

# MEMORIA DEL 20

*en Monterrey  
N.L. México,  
Octubre 4 - 5 y 6  
de 1982*



## SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION DE VIVIENDAS ECONOMICAS

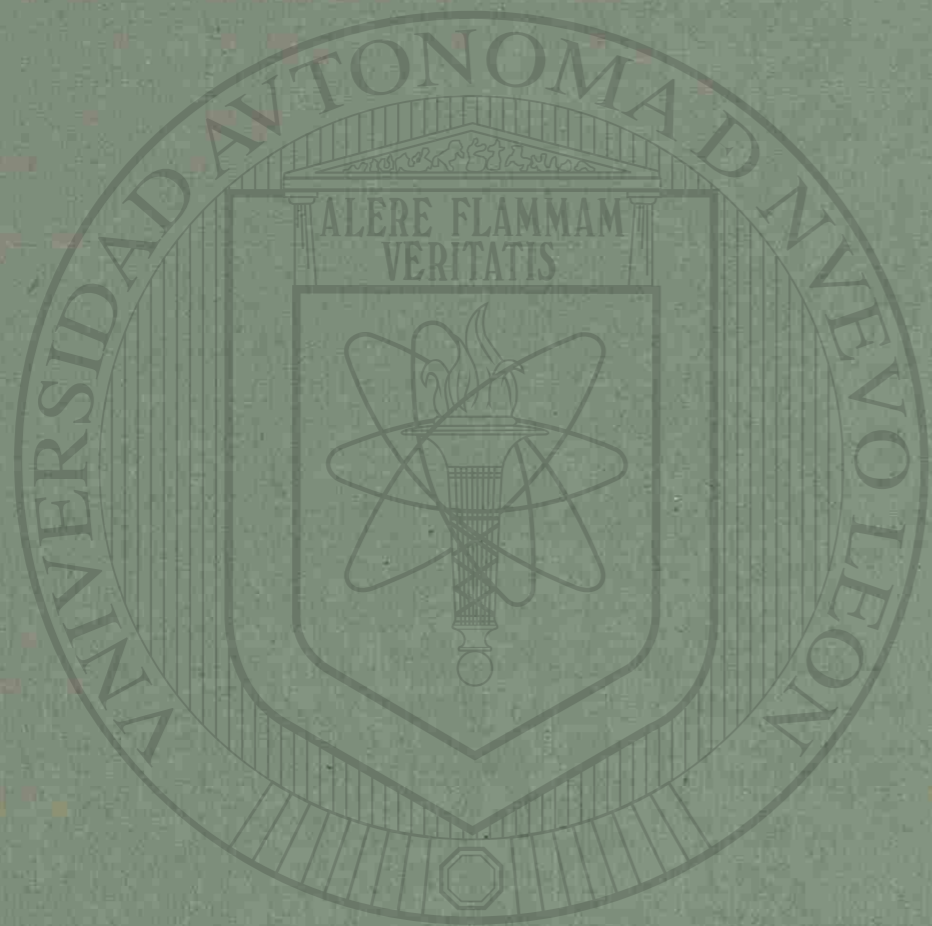
**Materiales**



HD 72

S 4

v. 3



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

X LA

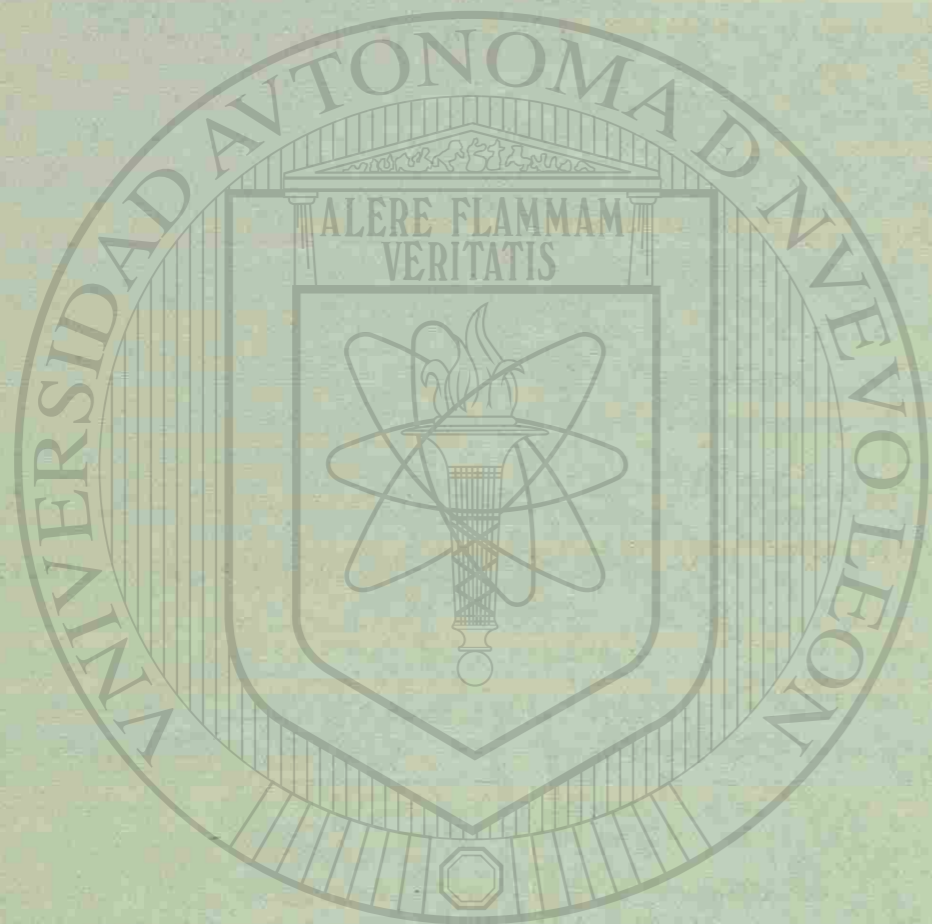
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, U.A.N.L.

II ANUARIO LATINOAMERICANO DE INVESTIGACION DE BIENESTAR ECONOMICO



UNIVERSIDAD

84734



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

PRELIMINAR: PROF. FERMANDO STUBER VILLARREAL  
 DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, U.A.N.L.

- |  |      |
|--|------|
| 1.- EL SUBSISTENTE EN LA CONSTRUCCION DE SISTEMAS                                    | Pág. |
| Prof. Norma Ribas Silva  | 1    |
| 2.- DESARROLLO DE PLACAS DE FERRO - CEMENTO DE BAJA COSTO UTILIZANDO FIBRAS DE AMIBO | 33   |
| Prof. José Alberto Martínez  |      |

II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION DE VIVIENDAS ECONOMICAS

- |  |          |
|--|----------|
| 3.- CONSTRUCCION DE VIVIENDAS ECONOMICAS DE BAJO COSTO.                              |          |
| Prof. León Ramírez   | GLARILEM |
| Prof. Francisco...   |          |
| 4.- REFORZO DE LA VIVIENDA ECONOMICA CON FIBRAS SINTETICAS - ESTUDIOS EXPERIMENTALES | 81       |
| Ing. Oscar Hernández   |          |
| Dr. Alberto...   | III      |

- |                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| 5.- COMPORTAMIENTO DE MATERIALES | 123 |
| Prof. Rufino Villa...            |     |
| Prof. Luis Alberto...            |     |

- |   |  |
|---|--|
| 6.- DISEÑO Y VERIFICACION ESTRUCTURAL EN VIVIENDAS ECONOMICAS - LIMITACIONES EN LA RECONSTRUCCION DE LAS MISMAS |  |
| Prof. José...   |  |

- |   |  |
|---|--|
| 7.- UTILIZACION DE FIBRAS VEGETALES COMO REFORZO PARA MORTEROS DE CEMENTO |  |
| Ing. Susy De Silva...   |  |

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| 8.- COMPORTAMIENTO DE MATERIALES |  |
| Prof. N.H. Natalini              |  |
| Prof. O. Gato                    |  |
| Prof. G.H. Flores                |  |
| Prof. Sebastián...               |  |
| Prof. R.A. Meyer                 |  |

MONTERREY, N. L., OCTUBRE DE 1982.

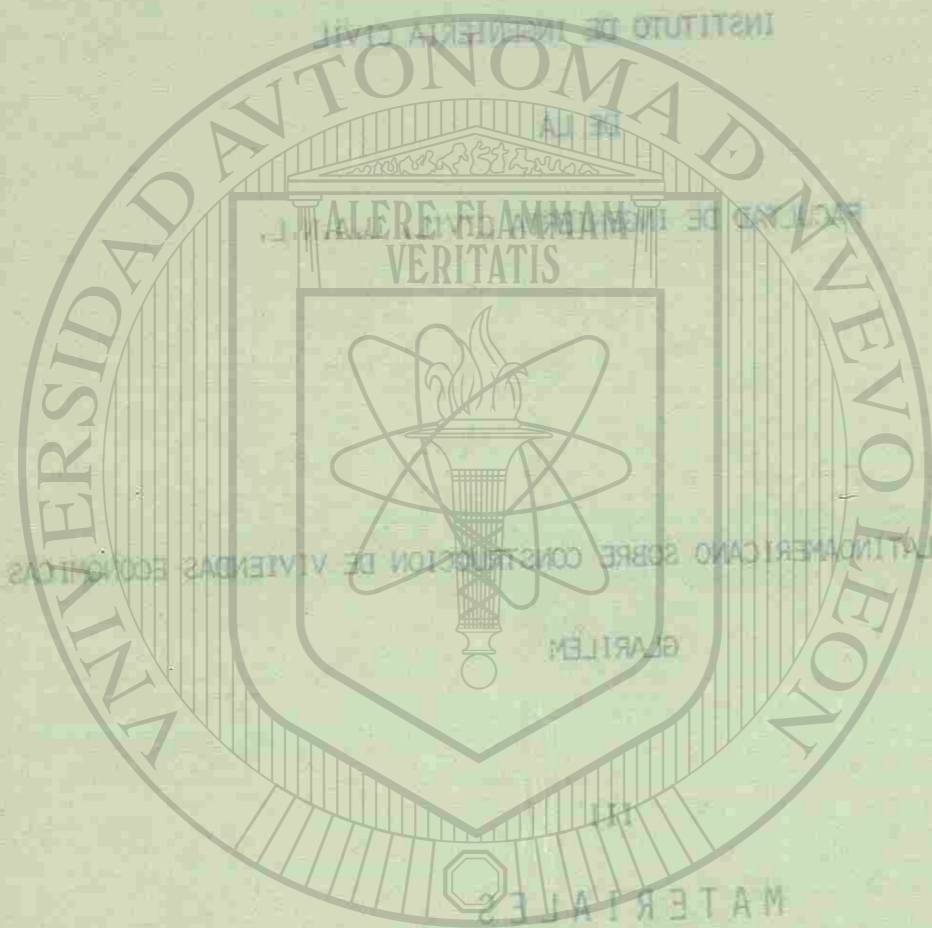


FONDO UNIVERSITARIO

84754

HD7286

S4  
V.3



ACERVO GENERAL

UNIVERSIDAD

84728

3a. SESION DE TRABAJO - MATERIALES

PRESIDENTE: PROF. RAYMUNDO RIVERA VILLARREAL  
Delegado por México ante RILEM

CONTENIDO

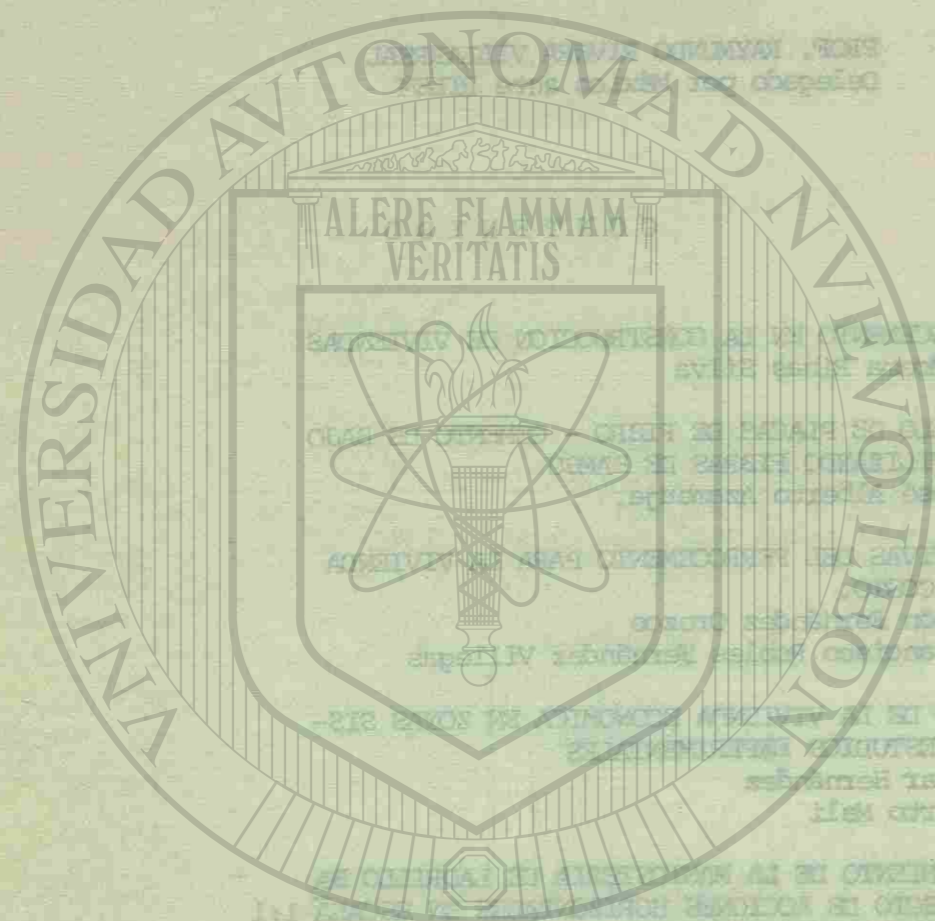
	Pag.
1.- EL SUELOCEMENTO EN LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS Profa. Moema Ribas Silva	1
2.- DESARROLLO DE PLACAS DE FIBRO - CEMENTO DE BAJO COSTO UTILIZANDO FIBRAS DE BAMBU Prof. José Alberto Azambuja.	33
3.- PERSPECTIVAS DEL FERROCEMENTO PARA LA VIVIENDA DE BAJO COSTO. Prof. León Fernández Orozco Prof. Francisco Robles Fernández Villegas	59
4.- REFUERZO DE LA VIVIENDA ECONOMICA EN ZONAS SISMICAS - ESTUDIOS EXPERIMENTALES Ing. Oscar Hernández Dr. Roberto Meli	81
5.- COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA DE LADRILLO BAJO EL EFECTO DE ACCIONES HORIZONTALES EN ESCALA 1:1 Prof. Rufino Julio Michelini Prof. Luis Alberto Olivencia	123
6.- DISEÑO Y VERIFICACION SISMICA DE VIVIENDAS ECONOMICAS - LIMITACIONES EN LA APLICACION DE LAS NUEVAS NORMAS ANTISISMICAS DE VENEZUELA Prof. José Grases	153
7.- UTILIZACION DE FIBRAS VEGETALES COMO REFUERZO PARA MORTEROS DE CEMENTO Ing. Suely Da Silva Guimaraes	181
8.- CONFORMADO DE VIVIENDAS POR COLADO IN SITU, CON HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO DE ARENA. Prof. M.B. Natalini Prof. O. Gauto Prof. G.M. Gómez Prof. Sabesinsky Felperin Prof. R.A. Mayer	207

EL SUELOCEMENTO EN LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS

MOEMA RIBAS SILVA

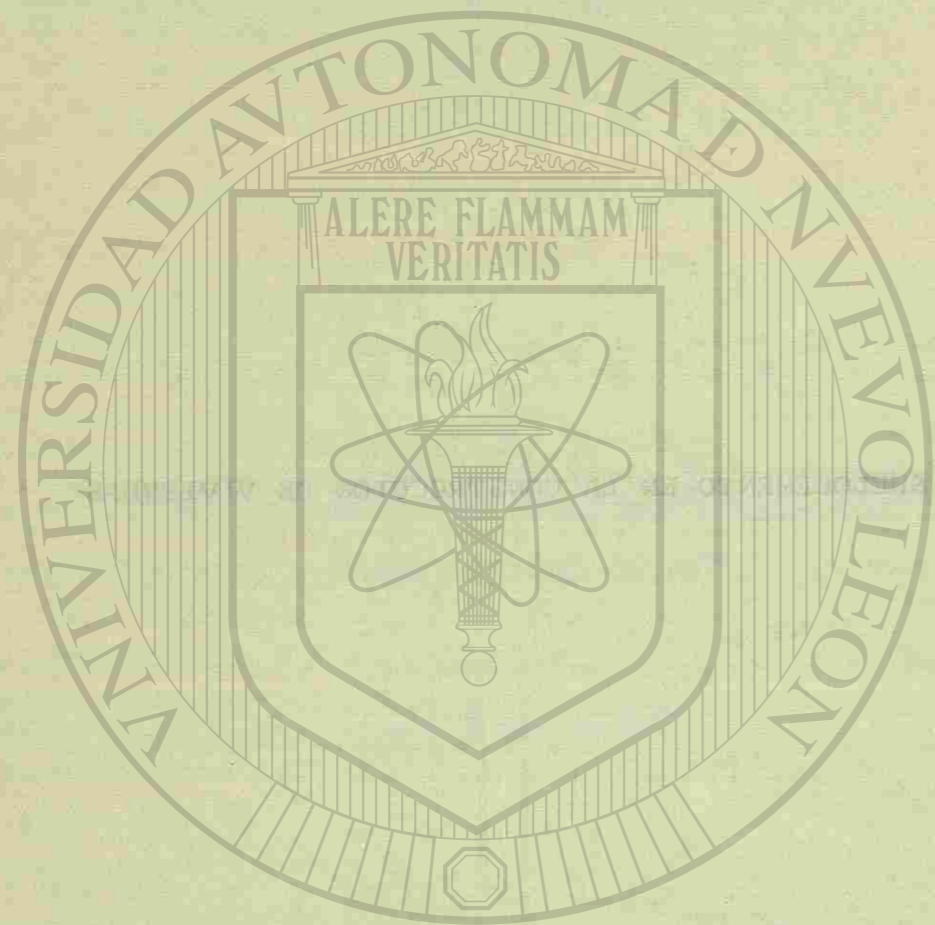
Profesora de Materiales de  
Construcción de la Univer-  
sidad de Brasilia. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Prof. R. A. Mayer  
Prof. E. S. S. S. S.  
Prof. G. G. G.  
Prof. M. S. S.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Moema Ribas Silva

#### RESUMEN

Hace una descripción breve de los antecedentes del uso de la tierra estabilizada en Brasil, sus ventajas como material para la construcción de viviendas. A continuación, hace referencia a algunas de las formas de utilización del material, tal como fabricación de ladrillos y paredes monolíticas, indicando el tipo de suelo más adecuado. Son mencionados los métodos constructivos para la ejecución de paredes monolíticas. Son descritos los métodos para caracterización de las tierras a ser usadas como componentes, así como de la mezcla de suelocemento, siendo definidos criterios para la dosificación. Como la investigación se refiere más directamente al ladrillo de suelocemento, hace una descripción del equipamiento necesario, una prensa manual portátil, de fácil manejo y transporte. Fueron testados ladrillos fabricados con suelo de Brasilia, mediante testes normalizados o no, y comparados los resultados y el precio con ladrillos normales de cerámica. Estos resultados permiten concluir que existe una rentabilidad económica con la utilización del suelocemento en la fabricación de ladrillos destinados a la construcción de viviendas.

EL SUELOCEMENTO EN LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS

1. Histórico .....	5
2. El suelo cemento .....	7
3. Normalización .....	8
4. Criterios .....	11
5. Modos de utilización .....	12
6. Construcción de paredes monolíticas .....	13
7. Ladrillos de suelo cemento .....	16
8. Experiencias prácticas realizadas en Goiás .....	18
9. Pesquisa realizada en la Universidad de Brasilia ..	20
10. Conclusión .....	23
11. Tabla I .....	26
12. Figura 1 .....	27
13. Figura 2 .....	28
14. Referencias Bibliográficas .....	29
15. Reconocimientos .....	31

HISTORICO

Hay una gran controversia en cuanto al inicio del uso del suelo cemento en construcciones civiles.

Una de las noticias más antiguas que se conoce, del uso del suelo estabilizado para construcciones es del siglo III: la muralla de China, donde fué utilizada una mezcla de arcilla y cal, en la proporción 3:7. Por esta época, ya se usaba esta técnica en fundaciones de otros tipos de obras.

El uso de aglomerantes hidráulicos como estabilizadores del suelo, para construcciones ha ocurrido más tarde, una vez que este tipo de aglomerante solo fué descubierto en 1800.

Según la Cement and Concrete Association, el suelo cemento fué descubierto por un ingeniero inglés, H.E. Brooke-Bradley, que aplicó el producto en el tratamiento de lechos de carreteras y pistas para vehículos arrastrados a caballo, al sur de Inglaterra.

Para los americanos, el uso del suelo cemento remonta 1917, una vez que por esa época el Ing. T.H. Amies usaba este material que recibió su nombre: soloamies.

El Ing. Márcio Rocha Pitta, de la Asociación Brasileira de Cemento Portland (ABCP), afirma que en 1915, el Ing. Bert Reno utilizaba una mezcla de conchas marinas, arena de playa y cemento para la pavimentación de una calle. En 1920, el producto fué patentado, no pudiendo ser implementado su estudio por falta de conocimiento de Mecánica del Suelo, de manera que se pudiera prever el comportamiento de este nuevo producto.

En 1929, Proctor descubría la relación humedad/peso específico aparente, en la compactación de suelos, lo que permitía que se iniciase el desarrollo del suelo cemento para diversos tipos de construcciones, tales como:



pavimentación, revestimiento de canales, diques reservatorios y represas de tierra, estabilización de taludes, inyecciones, ladrillos, bloques, paneles y paredes monolíticas.

Los primeros estudios de suelocemento en gran escala fueron hechos por Moore-Field y Mills, en los Estados Unidos, en 1932.

En 1944, la "American Society for Testing Materials" (ASTM) normalizaba los ensayos, siendo seguida por otras entidades, tales como "American Association of State Highway Officials" (AASHO) y "Portland Cement Association" (PCA).

Tales estudios fueron rápidamente extendidos a Europa, principalmente Alemania (en la construcción de aeropuertos en la época de la guerra), Inglaterra y América del Sur (Brasil, Argentina y Colombia).

En el Brasil, en 1945, fué construída la primera obra en suelocemento que se tiene noticia: una casa de bombas para abastecimiento de las obras del aeropuerto de Santarém, en Pará, con 42 m<sup>2</sup>.

Enseguida, en Petrópolis, en el local denominado Vale Florido, fueron ejecutadas casas residenciales en paredes monolíticas de suelocemento.

También por ese proceso, fué iniciada la construcción del Hospital Adriano Jorge, en 1948, en Manaus.

En Francia, a partir de 1955, fué intensificado el uso del suelocemento, pero los resultados no fueron satisfactorios, habiendo sido retomados los estudios en 1973.

Inspecciones hechas en las primeras obras de suelocemento en el Brasil, han demostrado que ellas continúan en perfecto estado de conservación.

En el Hospital de Manaus, donde el tenor de cemento usado fué 6%, la resistencia del material fué de 2,2 MPa. Dieciseis años después, cuerpos de prueba extraídos de las paredes han fornecido resistencias de 2,6 a 3,2 MPa.

Las paredes monolíticas del suelo quedaron, en la época, 12% más baratas que si hubiesen sido construídas en albañilería tradicional.

Hasta 1976 (26 años después de la construcción) no ha habido cualquier tipo de reparación, iniciándose en este año, una pintura de latex.

Mismo así, el suelocemento continúa sin cualquier defecto, al contrario que algunos materiales tradicionales tuvieron que ser substituídos (madera, tubulaciones, cerámica, etc.).

Actualmente, la utilización más difundida del suelocemento es en pavimentación, principalmente en Europa, América del Sur, Estados Unidos, Africa, Canadá y Oriente Medio.

## EL SUELOCIMENTO

El suelocemento es una mezcla íntima y bien proporcionada de suelo con aglomerante hidráulico artificial denominado cemento portland, de tal manera que haya una estabilización de aquél por éste, mejorando las propiedades de la mezcla.

Varios factores pueden influenciar en las características del producto final y entre ellos podemos citar: dosificación de cemento, naturaleza del suelo, tenor de humedad, sistemas de obtención de la mezcla y de compactación o prensaje.

La cohesión del suelocemento es determinada por la constitución del cemento, su finura, la cantidad de agua y la temperatura ambiente.

Las impurezas que puedan existir en el agua de la mezcla, pueden ser agresivas al cemento (como por ejemplo sulfatos y materia orgánica).

Las cantidades más adecuadas son determinadas a través de los ensayos de laboratorio o ensayos expeditos, de acuerdo con los tipos de suelo y de cemento a

pavimentación, revestimiento de canales, diques reservatorios y represas de tierra, estabilización de taludes, inyecciones, ladrillos, bloques, paneles y paredes monolíticas.

Los primeros estudios de suelocemento en gran escala fueron hechos por Moore-Field y Mills, en los Estados Unidos, en 1932.

En 1944, la "American Society for Testing Materials" (ASTM) normalizaba los ensayos, siendo seguida por otras entidades, tales como "American Association of State Highway Officials" (AASHO) y "Portland Cement Association" (PCA).

Tales estudios fueron rápidamente extendidos a Europa, principalmente Alemania (en la construcción de aeropuertos en la época de la guerra), Inglaterra y América del Sur (Brasil, Argentina y Colombia).

En el Brasil, en 1945, fué construída la primera obra en suelocemento que se tiene noticia: una casa de bombas para abastecimiento de las obras del aeropuerto de Santarém, en Pará, con 42 m<sup>2</sup>.

Enseguida, en Petrópolis, en el local denominado Vale Florido, fueron ejecutadas casas residenciales en paredes monolíticas de suelocemento.

También por ese proceso, fué iniciada la construcción del Hospital Adriano Jorge, en 1948, en Manaus.

En Francia, a partir de 1955, fué intensificado el uso del suelocemento, pero los resultados no fueron satisfactorios, habiendo sido retomados los estudios en 1973.

Inspecciones hechas en las primeras obras de suelocemento en el Brasil, han demostrado que ellas continúan en perfecto estado de conservación.

En el Hospital de Manaus, donde el tenor de cemento usado fué 6%, la resistencia del material fué de 2,2 MPa. Dieciseis años después, cuerpos de prueba extraídos de las paredes han fornecido resistencias de 2,6 a 3,2 MPa.

Las paredes monolíticas del suelo quedaron, en la época, 12% más baratas que si hubiesen sido construídas en albañilería tradicional.

Hasta 1976 (26 años después de la construcción) no ha habido cualquier tipo de reparación, iniciándose en este año, una pintura de latex.

Mismo así, el suelocemento continúa sin cualquier defecto, al contrario que algunos materiales tradicionales tuvieron que ser substituídos (madera, tubulaciones, cerámica, etc.).

Actualmente, la utilización más difundida del suelocemento es en pavimentación, principalmente en Europa, América del Sur, Estados Unidos, Africa, Canadá y Oriente Medio.

## EL SUELOCEMENTO

El suelocemento es una mezcla íntima y bien proporcionada de suelo con aglomerante hidráulico artificial denominado cemento portland, de tal manera que haya una estabilización de aquél por éste, mejorando las propiedades de la mezcla.

Varios factores pueden influenciar en las características del producto final y entre ellos podemos citar: dosificación de cemento, naturaleza del suelo, tenor de humedad, sistemas de obtención de la mezcla y de compactación o prensaje.

La cohesión del suelocemento es determinada por la constitución del cemento, su finura, la cantidad de agua y la temperatura ambiente.

Las impurezas que puedan existir en el agua de la mezcla, pueden ser agresivas al cemento (como por ejemplo sulfatos y materia orgánica).

Las cantidades más adecuadas son determinadas a través de los ensayos de laboratorio o ensayos expeditos, de acuerdo con los tipos de suelo y de cemento a

ser usados.

Los ensayos de resistencia a la compresión pueden ser ejecutados en cilindros Proctor o cilindros definidos por Carlos de Souza Pinto o directamente sobre ladrillos (o bloques) de suelocemento.

En el estudio del suelocemento, el primer paso es hacer la colecta correcta del suelo para ejecutar su clasificación a través de ensayos de laboratorio.

El proceso de estabilización de suelo por un aglomerante hidráulico es un fenómeno aún no totalmente conocido, haciéndose apenas algunas hipótesis.

La explicación más aceptada es de que por la hidratación del cemento hay una mudanza en la densidad de la carga eléctrica en el medio arcilloso, a través del cambio de cations, habiendo una atracción entre las partículas, haciendo con que se reúnan, formando partículas mayores, determinando de ésta forma, la pérdida brusca de la plasticidad de la mezcla.

El producto final se caracteriza por la formación de cadenas hexagonales que aíslan en su interior partículas que no llegan a ser aglutinadas, impidiendo su dilatación a través de la impermeabilidad.

#### NORMALIZACION

Hecho el análisis del suelo, se determinan la dosificación de cemento más adecuada para que el producto final tenga las características deseadas.

El "Centro de Pesquisas e Desenvolvimento" (CEPED), en Bahía, Brasil, es la entidad Brasileña que más se ha dedicado a la construcción y pesquisas de suelocemento vueltas a la construcción de paredes monolíticas, habiendo introducido algunas novedades a las normas de la ABCP, pues las publicaciones de ésta son dedicadas más a la pavimentación sin embargo, las primeras noticias en Brasil son de construc-

ciones de casas ejecutadas por la ABCP.

Esta entidad utiliza dos procesos de dosificación de suelocemento: La Norma General (1935), aplicable a cualquier tipo de material, teniendo en cuenta principalmente la parte fina del suelo y la Norma Simplificada de Dosificación (1952), aplicable a suelos granulares (con 50% de material retenido en el cedazo número 200 y 20% de arcilla, como máximo), considerando principalmente la acción cementante de las partículas grandes.

La Norma General de Dosificación mide el grado de estabilización del suelo a través del ensayo de durabilidad por mojadura y secamiento, que determina la pérdida de peso del material dosificado con diferentes cantidades de cemento.

Este método consiste en las siguientes operaciones: compactación y moldaje de muestras con diferentes cantidades de cemento, curado de las muestras durante siete días, inmersión en agua por cinco horas, calentamiento en estufa a 71°C, durante 42 horas, enfriamiento y cepilladura (una hora), repetición de estas operaciones (calentamiento y enfriamiento), por doce veces, cálculo de la pérdida de peso en porcentaje del peso inicial de la muestra, comparación de las pérdidas de las muestras con las pérdidas de peso máximas admisibles previstas, en fundión del tipo de suelo y fijación del tenor ideal.

El ensayo de durabilidad es caracterizado por expansiones (resultando en esfuerzos de tracción en la cadena hexagonal) y retracciones (correspondiendo a esfuerzos de compresión). Los aros que no resisten a esos esfuerzos se rompen, siendo eliminados por el cepillo, determinando la pérdida de peso.

La Norma Simplificada de Dosificación hace una comparación entre la durabilidad (por mojadura y secamiento) y la resistencia a los siete días. La ABCP a través de innumerables ensayos, ha concluido que el tenor de cemento

que corresponde a la resistencia mínima admisible determina una pérdida de peso inferior a la máxima admisible. Los valores límites encontrados para resistencia a la compresión de muestras saturadas son 2,1 y 5,6 MPa.

Estos dos métodos son más aplicados en obras de pavimentación.

La primera alteración introducida en las normas de la ABCP, por el CEPED, ha sido en cuanto a las dimensiones de los cuerpos de prueba para los ensayos, teniendo en vista los efectos de extremidad observados en los cilindros Proctor.

El ensayo de durabilidad por secamiento y mojadura alternadas, para doce ciclos, verificándose la pérdida de peso, es efectuado sin la cepilladura de los cuerpos de prueba, por ser las condiciones de las paredes menos severas que las de pavimentos.

Posteriormente la ABCP ha propuesto un método para dosificación para suelocemento aplicado a construcción de viviendas durables, impermeables y de bajo costo, a través de los ensayos rápidos para selección de suelos, el cual puede ser resumido así:

a) Colecta de muestras en número proporcional a la variedad de ocurrencias de tipos de suelo en la región, con un mínimo de nueve amostras.

b) Preparación de las muestras, efectuándose según la práctica ordinaria de preparación de muestras de suelocemento.

c) Caracterización del suelo a través de los ensayos de granulometría, peso específico del suelo mojado, peso específico máximo del suelo seco y del suelo húmedo e índices físicos.

d) Compactación del suelocemento, usándose normalmente tres tenores de cemento en peso, correspondiendo a tres pares de valores peso específico máximo, humedad óptima del suelocemento.

Se repiten los ensayos para diferentes

energías de compactación (50%, 70% y 120% de la energía normal) obteniéndose nueve pares de resultados.

Para cada tenor de cemento son moldeados 24 cuerpos de prueba, completando 72 para los ensayos de durabilidad, después de siete días en cámara húmeda.

e) Los resultados deberán ser estudiados a través de las relaciones:

- cemento/tipo de suelo/pérdida de peso
- peso específico aparente máximo seco/pérdida de peso/tenor de cemento.
- peso específico aparente máximo seco/tenor de cemento/tipo de suelo/pérdida de peso.

#### CRITERIOS

En 1948 la ABCP ha fijado criterios para la aplicación del suelocemento en construcciones de pared:

Resistencia a la compresión a los 28 días, mayor o igual a 1,0 MPa, después una hora de inmersión en agua.

-Pérdida máxima de peso seco al final del sexto ciclo del ensayo de durabilidad: 14% para los suelos arenosos, 10% para los "siltosos" y 7% para los arcillosos.

- Variación del volumen hasta el sexto ciclo: 1% del volumen inicial.

Estos criterios fueron adoptados con base en las normas ASTM de 1944.

Algunos autores citan 0,7 como la relación entre las resistencias de las paredes monolíticas y los cuerpos de prueba cilíndricos.

Son indicados por la ABCP, para cargas de tejados sobre la pared, 0,75 MPa (coeficiente de seguridad 5) y para cargas de tejados sobre pilares de hormigón (u otro material), 0,5 MPa para cargas en las paredes.

El CEPED ha indicado 10% para la pérdida máxima admisible, en ensayo de durabilidad del suelocemen

to, al final del 12° ciclo (más severo que el criterio de ABCP).

#### MODOS DE UTILIZACION

El suelocemento es un material que puede ser utilizado en construcción civil, bajo diversas formas: la más difundida actualmente es en pavimentación, que fué también el primer uso del suelo estabilizado por el cemento.

El proceso consiste en la estabilización del suelo por un aglomerante (normalmente cemento portland común y cal), para mejorar la calidad del producto final, aumentando la resistencia mecánica, la durabilidad, la resistencia a la acción del agua y del hielo.

Otras formas de utilización, visando principalmente la construcción de paredes de edificios y casas tuvieron su inicio posteriormente. Entre los métodos más utilizados, podemos citar: paredes monolíticas, bloques y ladrillos.

Las especificaciones de los tipos de suelo indicados para pavimentación y para construcción de paredes son diferentes por sus diversas funciones.

En el Brasil, la normalización existente es para pavimentación, aplicándose apenas parcialmente en las construcciones de paredes, pues las resistencias mecánicas y al desgaste no son tan importantes como en aquél caso, lo que exige un suelo más arenoso, el cual otorgará al producto final, mayor resistencia.

