CONDUCTIVIDAD TERMICA DE ESPUMAS RIGIDAS DE AZUFRE MEDIDA A LOS 30°C SEGUN ASTM D 2326

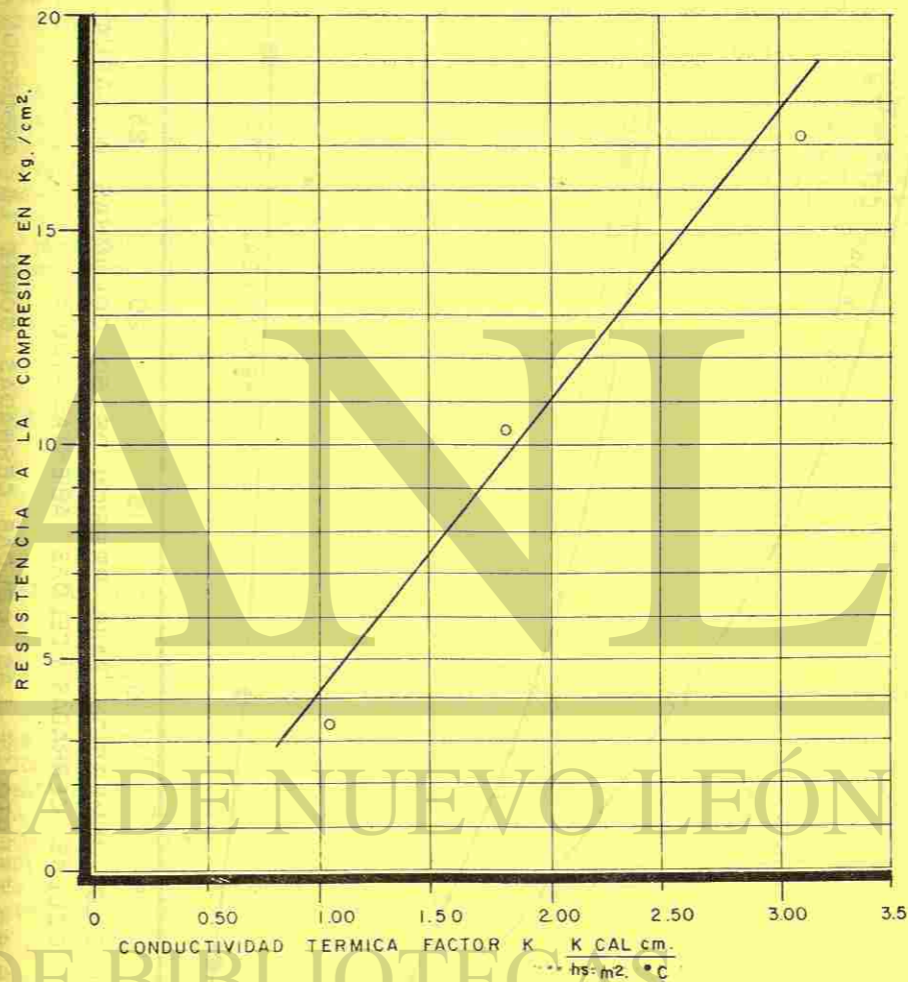


FIG. 3.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA Y PROPIEDADES AISLANTES DE ESPUMAS RIGIDAS DE AZUFRE

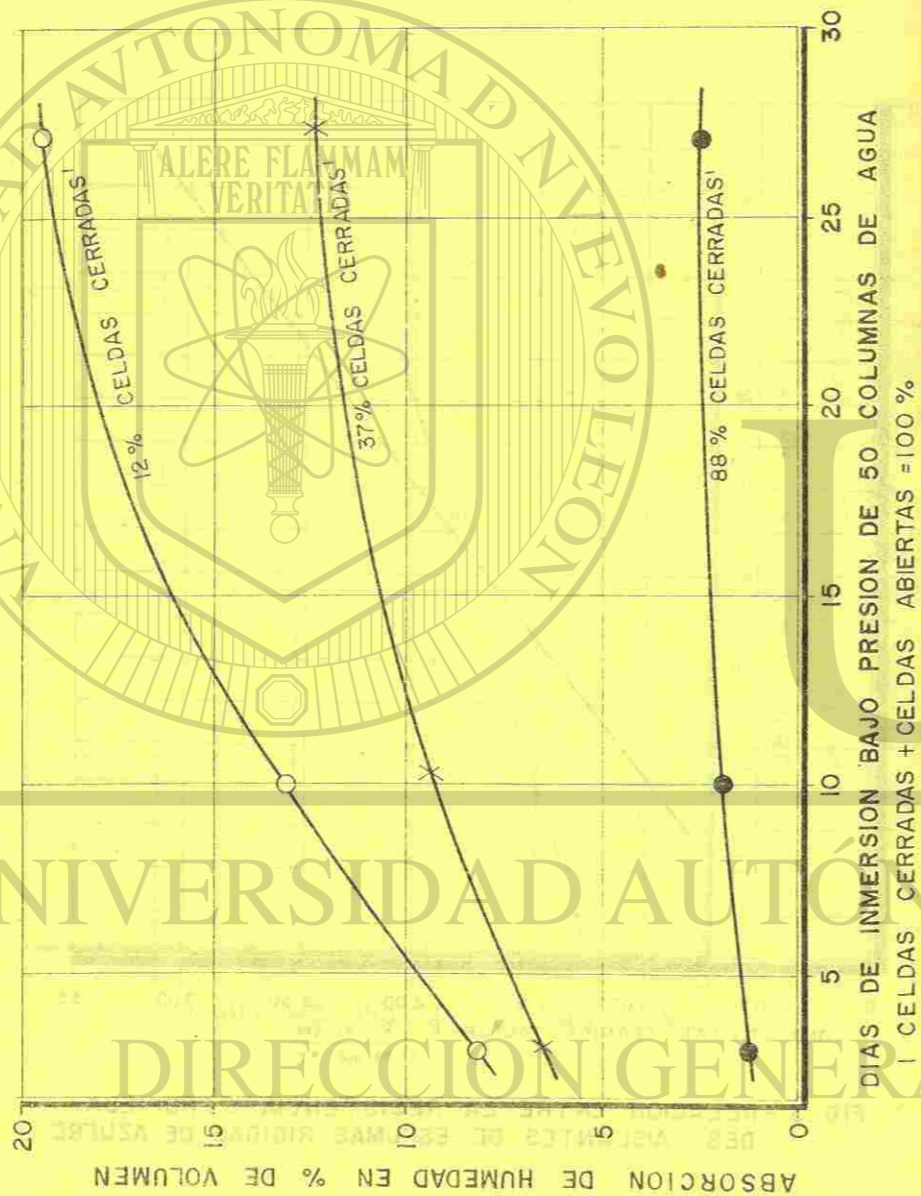


FIG. 4.- EFECTO DE LAS CELDAS CERRADAS SOBRE LA ABSORCION DE HUMEDAD PARA ESPUMAS RIGIDAS DE AZUFRE DE 4806 Kg./m³.

niendo azufre. Una variedad de micro-organismos, tales como thiobacillus, thioxi-dans y thiobacillus denitrificans, que existen en suelos orgánicos y que son capaces de oxidar formas simples de azufre a sulfatos sobre una amplia gama de condiciones. Dale y Ludwig (8) condujeron una serie de ensayos durante un período de años para determinar los efectos del ataque bacteriano sobre espumas de azufre con H₂S. Las muestras, las cuales fueron sepultadas en diversos sitios en Norte América, no mostraron deterioro apreciable. Se sabe que la actividad bacteriana disminuye al incrementar el tamaño de la partícula, y que las espumas de azufre, siendo una forma masiva del azufre, pueden inhibir de manera efectiva el ataque bacteriológico. Dale y Ludwig también postularon que algunos de los aditivos utilizados en la fabricación de espumas pueden exhibir alguna actividad bactericida.

En la tabla 4 se comparan algunas propiedades de las espumas rígidas de azufre con valores típicos para espumas de estireno y de poliuretano. Las espumas de azufre muestran propiedades aproximadamente equivalentes, con la excepción de la densidad y la resistencia a la compresión. Debido a la alta densidad inherente en el azufre es probablemente imposible igualar las densidades de las espumas de hidrocarbón. Sin embargo, el incremento en la resistencia a la compresión y los costos unitarios menores de las espumas de azufre deben hacerlo un material que pueda competir con espumas ya establecidas tanto en una base económica como de comportamiento para cualquier aplicación.

APLICACIONES POTENCIALES DE LAS ESPUMAS RIGIDAS DE AZUFRE.

Las espumas de azufre tienen mayor aplicación potencial como material aislante y de construcción.

I).- Protección contra el hielo permanente.

Recientemente se ha llevado a cabo una gran búsqueda de nuevas fuentes de energía en las regiones árticas. Esta investigación requiere la construcción de caminos, sitios de construcción, aeropistas y de tuberías. Convencionalmente se utiliza una capa de 1.50 a 3.00 m (5 a 10 pies) de grava que proporciona un aislante para evitar el descongelamiento del hielo permanente, y que también ocurre en los meses de verano (10). La grava no es muy disponible en las regiones nórdicas y se ha demostrado que es técnicamente costeable colocar una espuma rígida de azufre sobre el hielo permanente y cubrirla con unos 60 cm (2 pies) de grava, eliminando así muchos de los requerimientos de grava.

II).- Prevención contra el congelamiento.

Las espumas rígidas de azufre pueden utilizarse como sub-base de caminos en regiones susceptibles a levantamientos por congelación, particularmente cuando no es práctico excavar y cambiar los suelos propensos a congelarse. Para la reparación de caminos existentes ya afectados, se puede colocar una espuma de densidad media directamente sobre la rasante del camino seguida de 20 a 25 cm (8 a 10 pulg) de concreto asfáltico.

III).- Sistemas estructurales en "empredado".

El concepto estructural de "empredado" utiliza tableros ligeros y

TABLA 3
PROPIEDADES TÍPICAS DE LAS ESPUMAS RÍGIDAS DE AZUFRE

Método	DENSIDAD kg/m ³		
ASTM D 2526	3.5	160.18	320.37
		3.5	4.2
ASTM D 696	3 x 10 ⁻⁵	4 x 10 ⁻⁵	2 x 10 ⁻⁵
ASTM D 1621	3.52-6.33	2.81-4.22	10.55-14.06
ASTM D 790	140.62-210.93	1.41-2.11	3.52-4.92
	210.9-492.2	70.3-210.9	632.79-843.72
ASTM C 355			6.35-8.44
	0.45-1.16	N D	N D
	2.54-6.86	N D	N D
ASTM D 2127	1 - 2	2 - 3	N D
Especial*	3 - 4	N D	1 - 2
	ninguna grieta	ninguna grieta	ninguna grieta
ASTM C 290-67	10-80	15-90	20-65
ASTM D 1940-627	15-90	5-11	10-60
			23-27

- Factor K (kg cal/cm/hr m² °C a 30°C).
 Coeficiente de expansión térmica lineal, cm/cm °C transversal³.
 Resistencia a la compresión, kg/cm² máxima para un 10% de deformación longitudinal.
 Módulo de elasticidad a la compresión kg/cm².
 Resistencia a la flexión kg/cm².
 Módulo de elasticidad a la flexión kg/cm².
 Transmisión del vapor de agua, gr/hr m².
 Permeabilidad - cm.
 Absorción de humedad, % de volumen en 24 hr.
 % de volumen en 84 hr.
 Resistencia al congelamiento y deshielo por cada 100 ciclos.
 Contenido de celdas cerradas, %
 Contenido de celdas abiertas, %
 Contenido de celdas superficiales, %

* Bajo presión de 50 cm columna de agua.
 N D No determinado.

- Se obtiene mayor resistencia a la flexión pero con mayor costo.
- Una espuma de alta densidad y de bajo costo.
- Datos limitados.
- Una espuma de alto contenido de celdas cerradas (88% de celdas cerradas y 12% de celdas abiertas) absorbió sólo un 2% en volumen de agua después de 27 días de estar sumergido bajo presión de 50 cm columna de agua. Sin embargo, la absorción de agua generalmente se incrementa con el transcurso del tiempo para espumas con alto contenido de celdas abiertas.