Para la fabricación de paredes monolíticas, normalmente no se usa cal, por ser ésta más indicada para uso en suelos más arcillosos, los cuales son inadecuados para la construcción de paredes.

En el caso de construcciones de viviendas de suelocemento, algunos factores deben ser llevados en consideración:

-A veces las características del material exceden a las necesidades reales.

-El costo puede llegar a ser mayor que el poder adquisitivo de la población.

-Las técnicas de dosificación deben ser lo más simples posibles y las consideraciones deben ser hechas para cada local en la obra.

Los estudios hechos por la ABCP, para construcción de viviendas tuvieron la finalidad de obtener un producto más leve y con menores tenores de cemento, pero con buenas características de durabilidad, resistencia e impermeabilidad, con menor energía de compactación, pudiendo ser utilizada una prensa manual de pequeño porte y bajo costo.

En experiencia realizada en Teófilo Otoni, estado de Minas Gerais (Brasil), en la construcción de casas para flagelados de las violentas lluvias que asolaron la región, fueron construídas numerosas casas de paredes monolíticas de suelocemento. En el adensamiento del material en las formas, fué utilizada mano de obra de viejos, mujeres y niños, haciendo que toda la familia participase de la construcción. En este programa, los estudios de costos realizados permitirían la fijación de la parcela mensual debida por los propietarios, en aproximadamente un quinto del salario familiar.

#### CONSTRUCCION DE PAREDES MONOLITICAS

El CEPED ha desenvuelto un método para la selección del suelo para construcción de paredes monolíticas de suelocemento, fijando en 50% y 80% los límites de la cantidad de arena que un suelo debe poseer para que pueda ser utilizado en la fabricación de las paredes.

Fué definida también una serie de ensayos expeditos para selección del material en el campo:

a) Hacer una pelota de tierra bien húmeda, colocándola en la palma de la mano y golpear con la otra

mano. El suelocemento es adecuado si el agua aflora a la superficie, con aproximadamente 20 a 30 golpes y, enseguida, haciéndose presión con los dedos, el agua desaparece. Cuando el suelo es inadecuado, el agua no aflora aún con gran número de golpes.

b) Hacer dos o tres pastillas de tierra bien húmeda (cerca de 1 cm de espesor y 2 a 3 cm de diámetro) y dejar secar por dos o más días. Después, intentar triturar entre los dedos índice y pulgar. Los suelos adecuados son reducidos a polvo. Son suelos inadecuados los que no se parten o se parten sin mucho esfuerzo.

c) Humedecer el suelo hasta que cordones enrollados con 3 cm de espesura empiezen a romper. Con ésta humedad, formar una pelota y verificar la fuerza necesaria para aplastarla entre los dedos índice y pulgar. No son suelos adecuados aquéllos que no permiten formar la pelota o que la pelota fisura con pequeños o muy grandes esfuerzos.

d) Tomar una porción del suelo y hacer un cordón del tamaño aproximado de un cigarrillo, amasando de manera que se obtenga una cinta de 3 a 6 mm de espesor y la mayor largura posible. Si la cinta ultrapasa 5 a 10 cm, el suelo es inadecuado.

La preparación del suelocemento deberá ser hecha adicionando agua poco a poco, hasta obtener la humedad adecuada, la cual puede verificarse por un método bastante simple: tomar un puñado de la mezcla y apretar en la mano. Al abrir, la masa deberá tener su forma. Si esto no ocurre, es porque la humedad debe ser aumentada. Dejando la pelota caer de una altura aproximada de un metro, ella deberá despedazarse; si ocurre lo contrario, la humedad es excesiva.

Los equipos necesarios para la construcción de paredes monolíticas son los siguientes: martillo, escala métrica, cuchara de albañil, taladro, baliza, hilo de albañil, serrucho, hilo de plomada, manguera de nivel, pala, pico, recipiente, nivel, escuadro, dos tacos (uno para fundación y otro para paredes), hormas de madera.

La ejecución de las hormas es el punto más difícil de la construcción de las paredes monolíticas, una vez que ellas deben ser suficientemente rígidas para que no ensanchen las dimensiones o se rompan.

Las paredes son ejecutadas verticalmente, pudiendo soportar las capas posteriores después de la ejecución de la capa inferior.

Los espacios para las escuadrillas son dejados utilizándose un cajón (que puede o no ser retirado después), colocado a medida que se desarrolla la construcción de la pared. Las vigas sobre las escuadrillas son armadas con alambre de espino.

Las instalaciones eléctricas e hidráulicas pueden o no ser embutidas, debiéndose, en este caso, abrir los incrustados lo máximo de 10 días después de la construcción de la pared o inmediatamente después de la construcción cuando la resistencia del material no es muy elevada.

Los pisos pueden también ser ejecutados en suelocemento compactado (cribado, para mayor uniformidad), o hacer una sub-base en suelocemento y enseguida aplicar una argamasa de proporción 1:6, de arena gruesa.

Cualquier tipo de pintura puede ser aplicada sobre la superficie, pero la que ha producido mayor impermeabilidad y mejor adherencia fué el "conservado P", siendo recomendado para exteriores. Las paredes deben ser humedecidas antes de la aplicación de la pintura.

En 1978, el CEPED publicó los datos de las pesquisas realizadas a través del convenio con el Banco Nacional de Habitación y el gobierno del estado de la Bahía (Brasil).

En estos estudios se volvieron a ver los sistemas de formas hasta entonces usados, con la finalidad de facilitar su utilización.

Fueron, entonces, hechos estudios de diversos sistemas de formas metálicas y de madera, las cuales fueron confrontadas, llevándose en cuenta el tiempo y la faci-

lidad de construcción, relegando el aspecto externo a segundo plano, obteniéndose mejores resultados para los sistemas denominados  $G_1$  y  $G_2$ . El primero consiste en construir paneles de 3,2 m de comprimento fijados con ganchos metálicos de 1/4" y el segundo con las larguras de 2,18 m o 2,08 m siendo fijados con tornillos. En uno y otro métodos, son empleadas guías para alineamiento y plomada.

En el sistema  $G_2$ , las guías son incorporadas a las paredes; ya en el sistema  $G_1$ , ellas son recuperables, lo que exige reinstalaciones sucesivas. En este último tipo, no fueron ensayados cantos y encuentros de paredes, lo que aumentaría el tiempo de servicio necesario, tornando el sistema  $G_2$  más viable.

Los prototipos ejecutados por el CEPED tuvieron las siguientes características:

- Fundación corrida de suelocemento compacto.
- Espesor de las paredes: 12 cm (10% de cemento en volumen).
- Formas de madera compensada.
- Guías de tubos de cemento amianto llenas de hormigón.
- Contrapiso en suelocemento compacto con 5 cm de espesura.
- Piso en argamasa (1,5 cm de altura), con proporciones 1:7.
- Escuadrillas en madera.
- Cobertura con tejas cerámicas.
- Pintura con arena fina y cemento blanco (proporción 1:1).

#### LADRILLOS DE SUELOCIMENTO

Para la fabricación de los ladrillos de suelocemento es necesario equipo especial, variando el tipo desde el más simple, constituido de pequeñas cajas de madera

(fig. 1) para moldeo manual, hasta diversos tipos de prensas para moldeo manual o mecánico (fig. 2), cuyos precios varían bastante.

En el primer tipo los moldes deben poseer bisagras para facilitar el demoldeamiento, después del socamiento.

Las primeras prensas mecánicas han surgido en Africa del Sur.

Un tipo bastante simple y fácil de ser utilizado es el idealizado por el ingeniero Raúl Ramírez, en el Centro Interamericano de Viviendas en Bogotá (CINVA RAM). Puede ser operada por dos hombres y la producción puede llegar a 300 ladrillos por día, en condiciones normales de trabajo.

Semejante a ésta, pero más simple es la utilizada en el laboratorio de ensayos de materiales de la Universidad de Brasilia, marca TECMOR, manual.

El propio fabricante indica el modo de operar: humedecer inicialmente el interior de la caja matriz, colocándose, enseguida, la mezcla.

Cerrar la caja, eliminándose el exceso de material y llevar la palanca a la posición vertical liberando entonces el cerrojo. Empujar la palanca hasta la posición horizontal, lo que requiere una fuerte presión. Cuando no es posible esta operación, esto significa que el volumen de material es mayor de lo necesario o que la humedad no es suficiente.

En este caso, puede ser destruido el ladrillo, colocándolo nuevamente en el resto de la mezcla. Puede suceder lo contrario, esto es, la cantidad de suelocemento es insuficiente, lo que es verificado por la facilidad en bajar la palanca. Se procede del mismo modo. A la continuidad de la operación, se coloca la palanca en la posición de descanso, se empuja la tapadera y se abre la caja matriz, bajando nuevamente la palanca hasta la posición horizontal, cuando los ladrillos se quedarán fuera de la caja.

Para remover las piezas, colocar las manos firmes en los lados de los ladrillos, elevándose cuidadosamente, colocándolos en el local de curado del suelocemento.

El curado debe ser realizado con las piezas separadas, sobre una superficie horizontal, al abrigo del sol y de la lluvia. Periódicamente debe ser ejecutada mojadura de los ladrillos, variando de acuerdo con la humedad ambiente.

Después de cerca de 8 días, los ladrillos pueden ser utilizados. El período de curado debe ser mayor cuando se usa cal.

El proceso de asentamiento de los ladrillos de suelocemento es igual al tradicional, pudiendo utilizar una mezcla plástica de suelocemento como argamasa.

Los fabricantes de la prensa indican las proporciones 1:2:9 de cemento, cal y suelo.

#### EXPERIENCIAS PRACTICAS REALIZADAS EN GOIAS

Los ingenieros Alfredo Faber y José Wilson Gomez han publicado los datos referentes a aplicación de ladrillos y bloques de suelocemento en la construcción de la "Cidade Occidental", municipio de Luiziania, estado de Goiás, a 40 Km de Brasilia.

Es un proyecto bastante grande, contando de 14,000 casas (de uno y dos pavimentos), obras de infraestructura y obras comunitarias de la ciudad, tales como: escuelas, hospital, iglesia, puesto de policia, administración, correo y telégrafo, puesto telefónico, comercio, club deportivo, saneamiento básico, pavimentación, etc.

El terraplenaje del área forneció el suelo necesario para los ladrillos y bloques, fabricados en prensa hidráulica.

El suelo utilizado en esta obra fué del tipo "silte argiloso", con índices de Atterberg LL=43,

LP=16 y IP=17, con 3% de material retenido en el cedazo número 200. Siendo un suelo muy fino, fué corregido con la adición de arena. El cemento usado fué CP-320 y las dimensiones de los ladrillos fueron 21 x 10 x 5 cm.

Después de la fabricación, durante los cuatro primeros días, fueron ejecutadas tres irrigaciones diarias, para enseguida ser secados al aire y ensayados con 15 y 30 días.

Fué adoptada una proporción de 6% de cemento y una humedad de 16%, con esfuerzo de prensadura de 1,8 MPa.

La cantidad ideal de cemento encontrada fué 8% y las de suelo y arena variaron bastante.

Con la finalidad de mejorar la estabilidad de la mezcla, fué acrecentado 1% del peso de cemento de silicato de sodio.

De los trabajos realizados fueron sacadas las siguientes conclusiones:

-Pasados 30 días de la moldaje, todos los ladrillos ensayados fueron encuadrados como siendo de primera calidad, de acuerdo con la especificación número 19 de la "Asociación Brasileira de Normas Técnicas" (ABNT), específica para ladrillos de cerámica.

-La humedad y la tensión usada en la compresión de los ladrillos son variables importantes en el proceso de fabricación.

-Para el tipo de suelo utilizado, es recomendado un tenor de agua mayor que el determinado por la mayor densidad, para facilitar la reacción de hidratación del cemento.

-El empleo de aditivos (sales de metales alcalinos y alcalinos terrosos) es benéfico, aumentando la calidad del producto.

Fueron hechos estudios comparativos de los costos de ladrillos de suelocemento con bloques de hormigón verificándose que el costo total de la albañilería de



bloques de hormigón (con revoque por un lado) fué 32,28% mayor que la de ladrillos de suelocemento y con revoque por dos lados 85,24% mayor que la de ladrillos de suelocemento.

Recientemente, en una inspección al local fué constatado que las construcciones (actualmente con 6 a 7 años de construídas) conservan las características iniciales, no habiendo sido verificados defectos en función del material utilizado.

Las viviendas son bien construídas, algunas ya reformadas, aumentando el área construída, normalmente revestidas con argamasa, después de la reforma.

Las construcciones originales son protegidas apenas con una pintura de tinta plástica.

El proceso de construcción fué abandonado porque la producción de ladrillos no acompañaba a la demanda, una vez que el ritmo de la construcción era industrial.

PESQUISA REALIZADA EN LA UNIVERSIDAD DE BRASILIA

El laboratorio de ensayos de materiales del Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília realiza, desde algún tiempo, estudios relativos a la utilización del suelocemento en construcciones.

Las primeras pesquisas no dieron buenos resultados por causa de la calidad del suelo utilizado, principalmente por estar comparando los resultados con el criterio de la ABCP, para pavimentación.

Posteriormente, en 1981, se estudió el suelo del Lago Norte que, caracterizado a través de ensayos fué clasificado como tipo A-4 de la tabla de la AASHO.

De acuerdo con valores fijados, fué indicado, para este tipo de suelo, un valor aproximado de 14% de cemento (fué adoptado 15%). La humedad óptima determinada fué 26,5% para el suelo y 25% para la mezcla, pero la mayor resistencia obtenida fué para 27% de humedad.

Los ensayos de resistencia a la compresión fueron ejecutados con cuerpos de prueba cilíndricos de 5 x 10 cm, compactados en capas, por la caída de un peso de 3950 g, de una altura aproximada de 50 cm.

El secamiento fué ejecutado en cámara húmeda, por siete días. Fué ensayado también el cemento de alta resistencia inicial. En el momento del ensayo, los cuerpos de prueba estaban saturados, con superficie seca.

El suelo utilizado era arcilloso y las resistencias obtenidas a los siete días variaban de 1,23 a 2,74 MPa, siendo la media para el cemento común 1,5 MPa y para el cemento de alta resistencia inicial 2,3 MPa.

En los estudios actualmente desarrollados por el laboratorio, está siendo verificada la posibilidad de fabricar ladrillos de suelocemento, preferencialmente sin corrección del suelo (adición de arena), comparando los costos y las propiedades con aquellos de los ladrillos de cerámica.

El primer suelo utilizado es bastante arenoso, no habiendo posibilidad de determinarse los índices de Atterberg. El porcentaje de arcilla más "silte" es 22,5%.

Las humedades óptimas de la mezcla y las respectivas cantidades de cemento son:

% de cemento	0%	6%	8%	20%	12%
humedad óptima	13,3%	13,4%	12,4%	12,7%	13,0%

Inicialmente fueron fabricados ladrillos con una humedad abajo de la humedad óptima (punto más desfavorable).

Las piezas fueron prensadas por una máquina TECMOR, manual, de pequeño porte y extremadamente fácil de operar. Después fueron llevadas a una cámara húmeda, hasta el día del ensayo, el cual consiste en aplicar el esfuerzo normalmente al comprimento de la pieza, obteniéndose de esta manera la carga de ruptura.

bloques de hormigón (con revoque por un lado) fué 32,28% mayor que la de ladrillos de suelocemento y con revoque por dos lados 85,24% mayor que la de ladrillos de suelocemento.

Recientemente, en una inspección al local fué constatado que las construcciones (actualmente con 6 a 7 años de construídas) conservan las características iniciales, no habiendo sido verificados defectos en función del material utilizado.

Las viviendas son bien construídas, algunas ya reformadas, aumentando el área construída, normalmente revestidas con argamasa, después de la reforma.

Las construcciones originales son protegidas apenas con una pintura de tinta plástica.

El proceso de construcción fué abandonado porque la producción de ladrillos no acompañaba a la demanda, una vez que el ritmo de la construcción era industrial.

PESQUISA REALIZADA EN LA UNIVERSIDAD DE BRASILIA

El laboratorio de ensayos de materiales del Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília realiza, desde algún tiempo, estudios relativos a la utilización del suelocemento en construcciones.

Las primeras pesquisas no dieron buenos resultados por causa de la calidad del suelo utilizado, principalmente por estar comparando los resultados con el criterio de la ABCP, para pavimentación.

Posteriormente, en 1981, se estudió el suelo del Lago Norte que, caracterizado a través de ensayos fué clasificado como tipo A-4 de la tabla de la AASHO.

De acuerdo con valores fijados, fué indicado, para este tipo de suelo, un valor aproximado de 14% de cemento (fué adoptado 15%). La humedad óptima determinada fué 26,5% para el suelo y 25% para la mezcla, pero la mayor resistencia obtenida fué para 27% de humedad.

Los ensayos de resistencia a la compresión fueron ejecutados con cuerpos de prueba cilíndricos de 5 x 10 cm, compactados en capas, por la caída de un peso de 3950 g, de una altura aproximada de 50 cm.

El secamiento fué ejecutado en cámara húmeda, por siete días. Fué ensayado también el cemento de alta resistencia inicial. En el momento del ensayo, los cuerpos de prueba estaban saturados, con superficie seca.

El suelo utilizado era arcilloso y las resistencias obtenidas a los siete días variaban de 1,23 a 2,74 MPa, siendo la media para el cemento común 1,5 MPa y para el cemento de alta resistencia inicial 2,3 MPa.

En los estudios actualmente desarrollados por el laboratorio, está siendo verificada la posibilidad de fabricar ladrillos de suelocemento, preferencialmente sin corrección del suelo (adición de arena), comparando los costos y las propiedades con aquellos de los ladrillos de cerámica.

El primer suelo utilizado es bastante arenoso, no habiendo posibilidad de determinarse los índices de Atterberg. El porcentaje de arcilla más "silte" es 22,5%.

Las humedades óptimas de la mezcla y las respectivas cantidades de cemento son:

% de cemento	0%	6%	8%	20%	12%
humedad óptima	13,3%	13,4%	12,4%	12,7%	13,0%

Inicialmente fueron fabricados ladrillos con una humedad abajo de la humedad óptima (punto más desfavorable).

Las piezas fueron prensadas por una máquina TECMOR, manual, de pequeño porte y extremadamente fácil de operar. Después fueron llevadas a una cámara húmeda, hasta el día del ensayo, el cual consiste en aplicar el esfuerzo normalmente al comprimento de la pieza, obteniéndose de esta manera la carga de ruptura.

Ensayo idéntico fué realizado con ladrillos de cerámica, para comparar las resistencias.

Según experiencias de la PCA, en 1950 (con 2229 tipos de suelos), alcanzada la resistencia mínima admisible, la cantidad de cemento correspondiente también otorgará una pérdida de peso menor que la admisible.

Por este motivo, los ensayos de durabilidad fueron hechos solamente para verificación. Consistieron en someter las muestras a 6 ciclos de inmersión (5 horas) y secamiento en estufa a 71°C (42 horas) y resfriar y cepillar (una hora).

Al final del tratamiento las muestras fueron llevadas a la estufa (100°C), hasta la constancia de peso y enseguida determinada la pérdida de peso.

En los ensayos ya realizados se observó que las resistencias a la compresión del ladrillo han variado de 0,6 MPa a 2,7 MPa. El ladrillo de cerámica presentó resistencias muy variables y el mayor valor fué 1,7 MPa.

Hay que observarse aún que los ladrillos de suelocemento fueron testados con siete días y los valores encontrados crecieron a medida que la edad aumentaba.

Fueron ensayados también cuerpos de prueba cilíndricos de suelocemento, los cuales tuvieron sus resistencias 90% (para 6% de cemento), 8% (para 8% de cemento) y 9% (para 10% de cemento) mayor que la de los ladrillos de suelocemento. Para el tenor de cemento 12%, la resistencia del cuerpo de prueba cilíndrico fué 98% de la de los ladrillos.

Cuanto mayor el tenor de cemento, observase que la resistencia era mayor, tanto para los ladrillos cuanto para los cuerpos de prueba cilíndricos.

En la comparación de costos, no está computado el transporte de los ladrillos de cerámica a locales más distantes. El precio del ladrillo cerámico macizo resultó menor, pero la calidad es muy abajo de la de los ladrillos de suelocemento.

Cuanto a los ladrillos perforados de

cerámica, tienen su precio semejante al de los ladrillos de suelocemento, incluyendo el precio de los obreros para hacerlos, lo que podría ser disminuído si el propietario ayudase en la ejecución de los ladrillos.

#### CONCLUSION

La utilización del suelocemento tiene innumerables ventajas y algunas desventajas.

Como ventajas, de un modo general, podemos citar:

-Buena durabilidad y buena resistencia al desgaste, lo que permite el uso del suelocemento sin revestimiento, considerándose su apariencia.

-Pequeña variación de volumen, por la variación de humedad y buena resistencia a las intemperies.

-Es un material incombustible y otorga buen aislamiento térmico.

-Hay economía de combustible en su utilización, una vez que no son necesarios transporte y cocimiento del material.

-Hay aprovechamiento de la materia prima de la región.

-Tienen bajo costo y no necesita proceso industrial para su obtención.

Entre las desventajas tenemos:

-La existencia de una gran variedad de tipos de suelo implica en la ejecución periódica de ensayos de caracterización, habiendo casos en que el suelocemento se torna antieconómico.

-Cuando la arcilla se presenta bajo la forma de terrones, es necesario mano de obra adicional para deshacerlos.

-El peso específico del material es mayor que el de ladrillos de cerámica.

Comparando el uso de ladrillos de suelocemento con paredes monolíticas del mismo material, las ventajas y desventajas son las siguientes:

-Los procesos de fabricación de ladrillos de suelocemento son fácilmente ejecutados, pudiendo la familia del propietario construir su casa.

-No hay necesidad de transporte de ladrillos, una vez que, no precisando de cocimiento, pueden ser hechos en la obra.

-Para la fabricación de ladrillos, la aplicación financiera inicial es pequeña y dispensa mano de obra especializada, lo que no acontece en las construcciones con paredes monolíticas, donde las formas son difíciles de construir. Hay, sin embargo, prensas para ladrillos bastante sofisticadas y de alto costo.

-El uso de los ladrillos permite el control por el responsable de la obra, padronización de hormas y dimensiones, fabricación y almacenamiento cuando las condiciones atmosféricas no permiten la construcción y velocidad de producción proporcional a la velocidad de la obra. Además no necesita mano de obra especializada.

-La construcción de paredes monolíticas dispensa mano de obra para la fabricación de los ladrillos, área de almacenamiento, tiempo de secamiento antes de la aplicación, pero exige mano de obra especializada para la construcción de las hormas, montaje y desmontaje (lo que dificulta y es menos seguro para los obreros).

La tabla I resume la comparación del uso de suelocemento en construcciones de paredes monolíticas y de ladrillos.

Observadas las pesquisas ya ejecutadas en Brasil, se llega a la conclusión de que el ladrillo de suelocemento es ideal para construcción de pequeñas obras, principalmente cuando se puede contar con auxilio de la familia del propietario, como en el caso de las construcciones en

Teófilo Otoni.

Esto confirma la economía que se puede hacer al utilizarse ladrillos en construcción de viviendas económicas y el costo es mucho menor cuando sea difícil obtener ladrillos de cerámica (principalmente por la gran distancia del local de fabricación).

Cuando hay una gran cantidad de construcciones y la velocidad debe ser mayor, esto es, en ritmo industrial, es preferible la utilización de paredes monolíticas de suelocemento.

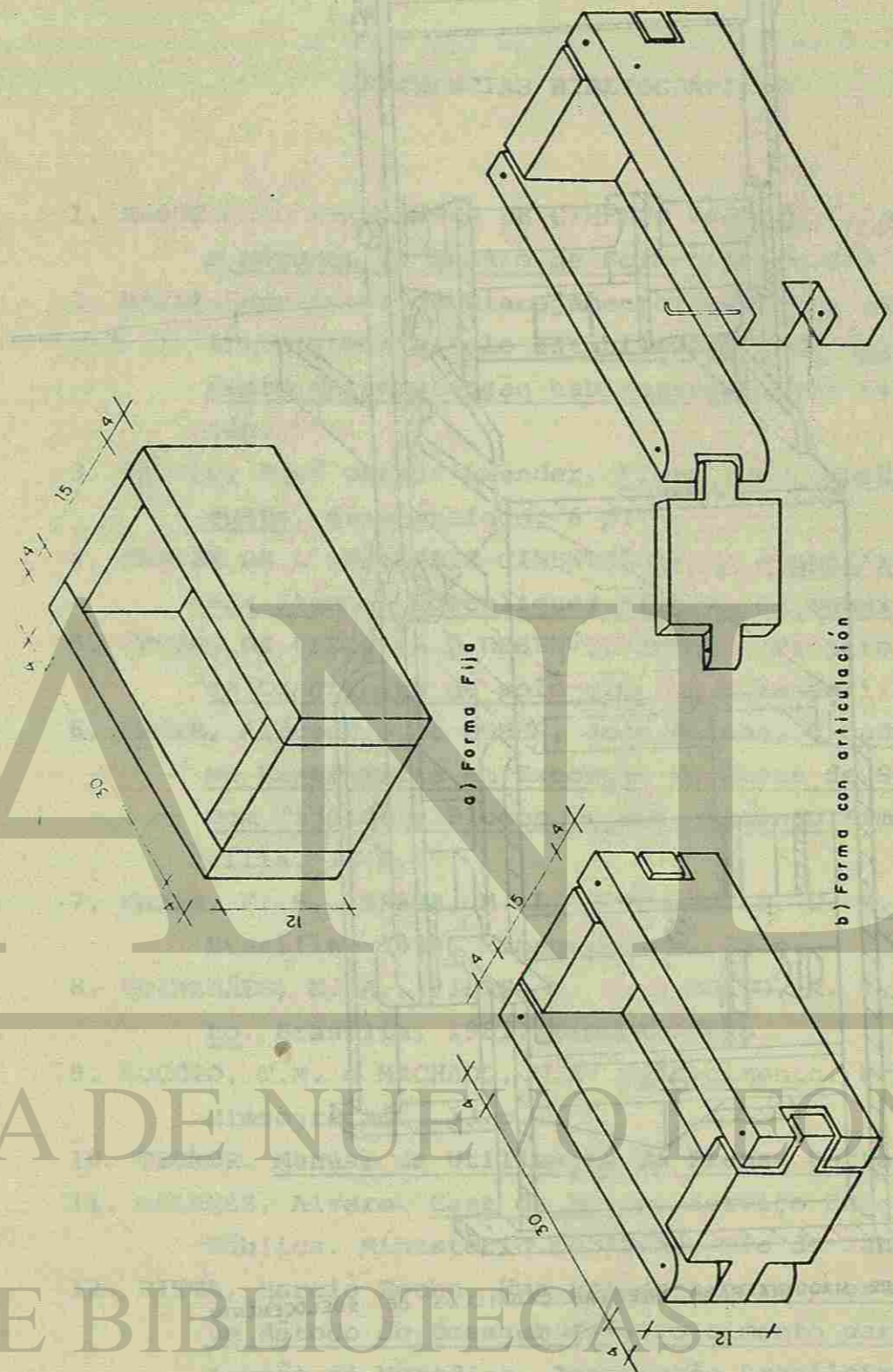
-Facilidad de fabricación  
-Inversión inicial menor  
-Mayor velocidad de construcción  
-Facilidad de manejo del equipo  
-No requiere mano de obra especializada  
-No necesita tiempo de secamiento  
-Para construcción  
-Usa mano de obra no especializada  
-Para ejecución  
-Mayor seguridad para los obreros  
-En la construcción  
-Permite control de calidad  
-Permite almacenaje de materiales  
-Cuando las condiciones atmosféricas

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA I

COMPARACION DEL USO DEL SUELOCEMENTO EN PAREDES MONOLITICAS Y LADRILLOS

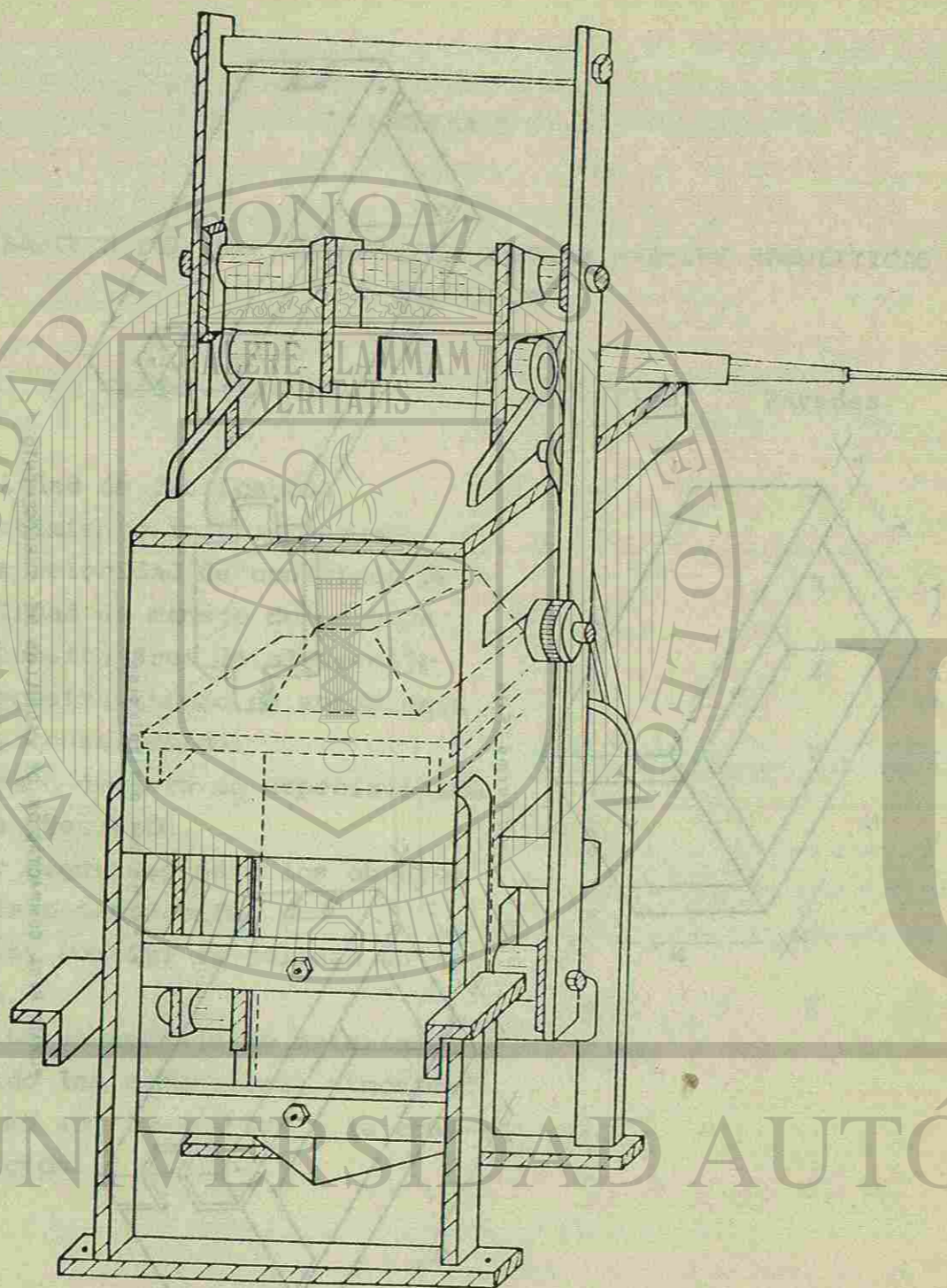
Característica	Ladrillos	Paredes
- Facilidad de fabricación	X	
- Inversión inicial pequeño	X	
- Mayor velocidad de construcción		X
- Facilidad de manejo del equipo	X	
- No necesita área de almacenaje		X
- No necesita tiempo de secamiento para construcción.		X
- Usa mano de obra no especializada para ejecución.	X	
- Mayor seguridad para los obreros en la construcción.	X	
- Permite control de calidad en la obra.	X	X
- Permite almacenaje de material cuando las condiciones atmosféricas no son favorables a la construcción.	X	



FORMA PARA COMPACTACION DE LADRILLOS DE SUELOCEMENTO

Fig. 1

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

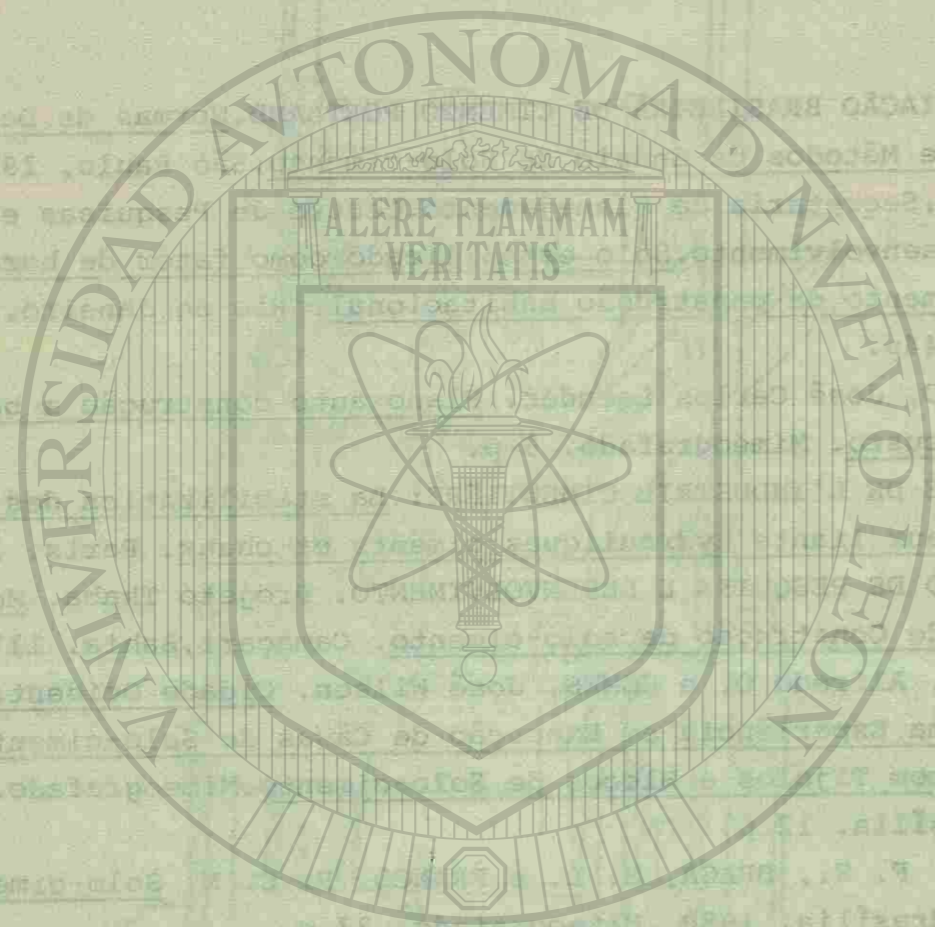


ESQUEMA DE MÁQUINA PARA PRENSAR LADRILLOS DE SUELO CEMENTO  
Fig. 2

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio de Solo-cimento. São Paulo, 1978. 69p
2. BAHIA, Secretaria de Planejamento. Centro de Pesquisas e Desenvolvimento. Solo estabilizado como fator de barateamento da construção habitacional. Rio de Janeiro, 1978. 44p.
3. CASTRO, José Carlos Laender. Plano auto construção a baixo custo. Mimeografado. 6 p.
4. CENTRE DE L'INDUSTRIE CIMENTIÈRE: La stabilization des sols aux liants hydrauliques ciments et chaux. Paris. 16 p.
5. CENTRO DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO. Projeto Thaba. Manual de Construção de solo-cimento. Camaçari, Bahia. 117 p.
6. FABER, Alfredo O. e GOMES, José Wilson. Cidade Ocidental: uma Experiência em Execução de Casas de Solo-cimento com Tijolos e Blocos de Solo-cimento. Mimeografado. Brasília. 12 p.
7. FARIA, F. S., BRAGA, M. L. e FRANCO, R. C. M. Solo-cimento. Brasília. 1980. Mimeografado. 33 p.
8. GUIMARÃES, E. A., PIRES, L. S. e BRITO, M. T. X. Solo-cimento. Brasília, 1981. Mimeografado.
9. SOCCIO, T.M. e MACHADO, M.R. Solo-cimento. Brasília, 1981. Mimeografado. 33 p.
10. TECMOR. Manual de Utilização da Prensa Portátil. São Paulo.
11. MILANEZ, Alvaro. Casa de Terra. Serviço Especial de Saúde Pública. Ministério da Saúde. Rio de Janeiro, 1958. 122p.
12. PITTA, Marcio Rocha. Uma proposta para o estabelecimento de um Método de Dosagem de Solo-cimento para Uso na Construção de Moradias. Associação Brasileira de Normas Técnicas. São Paulo, 1979. 17 p.
13. THOMAZ, Carlos Alberto. Paredes Monolíticas de Solo-cimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas. São Paulo, 1979. 26 p.

- 14. VENUAT, Michel. Le Traitement des Sols à la Chaux et au Ci-ment. Paris, 1980. 459 p.

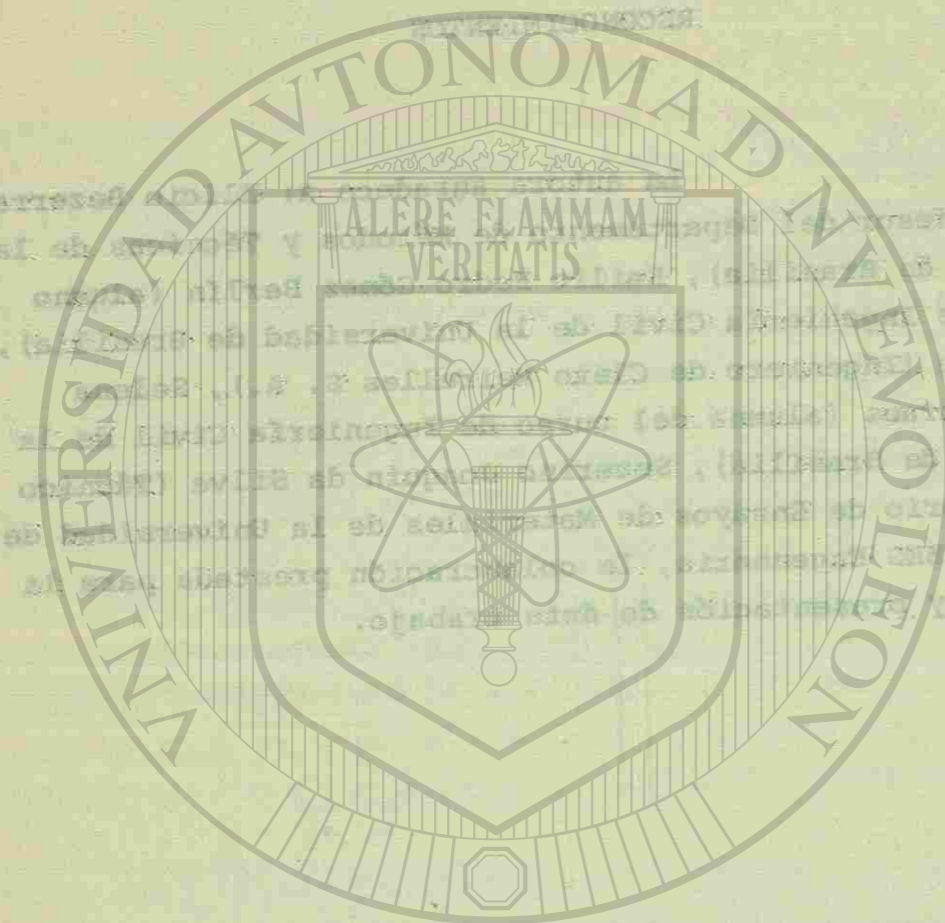


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RECONOCIMIENTOS

La autora agradece a: Elicio Bezerra Pontes (Profesor del Departamento de Métodos y Técnicas de la Universidad de Brasilia), Emilio Pedro Gómez Berlín (alumno del curso de Ingeniería Civil de la Universidad de Brasilia), João Bendito (Ingeniero de Cleto Meirelles S. A.), Selena Zampronha Moraes (alumna del curso de Ingeniería Civil de la Universidad de Brasilia), Severino Joaquin da Silva (Técnico del laboratorio de Ensayos de Materiales de la Universidad de Brasilia) y BEG Engenharia, la colaboración prestada para la elaboración y presentación de éste trabajo.



II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS  
GLARILEM

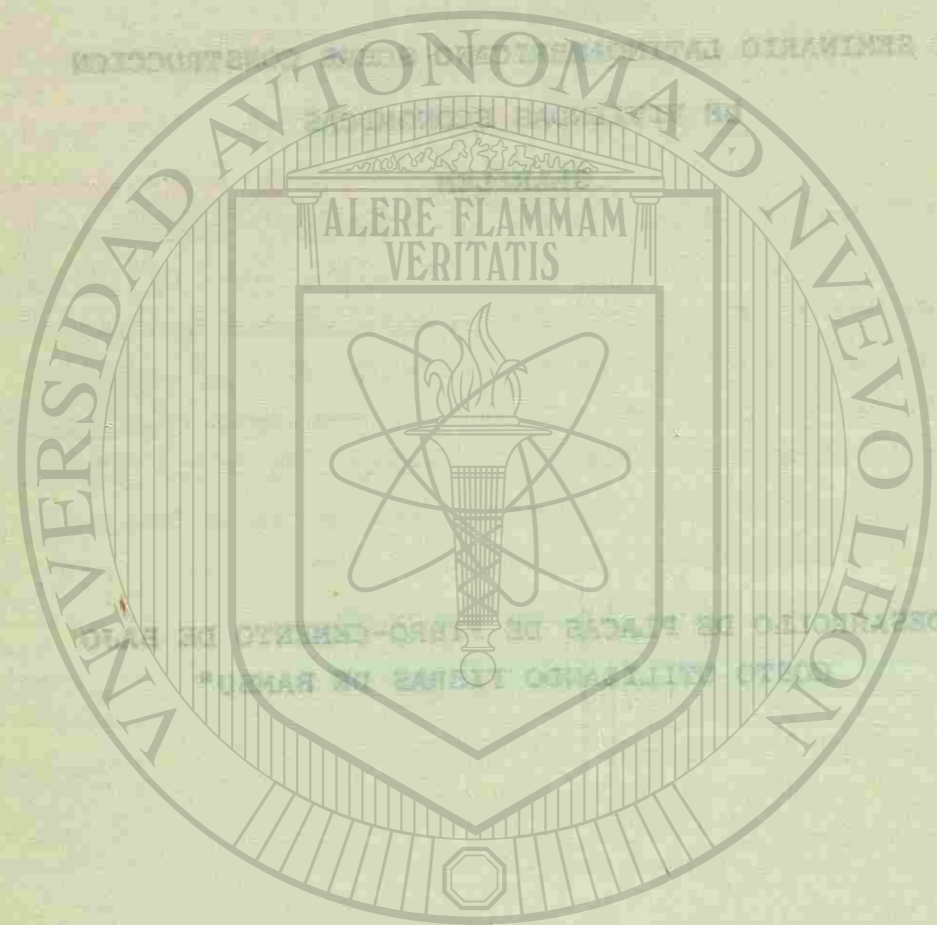
"DESARROLLO DE PLACAS DE FIBRO-CEMENTO DE BAJO  
COSTO UTILIZANDO FIBRAS DE BAMBU"

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

JOSE ALBERTO AZAMBUJA, ENG. CIVIL, M. ENG.  
Investigador y Profesor en NORIE.- "Núcleo  
Orientado para a Inovação na Edificação";  
del Curso de Pós-Graduação em Eng. Civil,  
de la Universidade Federal do Rio Grande  
do Sul.





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

José Alberto Azambuja.

RESUMEN

En este trabajo es estudiado el uso de fibras de bambú en placas de fibro-cemento. Primeramente, fué estudiado y resuelto el problema de la adherencia de las fibras en la matriz de mortero. Con base en los resultados, fué desarrollado un proceso sencillo de desfibramiento del bambú, para la obtención de fibras de grandes dimensiones. Finalmente, son evaluados los resultados de ensayos de placas rotas a flexión y los costos del material son comparados con los precios de chapas de asbestos-cemento vendidos comercialmente. El resultado del estudio destaca el potencial de la solución desarrollada.

INDICE

1. Introducción .....	37
2. El bambú-cemento .....	39
3. Viabilidad económica del bambú-cemento .....	44
4. Conclusiones .....	45
5. Índice de Tablas .....	46
6. Índice de Figuras .....	52

DESARROLLO DE PLACAS DE FIBRO-CEMENTO DE BAJO COSTO EMPLEANDO FIBRAS DE BAMBU

José Alberto Azambuja, Eng<sup>o</sup> Civil,  
M. Eng<sup>o</sup>

1.0. Introducción.

Una de las alternativas más promisorias de disminución del déficit habitacional para las poblaciones urbanas de bajos ingresos es el desarrollo de materiales de bajo costo, producidos y empleados en combinación con técnicas de autoconstrucción. Debido a los materiales utilizados actualmente, los costos de algunos subsistemas (como la cubierta, el cielorrazo e instalaciones hidráulicas) son parcelas importantes del costo final del habitat. Sin embargo, un análisis más cuidadoso demuestra que muchos de los componentes de tales subsistemas pueden ser conceptualizados como cáscaras, es decir, tienen dos grandes dimensiones, predominantes sobre la tercera, que es el espesor. Eso ocurre con las placas (o láminas) de la cubierta, con el cielorrazo, el tanque de agua, tubería, etc. Se crea así la necesidad de la búsqueda de un material que satisfaga tales características estructurales, al mismo tiempo que sea de bajo costo y de fabricación sencilla.

Este estudio describe el desarrollo y las primeras evaluaciones de un material compuesto de fibras de bambú, tratadas e inmersas en una matriz de cemento. Los resultados obtenidos son promisorios, tanto bajo el punto de vista estructural, como del costo y sencillez de ejecución.

1.1. Evaluación de las posibilidades tecnológicas.

Se encuentran en el mercado innumerables soluciones para la confección de componentes en forma de cáscara. Algunos de los materiales empleados son: láminas metálicas, fibrocemento,

fiber-glass, plásticos y hierro-cemento. Considerando las características de costo y posibilidades de autoconstrucción, el material más promisorio parece ser el fibro-cemento, pues hay la posibilidad de empleo de nuevos materiales, y de aprovechar la mano de obra de los autoconstructores. El hierro-cemento, aunque de ejecución sencilla, emplea telas metálicas de alto costo.

### 1.2. Características del fibro-cemento.

El fibro-cemento es un material compuesto, cuya mejor parcela en volumen y peso corresponde a la matriz de cemento que envuelve las fibras. "El concepto de cemento reforzado con fibras es usar la deformación de la matriz bajo tensión para transferir cargas para las fibras<sup>1</sup>". Entre los varios tipos de fibras, las más baratas son indudablemente las fibras naturales y entre ellas, las fibras vegetales, las cuales pueden ser obtenidas en abundancia, mismo por las poblaciones de más bajos ingresos. Entre las fibras vegetales ya ensayadas, están las de sisal, cuyos resultados publicados demuestran que lo mismo optimizando los procedimientos de producción y el porcentaje de fibras, los valores obtenidos quedan abajo de los obtenidos con asbestos-cemento o fibras sintéticas<sup>2</sup>. Otras fibras vegetales también testadas fueron las de "piacava", cuyos resultados demuestran no haber mejora en la resistencia de placas sometidas a flexión, con mejora exclusivamente con relación al impacto<sup>3y4</sup>.

Además de éstas, la literatura menciona todavía con alguna frecuencia el bambú como poseedor de fibras de buena resistencia, a pesar de que su uso esté normalmente restringido a barras enteras o seccionadas longitudinalmente, en sustitución a las armaduras de acero<sup>5</sup>. El uso del bambú en fibro-cemento ha sido poco divulgado, debido básicamente al problema de separación de las fibras. Tal separación es normalmente obtenida por procesos químicos, lo que dificultaba su utilización en comunidades más carentes, aumentando el costo de la inver-

sión.

Este trabajo describe una técnica más sencilla de desfibramiento y presenta los primeros resultados de ensayos con un material que llamaremos de bambú-cemento.

### 2.0. El bambú-cemento

El análisis de la bibliografía citada y de otros autores revela que uno de los grandes problemas con fibras vegetales es su baja adherencia (de las fibras) a la matriz de cemento. Para investigar el problema, fueron ejecutados algunos cuerpos de prueba iniciales, que consistían en placas de aproximadamente 30 x 30 cm, con argamasa de arena y cemento (relación 1.1), y porcentajes variables de fibras (entre 1 y 5%), las cuales tenían 10 a 15 cm de largo por 0,5 a 1,0 mm de diámetro.

La ruptura manual de las fibras después de 7 días de cura, demostró que las fibras realmente deslizaban dentro de la matriz de mortero, no siendo así exigidas hasta su límite de resistencia a tracción. Una de las hipótesis para explicar el problema en presencia del agua creaba un determinado espacio dentro de la matriz<sup>6</sup>. Cuando la matriz y las fibras secaban, las fibras se contraían de nuevo, despegándose del mortero, perdiendo así su adherencia. Otra hipótesis era que la poca adherencia era debida a la falta de rugosidad de las fibras, combinada con el hecho de poderse deformar cuando eran traccionadas.

### 2.1. Ensayos de adherencia.

Para ensayar las dos hipótesis, fueron preparados ensayos de arrancamiento de fibras individuales (fig. 1 y 2). Algunas fibras fueron tratadas con diferentes sustancias impermeabilizantes (betún, un preparado a base de silicones y un barniz impermeabilizante). Tales tratamientos buscaban evitar que las fibras absorbiesen agua, no pudiendo así sufrir el proceso de hinchamiento-retracción, aumentando su adherencia. Otras fi-

bras fueron bañadas en cola e impregnadas con arena fina para aumentar la adherencia a la matriz. Finalmente, otras fibras fueron dejadas "in natura" para comparación de resultados. Todas las fibras tenían 1 mm x 1 mm de sección y fueron empotradas 3 cm en la argamasa.

Los resultados obtenidos (tabla 1) muestran claramente que:

- a) Las fibras "in natura" realmente poseen baja adherencia a la argamasa. Los resultados del ensayo de rotura de las fibras (tabla 2), muestran que, tomado un valor límite de resistencia a tracción de 223 N/mm<sup>2</sup> la adherencia proporcionada por un empotramiento de 3 cm aprovecha solamente 2,1% de la resistencia de la fibra a tracción.
- b) Los tratamientos impermeabilizantes no registraron ninguna mejora con relación a las fibras "in natura", hasta por el contrario, en algunos casos empeoró. Los bajos resultados fueron probablemente causados por el hecho de que los impermeabilizantes han producido una superficie todavía más lisa en la fibra y esto no fue compensado por una menor variación dimensional. Los resultados nulos se deben a la falta de sensibilidad de la máquina de ensayos.
- c) El tratamiento a base de cola más arena presentó sensibles mejoras con relación a las fibras "in natura".

Frente a tales resultados, dos caminos se presentaban para la continuación de la pesquisa: o se mantenían las fibras sin tratamiento y se disminuía su diámetro, aumentando la relación superficie de adherencia/sección transversal; o se mantenía el diámetro utilizado, aumentando la adherencia artificialmente, con cola y arena.

En el caso de desear aumentar la relación superficie/sección transversal, el diámetro medio tendría que ser tal que

$$F_a \geq F_t \quad (1), \text{ donde}$$

$F_a$  es el esfuerzo máximo permitido por la adherencia, antes del arrancamiento de la fibra, y  $F_t$  es el esfuerzo límite de tracción de la fibra antes de su ruptura.

De acuerdo con Buckley y Everard<sup>7</sup>, la ecuación que iguala las dos fuerzas de la ecuación (1) es

$$\epsilon \pi d T_a = \frac{\pi \epsilon^2}{4} T_t \quad (2)$$

donde:  $\epsilon$  = largo de empotramiento (en mm)

$d$  = diámetro de la fibra (en mm)

$T_a$  = tensión permitida por la adherencia (en mm<sup>2</sup>)

$T_t$  = tensión de ruptura por tracción de la fibra (en mm<sup>2</sup>)

Así, el diámetro ideal de las fibras puede ser expresado en función de su tamaño:

$$d = \frac{4 \epsilon T_a}{T_t} \quad (3)$$

Considerando los resultados de los ensayos hechos, tenemos:

$$T_a = 4,7 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{y } T_t = 2,23 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$$

Así, el valor del diámetro es:

$$d = 8,40 \times 10^{-4} \epsilon \quad (4)$$

Sin embargo, el largo total de la fibra deberá ser dos veces el valor de  $\epsilon$ , para que las dos mitades de la fibra estén bien adheridas a la matriz. Tomándose un valor arbitrario de  $\epsilon = 20$  mm tendremos  $d = 1,68 \times 10^{-2}$  mm, lo que es un valor imposible de ser obtenido por medios mecánicos. Los meno

res diámetros que se puede obtener fueron alrededor de 0,1 mm al que correspondería a un largo de fibra de 238 mm, que es también imposible de ser obtenido, pues las fibras se apartan en segmentos mucho menores durante el proceso de separación. Así, quedó claro que no se podría utilizar toda la resistencia de la fibra sin un tratamiento para aumentar su adherencia a la matriz.

Con la utilización de cola más arena, el valor de  $t_a$  fué  $T_a = 0,4 \text{ N/mm}^2$ . El valor del diámetro puede ser expresado en función del largo de empotramiento según el mismo raciocinio ya presentado:

$$\delta = 7 \times 10^{-3} \epsilon \quad (5)$$

Para  $\epsilon = 20 \text{ mm}$ ,  $\delta = 0,14 \text{ mm}$ , lo que es bien más razonable. Además, para mayores largos, el diámetro puede ser aumentado también. Tomando  $\delta = 1,0 \text{ mm}$ , tenemos  $\epsilon = 142,8 \text{ mm}$  y el largo total de aproximadamente 285 mm, lo que es absolutamente factible por medios mecánicos. La relación entre  $\delta$  y  $\epsilon$  puede ser todavía mejorada, con el uso de colas más eficientes, además el proceso de desfibramiento puede ser mejorado con el

Una evaluación de diferentes tipos de colas (tabla 3) para la mejoría de la adherencia de las fibras mostró que los resultados obtenidos con colas epoxi son notablemente buenos. Los valores utilizándose Isocola (marca comercial) también fueron muy buenos, mientras que los resultados obtenidos con una cola vinílica fueron apenas razonables.

Con los resultados obtenidos, tentose definir el valor de  $T_a$  con el uso de colas epoxi. Fueron realizados ensayos de arrancamiento, con empotramientos de 1,0 y 2,0 cm de largo (tabla 4). Los resultados fueron perjudicados por la rotura precoz de las fibras. Sin embargo, se pudo comprobar que los empotramientos de 1 cm eran capaces de soportar esfuerzos del orden de 100 N, en fibras de  $1 \text{ mm}^2$ . La tensión máxima de adherencia  $T_a$  para este tipo de cola es aproximadamente  $2,5 \text{ N/mm}^2$

que es un valor excelente. Lo que limita la utilización de esta cola es su costo muy alto.

## 2.2. Placas de bambú-cemento.

A partir de los resultados obtenidos con fibras individuales, fueron ejecutadas placas de 25,0 x 40,0 cm con 1,0 cm de espesor, para ser rotas por flexión.

El proceso de desfibramiento de bambú consistía en cortar los segmentos internodales y dividirlos longitudinalmente en varias partes. Después, los pedazos pasaban sucesivas veces, por el desfibrador (fig. 3), hasta que hubiese una desagregación parcial de las fibras, que eran entonces nuevamente pasadas por el desfibrador, pero ahora acoplado a un juego de láminas, espaciadas de 1,7 mm entre sí. Las láminas separaban el bambú en fibras que eran entonces cortadas en el largo deseado.

Después de su obtención, las fibras eran tratadas con cola a base de caseína diluida en alcohol en la proporción 1:1 en volumen. La dilución, a pesar de disminuir la adherencia, proporciona una mayor fluidez a la cola (antes muy viscosa), además de proporcionar una economía considerable. Las fibras embebidas con cola y enarenadas, eran colocadas en una estructura metálica, la cual era entonces prensada hasta que se obtuviese el espesor deseado. Si la cola ya estuviese muy seca, el alcohol era regado nuevamente, y las fibras eran nuevamente enarenadas.

El conjunto era mantenido en una estufa a  $60^\circ\text{C}$  por 30 minutos para acelerar el secado de la cola. La placa monolítica de fibras podía entonces ser retirada (fig. 4).

Fueron ensayadas placas con fibras de 10 y 20 cm de largo con una área transversal media (de 50 especímenes) de  $1,4 \text{ mm}^2$ , o sea, las fibras tenían un lado medio de 1,18 mm. Fué usada, para el enarenado, la arena comercialmente conocida como arena fina.

Para la matriz fueron usadas natas de cemento puzolámico

y cemento portland común, ambos con resistencia de  $3136 \text{ N/cm}^2$  y mortero de cemento y arena en las relaciones 1:1 y 1:2. La relación agua-cemento fué de 0,5 en peso. En las primeras experiencias fué usado el cloruro de calcio, en la proporción de 2% del peso del cemento, para acelerar la cura, pero el resultado fué muy malo. De alguna forma, el cloruro ha reaccionado o desprendido materia orgánica del bambú o de la cola, inhibiendo las reacciones del cemento en las áreas cercanas de las fibras.

Para acelerar la cura, las placas fueron llevadas, después de 24 horas, a la estufa, donde permanecieron por dos días.

En todos los casos, las fibras correspondían a 10% del peso total de las placas.

### 2.3. Resultados de los ensayos a flexión de las placas.

Las placas fueron ensayadas a flexión, biapoyadas, con distancia de 30 cm entre apoyos y carga lineal estática en el centro del vano (fig. 5). Los resultados (tabla 5) demuestran que el bambú-cemento puede presentar excelentes propiedades estructurales, comparables a las del asbestos-cemento<sup>8</sup>, que necesitaría de una placa de 7 mm de espesor para resistir al mismo esfuerzo, con las mismas condiciones de carga.

Es posible notar que los resultados de los ensayos de las placas donde fué empleada nata de cemento fueran los mejores. Además, las placas con fibra de 20 cm de largo presentaron mejores resultados que las de 10 cm, debido a la mayor área de adherencia, lo que redujo el porcentaje de fibras deslizadas de la matriz.

### 3.0. Viabilidad económica del bambú-cemento.

La viabilidad económica del material propuesto se refiere a la comparación de su precio con el precio de las chapas de asbestos-cemento. El costo de los materiales es como sigue: Bambú -no tiene un costo comercial, pues puede ser obtenido sencillamente en la región; cemento -Cr \$22,40/Kg; arena -Cr \$

1,00/Kg; cola -Cr \$500,00/Kg; alcohol -Cr \$90,00/Kg. Para la ejecución de una placa ondulada de  $1,0 \text{ m}^2$  y 1,0 cm de espesor, el costo aproximado es de Cr \$280,00. En comparación con una placa de cemento-amianto de 8 mm, la cual cuesta en el comercio Cr \$120,00, el bambú-cemento presenta una reducción de 76% en el costo, si fueron considerados solamente el costo de los materiales. El costo del equipo (Cr \$30.000,00) será mínimo de Cr \$1,00 por chapa, desde que sea utilizado por una gran cantidad de familias (alrededor de 1000). La mano de obra no fué computada, pues se considera la producción de los elementos del habitat por los propios usuarios. El costo de la energía eléctrica es también despreciable.

### 4.0. Conclusiones.

En este trabajo hemos descrito el desarrollo del material bambú-cemento. Los ensayos ya hechos demuestran que tiene buenas posibilidades de empleo, en sustitución al asbestos-cemento. Sin embargo, es necesario observar que las posibilidades técnicas no fueron totalmente aprovechadas, habiendo aún la necesidad de optimización del volumen y dimensiones de las fibras, la composición de la matriz y el tipo de cola a ser usada. Tales estudios, creemos, llevarán a resultados aún mejores.

Con el desarrollo del material será posible el estudio de su utilización en la fabricación de los elementos constructivos descritos en el comienzo de este trabajo. Tal fabricación podrá darse a través de esfuerzos de autoconstrucción, debido a la sencillez de los equipos y de las técnicas constructivas.

y cemento portland común, ambos con resistencia de  $3136 \text{ N/cm}^2$  y mortero de cemento y arena en las relaciones 1:1 y 1:2. La relación agua-cemento fué de 0,5 en peso. En las primeras experiencias fué usado el cloruro de calcio, en la proporción de 2% del peso del cemento, para acelerar la cura, pero el resultado fué muy malo. De alguna forma, el cloruro ha reaccionado o desprendido materia orgánica del bambú o de la cola, inhibiendo las reacciones del cemento en las áreas cercanas de las fibras.

Para acelerar la cura, las placas fueron llevadas, después de 24 horas, a la estufa, donde permanecieron por dos días.

En todos los casos, las fibras correspondían a 10% del peso total de las placas.

### 2.3. Resultados de los ensayos a flexión de las placas.

Las placas fueron ensayadas a flexión, biapoyadas, con distancia de 30 cm entre apoyos y carga lineal estática en el centro del vano (fig. 5). Los resultados (tabla 5) demuestran que el bambú-cemento puede presentar excelentes propiedades estructurales, comparables a las del asbestos-cemento<sup>8</sup>, que necesitaría de una placa de 7 mm de espesor para resistir al mismo esfuerzo, con las mismas condiciones de carga.

Es posible notar que los resultados de los ensayos de las placas donde fué empleada nata de cemento fueran los mejores. Además, las placas con fibra de 20 cm de largo presentaron mejores resultados que las de 10 cm, debido a la mayor área de adherencia, lo que redujo el porcentaje de fibras deslizadas de la matriz.

### 3.0. Viabilidad económica del bambú-cemento.

La viabilidad económica del material propuesto se refiere a la comparación de su precio con el precio de las chapas de asbestos-cemento. El costo de los materiales es como sigue: Bambú -no tiene un costo comercial, pues puede ser obtenido sencillamente en la región; cemento -Cr \$22,40/Kg; arena -Cr \$

1,00/Kg; cola -Cr \$500,00/Kg; alcohol -Cr \$90,00/Kg. Para la ejecución de una placa ondulada de  $1,0 \text{ m}^2$  y 1,0 cm de espesor, el costo aproximado es de Cr \$280,00. En comparación con una placa de cemento-amianto de 8 mm, la cual cuesta en el comercio Cr \$120,00, el bambú-cemento presenta una reducción de 76% en el costo, si fueron considerados solamente el costo de los materiales. El costo del equipo (Cr \$30.000,00) será mínimo de Cr \$1,00 por chapa, desde que sea utilizado por una gran cantidad de familias (alrededor de 1000). La mano de obra no fué computada, pues se considera la producción de los elementos del habitat por los propios usuarios. El costo de la energía eléctrica es también despreciable.

### 4.0. Conclusiones.

En este trabajo hemos descrito el desarrollo del material bambú-cemento. Los ensayos ya hechos demuestran que tiene buenas posibilidades de empleo, en sustitución al asbestos-cemento. Sin embargo, es necesario observar que las posibilidades técnicas no fueron totalmente aprovechadas, habiendo aún la necesidad de optimización del volumen y dimensiones de las fibras, la composición de la matriz y el tipo de cola a ser usada. Tales estudios, creemos, llevarán a resultados aún mejores.

Con el desarrollo del material será posible el estudio de su utilización en la fabricación de los elementos constructivos descritos en el comienzo de este trabajo. Tal fabricación podrá darse a través de esfuerzos de autoconstrucción, debido a la sencillez de los equipos y de las técnicas constructivas.

T A B L A S

Tabla 1 - Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú con diversos tratamientos.

Tabla 2 - Ensayo de resistencia a tracción de fibras de bambú.

Tabla 3 - Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú empleando diversas colas.

Tabla 4 - Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú empleando cola epoxi.

Tabla 5 - Ensayo a flexión de placas de bambú-cemento.

Características: Mortero: 2:1 arena + cemento  
 Fibras de bambú: 1 mm x 1 mm de sección  
 150 mm de largo  
 Empotramiento de la fibra en el mortero: 30mm  
 Tiempo de cura: 7 días


Tratamiento	Esfuerzo de arrancamiento (N)	Causa	Valor Medio (N)	Mejora debido a el tratamiento.
Sin tratamiento	4.9 5.9 5.9	deslizamiento de la fibra	5.6	
Imperm. a base de Silicone (Loucalin-Repelente 697)	0.0 0.0 0.0	deslizamiento de la fibra	0.0	No hubo mejora
Barniz selador (Ipyranga-Neutrex)	0.0 0.0 0.0	deslizamiento de la fibra	0.0	No hubo mejora
Emulsión asfáltica (Necanol)	0.0 0.0 4.9	deslizamiento de la fibra	1.6	No hubo mejora
Cola + arena (Albion-Isocola 50% Alcohol etílico 50%)	19.1 49.0 50.0	deslizamiento de la fibra	39.4	6.03 

Tabla 1.  
 Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú con diversos tratamientos.



Esfuerzo de rotura N/mm <sup>2</sup>	Causa de la rotura
88.2	Rotura por cizalhamiento y tracción.
166.6	Rotura por cizalhamiento y tracción.
117.6	Rotura por cizalhamiento y tracción.
100.9	Rotura por cizalhamiento y tracción.
96.0	Rotura por cizalhamiento y tracción.
180.3	Rotura por tracción.
175.4	Rotura por cizalhamiento y tracción.
221.5	Rotura por cizalhamiento y tracción.
219.5	Rotura por tracción.
168.6	Indefinido.
272.4	Rotura por tracción.
223.4	Rotura por tracción.

Valores medios de roturas:

Por cizalhamiento y tracción: 138 N/mm<sup>2</sup>

Por tracción: 223,9 N/mm<sup>2</sup>

Tabla 2. Ensayo de resistencia a tracción de fibras de bambú.

Características: Mortero: 2:1 arena + cemento  
 Fibras de bambú: 1 mm x 1 mm de sección  
 150 mm de largo  
 Empotramiento de la fibra en el mortero: 30mm  
 Tiempo de cura: 7 días

Tratamiento	Esfuerzo de arrancamiento	Causa	Valor Medio (N)	Mejora debido al tratamiento.
Sin tratamiento	2.9 2.9 7.8	deslizamiento de la fibra.	4.5	
Turmalina	15.7 18.6 13.7	deslizamiento de la fibra.	16.0	2.5
Albion (fenólica)	80.4 77.4 95.1	deslizamiento de la fibra.	84.3	17.7
Albion (diluido) 50% Albion + 50% alcohol etílico	50.0 36.7 27.4	deslizamiento de la fibra.	38.0	7.4
Araldite (epoxi)	77.4 208.7 169.5	rotura de la fibra	Muy alto (no de terminado)	Muy alta (no determinada)

Tabla 3. Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú empleando diversas colas.

Características: Mortero: 2:1 arena + cemento  
 Fibras de bambú: 1mm x 1mm de sección  
 150mm de largo  
 Empotramiento de la fibra en el mortero:  
 30mm.  
 Tiempo de cura: 7 días

Tratamiento	Esfuerzo de arrancamiento (N)	Causa	Valor medio (N)	Mejora debido al tratamiento.
Arena + Araldite 10 mm empotramiento.	100.0	1	100.6	16.9
	94.1	2		
	107.8	1		
Arena + Araldite 20 mm empotramiento.	117.6	2	71.5	Muy alta
	48.0	2		
	49.0	2		

1. Deslizamiento de la fibra.
2. Rotura de la fibra.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla 4. Ensayo de arrancamiento individual de fibras de bambú empleando cola epoxi.

Matriz	Largo de las fibras (cm).	Esfuerzo límite (N)	Espesar equivalente de asbestos-cemento (mm).
Cemento	100	490	6,2
Cemento	200	590	6,6
Cemento + arena (1:1)	200	470	6,2
Cemento + arena (1:2)	200	100	2,8

Tabla 5. Ensayo a flexión de placas de bambú-cemento.

FIGURAS

Figura 1 - Dispositivo de ensayo de arrancamiento de las fibras.

Figura 2 - Ensayo de arrancamiento en progreso.

Figura 3 - Desfibrador de bambú.

Figura 4 - Placas de fibras.

Figura 5 - Ensayo de la placa de fibro-cemento en progreso.

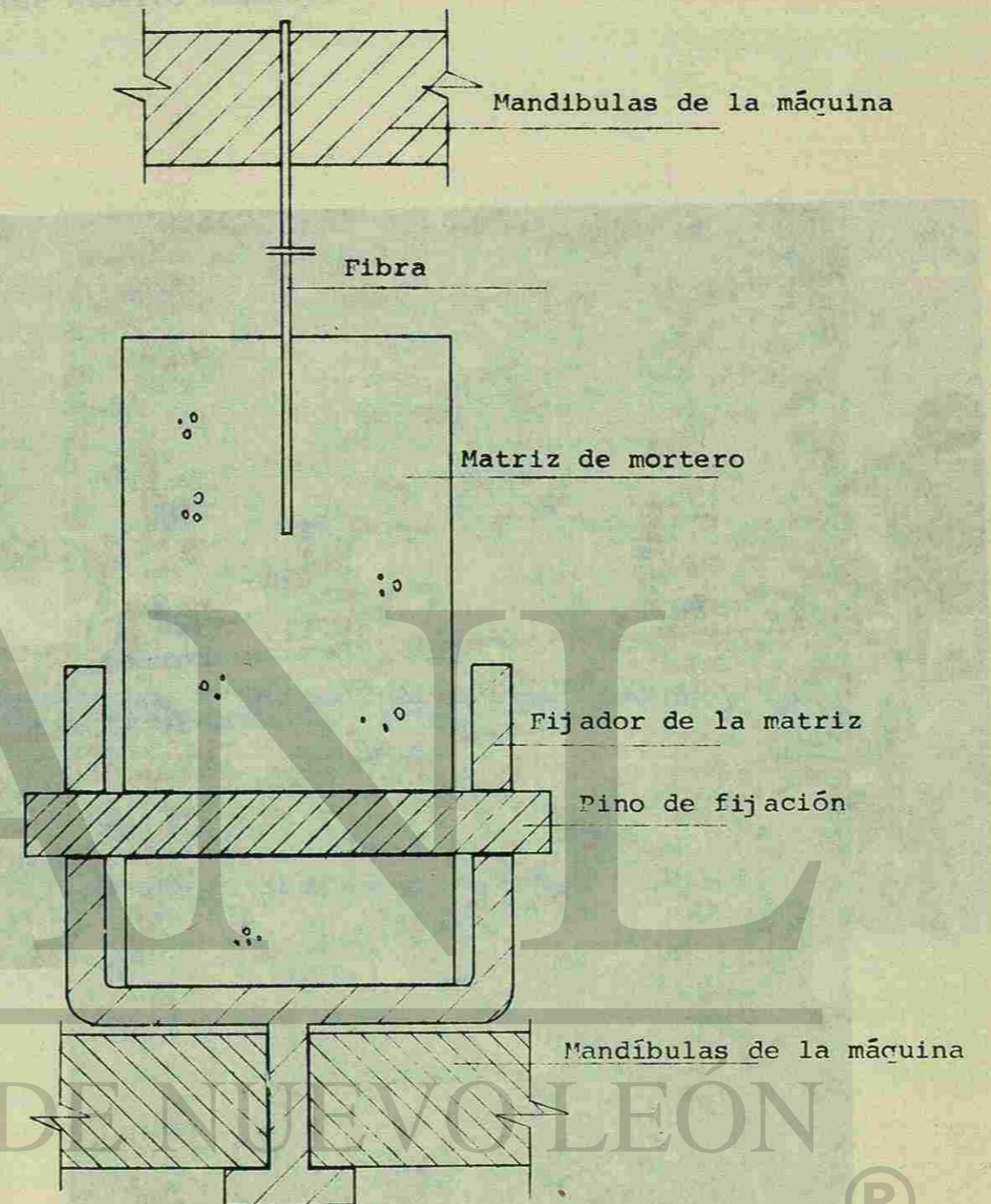


Figura 1. Diapositiva de ensayo de arrancamiento de las fibras.