TABLA 4
PROPIEDADES DE LAS ESPUMAS

PROPIEDAD	ESPUMAS DE AZUFRE DE LA CHEVRON		
	Espumado con H ₂ S	Espumado con CO ₂	Espuma de estireno poliuretano HI-35
Densidad kg/m ³	240.28	320.37	35.24 - 52.86
Resistencia a la compresión, kg/cm ² para un 10% de deformación longitudinal.	4.22	10.55	352
Factor K, (kg cal/cm/hr m ² °C) a los 30°C	3.5	4.2	2.91
Resistencia a la flexión kg/cm ²	1.41	3.52	5.98
Transmisión de vapor de agua, % en volumen.			
gr/hr m ²	0.84 - 1.94	0.45 - 1.16	0.97
Permeabilidad - cm.	14.5 - 24.9	2.54 - 6.9	0.8 - 3.83
Absorción de agua, % en volumen.	19	1 - 2	0.25
Celdas cerradas.	5	25	90
Congelamiento y deshielo, 100 ciclos.	grietas	no grietas	no grietas

- A los 23.9°C (75°F)
- A una deflexión del 5%.
- Datos tomados para espuma de poliestireno estirado por presión para la Enciclopedia de Plásticos Modernos.

resistentes a las cargas, con espuma que proporciona estabilización a los tableros, y además aislamiento. Hasta la fecha no se han realizado ningunos estudios utilizando espumas de azufre en sistemas estructurales en "emparedado", aunque hay un buen mercado para estos productos. También puede ser posible utilizar espumas de azufre en losas de concreto en "emparedado".

IV).- Como material para empaquetar.

Materiales compuestos con el cartón corrugado, en el cual las corrugaciones se llenan con poliuretano, se han usado para proporcionar mejores materiales para empaquetar. Jacquelin (II) obtuvo recientemente un proceso para manufacturar cartón corrugado relleno con espuma de azufre hecha con H_2S . Se ha reportado que este compuesto tiene una resistencia al aplastamiento excelente, aun cuando está mojado.

TABLA 5

ENSAYES DE CAMPO ACTUALMENTE EN PROGRESO
(ESPUMA HECHA CON CO_2)

Localización	Dimensión	Fecha iniciación	Aplicación
Japón	45.52 m ² (490 pies ²)	Febrero de 1973	Almacenamiento de criógeno
Bahía Prudhoe	20.44 m ² (220 pies ²)	Abril de 1972	Protección contra el hielo permanente
Fairbanks	78.97 m ² (850 pies ²)	Abril de 1972	Protección contra el hielo permanente
Territorios del Noroeste	737.19 m ² (7,935 pies ²)	Agosto de 1974	Protección contra el hielo permanente
Calgary	613.16 m ² (6,600 pies ²)	Octubre de 1974	Protección contra el levantamiento por congelación

Ensayes de campo.

Se han realizado un cierto número de ensayes de campo para las espumas rígidas de azufre de la Chevron, y éstas se enlistan en la tabla 5. Las aplicaciones para las cuales se han llevado a cabo ensayes de campo son: como aislante para tanques conteniendo gas criógeno, como protección contra el hielo permanente y el descascaramiento por congelación.

Para almacenamiento de gas criógeno.

En diciembre de 1972, se aisló el fondo de un tanque de almacenamiento de 7.62 m (25 pies) de diámetro con espuma rígida de azufre de 480.6 kg/m³ (30 lb/pie³) con el fin de evaluar el comportamiento de la espuma a temperaturas del gas L. P. La espuma se fabricó mediante un proceso discontinuo.

Protección contra el hielo permanente.

Hay un cierto número de ensayes actualmente en proceso para esta aplicación con la espuma rígida de azufre de la Chevron. En la primavera de 1972 se prepararon muestras de espumas de 192 a 224.5 kg/m³ (12 a 14 lb/pie³) mediante un proceso discontinuo y fueron embarcadas a Alaska. Aproximadamente 79.0 m² (850 pies²) fueron instalados cerca de Fairbanks como sub-base para un camino y 20.4 m² (220 pies²) en el área de la Bahía Prudhoe como sitio de construcción. En cada ca-

cerca de 61 cm de relleno fueron utilizados para proteger la espuma, la cual se colocada sobre un relleno graduado.

La Chevron diseñó y construyó una unidad espumante continua que se ensayada en la región norte del Canadá a fines del verano de 1974. Se escogió un lugar de ensaye sobre el camino que se está construyendo desde el cruce sobre el Arctic Red River hasta Inuvik. El sitio se hizo disponible a través de la cooperación del Federal Department of Indian and Northern Affairs y del Western Region of the Department of Public Works, siendo el proyecto co-patrocinado por la Chevron SUDIC.