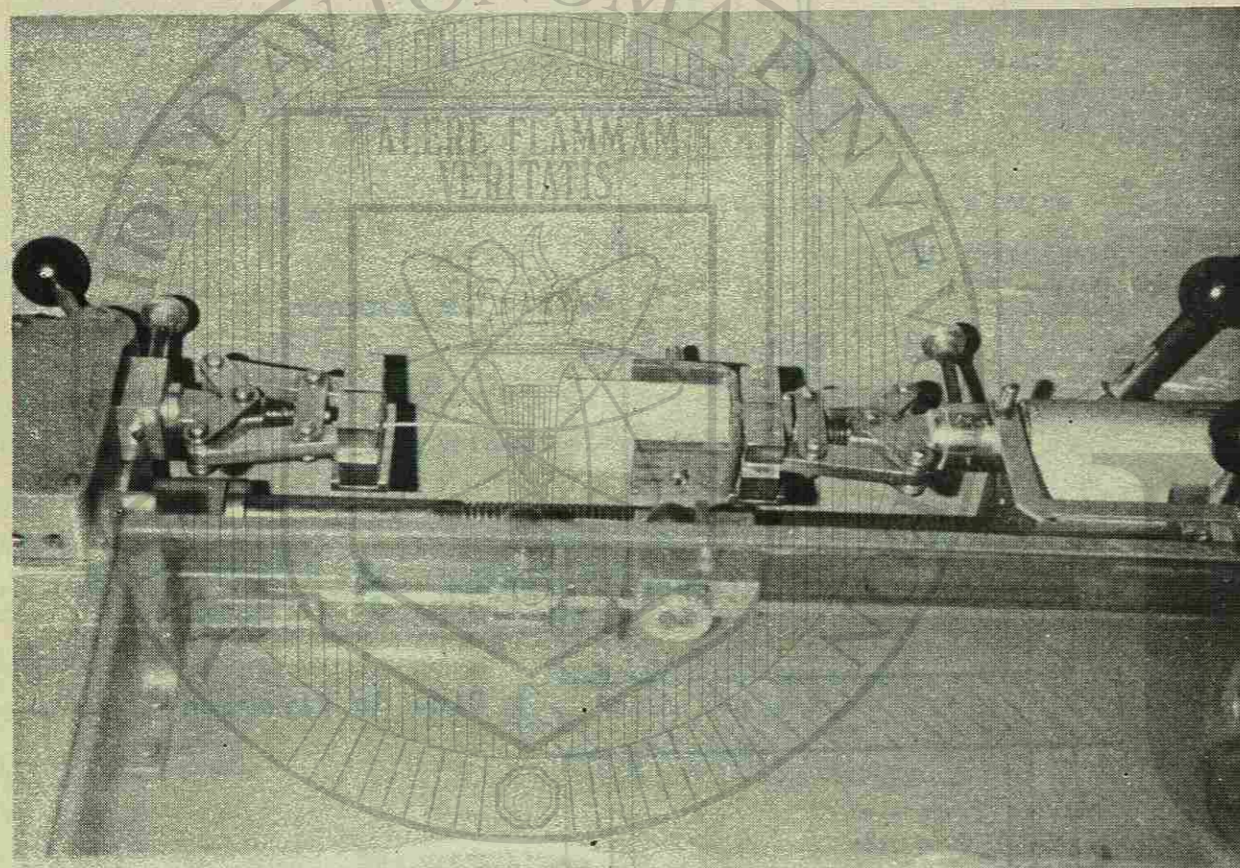


Figura 2. Ensayo de arrancamiento en progreso.

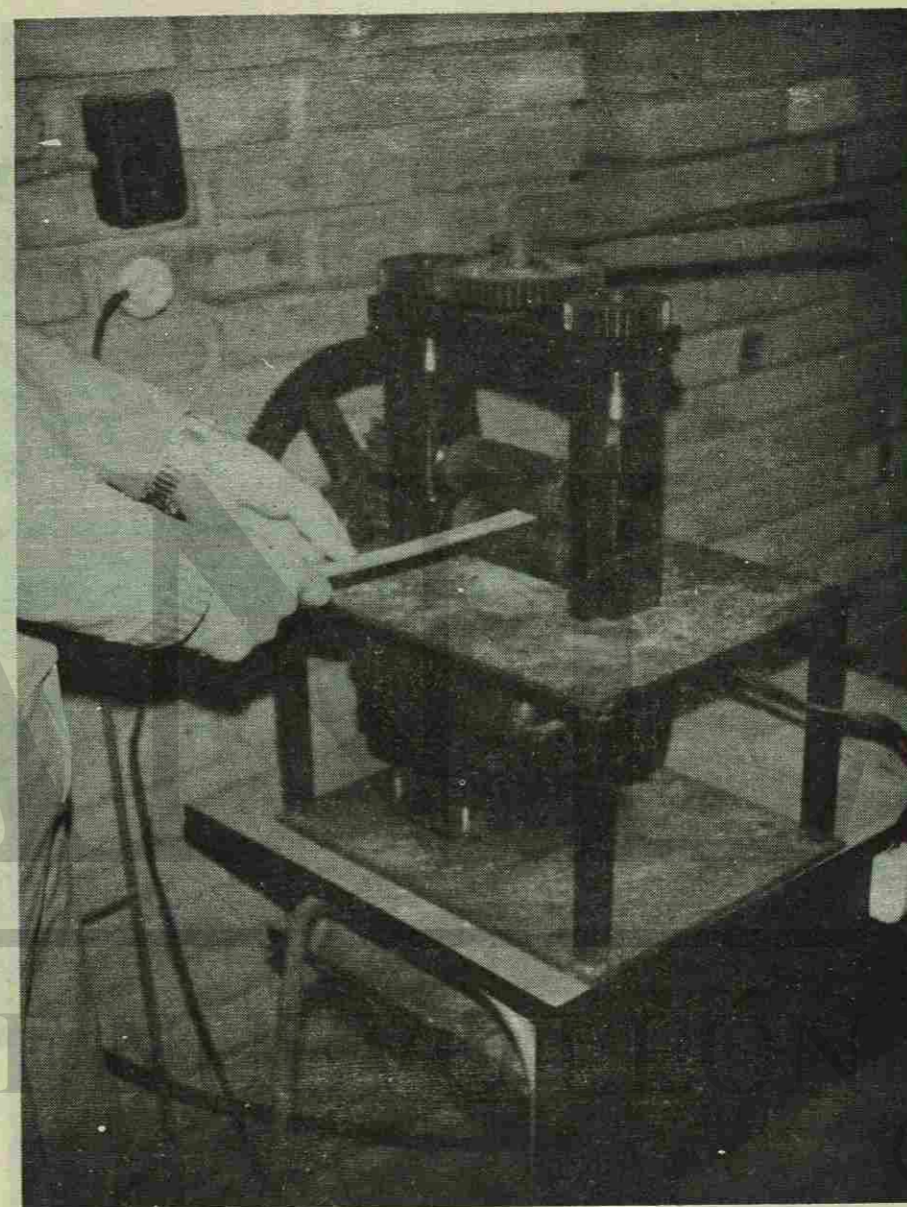


Figura 3. Desfibrador de bambú.

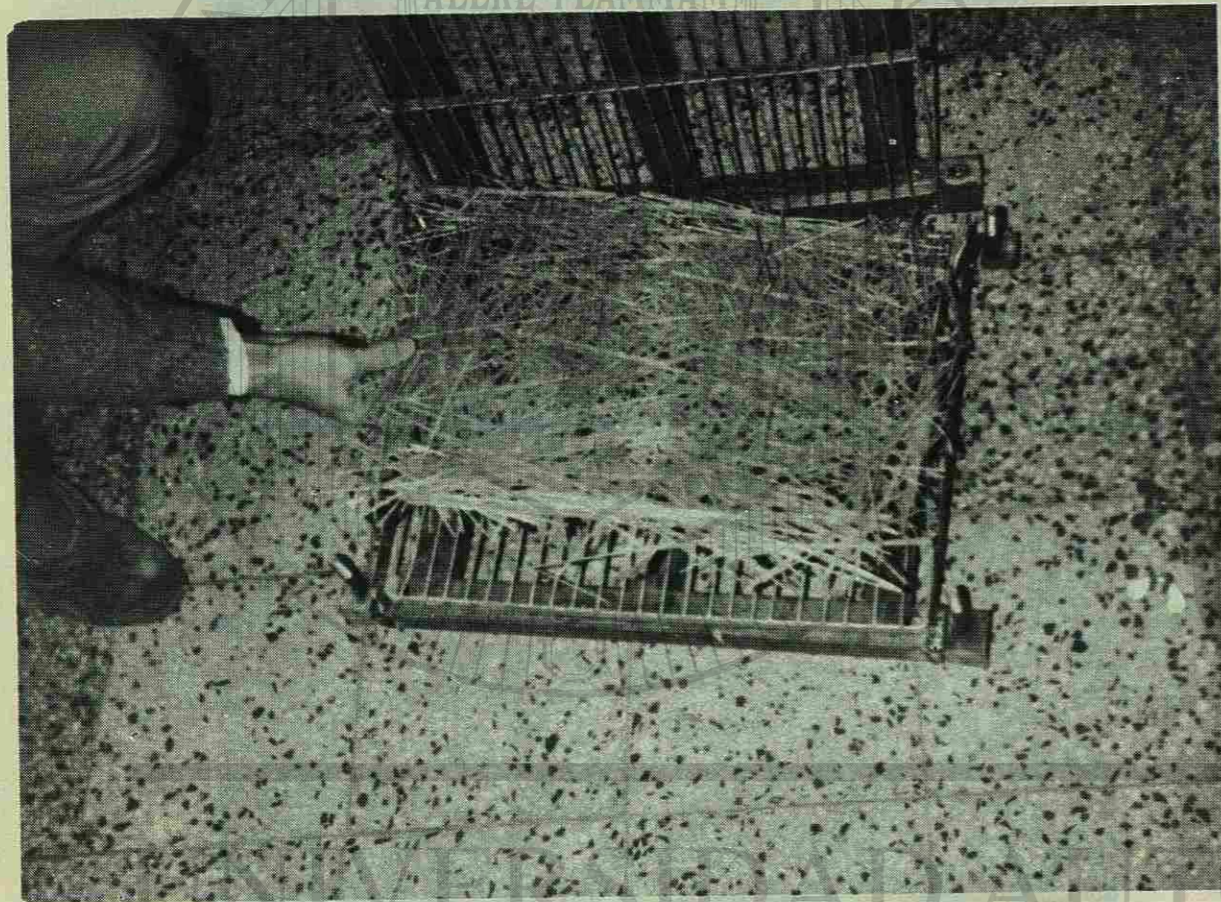


Figura 4. Placas de fibras.

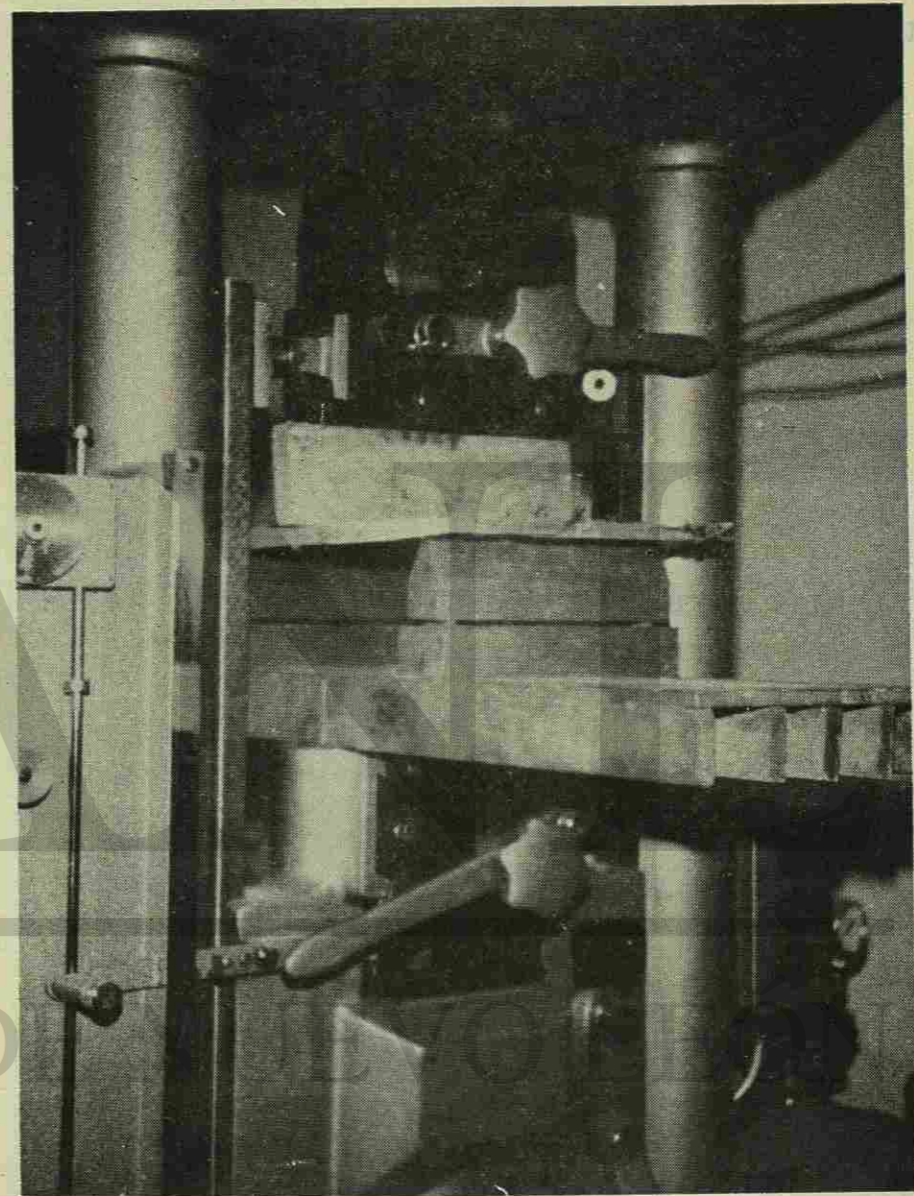
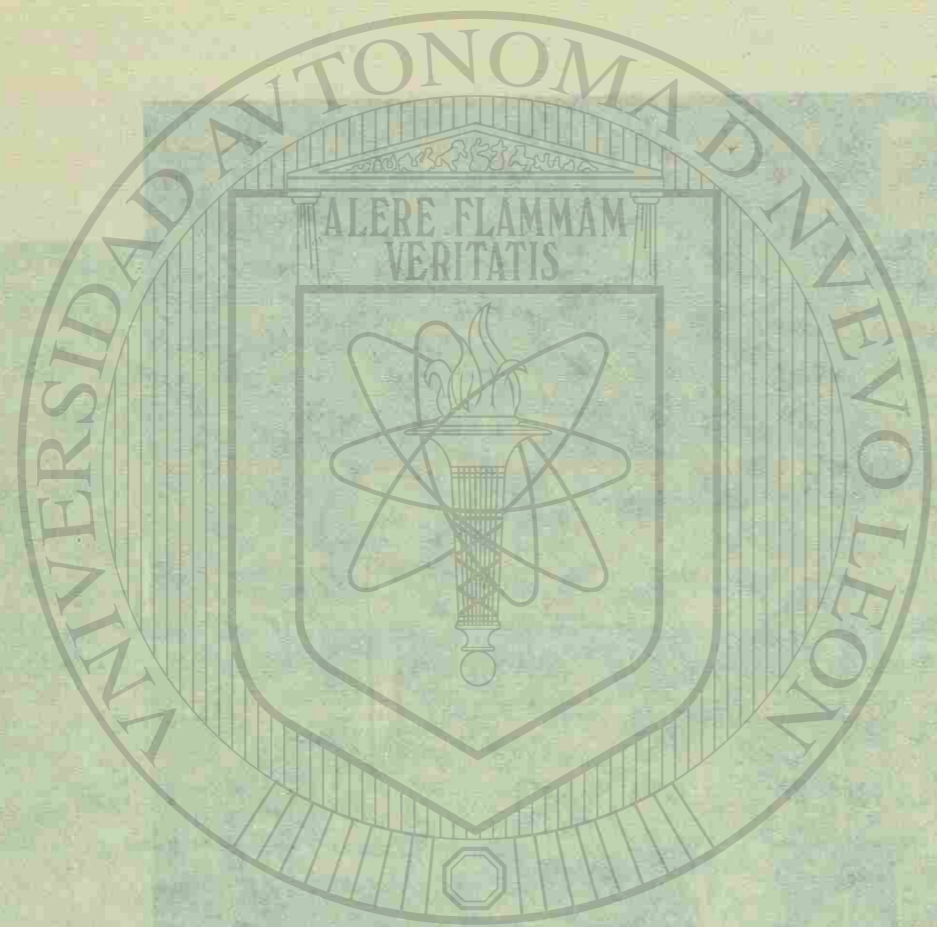


Figura 5. Ensayo de la placa de fibro-cemento en progreso.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

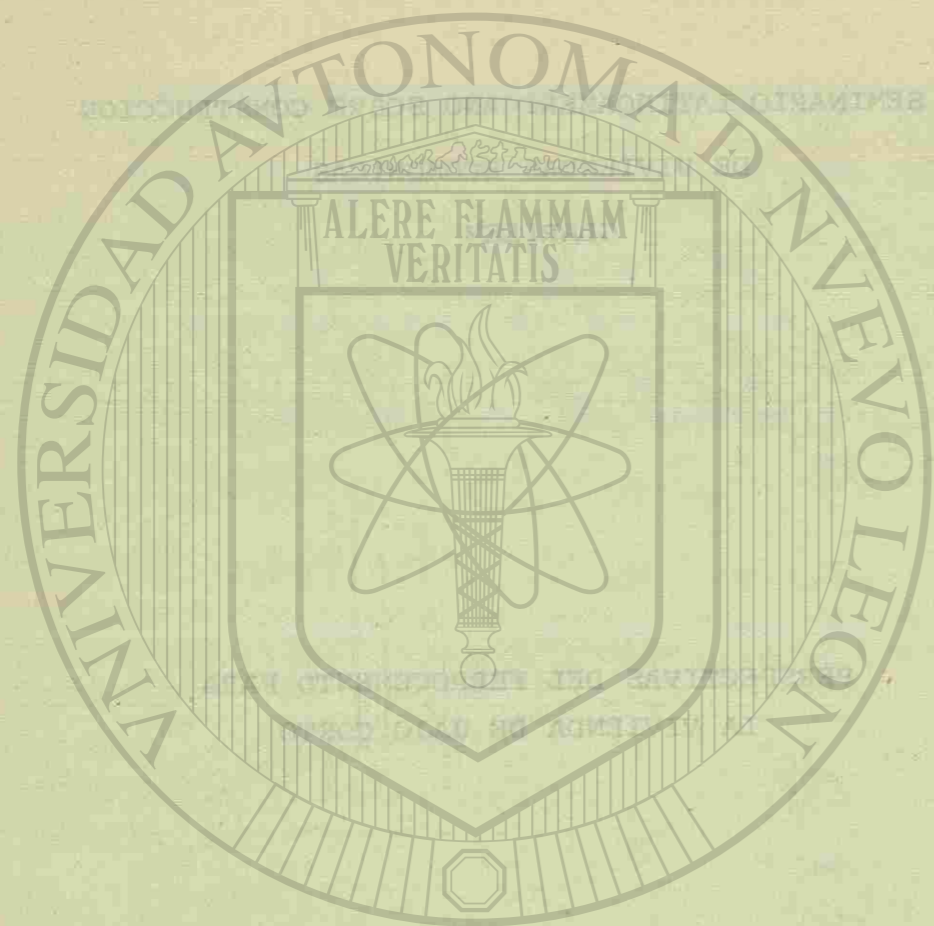
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

PERSPECTIVAS DEL FERROCEMENTO PARA  
LA VIVIENDA DE BAJO COSTO

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas  
Profesores de la Universidad Autónoma  
Metropolitana, Unidad Azcapotzalco  
México, D. F.



León Fernández Orozco

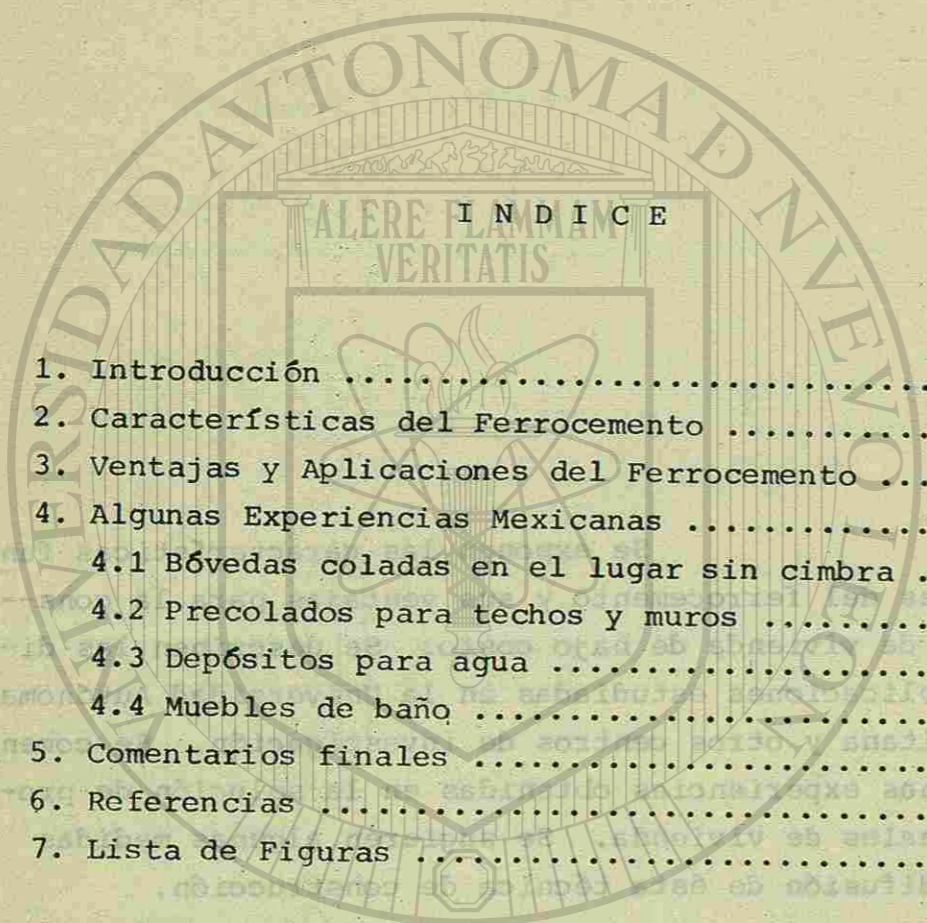
Francisco Robles Fernández-Villegas

#### RESUMEN.

Se exponen las características fundamentales del ferrocemento y sus ventajas para la construcción de vivienda de bajo costo. Se describen las diversas aplicaciones estudiadas en la Universidad Autónoma Metropolitana y otros centros de investigación. Se comentan algunas experiencias obtenidas en la solución de problemas reales de vivienda. Se sugieren algunas medidas para la difusión de ésta técnica de construcción.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



ALERE LAMIAN VERITATIS

I N D I C E

1. Introducción .....	63
2. Características del Ferrocemento .....	63
3. Ventajas y Aplicaciones del Ferrocemento .....	66
4. Algunas Experiencias Mexicanas .....	68
4.1 Bóvedas coladas en el lugar sin cimbra .....	68
4.2 Precolados para techos y muros .....	68
4.3 Depósitos para agua .....	69
4.4 Muebles de baño .....	69
5. Comentarios finales .....	69
6. Referencias .....	72
7. Lista de Figuras .....	75

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

PERSPECTIVAS DEL FERROCEMENTO PARA  
LA VIVIENDA DE BAJO COSTO

1. INTRODUCCION

Desde su desarrollo por Nervi <sup>(1)</sup> en Italia hace ya algunos años el ferrocemento ha tenido diversas aplicaciones estructurales interesantes que van desde embarcaciones de diversos tipos <sup>(2)</sup> hasta estructuras laminares de claros considerables <sup>(3,4)</sup> y componentes prefabricados para estructuras de grandes proporciones como el Pequeño Palacio de los Deportes de Roma <sup>(1)</sup>. Sin embargo su empleo como material para la construcción de vivienda es relativamente reciente.

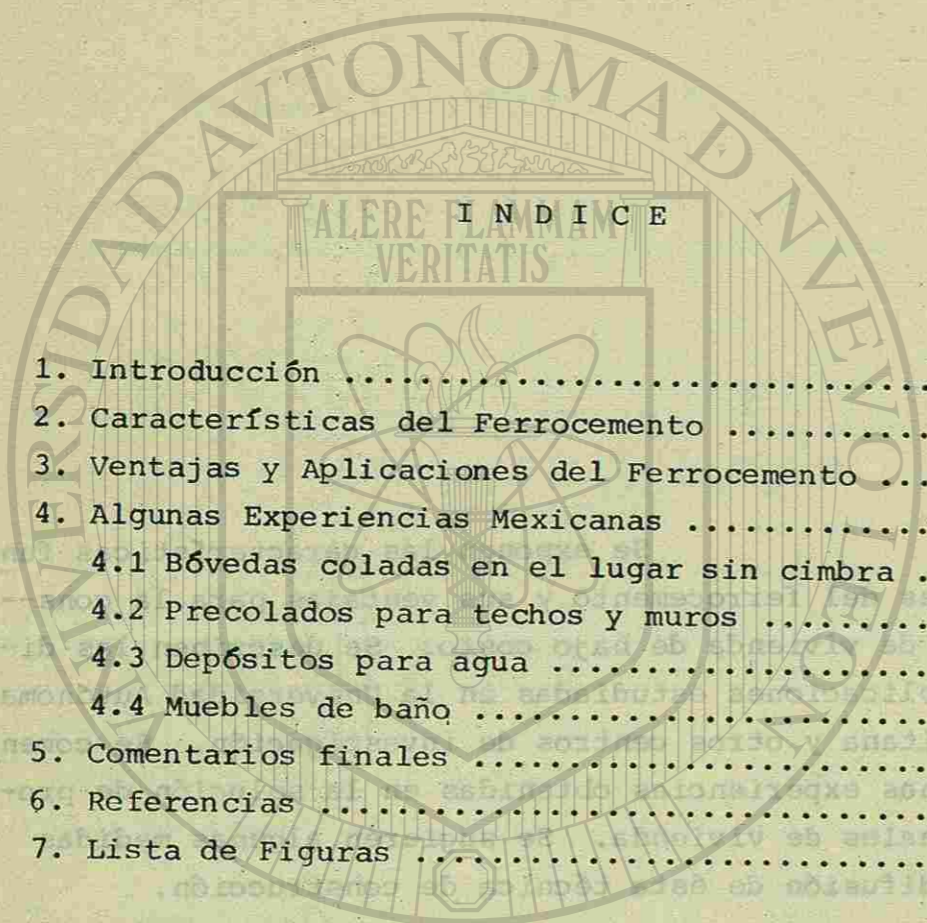
Se pretende en este trabajo describir brevemente las características del ferrocemento, exponer sus ventajas para la construcción de vivienda y reseñar las diversas aplicaciones posibles en este campo, con énfasis en algunas experiencias mexicanas recientes. Se harán también algunas observaciones sobre las perspectivas futuras del ferrocemento.

2. CARACTERISTICAS DEL FERROCEMENTO

El ferrocemento consiste en placas de mortero de cemento portland reforzadas con varias capas de malla generalmente colocadas sobre un armazón de varillas o barras de acero. El espesor varía de 1.5 cm a 5 cm.

La malla más comúnmente utilizada es la de gallinero, que suele ser la más económica además de ser la más sencilla de manejar en cuanto al proceso de construcción por la facilidad con que se adapta a cualquier superficie. Otros tipos son la





ALERE LAMIAN  
VERITATIS

I N D I C E

1. Introducción .....	63
2. Características del Ferrocemento .....	63
3. Ventajas y Aplicaciones del Ferrocemento .....	66
4. Algunas Experiencias Mexicanas .....	68
4.1 Bóvedas coladas en el lugar sin cimbra .....	68
4.2 Precolados para techos y muros .....	68
4.3 Depósitos para agua .....	69
4.4 Muebles de baño .....	69
5. Comentarios finales .....	69
6. Referencias .....	72
7. Lista de Figuras .....	75

PERSPECTIVAS DEL FERROCEMENTO PARA  
LA VIVIENDA DE BAJO COSTO

1. INTRODUCCION

Desde su desarrollo por Nervi<sup>(1)</sup> en Italia hace ya algunos años el ferrocemento ha tenido diversas aplicaciones estructurales interesantes que van desde embarcaciones de diversos tipos<sup>(2)</sup> hasta estructuras laminares de claros considerables<sup>(3,4)</sup> y componentes prefabricados para estructuras de grandes proporciones como el Pequeño Palacio de los Deportes de Roma<sup>(1)</sup>. Sin embargo su empleo como material para la construcción de vivienda es relativamente reciente.

Se pretende en este trabajo describir brevemente las características del ferrocemento, exponer sus ventajas para la construcción de vivienda y reseñar las diversas aplicaciones posibles en este campo, con énfasis en algunas experiencias mexicanas recientes. Se harán también algunas observaciones sobre las perspectivas futuras del ferrocemento.

2. CARACTERISTICAS DEL FERROCEMENTO

El ferrocemento consiste en placas de mortero de cemento portland reforzadas con varias capas de malla generalmente colocadas sobre un armazón de varillas o barras de acero. El espesor varía de 1.5 cm a 5 cm.

La malla más comúnmente utilizada es la de gallinero, que suele ser la más económica además de ser la más sencilla de manejar en cuanto al proceso de construcción por la facilidad con que se adapta a cualquier superficie. Otros tipos son la

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

electro-soldada y el metal desplegado.

Para el mortero se puede utilizar cualquier tipo de cemento portland combinado con agua y arena fina de manera que resulte una pasta densa que pueda colocarse sobre el refuerzo sin que escurra. Un consumo típico de cemento es 650 kg por m<sup>3</sup> de mortero. Para las aplicaciones usuales en la construcción de vivienda el mortero puede mezclarse manualmente.

Los componentes o estructuras de ferrocemento pueden producirse de dos maneras: "in situ" o por algún sistema de prefabricación.

Para la construcción "in situ" se prepara un armazón con barras de acero de diámetro pequeño, dando la forma requerida. Las mallas se disponen encima y debajo de este armazón. El mortero se coloca sobre las mallas a mano o con la ayuda de cuchara de albañil, de manera similar a la forma en que se coloca el yeso. Este procedimiento es versátil ya que puede adaptarse fácilmente a plantas de cualquier geometría. Una ventaja esencial es que no se requiere cimbra.

La prefabricación es conveniente cuando se trata de producir elementos modulares estándar. En esta alternativa puede recurrirse a moldes de diversos tipos hechos de acero, madera o plásticos. Un procedimiento que suele ser práctico y económico consiste en fabricar los moldes dando la forma requerida con tierra apisonada y revistiendo con una capa de concreto. La fabricación con moldes permite el logro de acabados de alta calidad.

Las propiedades mecánicas del ferrocemento dependen en

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

gran parte de las del mortero y de las del refuerzo. Una diferencia importante respecto al concreto reforzado ordinario es su comportamiento ante tensión: la resistencia al agrietamiento del ferrocemento es considerablemente superior y cuando éste llega a producirse las grietas se presentan con anchos muy pequeños y a separaciones también pequeñas. Este comportamiento se debe a lo reducido del espaciamiento entre los alambres de la malla de refuerzo. La resistencia al agrietamiento aumenta con el área de la superficie de acero de refuerzo en contacto con el mortero, es decir, con la disminución del diámetro de los alambres o con el volumen de refuerzo.

Otra característica particular del ferrocemento relacionada con su resistencia al agrietamiento es su escasa permeabilidad, lo que lo hace especialmente apropiado para depósitos de agua. Cuando se requiere un alto grado de impermeabilidad, como en los barcos y los tanques de agua, es necesario limitar la relación agua/cemento a valores bajos. El empleo de ciertos aditivos puede ser ventajoso. En algunos casos es útil revestir la superficie del ferrocemento con una capa de lechada de cal con alumbre y jabón.

Los estudios experimentales que se han realizado indican, además, que el ferrocemento posee considerable resistencia a la compresión, la flexión y el impacto. Sin embargo, hasta la fecha no se ha desarrollado una teoría generalmente aceptada para el dimensionamiento de elementos estructurales de este material. Así muchas de las estructuras de ferrocemento se han diseñado por métodos empíricos basados en el ensayo de modelos.

En las referencias 5,6,7,17 y 22, se hacen algunas sugerencias

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

cias sobre métodos de dimensionamiento. En el Congreso del American Concrete Institute, celebrado en Detroit en el mes de septiembre el Comité 549, "Ferrocemento", presentó un estado del arte con información útil.

### 3. VENTAJAS Y APLICACIONES DEL FERROCEMENTO

Además de caracterizarse por una relación resistencia/peso considerablemente alta los componentes y estructuras de ferrocemento ofrecen las ventajas de no requerir equipo pesado ni personal calificado para su construcción. Los materiales empleados son relativamente baratos y generalmente pueden conseguirse en cualquier lugar. Gracias a la versatilidad del ferrocemento es fácil el logro de prácticamente cualquier forma, lo que puede ser útil cuando la aceptación de un nuevo sistema de construcción depende del respeto a las formas tradicionales. La reparación y adaptación del ferrocemento es sencilla; el abrir agujeros para claraboyas, chimeneas o ventanas, por ejemplo, no presenta problema. Cuando se recurre a sistemas a base de componentes prefabricados su ligereza, comparada con la de elementos semejantes de concreto reforzado ordinario, simplifica los problemas de transporte y montaje. Además, el tratamiento de juntas y uniones es relativamente sencillo. Por último debe mencionarse que el ferrocemento en cuanto a durabilidad y costos de mantenimiento compara favorablemente con otros materiales como la madera, las láminas de cartón y el asbesto-cemento.

Las ventajas que se han reseñado hacen del ferrocemento un material de especial interés para la construcción de vivienda de bajo costo, en particular para aquellas modalidades basadas en la autoconstrucción, sea con sistema de construc-

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

ción "in situ" o sea con sistemas con elementos precolados.

En general los elementos y sistemas de ferrocemento que se han propuesto para la construcción de vivienda utilizan los principios de las estructuras laminares (placas dobladas, cascarones de simple o doble curvatura) para los cuales este material es particularmente apropiado. En ocasiones, aprovechando el buen comportamiento en tensión, se han realizado cubiertas en forma de catenaria (9). Frecuentemente se recurre a sistemas compuestos en que un elemento de ferrocemento sirve de cimbra mientras el concreto está fresco y forma sección compuesta con el concreto cuando éste ha adquirido resistencia. También son comunes los paneles de diversos tipos en los que placas de ferrocemento se combinan con plásticos u otros materiales. En la fig 1 se muestran diversos elementos típicos. Para abatir costos puede ser interesante recurrir a cierto grado de industrialización en la fabricación de estos productos.

La aplicación en que el uso del ferrocemento parece resultar más provechosa son los techos y pisos, las partes de la vivienda que más dificultades presentan al autoconstructor (8). Se han sugerido numerosas alternativas entre las que figuran las descritas en las referencias 10, 11, 12, 17, 18, 21 y 23. Los elementos de ferrocemento para techo pueden fácilmente combinarse con muros de materiales convencionales en sistemas de construcción parecidos a los tradicionales de manera que no provoquen el rechazo entre los usuarios que a veces originan sistemas muy novedosos.

El ferrocemento compite menos favorablemente con los sistemas tradicionales de construcción de muros que con los sis-

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

cias sobre métodos de dimensionamiento. En el Congreso del American Concrete Institute, celebrado en Detroit en el mes de septiembre el Comité 549, "Ferrocemento", presentó un estado del arte con información útil.

### 3. VENTAJAS Y APLICACIONES DEL FERROCEMENTO

Además de caracterizarse por una relación resistencia/peso considerablemente alta los componentes y estructuras de ferrocemento ofrecen las ventajas de no requerir equipo pesado ni personal calificado para su construcción. Los materiales empleados son relativamente baratos y generalmente pueden conseguirse en cualquier lugar. Gracias a la versatilidad del ferrocemento es fácil el logro de prácticamente cualquier forma, lo que puede ser útil cuando la aceptación de un nuevo sistema de construcción depende del respeto a las formas tradicionales. La reparación y adaptación del ferrocemento es sencilla; el abrir agujeros para claraboyas, chimeneas o ventanas, por ejemplo, no presenta problema. Cuando se recurre a sistemas a base de componentes prefabricados su ligereza, comparada con la de elementos semejantes de concreto reforzado ordinario, simplifica los problemas de transporte y montaje. Además, el tratamiento de juntas y uniones es relativamente sencillo. Por último debe mencionarse que el ferrocemento en cuanto a durabilidad y costos de mantenimiento compara favorablemente con otros materiales como la madera, las láminas de cartón y el asbesto-cemento.

Las ventajas que se han reseñado hacen del ferrocemento un material de especial interés para la construcción de vivienda de bajo costo, en particular para aquellas modalidades basadas en la autoconstrucción, sea con sistema de construc-

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

ción "in situ" o sea con sistemas con elementos precolados.

En general los elementos y sistemas de ferrocemento que se han propuesto para la construcción de vivienda utilizan los principios de las estructuras laminares (placas dobladas, cascarones de simple o doble curvatura) para los cuales este material es particularmente apropiado. En ocasiones, aprovechando el buen comportamiento en tensión, se han realizado cubiertas en forma de catenaria (9). Frecuentemente se recurre a sistemas compuestos en que un elemento de ferrocemento sirve de cimbra mientras el concreto está fresco y forma sección compuesta con el concreto cuando éste ha adquirido resistencia. También son comunes los paneles de diversos tipos en los que placas de ferrocemento se combinan con plásticos u otros materiales. En la fig 1 se muestran diversos elementos típicos. Para abatir costos puede ser interesante recurrir a cierto grado de industrialización en la fabricación de estos productos.

La aplicación en que el uso del ferrocemento parece resultar más provechosa son los techos y pisos, las partes de la vivienda que más dificultades presentan al autoconstructor (8). Se han sugerido numerosas alternativas entre las que figuran las descritas en las referencias 10, 11, 12, 17, 18, 21 y 23. Los elementos de ferrocemento para techo pueden fácilmente combinarse con muros de materiales convencionales en sistemas de construcción parecidos a los tradicionales de manera que no provoquen el rechazo entre los usuarios que a veces originan sistemas muy novedosos.

El ferrocemento compite menos favorablemente con los sistemas tradicionales de construcción de muros que con los sis-

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

temas de techos. Sin embargo, se han obtenido resultados interesantes como puede apreciarse en las referencias 13, 14 y 19.

Otras aplicaciones del ferrocemento de interés en la construcción de viviendas son los tanques y cisternas para agua, las fosas sépticas y los muebles de baño.

#### 4. ALGUNAS EXPERIENCIAS MEXICANAS

##### 4.1 Bóvedas coladas en el lugar sin cimbra

Este sistema de construcción fue desarrollado en la Universidad Autónoma Metropolitana bajo el patrocinio de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Los domos se colocan sobre muros de mampostería convencional (fig 2). Después de un programa de pruebas a escala natural se elaboró una cartilla mostrando el procedimiento de construcción para los posibles usuarios (15). El sistema se ha aplicado con éxito en alguno de los barrios de la periferia de la Ciudad de México. Una ventaja del sistema es su flexibilidad ya que puede fácilmente adaptarse a plantas de cualquier forma. Un inconveniente es que no permite la construcción de un segundo nivel.

##### 4.2 Precolados para techos y muros

Se han ensayado diversos elementos precolados para techos. En el Instituto Politécnico Nacional se ha desarrollado un sistema de canaletas prefabricadas unidas por tornillos que pueden utilizarse tanto para techos como para muros (fig 3). Con este sistema se han construido viviendas para el Recluso-

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

rio de Villahermosa, Tabasco. En el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se han propuesto componentes prefabricados tipo "sandwich" para entepiso (fig 4) (18). En la Universidad Autónoma Metropolitana se están estudiando diversas alternativas a base de elementos de curvatura doble o simple producidos con moldes de tierra revestidos de concreto. En una de ellas el elemento de ferrocemento se emplea como cimbra que actúa en acción compuesta con concreto ordinario (fig 5).

##### 4.3 Depósitos para agua

En la Universidad Autónoma Metropolitana se han construido tanques de agua con capacidad hasta de  $20 \text{ m}^3$  así como una cisterna también de  $20 \text{ m}^3$ . El comportamiento en cuanto a impermeabilidad ha sido satisfactorio. Este proyecto y otros relacionados con ferrocemento han sido desarrollados con patrocinio de la Organización de Estados Americanos.

##### 4.4 Muebles de baño

También en la Universidad Autónoma Metropolitana se ha diseñado un mueble de baño en el que se integra el lavabo y la taza del excusado con piezas prefabricadas con moldes de fibra de vidrio.

#### 5. COMENTARIOS FINALES

Parece claro que el ferrocemento, gracias a sus características de resistencia, peso, durabilidad, facilidad de elaboración y costo, es un material que puede desempeñar un importante papel en la producción de vivienda de bajo costo, sobre todo si se utiliza en sistemas de autoconstrucción.

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

Sin embargo, para que el ferrocemento llegue a ser un material de uso común se requieren varias acciones que se reseñan a continuación.

a) Desarrollo de métodos de dimensionamiento y normas

Como se indicó anteriormente no existe aún una teoría de aceptación general para el dimensionamiento de elementos estructurales de ferrocemento. Por otra parte los reglamentos de construcción no suelen mencionar este material. El contar con herramientas de dimensionamientos y normas adecuadas indudablemente estimularía a los proyectistas a considerar el ferrocemento como alternativa estructural.

b) Desarrollo de elementos y sistemas de construcción estándar

Es recomendable que los usuarios tengan acceso a diseños estándar de fácil realización. Estos diseños deben estar respaldados por series de pruebas apropiadas que garanticen resistencia y comportamiento adecuados. El desarrollo de los diseños estándar así como los ensayos requeridos puede encomendarse a los centros de investigación de las instituciones de enseñanza superior que podrían realizar esta labor con patrocinio de los organismos oficiales que se ocupan de los problemas de vivienda.

c) Divulgación

Esto es un aspecto esencial. El desarrollo de técnicas adecuadas de construcción de estructuras de ferrocemento es un problema relativamente sencillo. Más difícil es la labor de transferir las habilidades y los medios re-

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

queridos a los posibles usuarios. Dadas las proporciones del problema de la vivienda, es considerable el esfuerzo requerido para que las técnicas del ferrocemento tengan un impacto significativo en su solución. Evidentemente se requiere algún tipo de acción gubernamental. Sin embargo, ésta debe llevarse a cabo con un mínimo de burocratización. Un enfoque interesante es el de realizar la labor divulgadora a través de centros convenientemente distribuidos semejantes a los Parques de Materiales y Apoyo a la Autoconstrucción que fueron promovidos por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas hace algunos años (20). En estos centros los posibles usuarios podrían tener acceso a asesoría sobre procedimientos de construcción y sobre las maneras más convenientes de obtener los materiales necesarios. De indudable utilidad es la elaboración y difusión de ayudas de diseño y manuales semejantes a la ref 15.

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

REFERENCIAS

1. Nervi, P. L. Aesthetics and Technology in Building. Harvard University Press, Cambridge, Mass., 1966. 199 p.
2. Sutherland, W. M. Boats from Ferro-cement. United Nations, Nueva York, 1972.
3. Barberio, V. Cúpulas delgadas de ferrocemento para una instalación íctica en el Río Tirino. Revista IMCYC, mayo junio, 1975.
4. Montero López, F. El ferrocemento en las estructuras ligeras. En Memorias del Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich., 24-27 ene 1982. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México, D.F., 1982.
5. Khaidukov, G. K. Development of Armo cement Structures. Boletín 36, International Association of Shell Structures, Madrid, dic 1968.
6. Alexander, D. Diseño en flexión del ferrocemento. Revista IMCYC, ago 1980.
7. Logan, D., y S. P. Shah. Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure. ACI Journal, dic 1973. p 799-804.
8. \_\_\_\_\_ . Roofing in Developing Countries. National Academy of Sciences-National Research Council, Washington, D.C., 1974 74 p.

León Fernández Orozco

Francisco Robles Fernández-Villegas

9. \_\_\_\_\_ . Low-Cost Housing-India. Journal of Ferrocement, vol. 7, No. 1, jul 1977.
10. Dietz, A. G. II., y F. Moavenzadeh. Innovative Uses of Materials for Housing in Developing Areas. Housing Science, vol 1, p. 132-164, Pergamon Press, Oxford, 1977.
11. Raichvarger, Z. y E. Z. Tatsa. Manufacturing Technologies of Structural Elements Made of Ferrocement. Journal of Ferrocement, vol 8, No. 4, oct 1978.
12. Narayamasuramy, V. P. et al . Precast Ferrocement Through Element for Low-Cost Roofing. Journal of Ferrocement, vol 11, No. 1, ene 1981.
13. Desayi, P. y A. D. Joshi. Ferrocement Load-bearing Wall Elements. Journal of the Structural Division, ASCE, sep 1976.
14. Desayi, P. y G. R. Prasanna Kumar. Lightweight Ferrocement Wall Elements. Vol. 7, No. 1, jul 1977.
15. \_\_\_\_\_ . Techumbres de Ferrocemento construidos en el lugar. Universidad Autónoma Metropolitana, México, D.F. 1980.
16. Castro Orvañanos, J. Applications of Ferrocement in Low-Cost Housing in México. En Ferrocement-Materials and Applications SP-61, American Concrete Institute, Detroit, 1979.
17. \_\_\_\_\_ . Ferrocement-Materials and Applica-

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

18. Erazo, E. y R. Meli. Sistemas de techo para autoconstrucción. Informe 418. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., ago 1979.
19. Olvera, A. El ferrocemento en los sistemas de autoconstrucción. En Memorias de la Primera Reunión Nacional sobre investigaciones de Auto-construcción 1979. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, D.F. 1981.
20. . Parque de materiales y apoyo a la construcción. Dirección General de Tecnología para la Autoconstrucción, Sub-Secretaría de Bienes Inmuebles y Obras Urbanas, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D.F., sep 1978.
21. Fernández O., L., y J. Pruneda P. Pisos y losas para la vivienda de interés social. En Memorias del Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich. 24-27 de ene 1982. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México, D.F. 1982.
22. Mendoza, D. J. et al. Propiedades básicas del ferrocemento. Informe 395. Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. jul 1977.
23. Robles-Austriaco, L., et al. Ferrocement- An Innovative Technology for Housing. Journal of Ferrocement, vol 11, No. 1, ene 1981.

León Fernández Orozco  
Francisco Robles Fernández-Villegas

#### LISTA DE FIGURAS

1. Formas estructurales de ferrocemento.
2. Domos autoconstruídos de ferrocemento. (Universidad Autónoma Metropolitana).
3. Canaletas para techos y muros. (Instituto Politécnico Nacional).
4. Componentes tipo "sandwich". (Instituto de Ingeniería, UNAM).
5. Techo de sección compuesta. (Universidad Autónoma Metropolitana).



LEON FERNANDEZ OROZCO

FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ - VILLEGAS

 LAMINA CORRUGADA

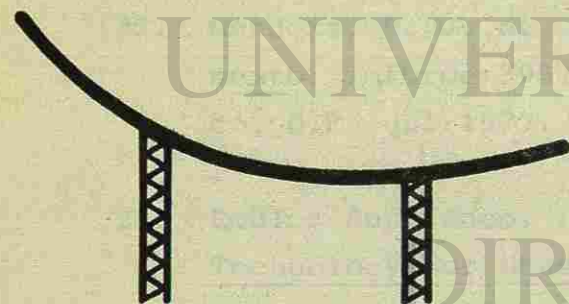
 ELEMENTOS DIVERSOS

ELEMENTOS DIVERSOS





TECHO DE PLACAS PLEGADAS TRASLAPADAS



TECHO EN CANTERA

FIG-1 FORMAS ESTRUCTURALES DE FERROCEMENTO.

LEON FERNANDEZ OROZCO

FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ - VILLEGAS

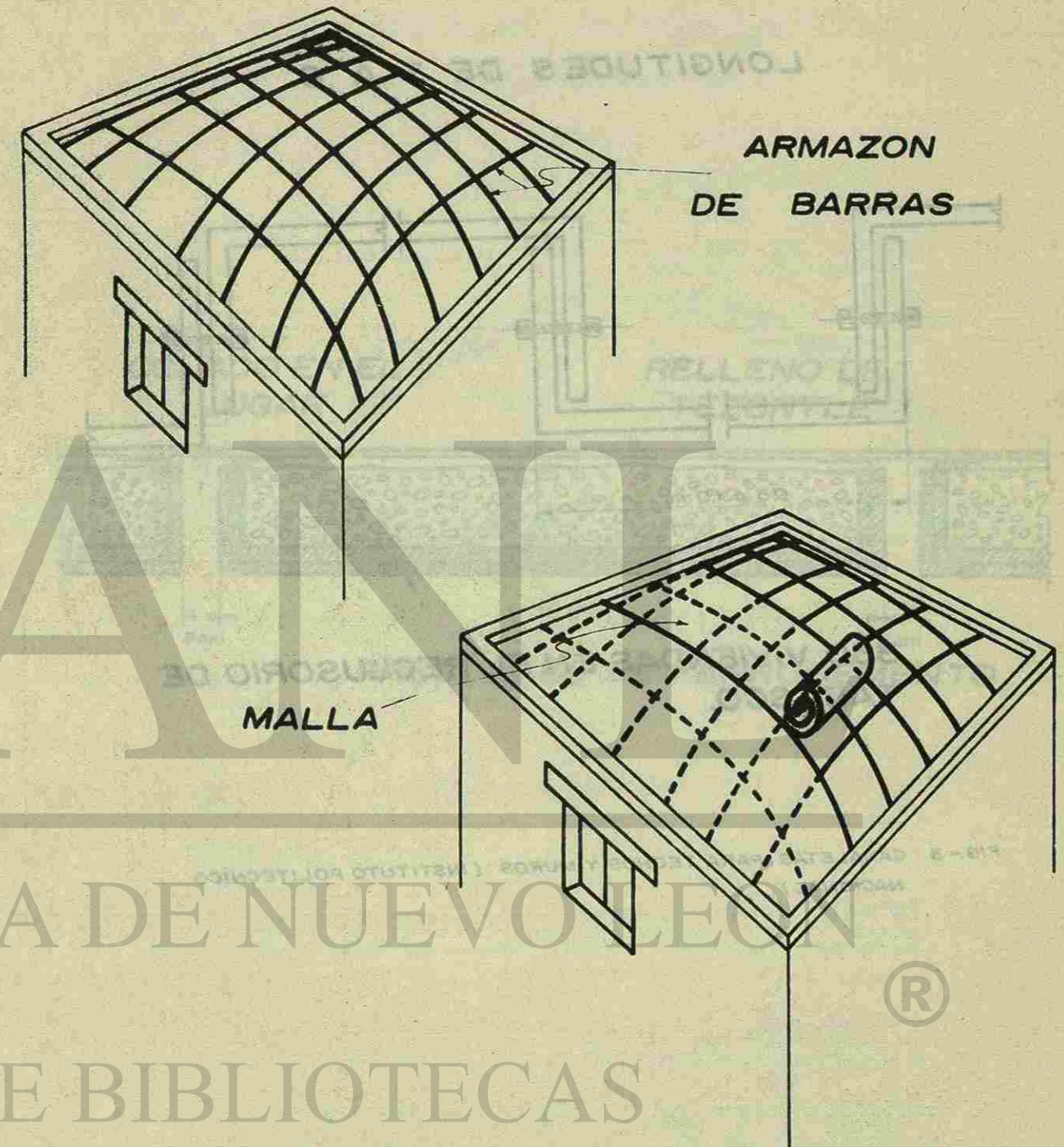
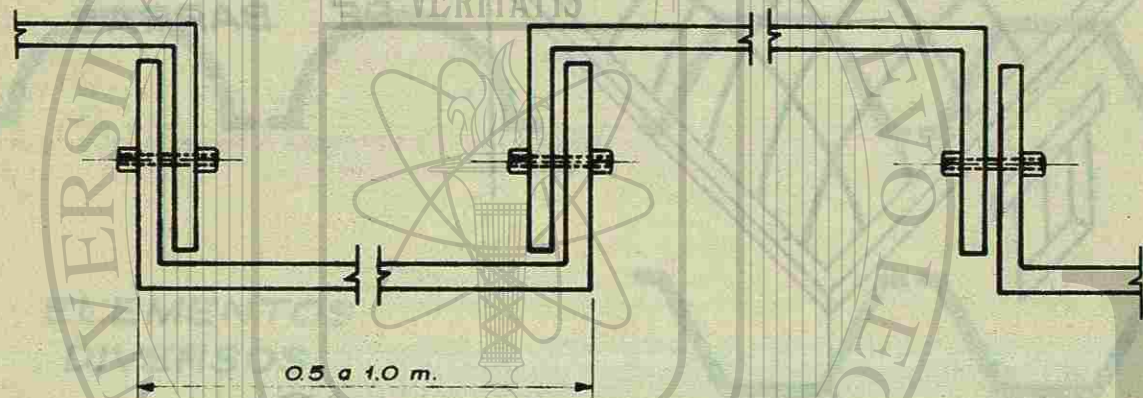


FIG-2 DOMOS AUTOCONSTRUIDOS DE FERROCEMENTO (UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA)

LONGITUDES DE 3 A 6



350 VIVIENDAS EN EL RECLUSORIO DE TABASCO.

FIG- 3 CANALETAS PARA TECHOS Y MUROS. ( INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL )

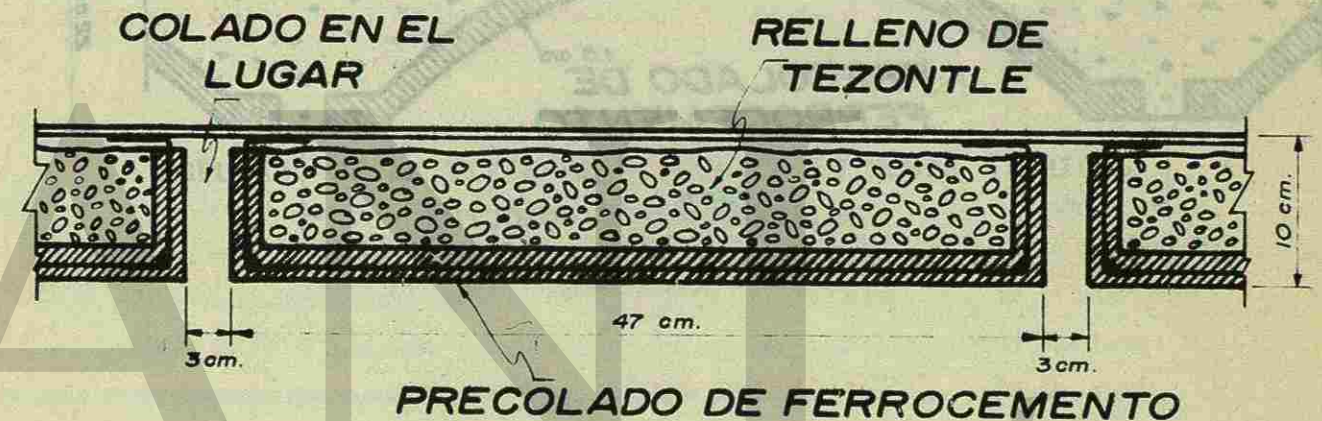


FIG- 4 COMPONENTES TIPO "SANDWICH". ( INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM )

LEON FERNANDEZ OROZCO

FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ - VILLEGAS

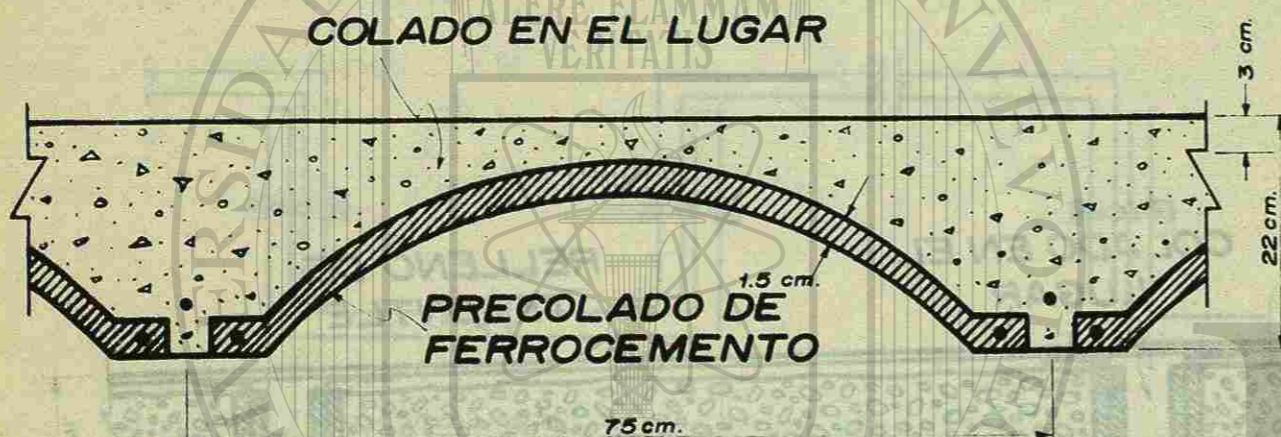


FIG. - 5 TECHO DE SECCION COMPUESTA. ( UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA ).

Hernández y Meli

II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

RESUMEN

Se describen los resultados de un estudio tentativo a encontrar procedimientos eficientes y económicos para mejorar la seguridad de las viviendas de adobe ante sismo. El trabajo incluye la descripción del comportamiento sísmico observado y de los modos de falla

REFUERZO DE LA VIVIENDA ECONOMICA EN ZONAS SISMICAS  
ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Se realizaron pruebas en una laboratorio de nueve modelos de casas de adobe reducidos a escala 1:2.5. Los resultados indican que cualquiera de los procedimientos propuestos incrementa al menos al doble la intensidad sísmica que puede ser soportada sin daño importante.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

OSCAR HERNANDEZ B. Y ROBERTO MELI  
Investigadores, Instituto de Ingeniería, UNAM.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LEON FERNANDEZ OROZCO

FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ - VILLEGAS



FIG. - 5 TECHO DE SECCION COMPUESTA. (UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA ).

Hernández y Meli

II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

RESUMEN

Se describen los resultados de un estudio tentativo a encontrar procedimientos eficientes y económicos para mejorar la seguridad de las viviendas de adobe ante sismo. El trabajo incluye la descripción del comportamiento sísmico observado y de los modos de falla

REFUERZO DE LA VIVIENDA ECONOMICA EN ZONAS SISMICAS  
ESTUDIOS EXPERIMENTALES

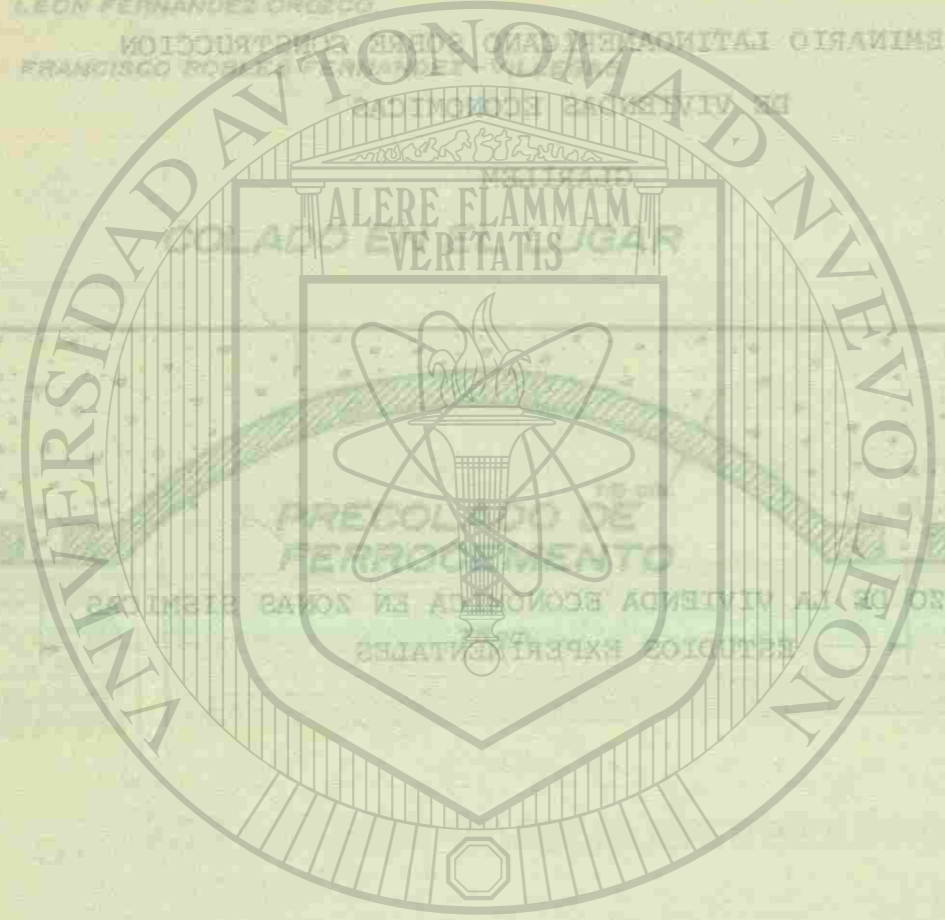
Se realizaron pruebas en una laboratorio de nueve modelos de casas de adobe reducidos a escala 1:2.5. Los resultados indican que cualquiera de los procedimientos propuestos incrementa al menos al doble la intensidad sísmica que puede ser soportada sin daño importante.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

OSCAR HERNANDEZ B. Y ROBERTO MELI  
Investigadores, Instituto de Ingeniería, UNAM.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LEON FERNANDEZ ORZCO  
II SEMINARIO LATINOAMERICANO DE INVESTIGACIONES EN VIVIENDAS ECONOMICAS  
FRANCISCO ROBERTO MELI



RESUMEN

Se describen los resultados de un estudio tendiente a encontrar procedimientos eficientes y económicos para mejorar la seguridad de las viviendas de adobe antesismo. El trabajo incluye la descripción del comportamiento sísmico observado y de los modos de falla de los tipos más usuales de vivienda. Para evaluar la eficiencia de los diversos procedimientos de refuerzo se realizaron pruebas en mesa vibratoria de nueve modelos de casas de adobe reducidos a escala 1:2.5. Los resultados indican que cualquiera de los procedimientos propuestos incrementa al menos al doble la intensidad sísmica que puede ser soportada sin daño importante.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Investigadores, Instituto de Investigaciones y Estudios Económicos, UNAM

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



I N D I C E

1. Introducción .....	85
2. Comportamiento Sísmico de la Vivienda Económica.....	86
2.1 Comportamiento sísmico y modos de falla .....	86
2.2 Procedimientos de refuerzo .....	88
3. Pruebas Dinámicas en Mesa Vibratoria .....	92
3.1 Planteamiento .....	92
3.2 Movimientos sísmicos aplicables en las pruebas ...	94
3.3 Descripción de los ensayos .....	97
3.4 Análisis e interpretación de resultados .....	99
4. Conclusiones .....	104
5. Reconocimiento .....	106
6. Referencias .....	106

1. INTRODUCCION

Los procedimientos constructivos de la vivienda rural se han desarrollado en las distintas regiones del país como un fenómeno natural de experiencia acumulada que, mediante un adecuado empleo de los recursos disponibles, ha conducido en la mayoría de los casos a soluciones estéticamente agradables, que a la vez que se ajustan a los patrones culturales de cada zona, suelen ser muy apropiadas para las condiciones climáticas locales. Estas viviendas adolecen, sin embargo, de ciertas deficiencias higiénicas, provenientes tanto de la escasez de ventilación e iluminación como de la inadecuada o inexistente delimitación de áreas para distintos usos. A esto se añade la rapidez con que se deterioran los materiales y el comportamiento inadecuado ante fenómenos excepcionales como ciclones, inundaciones y terremotos.

En el medio suburbano esa situación suele agravarse, ya que los campesinos que emigran a los núcleos citadinos de población, sin recursos suficientes para proveerse de una vivienda adecuada, al no disponer de los materiales abundantes en el medio rural, en un mal logrado intento de transferir sus costumbres y perpetuar sus tradiciones, recurren a soluciones híbridas como la de muros de tabique de mala calidad unidos con mortero de lodo, techos de lámina de cartón, y muchas otras variantes en general de mala calidad. En tales condiciones ni se preservan las cualidades de la vivienda rural típica ni se superan sus deficiencias.

Por las razones anteriores se considera que el problema de encontrar soluciones constructivas que aumenten la seguridad sin afectar sensiblemente el costo de la vivienda autoconstruida debe tener la mayor prioridad en cuanto a las investigaciones en ingeniería estructural y a tecnología de materiales de construcción.

En este trabajo se realizó un programa de investigación cuyos objetivos principales fueron evaluar la seguridad contra sismo de los tipos más comunes de vivienda rural y proponer procedimientos de refuerzo que diesen lugar a una seguridad adecuada. Para que estos procedimientos tengan posibilidad de implantación en la práctica, deberán aprovecharse al máximo materiales de fácil obtención o de producción local, emplear tecnologías familiares a la

población rural o que puedan ser transferidas a los usuarios con un mínimo de entrenamiento, y respetar los valores estéticos y socioculturales de los habitantes. No se consideró la vivienda de tipo urbano por la gran variedad de alternativas que presenta.

El estudio incluyó el ensaye de nueve modelos; cuatro representaban una vivienda típica sin refuerzo especial y cinco incluían diferentes modalidades de refuerzo. Los ensayes se realizaron para tres movimientos sísmicos, obtenidos de los acelerogramas de los temblores de El Centro, Managua y Oaxaca.

En este trabajo se presenta los resultados del estudio en forma resumida. Una descripción detallada de los mismos puede encontrarse en la ref 14.

## 2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA VIVIENDA ECONOMICA

### 2.1 Comportamiento sísmico y modos de falla

Los movimientos del suelo durante un sismo provocan vibraciones en la estructura, en la cual se generan fuerzas de inercia proporcionales a la masa (peso) de las distintas partes de la construcción, y que son resistidas y transmitidas a la cimentación y al suelo. Los elementos más adecuados para soportar esas cargas laterales son los muros que están alineados en la dirección del movimiento del terreno y que tienen gran rigidez y resistencia en su plano. Para que estos elementos puedan cumplir su función, las fuerzas de inercia generadas en otras partes de la construcción tienen que ser transmitidas hacia ellos. La condición para que esto se cumpla es que los techos (o entrepisos) actúen como una unidad rígida en su plano y transmitan sus fuerzas a los muros alineados en la dirección del movimiento y provoquen empujes mínimos normales a dicha dirección, en la cual los muros estarían sujetos prácticamente a las fuerzas de inercia generadas por su propia masa y actuarían como losas apoyadas en su perímetro. Otra condición para que la transmisión de carga se efectúe apropiadamente es que exista una conexión resistente entre el techo y los muros.

De no cumplirse la condición de techo rígido en su plano, las fuerzas generadas en cada franja del techo se transmiten al muro frontal, generando

en él empujes normales a su plano, los cuales tienden a producir el volteamiento de dicho muro. De esta forma la mayor parte de las fuerzas de inercia son transmitidas a los elementos menos rígidos y aptos para resistirlas.

Las viviendas de mampostería descritas se caracterizan por la escasa densidad de muros, la apreciable altura y longitud sin refuerzo de los mismos y por la poca o nula restricción que el techo proporciona a los extremos superiores de los muros. Todo ello hace que el comportamiento ante sismo esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En un estudio teórico realizado en forma paralela al del presente informe (ref 1), se analizó con detalle el comportamiento dinámico de este tipo de construcciones. El modo fundamental de vibración se relaciona con la deformación en flexión de los muros largos; las vibraciones inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los muros (fig 1) los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, por lo que el muro frontal comienza a vibrar como un voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la altura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coceo del techo. Este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a raíz de sismos.

En viviendas donde la longitud no soportada de los muros es pequeña o los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla frecuentemente se propicia por la existencia de aberturas importantes en los muros (fig 1).

Se han observado indicios de que el colapso se ha iniciado en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la madera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamientos de los elementos del techo sobre los muros a los que están fijados en forma muy precaria. Una falla parcial, que ocurre con frecuencia aun en sismos moderados, se debe a que las tejas se deslizan por efectos de las aceleraciones verticales y horizontales, y caen a veces dentro de la misma vivienda.

población rural o que puedan ser transferidas a los usuarios con un mínimo de entrenamiento, y respetar los valores estéticos y socioculturales de los habitantes. No se consideró la vivienda de tipo urbano por la gran variedad de alternativas que presenta.

El estudio incluyó el ensaye de nueve modelos; cuatro representaban una vivienda típica sin refuerzo especial y cinco incluían diferentes modalidades de refuerzo. Los ensayes se realizaron para tres movimientos sísmicos, obtenidos de los acelerogramas de los temblores de El Centro, Managua y Oaxaca.

En este trabajo se presenta los resultados del estudio en forma resumida. Una descripción detallada de los mismos puede encontrarse en la ref 14.

## 2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA VIVIENDA ECONOMICA

### 2.1 Comportamiento sísmico y modos de falla

Los movimientos del suelo durante un sismo provocan vibraciones en la estructura, en la cual se generan fuerzas de inercia proporcionales a la masa (peso) de las distintas partes de la construcción, y que son resistidas y transmitidas a la cimentación y al suelo. Los elementos más adecuados para soportar esas cargas laterales son los muros que están alineados en la dirección del movimiento del terreno y que tienen gran rigidez y resistencia en su plano. Para que estos elementos puedan cumplir su función, las fuerzas de inercia generadas en otras partes de la construcción tienen que ser transmitidas hacia ellos. La condición para que esto se cumpla es que los techos (o entrepisos) actúen como una unidad rígida en su plano y transmitan sus fuerzas a los muros alineados en la dirección del movimiento y provoquen empujes mínimos normales a dicha dirección, en la cual los muros estarían sujetos prácticamente a las fuerzas de inercia generadas por su propia masa y actuarían como losas apoyadas en su perímetro. Otra condición para que la transmisión de carga se efectúe apropiadamente es que exista una conexión resistente entre el techo y los muros.