La longitud de la sección aislada fue de 38.1 m (125 pies) con un ancho de 14.00 m (46 pies). Se hicieron estudios de la sub-rasante mediante la excavación de núcleos y su análisis, y se colocó sobre la tundra una capa de 45.7 cm (18 pulg) de pizarra fragmentada para nivelar la sub-rasante. En seguida se tendió una capa de espuma de 176.2 a 192.2 kg/m³ (11 a 12 lb/pie³), siendo el espesor promedio sobre la mayor parte de la sección de 10 cm (4 pulg). La superficie del camino se construyó hasta la elevación requerida tendiendo grava y compactándola. La sección fue completamente instrumentada para obtener una comparación de la sección aislada con una sección de control sin aislar adyacente. Información térmica se está obteniendo mediante resistencias térmicas y medidores de flujo de calor, el asentamiento se está controlando mediante la medición del movimiento de una placa sensitiva. Además, se obtendrán periódicamente muestras de la espuma mediante núcleos tomados del camino para su análisis en el laboratorio.

Protección contra el descascaramiento por congelación.

A través de la cooperación del Departamento de Ingeniería de la Ciudad de Calgary, se escogió un sitio de ensaye en Calgary donde el descascaramiento por congelación era un problema perenne. El ensaye, que de nuevo fue un proyecto conjunto entre Chevron y SUDIC, se llevó a cabo en las postrimerías del otoño de 1974.

La finalidad de este ensaye era el demostrar la costeabilidad de reducir drásticamente la penetración del hielo en el suelo bajo las condiciones inusuales imperantes en el Sur de Canadá. Se realizó una construcción en emparedado, utilizando como base el camino existente. Se utilizó una espuma de azufre con alta resistencia a la compresión para permitir un pavimento de espesor completo de concreto asfáltico colocado directamente sobre la espuma. La ventaja de las espumas de azufre sobre las espumas de hidro-carbón, para este tipo de construcción, es que éstas pueden soportar el peso del equipo de pavimentación y las altas temperaturas del concreto asfáltico.

El sitio del ensaye era de 45.7 m (150 pies) de largo y 13.4 m (44 pies) de ancho y localizado en los carriles Este y Oeste de un camino principal. Ninguna excavación fue necesaria ya que la sección de ensaye se construyó directamente sobre el camino ya existente. Se llevaron a cabo extracciones de núcleos y análisis del suelo, y se instalaron resistencias térmicas a varias profundidades. La unidad espumante continua se utilizó para tender espuma de 320.4 kg/m³ (20 lb/pie³) con espesor de 10 cm (4 pulg) directamente sobre la superficie existente del camino. La unidad espumadora continua prototipo dejó una superficie ondulada, y por lo tanto se tendió una capa de 5 cm (2 pulg) de grava sobre la espuma con el fin de nivelar y así facilitar la operación de la unidad pavimentadora. La Ciudad de Calgary utiliza una pavimentación de espesor completo, y por lo tanto se tendió una base de 20.0 cm (8 pulg) en dos capas de 10 cm (4 pulg) seguidas por una superficie de desgaste de 2.5 cm (1 pulg).

Se instrumentaron sensores de presión sobre la superficie de la espuma e indicaron lecturas máximas de 2.5 kg/cm² (35 lb/pulg²) lo cual está muy por debajo de la capacidad de la espuma de 320.4 kg/m³ (20 lb/pie³) utilizada en el ensaye, lo cual indica que podría utilizarse una fórmula de espuma aislante más ligera y más eficiente.

Los datos de temperatura reunidos hasta la fecha son entusiasmantes, ya que para mediados de diciembre, el hielo no había penetrado en el suelo abajo de la sección aislada pero sí había penetrado hasta una profundidad de 61 cm (2 pies) en la sección de control.

CONCLUSIONES.

Continuando el trabajo inicial de Dale y Ludwig sobre la espuma de azufre hecha con H_2S , la Chevron desarrolló y ensayó en el campo con éxito una nueva espuma rígida de azufre con excelentes propiedades aislantes y mecánicas. El proceso de fabricación de espumas es muy flexible lo cual permite que el producto se manufacture según las necesidades particulares del uso al que se le destine. Se espera que los ensayos de campo actualmente en proceso demostrarán la costeabilidad técnica y económica de utilizar espumas rígidas de azufre en una amplia gama de aplicaciones.

AGRADECIMIENTO.

El autor agradece a la Chevron Chemical Company su generosa cooperación en la preparación de este trabajo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
ASOCIACIÓN GENERAL DE BIBLIOTECARIOS