De no cumplirse la condición de techo rígido en su plano, las fuerzas generadas en cada franja del techo se transmiten al muro frontal, generando

en él empujes normales a su plano, los cuales tienden a producir el volteamiento de dicho muro. De esta forma la mayor parte de las fuerzas de inercia son transmitidas a los elementos menos rígidos y aptos para resistirlas.

Las viviendas de mampostería descritas se caracterizan por la escasa densidad de muros, la apreciable altura y longitud sin refuerzo de los mismos y por la poca o nula restricción que el techo proporciona a los extremos superiores de los muros. Todo ello hace que el comportamiento ante sismo esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En un estudio teórico realizado en forma paralela al del presente informe (ref 1), se analizó con detalle el comportamiento dinámico de este tipo de construcciones. El modo fundamental de vibración se relaciona con la deformación en flexión de los muros largos; las vibraciones inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los muros (fig 1) los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, por lo que el muro frontal comienza a vibrar como un voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la altura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coceo del techo. Este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a raíz de sismos.

En viviendas donde la longitud no soportada de los muros es pequeña o los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla frecuentemente se propicia por la existencia de aberturas importantes en los muros (fig 1).

Se han observado indicios de que el colapso se ha iniciado en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la madera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamientos de los elementos del techo sobre los muros a los que están fijados en forma muy precaria. Una falla parcial, que ocurre con frecuencia aun en sismos moderados, se debe a que las tejas se deslizan por efectos de las aceleraciones verticales y horizontales, y caen a veces dentro de la misma vivienda.



El comportamiento sísmico de construcciones con muros de piedra natural es similar al de las de adobe, con la agravante de que el peso volumétrico de la piedra es mayor y su resistencia a la tensión y cortante es generalmente menor por debilidad del mortero con que se unen las piedras y porque estas presentan cantos redondeados que no permiten una adherencia adecuada con el mortero. Además de los principales modos de falla descritos para las construcciones de adobe, es frecuente que se presente una falla local por el empuje de las vigas de techo sobre el muro, lo que da lugar a una perforación local del muro y a la caída parcial del techo (fig 2).

Las construcciones de bajareque, por ser ligeras y flexibles soportan muy bien los sismos cuando se encuentran en buen estado. Han ocurrido, sin embargo, daños importantes, y algunos colapsos, por el deterioro de la madera debido a la humedad y al ataque de insectos, especialmente por la pudrición de la parte de los horcones que se encuentra hincada en la tierra. La liga defectuosa de los horcones y los largueros ha sido también causa de daños (ref 2).

En viviendas de un piso de mampostería de tabique recocido se ha observado, durante sismos intensos un comportamiento más favorable que el de las casas de adobe. El número de colapsos ha sido reducido, aunque se han presentado agrietamientos y fallas locales cuando el mortero no era de buena calidad o cuando el número y tamaño de los huecos era grande. La diferencia en comportamiento se debe principalmente al menor peso y altura de estas construcciones y en parte a la mejor calidad del material.

Cuando la mampostería ha sido reforzada con castillos y dadas, el comportamiento ha sido satisfactorio excepto cuando existían defectos flagrantes de estructuración.

## 2.2 Procedimientos de refuerzo

Las soluciones que se han propuesto para reforzar las viviendas de adobe, piedra o tabique son similares debido a que el comportamiento y modos de falla son semejantes.

Es común recomendar como requisito mínimo de refuerzo la colocación de un elemento resistente en el perímetro superior de los muros, para que los una y les dé continuidad, les proporcione cierta resistencia a flexión normal al plano del muro y permita fijar adecuadamente el techo a los muros. El elemento de refuerzo es en general una cadena de concreto, o un elemento de madera o de acero. Un problema con este tipo de refuerzo es el de lograr una liga adecuada entre el elemento de refuerzo y el muro de adobe; otros son la necesidad de remover parcial o totalmente el techo para efectuar el refuerzo, y la posibilidad de dañar los muros durante la colocación de la cadena.

Un ejemplo de solución de este tipo se presenta en la ref 3, el cual se ha empleado en algunas viviendas dañadas por los sismos de Chiapa de Corzo (1975); se trata de una cadena de concreto perimetral con una costilla que penetra en una muesca abierta en los muros de adobe. En las esquinas se proporcionan espolones que penetran en los muros. Con estas precauciones se trata de anclar la cadena a los muros; dicha solución se muestra en la fig 3 y se complementa con recomendaciones para la rigidización y liga de los techos. Algunos ensayos de vibración forzada de viviendas reparadas de esa manera, tienden a demostrar que la liga entre la cadena y el adobe es efectiva y que se pueden imponer aceleraciones horizontales relativamente importantes sin provocar fallas (ref 4).

Otra solución del mismo tipo propuesta en Chile (ref 5), consiste en una viga de madera de alma abierta, en forma de escalera (fig 4). Los elementos transversales de la viga se recubren con una capa de barro para unirlos al muro; en las esquinas, las vigas transversales se conectan mediante ensambles a media madera. Los elementos de techo se ligan con estas vigas de madera. El refuerzo de los muros mediante tensores de acero lo propuso originalmente Ambraseys (ref 6); recientemente (ref 7), a raíz de los temblores de Skopje (1963) y de Friuli (1975), se ha recomendado una solución semejante para el refuerzo de construcciones de piedra; la solución se muestra en la fig 5 y consta de dos barras de acero alojadas en pequeñas ranuras preparadas en las dos caras de cada muro. Estas barras se cruzan en las esquinas con las del muro transversal y se someten a una ligera tensión inicial

mediante tuercas; la fuerza de los tensores se trasmite a los muros a través de placas de acero o madera. Los tensores cumplen la función primordial de ligar los muros entre sí y a proporcionar resistencia en flexión en la parte superior de los muros. En la solución propuesta en la ref 7, el refuerzo con tensores va asociado a la inyección en las juntas entre las piedras de un mortero con consistencia de lechada, el cual da mayor integridad y resistencia a los muros.

Un refuerzo más efectivo se obtiene si esta solución se complementa con tensores verticales, también ligeramente postensados, en las esquinas y en extremos de grandes huecos (fig 5b). Estos tensores tienen la función de tomar las tensiones debidas a momentos flexionantes en el plano del muro y a las concentraciones de esfuerzos en los extremos de los huecos. También incrementan la resistencia en cortante de los muros por los esfuerzos de compresión generados por el postensado; sin embargo, la colocación de los tensores verticales es mucho más laboriosa que la de los horizontales: para anclarlos en la parte inferior del muro se requiere perforar la cimentación: en caso de que no exista una cimentación sólida, es necesario colar una base de concreto.

Los procedimientos que buscan una mejora más radical del comportamiento consisten en colocar elementos de concreto verticales en las esquinas y en las aberturas, los cuales junto con la viga cadena, forman marcos que confinan el adobe (fig 6). Se trata de una extrapolación del procedimiento de refuerzo comúnmente empleado para mampostería de tabique o bloque reforzada con castillos y dalas y cuya eficiencia ha sido ampliamente comprobada. Sin embargo, para construcciones de adobe, debido a las dimensiones de los muros, estos elementos de concreto resultan muy robustos y hacen que la solución resulte complicada y costosa. Es problemático lograr una liga adecuada entre el adobe y los elementos de concreto; el adobe sufre cambios volumétricos importantes por variaciones de humedad, lo cual provoca que se vaya despegando de la estructura de concreto. Se han observado algunos casos de volteamiento de muros enmarcados por elementos de concreto que por estar despegados no ofrecieron al muro ninguna restricción al movimiento normal a su plano. Otras modalidades de refuerzo consisten en la colocación de

elementos verticales de madera dentro del adobe o adosados a los muros y ligados al techo (ref 8).

Los autores del presente estudio propusieron, con miras a reforzar las viviendas afectadas por el sismo de Chiapa de Corzo, un procedimiento que consiste en colocar mallas de refuerzo que envuelven totalmente los muros de adobe y que van recubiertas por una capa de mortero (ref 9). Anclando cuidadosamente la malla al adobe, se logra una sección compuesta en que el adobe funciona como alma para tomar los esfuerzos cortantes, y el aplanado reforzado con malla constituye los patines que toman los esfuerzos de tensión y compresión debidos a la flexión normal al plano del muro. La malla es además un refuerzo por cortante que mantiene la resistencia del muro, en caso de que se exceda la capacidad del adobe y este se agriete diagonalmente. Con las mismas mallas y algunas barras adicionales se forman elementos verticales y horizontales en los bordes de los huecos y en los extremos del muro; en las esquinas, la continuidad de las mallas proporciona liga entre los muros. El trabajo conjunto del adobe y las capas de refuerzo se obtiene mediante sujetadores de alambre, espaciados cada 60 cm, que amarran las mallas de refuerzo en las dos caras del muro. Se considera que el sistema proporciona continuidad entre los muros, mayor rigidez y resistencia en flexión.

La capacidad del sistema se puede determinar con procedimientos sencillos de resistencia de materiales. La fig 7 muestra algunas características del procedimiento. El recubrimiento de mortero proporciona a la vivienda una protección contra el intemperismo, evitando los frecuentes problemas de deterioro.

Otra forma de mejorar la seguridad de las construcciones es mediante modificaciones que reduzcan las fuerzas que las afectarían en caso de un sismo; por ejemplo, la disminución del peso del techo a través de emplear materiales más ligeros; la reducción de la altura de los muros dentro de límites que no afecten la habitabilidad y la adición de muros intermedios que rigidicen la construcción, son soluciones que pueden mejorar considerablemente la resistencia.

Al juzgar los distintos procedimientos de refuerzo hay que considerar la eficiencia en aumentar la seguridad contra sismo, la facilidad de ejecución en una vivienda ya terminada y el costo en cuanto a materiales de construcción. Es evidente que las distintas alternativas propuestas difieren mucho en cuanto a los aspectos mencionados. Una evaluación preliminar de ellas se intentará al final del trabajo, tomando en cuenta los resultados experimentales.

En lo que respecta a las construcciones de bajareque, las recomendaciones para incrementar la seguridad se dirigen esencialmente a evitar el deterioro de los materiales, ya que, como se dijo, el comportamiento sísmico de estas construcciones es excelente cuando los materiales no están intemperizados. La ref 2 recomienda impermeabilizar los muros con asfalto e hincarlos en una base de concreto o mampostería, sustituir la liga de los elementos mediante un simple amarre con cordeles, por una unión rígida clavada, tratar el techo de palapa para hacerlo más durable o sustituirlo por teja, y resanar periódicamente el aplanado de lodo.

### 3. PRUEBAS DINAMICAS EN MESA VIBRATORIA

#### 3.1 Planteamiento

Las características peculiares de las construcciones de adobe dificultan el estudio del comportamiento ante cargas laterales mediante ensayos sencillos, principalmente por la dificultad de aplicar cargas a los especímenes sin que se produzcan fallas locales en los puntos en que se concentran las cargas. Un ensayo sencillo y representativo consiste en colocar el modelo en una plataforma cuya inclinación puede variarse gradualmente (ref 10). Una manera más elaborada es por ensayos en mesa vibratoria.

El Instituto de Ingeniería cuenta con una mesa vibratoria de 2.4 x 4.5 m con capacidad para modelos hasta de 15 ton y aplicar movimientos en la dirección longitudinal de la mesa que reproduzcan con fidelidad acelerogramas medidos o simulados. El desplazamiento máximo de la mesa es de  $\pm 2.54$  cm.

Se estudió, mediante ensayos, el comportamiento dinámico de la vivienda

de la fig 8, la cual, es típica del medio rural. El tamaño de la mesa vibratoria obliga a reproducir una porción de la vivienda o a ensayar un modelo a escala reducida. Se eligió la segunda opción y se construyó un modelo con una escala geométrica 1:2.5. Para reproducir el comportamiento dinámico del prototipo se requiere respetar en el modelo una serie de condiciones impuestas por el análisis dimensional (fig 9). Existen dos formas de cumplir dichas condiciones: la primera (alternativa 1, fig 9) requiere que los pesos volumétricos de los materiales que forman el modelo sean superiores a los del prototipo en una vez la escala de dimensiones; la otra (alternativa 2) requiere que la resistencia ante todos los posibles modos de falla sea inferior en el modelo en una vez el factor de escala. Con ambas condiciones, y alterando adecuadamente la escala de tiempos y aceleraciones del movimiento sísmico, se puede relacionar directamente la respuesta dinámica del modelo y del prototipo, y reproducir los modos de falla.

Cumplir con cualquiera de las dos condiciones es, sin embargo, problemático: para la alternativa 1 sería difícil y costoso fabricar un material que tuviera 2.5 veces el peso volumétrico del adobe y conservara la misma resistencia y módulo de elasticidad. Una forma aproximada para cumplir con esta condición es colocar masas distribuidas de manera uniforme en el modelo, de manera que la masa total se incremente en la relación deseada, y los esfuerzos no se vean afectados localmente. En estructuras en las que las masas están concentradas en los pisos y techos, es fácil cumplir la condición con sobrecargas colocadas en los distintos niveles. En el modelo que se quiere estudiar, la masa principal es la de los muros y deberían colocarse pesos a distintas alturas del muro. La magnitud de las cargas necesarias es tan alta que se consideró difícil hacerlo sin afectar los muros. En la alternativa 2, aunque es factible obtener un material con una resistencia en tensión 2.5 veces menor que la del adobe, es poco probable que se pueda disminuir en la misma proporción la resistencia en compresión, adherencia en las juntas, fricción y módulo de elasticidad.

Si no se modifican ni la densidad del material ni las resistencias se puede, aun así, reproducir exactamente el comportamiento y esfuerzos dinámicos en el modelo si se siguen las relaciones establecidas en la alternativa

Al juzgar los distintos procedimientos de refuerzo hay que considerar la eficiencia en aumentar la seguridad contra sismo, la facilidad de ejecución en una vivienda ya terminada y el costo en cuanto a materiales de construcción. Es evidente que las distintas alternativas propuestas difieren mucho en cuanto a los aspectos mencionados. Una evaluación preliminar de ellas se intentará al final del trabajo, tomando en cuenta los resultados experimentales.

En lo que respecta a las construcciones de bajareque, las recomendaciones para incrementar la seguridad se dirigen esencialmente a evitar el deterioro de los materiales, ya que, como se dijo, el comportamiento sísmico de estas construcciones es excelente cuando los materiales no están intemperizados. La ref 2 recomienda impermeabilizar los morillos con asfalto e hincarlos en una base de concreto o mampostería, sustituir la liga de los elementos mediante un simple amarre con cordeles, por una unión rígida clavada, tratar el techo de palapa para hacerlo más durable o sustituirlo por teja, y resanar periódicamente el aplanado de lodo.

### 3. PRUEBAS DINAMICAS EN MESA VIBRATORIA

#### 3.1 Planteamiento

Las características peculiares de las construcciones de adobe dificultan el estudio del comportamiento ante cargas laterales mediante ensayos sencillos, principalmente por la dificultad de aplicar cargas a los especímenes sin que se produzcan fallas locales en los puntos en que se concentran las cargas. Un ensayo sencillo y representativo consiste en colocar el modelo en una plataforma cuya inclinación puede variarse gradualmente (ref 10). Una manera más elaborada es por ensayos en mesa vibratoria.

El Instituto de Ingeniería cuenta con una mesa vibratoria de 2.4 x 4.5 m con capacidad para modelos hasta de 15 ton y aplicar movimientos en la dirección longitudinal de la mesa que reproduzcan con fidelidad acelerogramas medidos o simulados. El desplazamiento máximo de la mesa es de  $\pm 2.54$  cm.

Se estudió, mediante ensayos, el comportamiento dinámico de la vivienda

de la fig 8, la cual, es típica del medio rural. El tamaño de la mesa vibratoria obliga a reproducir una porción de la vivienda o a ensayar un modelo a escala reducida. Se eligió la segunda opción y se construyó un modelo con una escala geométrica 1:2.5. Para reproducir el comportamiento dinámico del prototipo se requiere respetar en el modelo una serie de condiciones impuestas por el análisis dimensional (fig 9). Existen dos formas de cumplir dichas condiciones: la primera (alternativa 1, fig 9) requiere que los pesos volumétricos de los materiales que forman el modelo sean superiores a los del prototipo en una vez la escala de dimensiones; la otra (alternativa 2) requiere que la resistencia ante todos los posibles modos de falla sea inferior en el modelo en una vez el factor de escala. Con ambas condiciones, y alterando adecuadamente la escala de tiempos y aceleraciones del movimiento sísmico, se puede relacionar directamente la respuesta dinámica del modelo y del prototipo, y reproducir los modos de falla.

Cumplir con cualquiera de las dos condiciones es, sin embargo, problemático: para la alternativa 1 sería difícil y costoso fabricar un material que tuviera 2.5 veces el peso volumétrico del adobe y conservara la misma resistencia y módulo de elasticidad. Una forma aproximada para cumplir con esta condición es colocar masas distribuidas de manera uniforme en el modelo, de manera que la masa total se incremente en la relación deseada, y los esfuerzos no se vean afectados localmente. En estructuras en las que las masas están concentradas en los pisos y techos, es fácil cumplir la condición con sobrecargas colocadas en los distintos niveles. En el modelo que se quiere estudiar, la masa principal es la de los muros y deberían colocarse pesos a distintas alturas del muro. La magnitud de las cargas necesarias es tan alta que se consideró difícil hacerlo sin afectar los muros. En la alternativa 2, aunque es factible obtener un material con una resistencia en tensión 2.5 veces menor que la del adobe, es poco probable que se pueda disminuir en la misma proporción la resistencia en compresión, adherencia en las juntas, fricción y módulo de elasticidad.

Si no se modifican ni la densidad del material ni las resistencias se puede, aun así, reproducir exactamente el comportamiento y esfuerzos dinámicos en el modelo si se siguen las relaciones establecidas en la alternativa

3 (fig 9); sin embargo, los esfuerzos estáticos, debidos al peso propio del modelo, resultan menores que los requeridos, lo que no importaría si tales esfuerzos fueran despreciables. En el modelo en cuestión, el efecto del peso propio no es del todo despreciable, ya que incrementa la resistencia en cortante y en tensión por flexión, de manera que al reproducir una fracción de los esfuerzos verticales, el modelo se ve sometido a una condición más desfavorable que la deseada.

En vista de la imposibilidad práctica de circunscribirse estrictamente a los requisitos que resultan del análisis dimensional, el ensayes de los modelos se realizó para las condiciones de la alternativa 3, en la que no se reproducen exactamente los efectos del peso propio. Para algunos ensayes se siguió una solución intermedia entre las alternativas 1 y 3: se colocaron masas adicionales que equivalían a incrementar la densidad del material en  $\sqrt{2.5}$ , con lo cual los esfuerzos por cargas verticales resultan en el modelo 63 por ciento de los requeridos por el análisis dimensional, contra 40 por ciento que se tendría con la alternativa 3. Simultáneamente se deben modificar las otras dimensiones con los factores de escala que se deducen en la fig 9 para la alternativa 4. Se consideró que esta diferencia en los esfuerzos verticales por peso propio no debía afectar el modo de falla por flexión horizontal que rige el comportamiento.

### 3.2 Movimientos sísmicos aplicables en las pruebas

Los ensayes consistieron en sujetar la base de los modelos a la mesa vibratoria y someter esta a movimientos similares a los ocurridos durante temblores representativos.

El equipo de control de la mesa permite múltiples opciones para generar el movimiento; en el caso particular de simulación de un temblor, la información requerida se puede proporcionar con datos de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. Es posible además escalar las amplitudes con factores prefabricados para simular diferentes intensidades.

Cualquiera que sea el tipo de excitación seleccionado, electrónicamente se transforma en una serie de señales que impone a la mesa sendos

desplazamientos; por tal motivo se decidió realizar los ensayes alimentando la consola de operación con las historias de desplazamientos correspondientes a los acelerogramas registrados durante tres temblores importantes.

Los acelerogramas seleccionados tienen la característica común de presentar ordenadas espectrales altas para periodos pequeños, o sea los tipos de movimientos que causan efectos más graves en las estructuras en estudio. Se eligió la componente N-S del temblor de El Centro por ser el más empleado en estudios de este tipo y permitir comparaciones con los de ensayes de otras estructuras; se utilizó un acelerograma del sismo de Managua por ser un movimiento que provocó muchos daños en construcciones similares a las aquí estudiadas; finalmente se escogió un registro obtenido en Oaxaca del sismo de Puebla y Orizaba por dar lugar a aceleraciones muy altas con pequeños desplazamientos del terreno.

Dichos acelerogramas (fig 10) se integraron para obtener las historias de desplazamientos correspondientes. El desplazamiento máximo (dividido entre el factor de escala), salvo en el caso del temblor registrado en Oaxaca, resultó mayor que el que aceptaba la mesa vibratoria; se cree que, al menos en parte, los desplazamientos que resultan de los acelerogramas empleados están exagerados por una corrección inadecuada de la línea base. Buscando obtener una historia de desplazamientos compatibles con la que admite la mesa, se hizo una corrección de la línea base de la gráfica de desplazamientos original, ajustándole tramos de senoides de periodo grande (5 s o más). La fig 11 muestra un ejemplo de corrección de este tipo. La corrección se realizaba por tanteos hasta lograr que el desplazamiento máximo del movimiento original se redujera lo más posible sin que se afectara el espectro en forma importante. Se imponía además la restricción que las velocidades inicial y final del movimiento resultaran casi nulas.

Esta forma de corrección elimina errores en la línea base original, pero también movimientos reales de terreno con periodos largos. Se consideró que por ser estos periodos varias veces superiores al natural de la construcción, la eliminación de esos movimientos no debía afectar la respuesta.

Los requisitos del análisis dimensional se satisfacen si en la

alternativa 3 los desplazamientos y los tiempos en el modelo se dividen entre la escala geométrica, con lo cual las aceleraciones se multiplican simultáneamente por el mismo factor (2.5); en la alternativa 4, los tiempos se deben reducir a la mitad, y al disminuir los desplazamientos a 40 por ciento las aceleraciones se incrementan en 60 por ciento.

La tabla 1 presentan los valores máximos de aceleraciones y desplazamientos correspondientes a los registros originales, los obtenidos con la corrección de línea base descrita y los escalados para el modelo según el análisis dimensional (alternativa 3). Si se toma en cuenta que el desplazamiento máximo posible en la mesa es 2.54 cm, es fácil aceptar que en los casos de El Centro y Managua únicamente fue posible aplicar una intensidad del orden de 90 por ciento de la del sismo real; en cambio, con el temblor registrado en Oaxaca, la intensidad correspondiente al máximo desplazamiento posible en la mesa vibratoria sería equivalente a un sismo nueve veces más severo que el real.

La fig 12 muestra para cada uno de los sismos el espectro calculado para el acelerograma original y el que se obtuvo a partir del movimiento registrado en la mesa, afectado por las constantes impuestas por el análisis dimensional para hacerlo equivalente al prototipo. La comparación entre ambos espectros es muy aceptable, mostrando un funcionamiento satisfactorio del sistema de excitación y de la mesa misma. De la observación de los espectros mencionados se desprende que la reproducción fiel de los efectos del movimiento inducido, solo se consigue para periodos mayores de 0.25 s (0.1 en los modelos), pues para menores (en los tres casos), las ordenadas espectrales correspondientes al registro de aceleraciones durante la prueba superan a las del espectro original. Esta amplificación afectó los ensayos puesto que todos los modelos, aun los desprovistos de refuerzo, tenían periodos menores de 0.1 s, por lo cual la excitación a que se sometieron fue en realidad mayor que la pretendida. La diferencia entre el espectro original y el que resultó de las mediciones en la mesa aumentaba con la intensidad del movimiento aplicado. Se deduce que la vibración de la mesa misma inducía movimientos espurios con periodos dominantes dentro del intervalo mencionado. No haber reproducido fielmente un acelerograma prefijado no

tiene gran repercusión en cuanto a la interpretación de los resultados, lo importante es que los acelerogramas medidos se mantuvieron muy similares en los ensayos de los diferentes modelos para una misma intensidad y que los resultados pueden interpretarse cuantitativamente a partir de las ordenadas espectrales de los acelerogramas medidos.

### 3.3 Descripción de los ensayos

Los modelos se fabricaron con materiales similares a los empleados para la determinación de las propiedades mecánicas de las mamposterías; para los adobes, estos tenían una resistencia promedio de 15 kg/cm<sup>2</sup> en compresión, 3 kg/cm<sup>2</sup> en tensión por flexión y 1.4 kg/cm<sup>2</sup> en cortante, y dimensiones de 4 x 16 x 24 cm, o sea, las de un adobe típico reducido 2.5 veces. La mampostería de tabiques de cemento-arena eran de dimensiones 4 x 6 x 10 cm, resistencia a compresión de 25 kg/cm<sup>2</sup> y de 1.4 kg/cm<sup>2</sup> en cortante.

Todos los modelos reproducían un mismo tipo de vivienda con la geometría mostrada en la fig 8 variando el tipo de techo y el refuerzo. Se representaron huecos para puertas y ventanas con dinteles de madera reproducidos a escala. Solo en los primeros ensayos se colocó un techo propiamente dicho a base de elementos de madera y tejas. El modelo completo se muestra en la fig 13. En las pruebas siguientes sólo se colocaron las masas correspondientes al techo colocadas sobre canales de acero apoyadas libremente sobre los muros largos dando lugar a una situación algo más desfavorable que la real, ya que no se proporcionaba prácticamente restricción a los movimientos de los muros normalmente a su plano. Los pesos colocados representaban en un caso un techo ligero, de 50 kg/m<sup>2</sup>, teja sobre madera, y en otro un techo pesado de terrado sobre vigas con 300 kg/m<sup>2</sup>.

Las pruebas se realizaron colocando los modelos sobre la mesa de manera que el movimiento de esta fuera perpendicular a los muros largos, produciendo la condición más desfavorable para la falla por flexión de los muros. Solamente el modelo 5 y el 9 se ensayaron también en dirección transversal a la descrita.

La tabla 2 resume las características principales de los ensayos. Se

estudiaron nueve modelos, de los cuales cinco fueron construidos en forma independiente, tres sin refuerzo, uno con cadena de concreto y otro con muros interiores; los modelos restantes se obtuvieron reforzando los tres previamente ensayados sin refuerzo alguno y el que tenía muros interiores, y que habían sido llevados a un estado de daño muy avanzado; uno se reforzó con malla, otro con tirantes horizontales, uno más con tirantes verticales y horizontales; el modelo de tabicón cemento-arena se reparó con una dala de concreto y tirantes verticales.

Algunos ensayos en los primeros modelos se realizaron colocando peso adicional para reproducir parcialmente el efecto del peso propio de los muros en los esfuerzos verticales (alternativa 4 en el análisis dimensional); en los restantes no se consideró este efecto por ser la condición más desfavorable (alternativa 3).

El procedimiento de ensaye consistía en someter cada modelo a movimientos que representaran el sismo elegido, con las amplitudes reducidas por diferentes factores. La amplitud se aumentaba progresivamente hasta llegar al estado de daño considerado como máximo. La fig 14 muestra los espectros de los movimientos correspondientes al sismo de El Centro para distintos niveles de intensidad. Se observa que la proporcionalidad entre los espectros correspondientes a las diferentes intensidades es muy aceptable, especialmente para periodos largos. Antes de cada prueba se realizaba un ensaye de vibración libre en el que una de las paredes de mayor longitud se sometía a una fuerza horizontal en el centro de su extremo superior (fig 15) y se soltaba bruscamente, registrando la variación de las aceleraciones en los distintos puntos instrumentados. De las mediciones se calcularon el periodo natural de vibración y el amortiguamiento, tabla 5. Estos parámetros se consideran como un índice cuantitativo del nivel de daño sufrido por el espécimen.

En cada modelo se colocaron seis acelerómetros (fig 15); el de la base, paralelo a la dirección del movimiento, tenía como fin comprobar que las aceleraciones impuestas a la mesa fueran las deseadas; en algunos ensayos se instaló otro acelerómetro en la base en la dirección normal al movimiento

a fin de verificar que no hubiera movimientos transversales significativos. Los acelerómetros en las paredes determinaban la variación de las aceleraciones con la altura del muro y con la distancia de las esquinas, así como verificar si las distintas paredes vibraban en fase o no.

#### 3.4 Análisis e interpretación de resultados

Debido a las limitaciones de los ensayos, provenientes tanto de las características del equipo como de las condiciones del material durante las pruebas y de las restricciones impuestas a los modelos por el análisis dimensional, algunos resultados no son extrapolables cuantitativamente al prototipo; el movimiento aplicado a la mesa fue en una sola dirección, por tanto, no se reprodujo el efecto de aceleraciones verticales que para construcciones como las estudiadas y para sismos de epicentro cercano pueden afectar de manera importante la resistencia. De igual forma, las limitaciones de desplazamiento de la mesa obligaron filtrar los movimientos de periodos largos del sismo, los cuales son importantes cerca del colapso cuando la construcción o parte de ella han perdido bastante de su rigidez; por otra parte, los modelos no estuvieron expuestos al intemperismo, que altera en forma no despreciable las propiedades de los prototipos y los vuelve más vulnerables. Finalmente, no se pudieron reproducir fielmente los esfuerzos debidos a peso propio pero, como se mencionó, se piensa que el efecto de esta modificación debe haber sido pequeño, excepto quizá cerca del colapso, cuando los efectos de segundo orden producidos por el peso de los muros fueron subestimados en el modelo.

Por las razones anteriores sería poco conservador extrapolar las intensidades sísmicas de falla al prototipo. Se considera, sin embargo, que los resultados son válidos antes de que los modelos sufrieran daños cuantiosos que produjesen reducciones notables en su rigidez, y que, sobre todo, permiten comparar cualitativamente el comportamiento y modos de falla de las viviendas con diferentes tipos de refuerzo.

Una primera interpretación cuantitativa de los resultados la ofrece la posibilidad de comparar los periodos y modos de vibrar medidos en los modelos para intensidades pequeñas con los valores obtenidos del análisis

dinámico por elementos finitos del tipo de los mencionados en la ref 1.

Despreciando el efecto de la abertura de ventana (fig 8), la construcción ensayada tiene dos ejes de simetría y se puede, por tanto, realizar el análisis considerando solo una cuarta parte de ella. Variando la rigidez del elemento de borde superior se puede reproducir el efecto de la rigidización impuesta por la cadena perimetral o por un techo que forme diafragma.

Con el modelo teórico mencionado se determinó un periodo natural de vibración de 0.09 s para la casa sin refuerzo, y de 0.07 s para la reforzada con cadena. Los periodos obtenidos a partir del modelo físico fueron 0.079 y 0.067 s, respectivamente.

Además, los acelerómetros colocados en diversos puntos de los modelos permiten obtener la distribución de aceleraciones en la construcción y relacionarla con la aceleración medida en la base. Esta distribución se puede comparar con la que corresponde a un análisis espectral realizado con los modos de vibración obtenidos del análisis teórico. La tabla 3 es un resumen de los valores obtenidos teórica y experimentalmente para los modelos 1 y 2 (sin refuerzo y con cadena).

La aceptable concordancia observada entre los periodos y distribuciones de aceleraciones medidas y calculadas permite asignar validez a los análisis teóricos en que se supone para las construcciones de adobe un comportamiento elástico e isotrópico; por tanto, dichos análisis son confiables para predecir el comportamiento, antes de que ocurran daños de importancia, de una gran variedad de construcciones de este tipo, estudiando por ejemplo el efecto de distintas geometrías y de la cantidad y posición de huecos.

Otro aspecto de los resultados que merece evaluarse cuantitativamente es el de la variación del periodo fundamental y del amortiguamiento obtenidos de las pruebas de vibración libre, a medida que el modelo había sido sometido a intensidades sísmicas crecientes (fig 16). El aumento del periodo refleja una pérdida de rigidez de la estructura y el del amortiguamiento una mayor disipación de energía a través de fricción en grietas; por tanto, ambos parámetros se interpretan como índices del nivel de daño.

El deterioro provocado a los modelos en las distintas etapas de prueba se presentó progresivamente; de la observación visual del nivel de daño y de la evaluación de las propiedades dinámicas de los modelos mencionadas, se puede suponer que si el periodo se incrementa menos de 10 por ciento, y el aumento del amortiguamiento no rebasa 20 por ciento respecto a los valores iniciales, la estructura se puede considerar aun en buen estado, y el nivel de daño es mínimo. Si se tienen incrementos entre 10 y 20 por ciento en el periodo y entre 20 y 50 por ciento en el amortiguamiento, el nivel de daño es ligero; pero una observación minuciosa permite detectar pequeñas grietas por flexión en los muros perpendiculares a la dirección del sismo. Cuando el nivel de daño aumenta al grado que las grietas por flexión se descubren a simple vista y comienzan a aparecer grietas por cortante, los incrementos en el periodo y amortiguamiento estarán por debajo de 50 y 100 por ciento, respectivamente. Si los incrementos superan los últimos porcentajes, el estado del modelo es tal que las grietas se abren hasta permitir el paso de la luz. En general, puede afirmarse que un prototipo sometido a un movimiento equivalente al que soportó el modelo, llegaría al colapso.

Respecto al comportamiento de cada modelo en particular, puede afirmarse que el primer modelo no soportó sin daño grave 50 por ciento de la intensidad del sismo de El Centro, y que con 90 por ciento del mismo llegó prácticamente a la falla. El segundo modelo, gracias al refuerzo de la viga cadena, soportó sin daño aparente movimientos equivalentes a 90 por ciento de la intensidad de los temblores de El Centro y Managua. Al someterse al acelerograma del sismo de Oaxaca alcanzó un estado de daño leve con una intensidad equivalente a casi dos veces la del sismo original, y fue necesario someterlo a un movimiento 3.6 veces más intenso que el real para llevarlo a lo que se consideró la falla.

El modelo 3 contaba con el sistema de refuerzo que resultó más eficiente, pues los movimientos representativos de los sismos de El Centro y Managua provocaron niveles de daño que instrumentalmente se determinaron menores que los del modelo anterior, y con 450 por ciento de la intensidad del sismo registrado en Oaxaca se llevó a un estado de daño más aparatoso que real, pues aunque se manifestaban fisuras en el aplanado, la malla fue capaz de



mantener la continuidad y preservar la estructura en condiciones de resistir nuevamente movimientos de la máxima intensidad posible, dada la potencia del actuador de la mesa vibradora.

En el modelo 4, a diferencia de los otros cuatro, el periodo creció más que el amortiguamiento y constituye una excepción a la relación establecida entre la modificación de las propiedades dinámicas y el nivel de daño. La intensidad del movimiento que llevó este modelo a un estado de agrietamiento fue similar a la correspondiente del primer modelo, la única diferencia fue que este se probó con el movimiento representativo del temblor registrado en Oaxaca, y aquel con el de El Centro.

El refuerzo con tirantes en el modelo 5 resultó de suficiente utilidad para mantener la liga entre los muros a pesar del agrietamiento, pues permitió que el modelo se sometiera a movimientos del doble de la intensidad que llevó a la falla los modelos sin refuerzo, si bien no fue tan eficiente como los otros sistemas de refuerzo, ya que se manifestaron niveles de daño considerable con movimientos iguales a los que los modelos 2 y 3 soportaron sin daño aparente. Es conveniente destacar que a pesar del nivel de daño provocado, los tensores permitieron mantener unidos los muros y lograr que siguieran trabajando en conjunto, al grado que fue posible aprovechar el modelo para girarlo y probarlo nuevamente con la excitación paralela a los muros largos, de manera que estos trabajaran a cortante. La prueba sirvió para verificar que las zonas de muros entre huecos de puertas y ventanas están en condiciones muy desfavorables ante una sollicitación que les induzca esfuerzos cortantes. La intensidad máxima del movimiento aplicado al modelo en esta posición fue 225 por ciento la del sismo de Oaxaca, pero desde niveles del orden de 90 por ciento aparecieron las grietas de cortante entre los huecos.

En cuanto al modelo 6, se puede decir que los muros interiores proporcionaron cierta rigidez adicional que se tradujo en una intensidad de falla 50 por ciento mayor con respecto al modelo sin muros interiores (modelo 4); sin embargo, se considera que la presencia de dichos muros como elementos resistentes no resulta suficiente para tomar efectos de sismo, ya que en

el ensaye de este modelo se observó que la liga entre muros interiores y muros largos se perdió para intensidades del orden de 150 por ciento de la del sismo real.

El modelo 7 permitió evaluar la eficiencia del uso combinado de tirantes horizontales en la periferia de los mismos y de tirantes verticales tanto en las esquinas como a ambos lados de huecos de puertas y ventanas. El ensaye del modelo demostró la contribución considerable que proporcionaron los tirantes verticales, incrementando la intensidad de falla en 40 por ciento aproximadamente con respecto al modelo 5.

Se pudo comprobar con dicho modelo que el uso de tirantes verticales y horizontales asegura la integridad de la construcción para aceleraciones muy elevadas porque, inclusive para intensidades de 350 por ciento que las del sismo real, los diferentes muros vibran en fase.

En el modelo 8 se introdujo un cambio importante: se construyó el modelo con tabicón de cemento y arena, usando en las juntas un mortero muy pobre (cal y arena). Resultó de gran interés que los principales daños al modelo se presentaron en los muros cortos por efectos de la fuerza cortante; además, la intensidad de falla resultó prácticamente la misma que para el modelo 6.

Por último, en el modelo 9 se combinaron dos sistemas de refuerzo: la viga cadena y los tirantes verticales. El ensaye de este modelo comprobó la bondad del sistema de refuerzo empleado, ya que el agrietamiento en el muro largo con puerta y ventana que se presentó en el modelo 8 para intensidades 20 por ciento mayores que el sismo real, en el modelo 9 ocurrió para una intensidad 3.6 veces mayor. El estado de falla que se presentó en los muros cortos del modelo 8 ante una intensidad de 240 por ciento mayor que la del sismo real no se igualó en el modelo 9, sino hasta que este fue sometido al doble de dicha intensidad (480 por ciento).

Los registros obtenidos durante las pruebas de vibración libre revelaron un incremento gradual y pequeño en el periodo de vibración (fig 15), el cual al final del ensaye resultó apenas 29 por ciento superior al registrado

al inicio de la prueba. En cuanto a la variación en el amortiguamiento, se presentó en forma igualmente lenta, y el incremento de 50 por ciento en dicho índice correspondió a una intensidad de 380 por ciento que la del sismo real.

En la tabla 4 se muestra la relación entre la intensidad inducida a los modelos sin refuerzo y la de los reforzados para cuando las estructuras se consideraron como sin daño y colapsadas según el criterio establecido en párrafos anteriores. Esta tabla permite realizar comparaciones acerca de la eficiencia para aumentar la resistencia de los distintos procedimientos de refuerzo ante fuerzas de origen sísmico. Se puede ver que el sistema más eficiente es el de la malla por ambas caras del muro, le sigue el de la cadena perimetral con tensores verticales; de menor eficiencia resultan los tensores verticales y horizontales junto con el sistema que emplea únicamente la dala perimetral de concreto. Los procedimientos que resultaron menos eficientes, pero que aumentaron considerablemente la resistencia de los modelos, fueron los muros interiores para reducir la longitud de los muros largos, y los tensores horizontales en la parte superior de los muros.

#### 4. CONCLUSIONES

Las deficiencias de las viviendas de adobe y en general de las de mampostería no reforzada, en lo que se refiere a su resistencia ante sismos, están claramente identificadas; esto permite establecer recomendaciones concretas para subsanar defectos.

Debe distinguirse el problema de las nuevas construcciones del de la seguridad de las viviendas existentes. Se considera en términos generales que las precauciones para construir una vivienda de adobe adecuadamente sísmo-resistente y duradera exceden al costo de una construcción de muros de tabique o de bloque confinados con dalas y castillos. Para este último tipo de construcción existen criterios y normas establecidas con los que se logra una seguridad ante sismo. El problema crítico es la situación del gran número de viviendas de adobe existentes en zonas sísmicas para las que deben establecerse procedimientos para incrementar su seguridad dentro del alcance de los habitantes.

De los estudios realizados se desprende que el procedimiento de refuerzo más eficaz consiste en una malla de acero clavada en ambas caras del muro y con las precauciones descritas para asegurar la continuidad y liga entre los muros. Este sistema proporciona además una protección al adobe contra el intemperismo, manteniendo íntegras sus propiedades; su inconveniente es el relativo costo de los materiales.

Un procedimiento con una eficiencia menor, aunque mucho más económico y sobre todo fácil de colocar sin alterar la habitabilidad de la vivienda durante la construcción, es el de tirantes. Los tirantes horizontales ensayados en este trabajo mostraron su capacidad para mantener unidos los muros aun ante intensidades sísmicas elevadas. Sin embargo, el nivel de daño es muy alto y conviene considerar un arreglo de tirantes más completo, incluyendo refuerzo vertical en los huecos y en las esquinas.

El refuerzo con viga cadena en el extremo superior fue más eficaz que los tirantes horizontales e igualmente efectivo que el de tirantes horizontales y verticales, aunque no impidió un daño importante en las esquinas de los muros, en las que se requeriría un refuerzo vertical adicional. Este procedimiento tiene la desventaja de requerir el soporte o la remoción total o parcial del techo para su colocación.

Se han analizado aquí únicamente los aspectos esenciales de los procedimientos de refuerzo; existen detalles adicionales que es necesario cuidar para un buen comportamiento sísmico como son la rigidización del techo en su plano para que forme un diafragma, la adecuada liga del techo a los muros, el refuerzo local en los huecos, y la fijación de las tejas para evitar su deslizamiento.

Con respecto a los ensayos en mesa vibratoria puede concluirse que, aun reconociendo las limitaciones propias de la reproducción parcial de los efectos sísmicos y por la imposibilidad de representar en el modelo todas las características del prototipo, se considera que constituyen una excelente manera de evaluar cualitativamente el comportamiento sísmico y de comparar la eficacia de diversos procedimientos de refuerzo. <sup>®</sup>

al inicio de la prueba. En cuanto a la variación en el amortiguamiento, se presentó en forma igualmente lenta, y el incremento de 50 por ciento en dicho índice correspondió a una intensidad de 380 por ciento que la del sismo real.

En la tabla 4 se muestra la relación entre la intensidad inducida a los modelos sin refuerzo y la de los reforzados para cuando las estructuras se consideraron como sin daño y colapsadas según el criterio establecido en párrafos anteriores. Esta tabla permite realizar comparaciones acerca de la eficiencia para aumentar la resistencia de los distintos procedimientos de refuerzo ante fuerzas de origen sísmico. Se puede ver que el sistema más eficiente es el de la malla por ambas caras del muro, le sigue el de la cadena perimetral con tensores verticales; de menor eficiencia resultan los tensores verticales y horizontales junto con el sistema que emplea únicamente la dala perimetral de concreto. Los procedimientos que resultaron menos eficientes, pero que aumentaron considerablemente la resistencia de los modelos, fueron los muros interiores para reducir la longitud de los muros largos, y los tensores horizontales en la parte superior de los muros.

#### 4. CONCLUSIONES

Las deficiencias de las viviendas de adobe y en general de las de mampostería no reforzada, en lo que se refiere a su resistencia ante sismos, están claramente identificadas; esto permite establecer recomendaciones concretas para subsanar defectos.

Debe distinguirse el problema de las nuevas construcciones del de la seguridad de las viviendas existentes. Se considera en términos generales que las precauciones para construir una vivienda de adobe adecuadamente sísmo-resistente y duradera exceden al costo de una construcción de muros de tabique o de bloque confinados con dalas y castillos. Para este último tipo de construcción existen criterios y normas establecidas con los que se logra una seguridad ante sismo. El problema crítico es la situación del gran número de viviendas de adobe existentes en zonas sísmicas para las que deben establecerse procedimientos para incrementar su seguridad dentro del alcance de los habitantes.

De los estudios realizados se desprende que el procedimiento de refuerzo más eficaz consiste en una malla de acero clavada en ambas caras del muro y con las precauciones descritas para asegurar la continuidad y liga entre los muros. Este sistema proporciona además una protección al adobe contra el intemperismo, manteniendo íntegras sus propiedades; su inconveniente es el relativo costo de los materiales.

Un procedimiento con una eficiencia menor, aunque mucho más económico y sobre todo fácil de colocar sin alterar la habitabilidad de la vivienda durante la construcción, es el de tirantes. Los tirantes horizontales ensayados en este trabajo mostraron su capacidad para mantener unidos los muros aun ante intensidades sísmicas elevadas. Sin embargo, el nivel de daño es muy alto y conviene considerar un arreglo de tirantes más completo, incluyendo refuerzo vertical en los huecos y en las esquinas.

El refuerzo con viga cadena en el extremo superior fue más eficaz que los tirantes horizontales e igualmente efectivo que el de tirantes horizontales y verticales, aunque no impidió un daño importante en las esquinas de los muros, en las que se requeriría un refuerzo vertical adicional. Este procedimiento tiene la desventaja de requerir el soporte o la remoción total o parcial del techo para su colocación.

Se han analizado aquí únicamente los aspectos esenciales de los procedimientos de refuerzo; existen detalles adicionales que es necesario cuidar para un buen comportamiento sísmico como son la rigidización del techo en su plano para que forme un diafragma, la adecuada liga del techo a los muros, el refuerzo local en los huecos, y la fijación de las tejas para evitar su deslizamiento.

Con respecto a los ensayos en mesa vibratoria puede concluirse que, aun reconociendo las limitaciones propias de la reproducción parcial de los efectos sísmicos y por la imposibilidad de representar en el modelo todas las características del prototipo, se considera que constituyen una excelente manera de evaluar cualitativamente el comportamiento sísmico y de comparar la eficacia de diversos procedimientos de refuerzo. <sup>®</sup>

Sería muy conveniente seguir con estudios de este tipo para afinar procedimientos de refuerzo y para el estudio de otros procedimientos constructivos, formas de vivienda y materiales componentes.

## 5. RECONOCIMIENTO

Una buena parte del estudio fue patrocinada por la Dirección General de Obras de Mejoramiento Urbano de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y otra contó con el patrocinio de la Dirección General de Atención de Emergencias Urbanas y Prevención de Desastres dependiente de la misma Secretaría.

## 6. REFERENCIAS

1. Bazán, E, Padilla, M y Meli, R, "Análisis sísmico de viviendas de adobe", *Memorias Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica*, San Salvador (1978)
2. Galindo, A S, "La vivienda rural frente a los efectos sísmicos", *Memorias IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Oaxaca (1975)
3. Escalante, P C y Merrifield, C C, "Casas de adobe antisísmicas", *Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP*, informe interno (1977)
4. Martínez, R B y Escalante, P C, "Pruebas dinámicas en una vivienda de adobe reforzada para resistir temblores en Chiapa de Corzo, Chis", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, informe interno (1976)
5. "Asismicidad en viviendas económicas", *Centro Interamericano de Vivienda y Planeamiento*, Bogotá (1959)
6. Ambraseys, N N, "An earthquake engineering study of the buyin-zahra earthquake of September 1st, 1962, in Iran", *Procs III World Conference on Earthquake Engineering*, 3, Nueva Zelanda (1965)
7. Vugrinec, E, "Dettagli costruttivi della posa dei tiranti", cuaderno 6, *Centro di ricerca applicata e documentazione*, Udine (1977)

8. Pinar, "Hystorical and modern earthquake-resistant construction in Turkey, *Procs World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, Cal (1956)
9. Meli, R, Hernández, B O, "Recomendaciones sobre el empleo de mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas", *Ingeniería Sísmica*, 14 (1976)
10. Meli, R y Reyes, G A, "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 237 (1969)
11. Yamashiro, K R, Sánchez, O A y Morales, M R, "Diseño sísmico de construcciones de adobe y suelo estabilizado", *Universidad Nacional de Ingeniería*, Lima (1975)
12. Corazao, M y Blondet, M, "Estudio experimental de comportamiento estructural de las construcciones de adobe frente a sollicitaciones sísmicas", *Depto de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Perú* (1973)
13. Meli, R, "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Ingeniería*, 46 2 (1976)
14. Hernández, O y Meli, R, Padilla, M y Valencia, E, "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios Experimentales", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 441 (1981).

	Aceleración/g			Desplazamiento, en cm		
	Original	Corregido	Modelo	Original	Corregido	Modelo
El Centro, Cal	0.35	0.34	0.85	12	6.96	2.78
Managua	0.37	0.34	0.85	33	7.40	2.96
Oaxaca	0.20	0.20	0.50	3	0.72	0.29

TABLA 1. VALORES MAXIMOS DE ACELERACION Y DESPLAZAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS EMPLEADOS

TABLA 2. ENSAYES REALIZADOS EN MESA VIBRATORIA

Modelo	Refuerzo	No Prueba	Techo	Sismo	Intensidad máxima, en porcentaje	Alternativa análisis dimensional (fig 16)	Observaciones
1	Ninguno	1.1	Ligero <sup>1</sup>	El Centro	90	4	Techo con vigas y tejas
		1.2	Ligero <sup>2</sup>	El Centro	90	4	
		1.3	Pesado <sup>2</sup>	El Centro	90	4	
		1.4	Pesado <sup>2</sup>	El Centro	90	3	
2	Cadena	2.1	Ligero <sup>1</sup>	El Centro	90	3	Techo con vigas y tejas
		2.2	Pesado <sup>2</sup>	El Centro	90	3	
		2.3	Pesado <sup>2</sup>	Managua	90	3	
		2.4	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	360	3	
3	Modelo 1, re parado con malla y cadena	3.1	Ligero <sup>2</sup>	El Centro	90	3	Se resanaron las grietas con lodo
		3.2	Pesado <sup>2</sup>	El Centro	90	3	
		3.3	Pesado <sup>2</sup>	Managua	90	3	
		3.4	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	450	3	
4	Ninguno	4.1	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	135	3	Ensayado en dirección longitudinal
		5.1	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	270	3	
5	Modelo 4, re parado con tirantes horizontales	5.2	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	225	3	Ensayado en dirección longitudinal
		6-1	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	180	3	

1 Techo con vigas y tejas  
2 Masas equivalentes a la del techo

Modelo	Refuerzo	No Prueba	Techo	Sismo	Intensidad máxima, en porcentaje	Alternativa análisis dimensional (fig 16)	Observaciones
7	Modelo 6, se parado con tensores verticales y horizontales	7.1	Pesado <sup>2</sup>	Oaxaca	370	3	Observaciones
6	Ninguno	8.1	Ligero <sup>2</sup>	Oaxaca	160	3	Contruido con tabicón cemento-arena
3	Modelo 8, reparado con cadena de concreto y tirantes verticales	9.1 9.2 9.3	Ligero <sup>2</sup> Ligero <sup>2</sup> Ligero <sup>2</sup>	Oaxaca Oaxaca Oaxaca	420 420 200	3 3 3	Ensayado en dirección longitudinal (dañado) Ensayado en dirección longitudinal y sin tensores verticales (dañado)

TABLA 2. (CONTINUACION)

TABLA 3. VALORES TEORICOS Y EXPERIMENTALES DE LOS PERIODOS Y ACELERACIONES MAXIMAS EN LOS MODELOS 1 y 2

Modelo	T <sub>s</sub> en s	a <sub>máx</sub> /g	
1	Medido	0.079	1.14
	Calculado	0.090	1.21
2	Medido	0.067	1.67
	Calculado	0.070	1.56

TABLA 4. RELACION DE INTENSIDADES\* ENTRE LOS DISTINTOS PROCEDIMIENTOS DE REFUERZO

Modelo	Sin daño	Colapso	Características
1 y 4	1.0	1.0	Sin refuerzo
2	2.0	2.7	Viga perimetral de concreto
3	> 2	> 3.0	Malla de acero y aplandado
5	1.7	2.1	Tirantes horizontales
6	1.5	1.4	Muros interiores
7	2.0	2.7	Tirantes horizontales y verticales
8	1.2	1.1	Tabicón sin refuerzo
9	2.8	3.1	Tabicón, viga perimetral y tensores verticales

\* Sismo registrado en la ciudad de Oaxaca

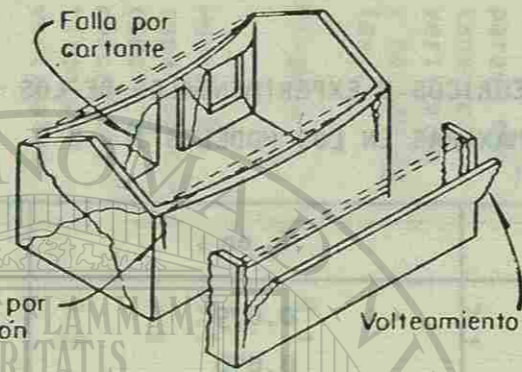


Fig 1. Modos de falla de viviendas de adobe

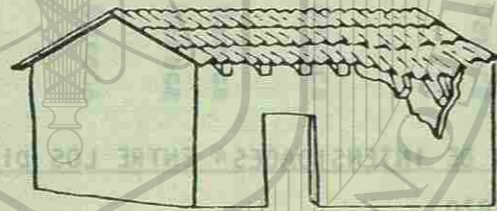


Fig 2. Falla local por empuje de las vigas en muros de piedra y lodo

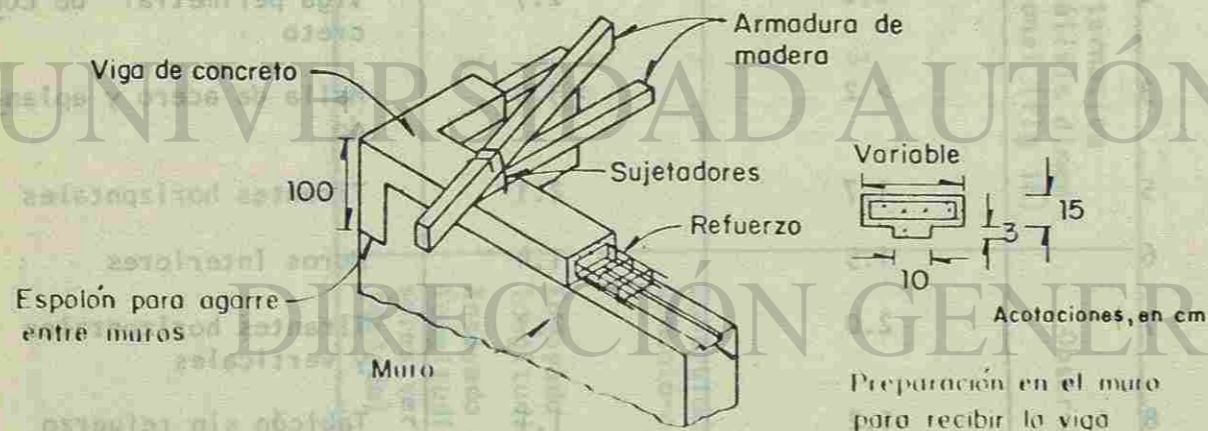


Fig 3. Refuerzo con viga cadena de concreto (ref 3)

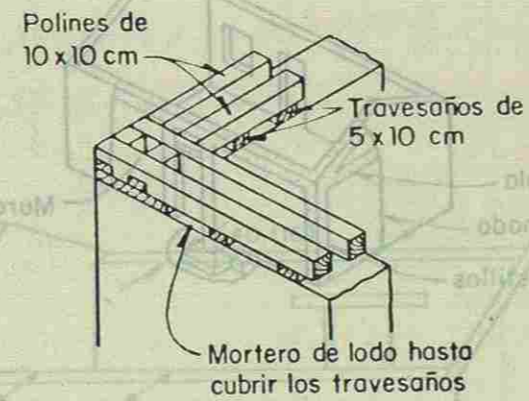


Fig 4. Refuerzo con viga de madera

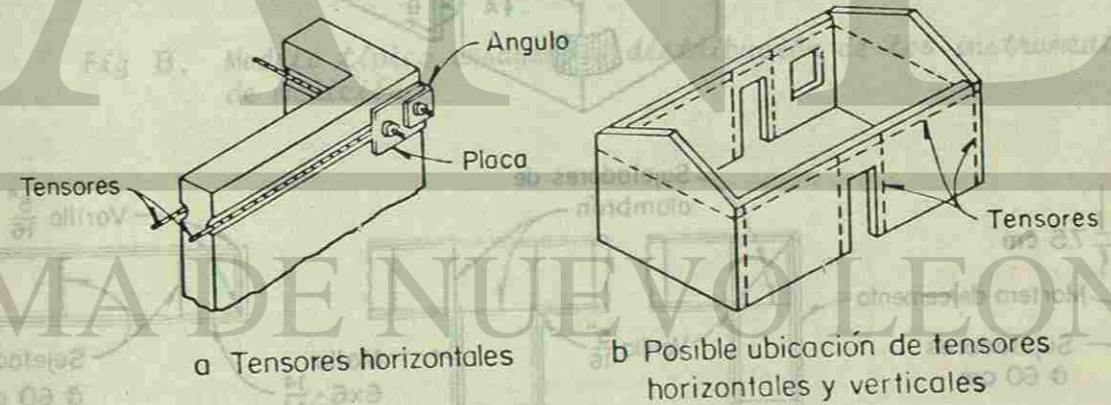


Fig 5. Refuerzo con tensores de acero

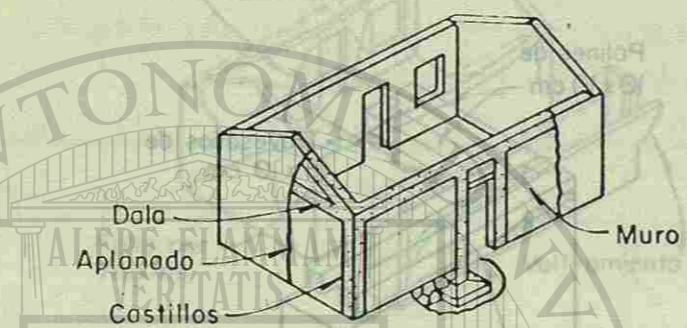


Fig 6. Refuerzo con vigas y columnas de concreto

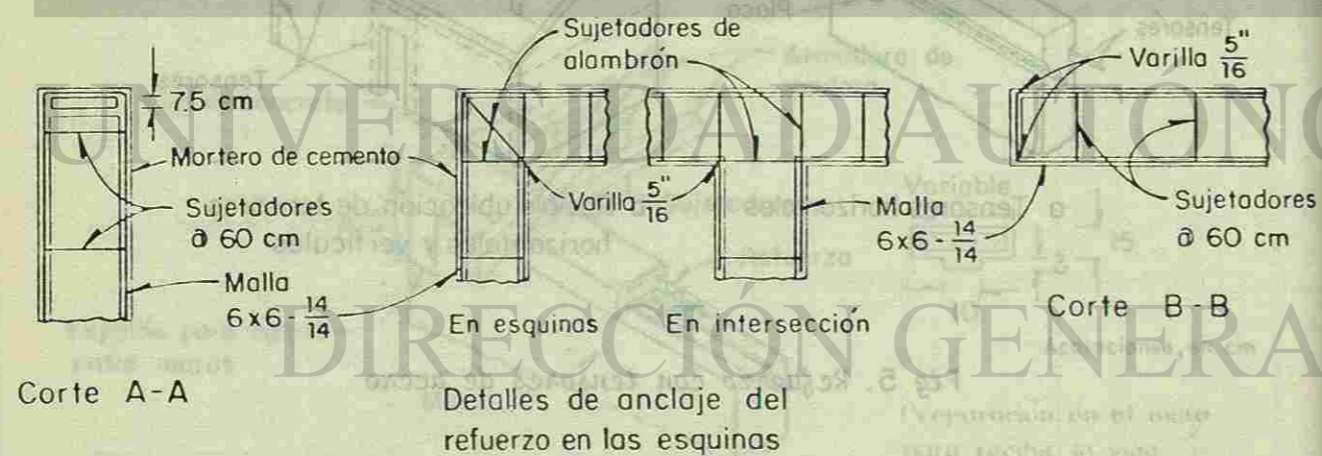
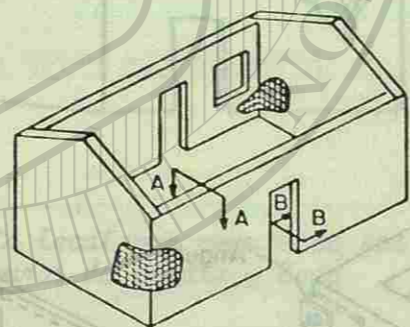


Fig 7. Recubrimiento de mortero sobre malla

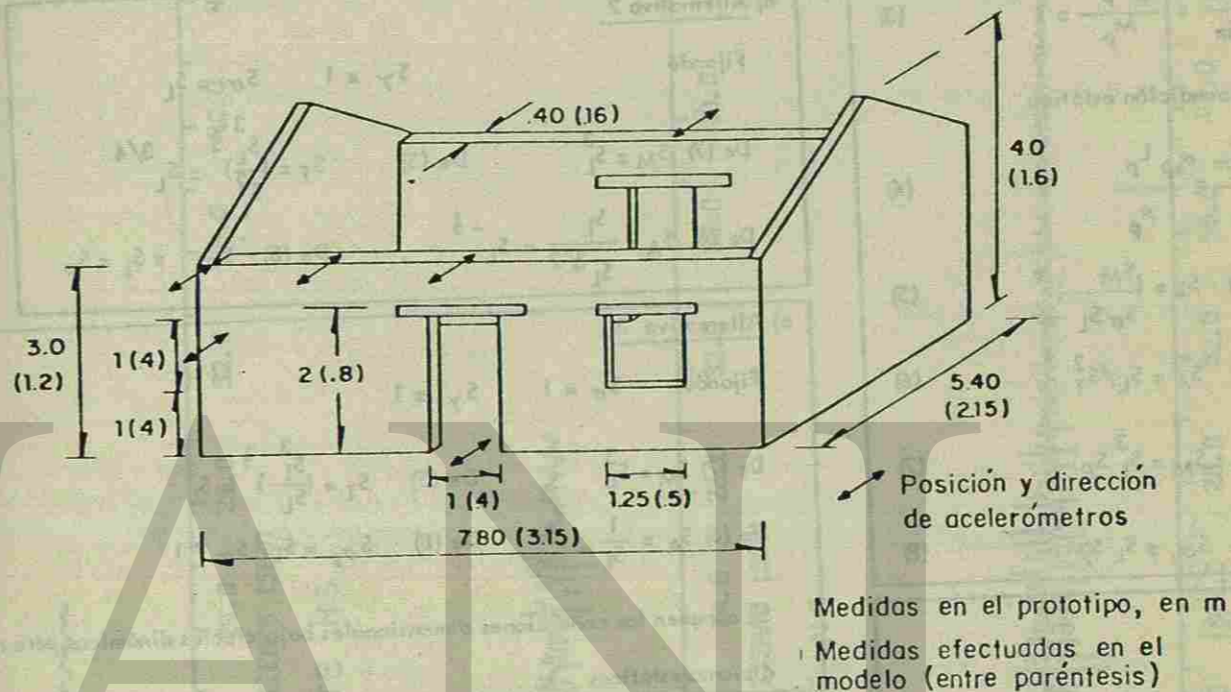


Fig 8. Modelo típico ensayado y distribución de los instrumentos de medición



**a) Principales relaciones dimensionales que deben cumplirse**

$$\frac{\sigma_m T_m^2 L_m}{M_m} = \frac{\sigma_p T_p^2 L_p}{M_p} \quad (1)$$

$$\frac{A_m T_m^2}{L_m} = \frac{A_p T_p^2}{L_p} \quad (2)$$

$$\frac{\rho_m L_m^3}{M_m} = \frac{\rho_p L_p^3}{M_p} = 1 \quad (3)$$

Para condición estática

$$\frac{\sigma_{vm} L_m}{\rho_m} = \frac{\sigma_{vp} L_p}{\rho_p} \quad (4)$$

$$\text{De (1)} \quad S_T = \left(\frac{S_M}{S_\sigma S_L}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$\text{De (2)} \quad S_A = S_L / S_T^2 \quad (6)$$

$$\text{De (3)} \quad S_M = S_L^3 S_\rho \quad (7)$$

$$\text{De (4)} \quad S_{\sigma_v} = S_L S_\rho \quad (8)$$

**b) Notación**

- A Aceleración
- L Longitud
- M Masa
- T Tiempo
- $\rho$  Densidad de masa
- $\gamma$  Peso volumétrico,  $S_\gamma = S_\rho$
- $\sigma$  Esfuerzos dinámicos
- $\sigma_v$  Esfuerzos inducidos en condición estática
- m Relativo al modelo
- p Relativo al prototipo
- S Factor de escala
- S Parámetro del prototipo
- S Parámetro del modelo

**c) Alternativa 1**

Fijando  $S_\sigma = 1$   $S_\gamma = \sqrt{S_L}$

$$\text{De (7)} \quad S_M = S_L^2 \quad \text{De (5)} \quad S_T = \left(\frac{S_L^2}{S_L}\right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{De (6)} \quad S_A = \frac{S_L}{S_L} = 1 \quad \text{De (8)} \quad S_{\sigma_v} = S_L \frac{1}{S_L} = 1$$

**d) Alternativa 2**

Fijando  $S_\gamma = 1$   $S_\sigma = S_L$

$$\text{De (7)} \quad S_M = S_L^3 \quad \text{De (5)} \quad S_T = \left(\frac{S_L^3}{S_L^2}\right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{3}{4}}$$

$$\text{De (6)} \quad S_A = \frac{S_L}{S_L^{3/2}} = S_L^{-\frac{1}{2}} \quad \text{De (8)} \quad S_{\sigma_v} = S_L = S_\sigma$$

**e) Alternativa 3**

Fijando  $S_\sigma = 1$   $S_\gamma = 1$

$$\text{De (7)} \quad S_M = S_L^3 \quad \text{De (5)} \quad S_T = \left(\frac{S_L^3}{S_L}\right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{De (6)} \quad S_A = \frac{1}{S_L} \quad \text{De (8)} \quad S_{\sigma_v} = S_L \neq S_\sigma \neq 1$$

Se cumplen las condiciones dimensionales bajo efectos dinámicos, pero no las condiciones estáticas.

**f) Alternativa 4**

Fijando  $S_\gamma = S_L^{\frac{1}{2}}$   $S_\sigma = 1$

$$\text{De (7)} \quad S_M = S_L^{\frac{1}{2}} S_L^3 = S_L^{\frac{7}{2}} \quad \text{De (5)} \quad S_T = \left(\frac{S_L^{\frac{7}{2}}}{S_L}\right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{De (6)} \quad S_A = \frac{S_L}{S_L^{3/2}} = S_L^{-\frac{1}{2}} \quad \text{De (8)} \quad S_{\sigma_v} = \frac{S_L}{S_L^{\frac{1}{2}}} = S_L^{\frac{1}{2}}$$

Tampoco se cumplen las condiciones dimensionales para efectos estáticos, pero la diferencia es menor que en la alternativa 3.

Fig 9. Análisis dimensional

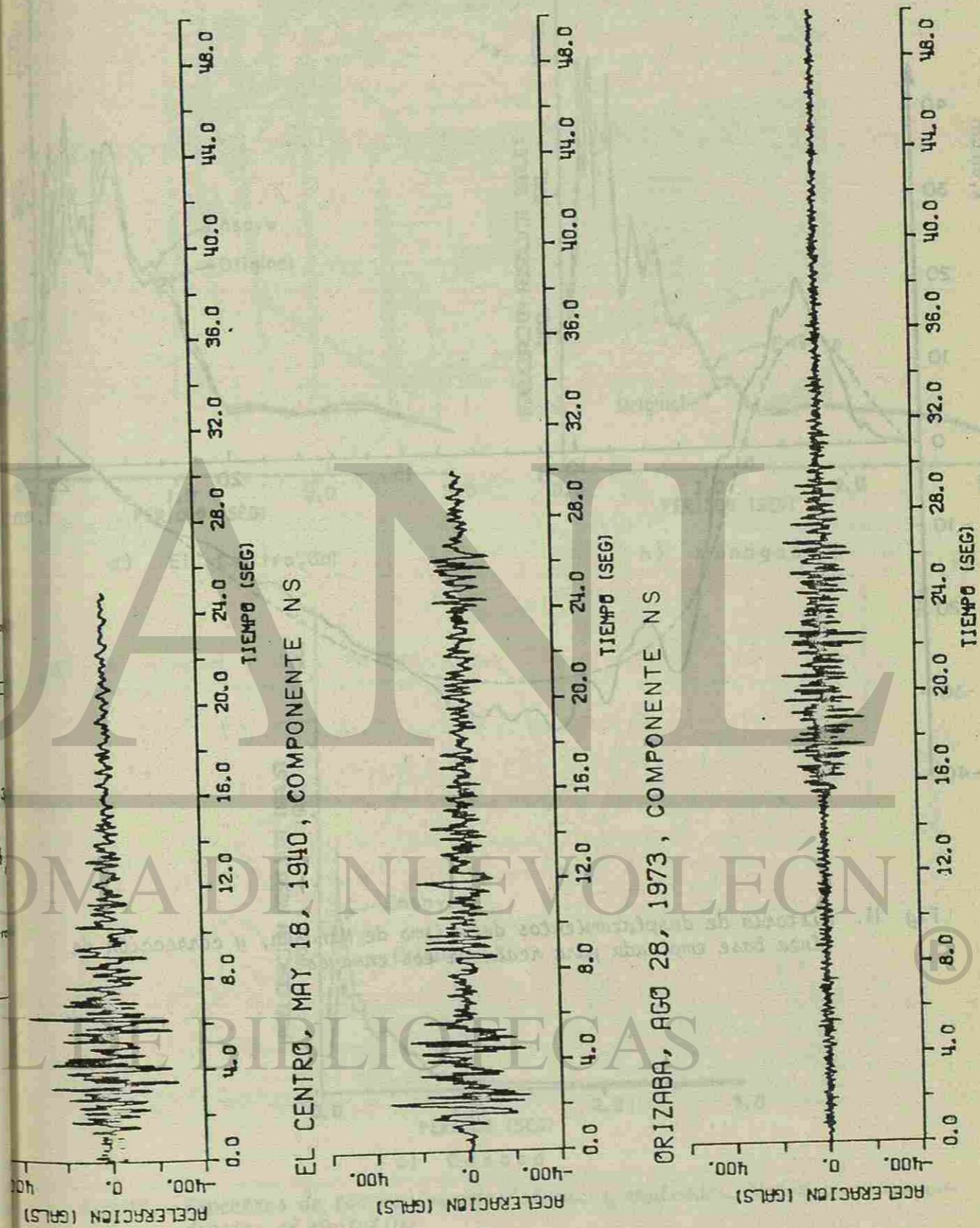


Fig 10. Acelerogramas de los temblores escogidos para ensayar los modelos

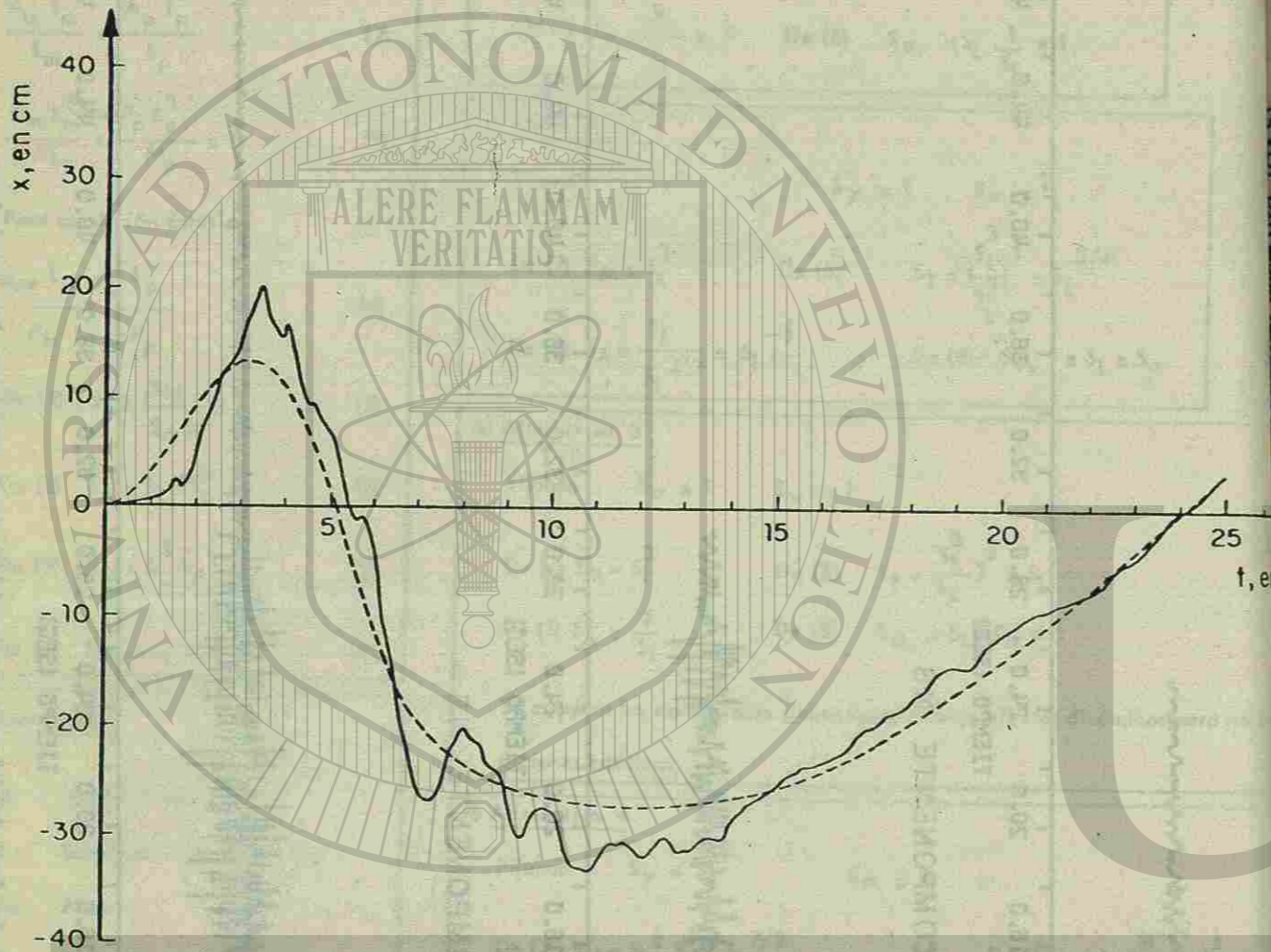
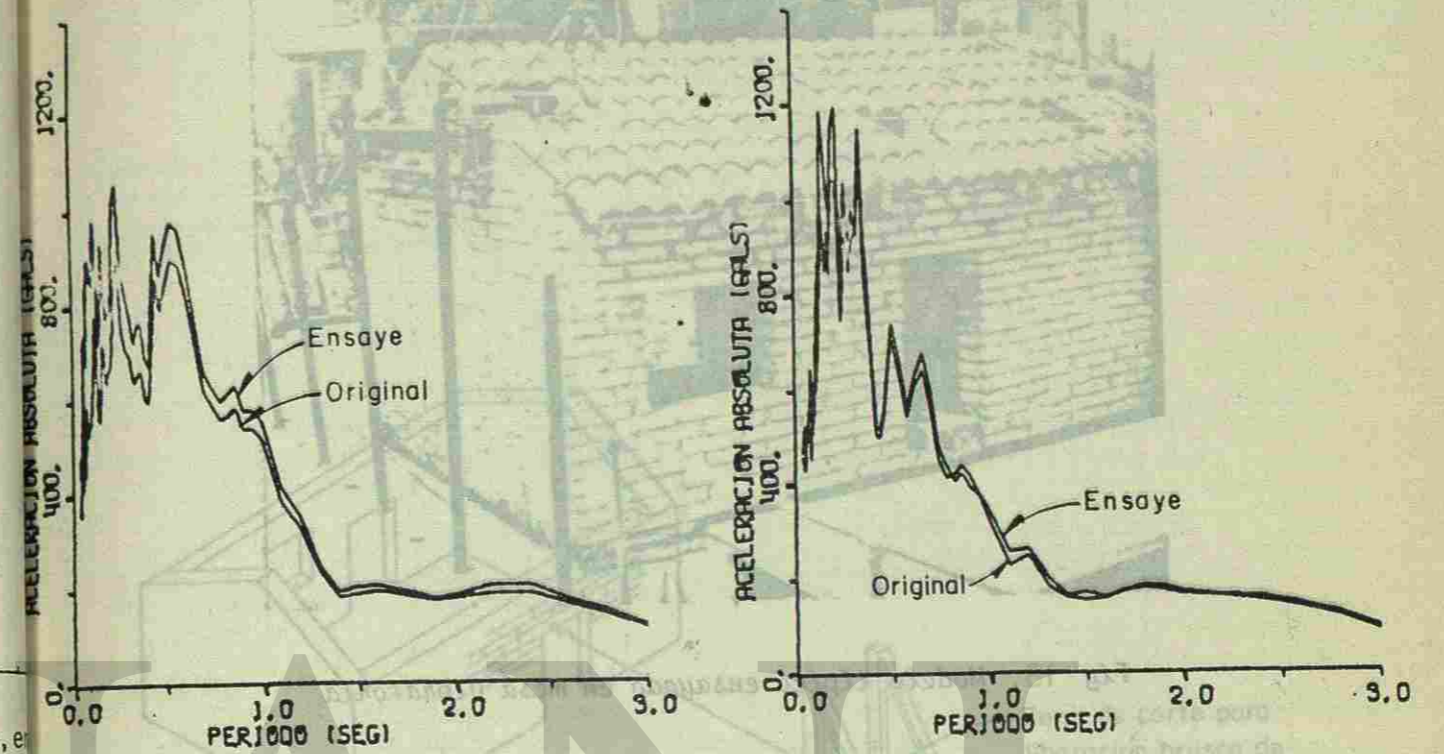
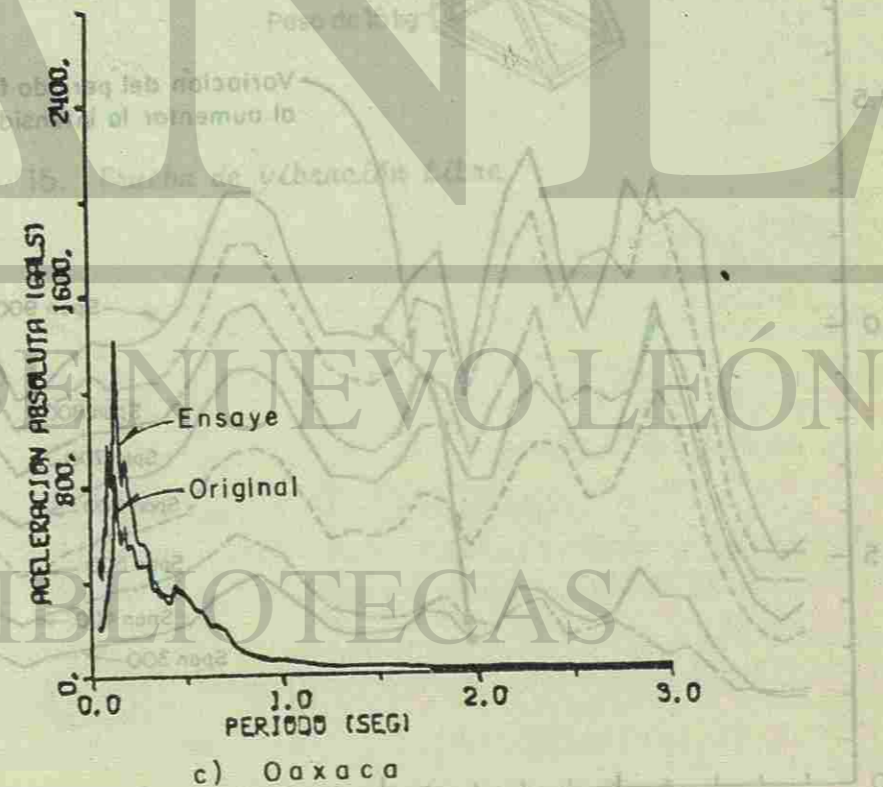


Fig 11. Historia de desplazamientos del sismo de Managua, y corrección de línea base empleada para realizar los ensayos



a) El Centro, Cal

b) Managua



c) Oaxaca

Fig 12. Espectros de los movimientos sísmicos empleados. Valores correspondientes al prototipo

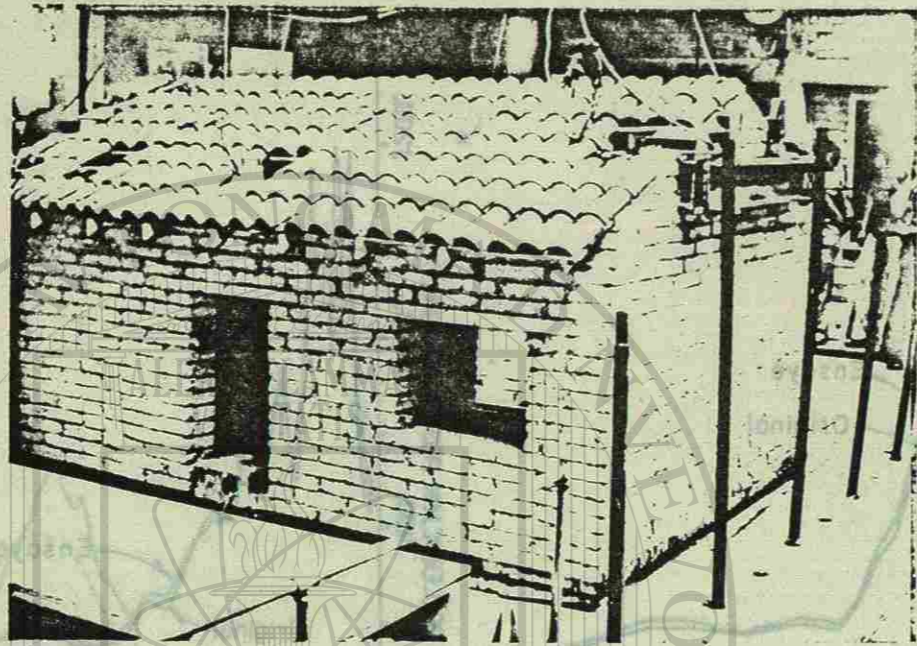


Fig 13. Modelo típico ensayado en mesa vibratoria

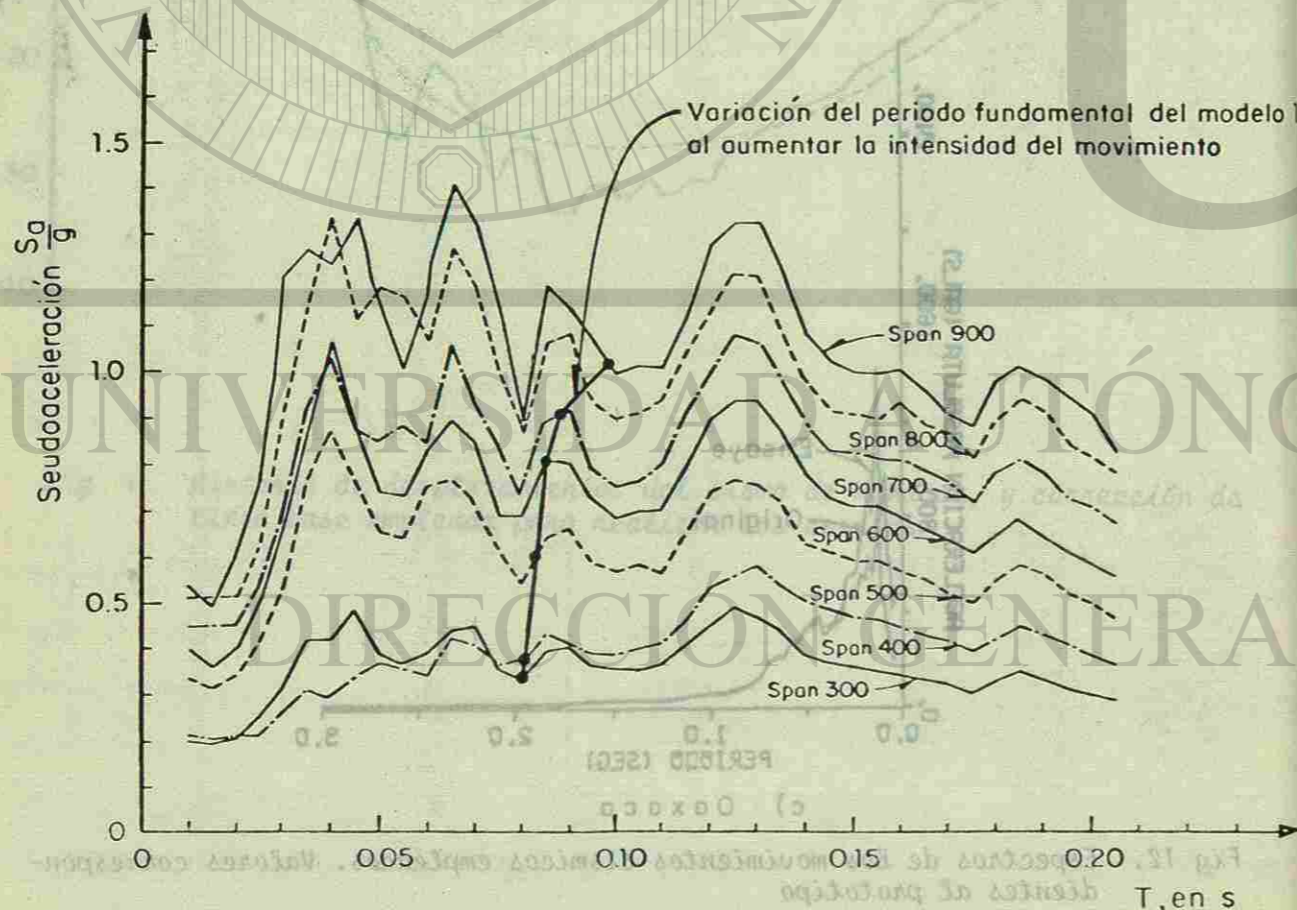


Fig 14. Espectros de los movimientos registrados en la mesa, para distintas intensidades del sismo de El Centro, Cal

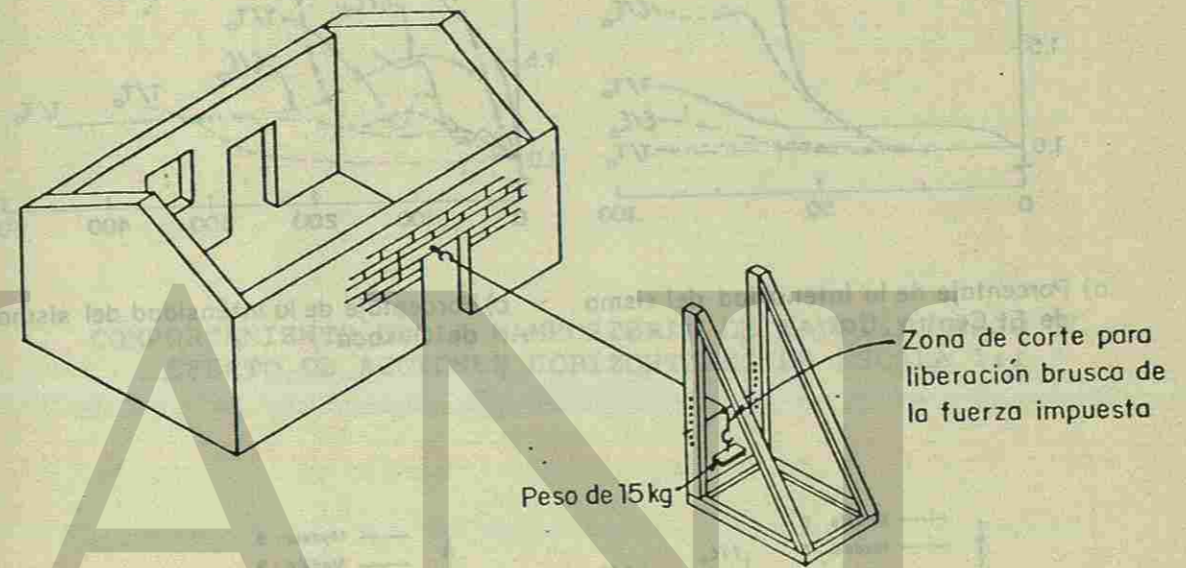


Fig 15. Prueba de vibración libre

GLARILEM

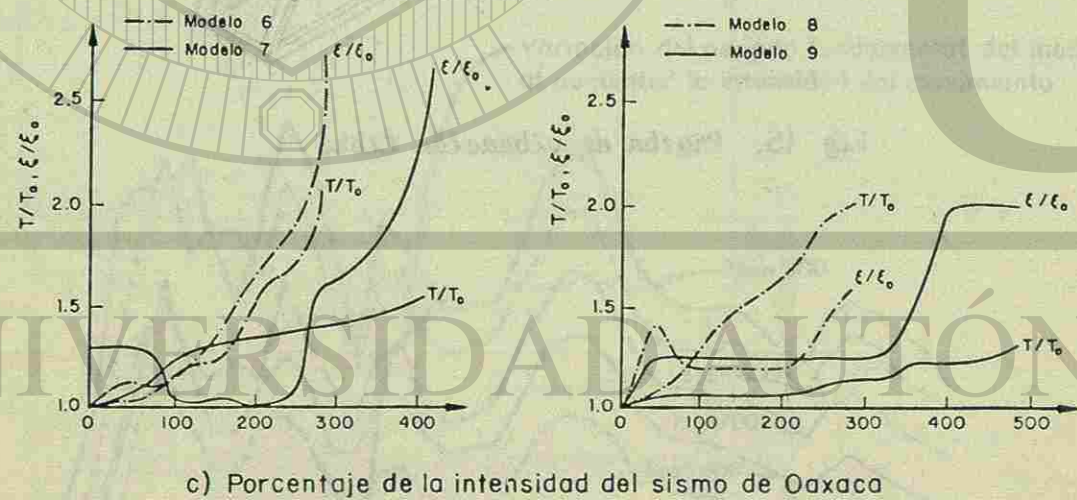
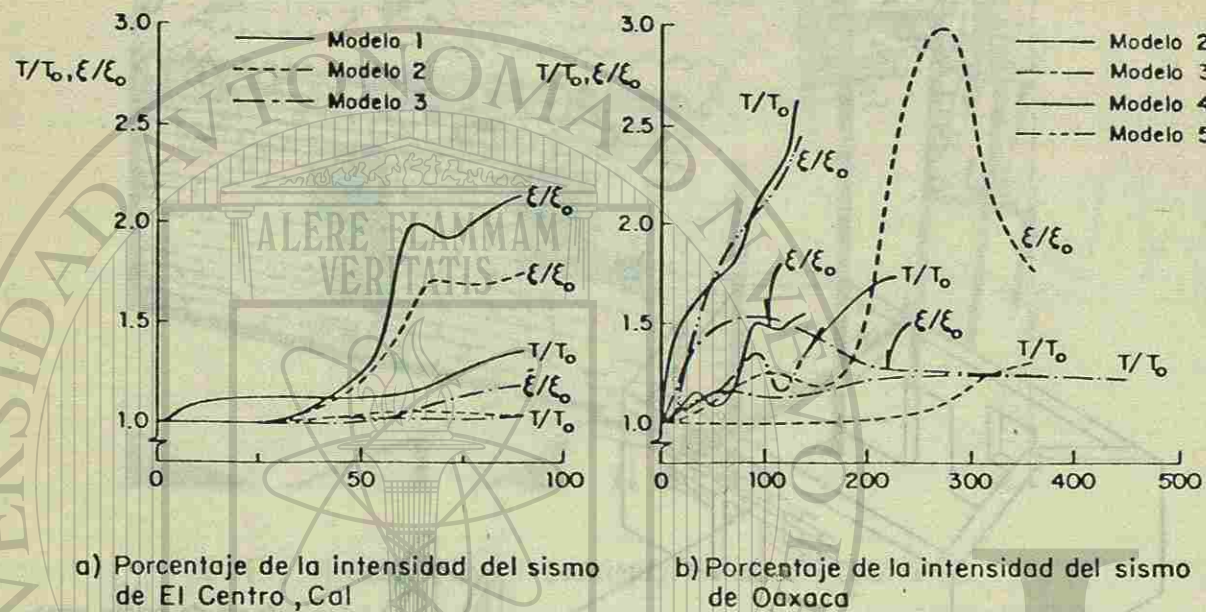


Fig 16. Variación del periodo y el amortiguamiento con el nivel de excitación

COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA DE LADRILLO BAJO EL EFECTO DE ACCIONES HORIZONTALES EN ESCALA 1:1

RUFINO JULIO MICHELINI \*  
LUIS ALBERTO OLIVENCIA \*\*

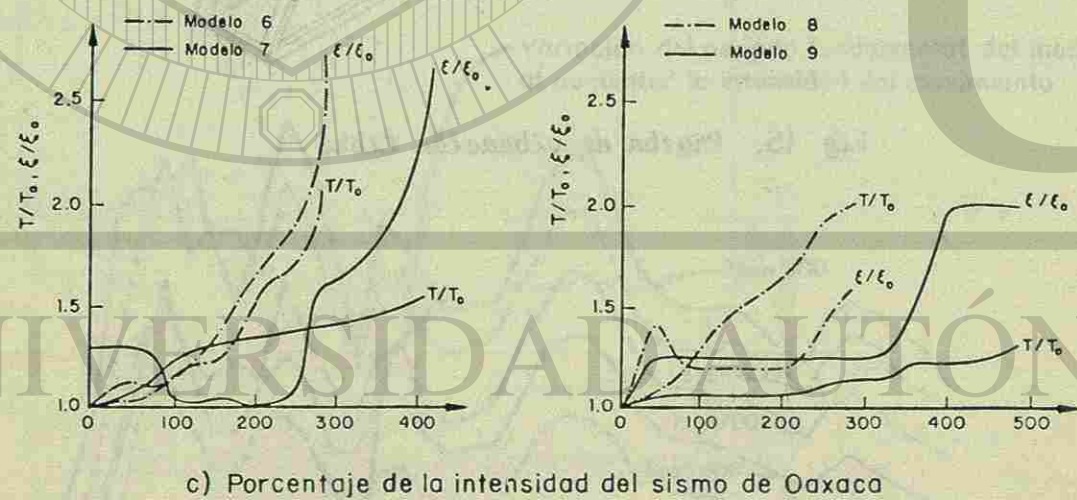
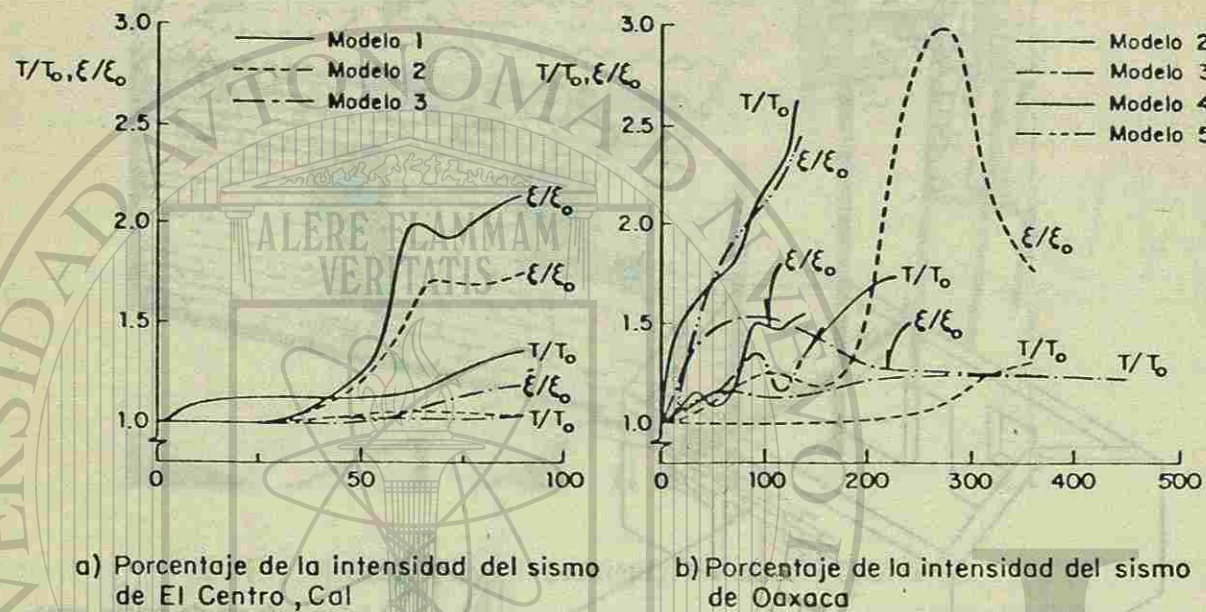
\* Ingeniero en Construcciones. Profesor Asociado a la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza.

Jefe: Grupo Construcciones Antisísmicas. Centro de Investigaciones Tecnológicas.

\*\* Ingeniero en Construcciones. Jefe de Trabajos Prácticos. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza.

Integrante Grupo Construcciones Antisísmicas C.I.T.-U.T.N.

GLARILEM



COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA DE LADRILLO BAJO EL EFECTO DE ACCIONES HORIZONTALES EN ESCALA 1:1

RUFINO JULIO MICHELINI \*  
LUIS ALBERTO OLIVENCIA \*\*

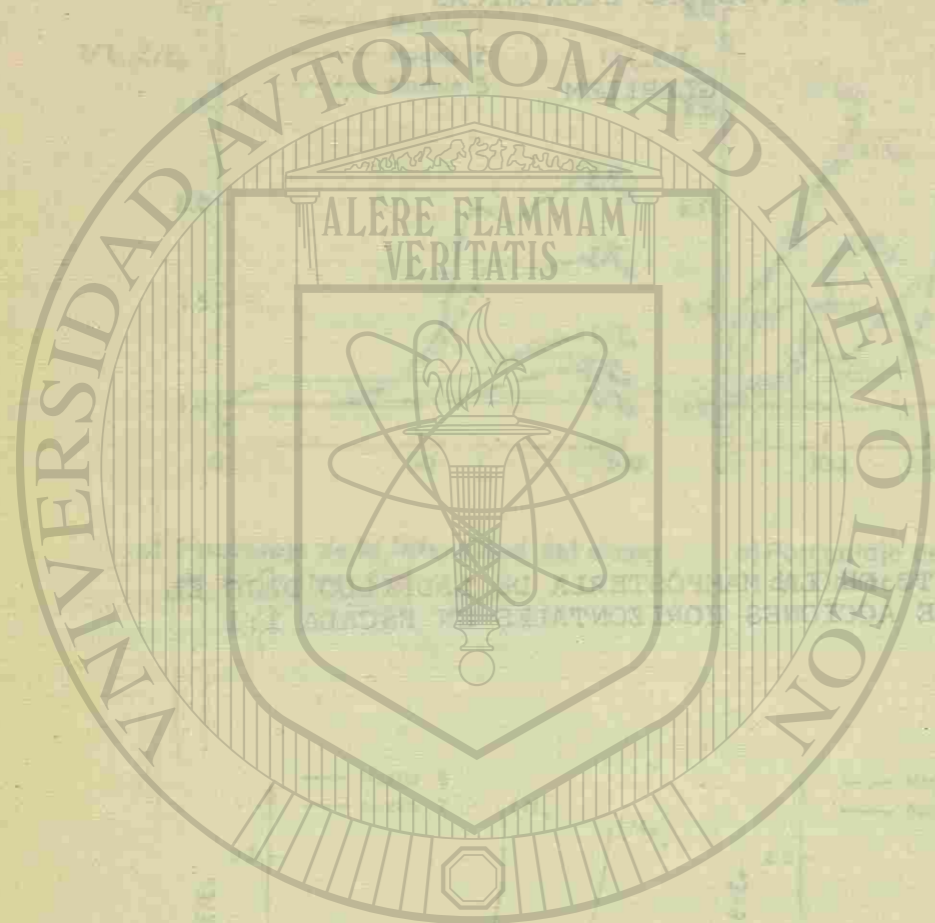
\* Ingeniero en Construcciones. Profesor Asociado a la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza.

Jefe: Grupo Construcciones Antisísmicas. Centro de Investigaciones Tecnológicas.

\*\* Ingeniero en Construcciones. Jefe de Trabajos Prácticos. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza.

Integrante Grupo Construcciones Antisísmicas C.I.T.-U.T.N.

Fig 16. Variación del periodo y el amortiguamiento con el nivel de excitación



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

R.J. MICHELINI

RESUMEN:

Siendo gran parte del territorio Argentino afectado por fenómenos sísmicos y habiéndose confiado como una de las técnicas modernas de construcción, la absorción de los esfuerzos por él provocado a la mampostería de ladrillos; surge la necesidad de realizar ensayos en laboratorio de la mampostería de ladrillos, según modalidad constructiva, de acuerdo a disposiciones vigentes en los códigos de construcciones antisísmicas.

Luego en este trabajo se analizan los resultados de un programa de investigación sobre el comportamiento de la mampostería de ladrillo bajo el efecto de acciones horizontales en escala 1:1.

En él se describen mecanismos de falla en muros de mampostería ensayados a escala natural 1:1 ante acciones horizontales y/o verticales.

Se identifican sus módulos elásticos E y G (longitudinal y transversal).

Se identifican sus resistencias de compresión y corte y valores de algunas propiedades mecánicas de los materiales ladrillo - mortero - hormigón.

I N D I C E

1. Objetivos .....	127
2. Características .....	128
3. Características del elemento: Ladrillo .....	130
4. Características del enmarcado .....	131
5. Característica del mortero utilizado en juntas .....	132
6. Conclusiones y Recomendaciones .....	133
7. Reconocimiento .....	135
8. Colaboradores .....	135
9. Apoyo Lingüístico .....	135
10. Auxiliares .....	135
11. Auxiliares Técnicos .....	135
12. Referencias .....	136

COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO  
BAJO EL EFECTO DE ACCIONES HORIZONTALES

I - Objetivos:

Gran parte del territorio Argentino está afectado por fenómenos sísmicos, y en especial la región que se extiende a lo largo de todo su oeste.

Estudiar el efecto sísmico en Argentina significa analizar distintos aspectos, entre los que podemos mencionar: "comportamiento dinámico de estructuras y características resistentes de los materiales" que forman la construcción.

Entre estos, la técnica de la construcción, confía a la mampostería como elemento estructural sismorresistente, con ciertos condicionamientos dados por códigos.

El estado actual de las normas sismorresistentes en Argentina, muestra la necesidad de dar valores característicos de resistencia a compresión, tracción por flexión, adherencia entre mortero y ladrillo (ref. 1;2;4), cortante y módulos de elasticidad longitudinal E y transversal G entre otros (ref. 8;9).

En la referencia 4 se resume un estudio de la variabilidad de los materiales componentes en la mampostería y la determinación de propiedades físico-mecánica básica de cada componente ladrillo-mortero. <sup>®</sup>

Para la consideración de muros portantes en un sistema estructural resistente a las acciones de cargas horizontales se considera conveniente que su rigidez se calcule teniendo en cuenta las deformaciones por flexión

y por corte, como así también la consideración de la resistencia a compresión para el efecto de cargas verticales.

Esto dió motivo al estudio de determinación de valores de módulos a compresión  $\sigma_c$  y de elasticidad  $E$  mediante el ensayo de muros, según se muestra en la figura 1.

En la determinación de los módulos de elasticidad longitudinal  $E$  se han seguido dos criterios:

1º: Por la Ley de BACH. Considerando la heterogeneidad del conjunto, como paneles formados por varios materiales como ser el ladrillo, la junta de mortero y el enmarcado de hormigón armado, cuyas características físico-mecánicas son distintas en cada uno de ellos, en forma aislada y en conjunto. Esto hace que no se cumpla con la Ley de HOOKE - proporcionalidad entre carga y deformación - (ref. 7; 8; 9).

2º: Se comparan los valores  $E$  obtenidos por la Ley de BACH con criterio dado por la Ley de HOOKE, analizándolos dentro del período elástico. Se considera como período elástico aproximado hasta el 25% de la carga de rotura de la estructura sometida a ensayo.

Paneles Ensayados a Cargas Verticales según esquema de figura 1, para la determinación de resistencias a compresión y módulos de elasticidad longitudinal  $E$ . Resultados y características indicadas en tablas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

#### CARACTERÍSTICAS.

Paneles Prefabricados tipo DALVIAN PC-1/78 ; PC-2/78 ; PC-3/78 con módulos (2,31 x 0,40 x 0,10 m), confeccionados en fábrica de hormigón, tobas

y granulado volcánico con alma de poliestireno expandido de 4 cm de espesor y 25 de cm de ancho, armadura longitudinal 6  $\emptyset$  4,2 mm (3 por cara) y armadura transversal de alambre  $\emptyset$  2,03 mm cada 30 cm. Tabla 1

Paneles Prefabricados tipo DALVIAN PC-4/79 ; PC-5/79 ; PC-6/79 con módulos (1,31 x 0,40 x 0,10 m) confeccionados en fábrica: de hormigón, cal, arena y granulado volcánico con alma de poliestireno expandido de 4 cm de espesor y 25 cm de ancho, armadura longitudinal 4  $\emptyset$  4,2 mm (2 por cara) y armadura transversal  $\emptyset$  4,2 mm cada 15 cm. Tabla 1.

Paneles construídos con ladrillón macizo moldeado a mano, cocido a cielo abierto de dimensiones aproximadas 9 x 18 x 29 cm con juntas de mortero de distintas calidades. Tabla 2.

Paneles construídos con ladrillo tipo "Pumicita" de dimensiones aproximadas 9 x 18 x 30 cm con juntas de mortero de distintas calidades. Tabla 3.

Paneles construídos con ladrillo cerámico semihueco tipo "Princesa" de dimensiones 11,5 x 14 x 29 cm con juntas de mortero 1 : 5 (cemento, arena) Tabla 4.

Probetas ladrillo-mortero de dimensiones 26,5 x 26,5 x 31 cm con ladrillo macizo común moldeado a mano, cocido a cielo abierto y según Norma IRAM 1549. Mortero utilizado de distinta calidad. Tabla 5.

Paneles construídos con ladrillo cerámico hueco "Palmar" de distintos tipos. Junta de mortero utilizada 1:1:5 (cemento, cal hidratada, arena) Tabla 6.

Paneles Ensayados Bajo Acciones Horizontales.

A los fines de poder determinar el módulo de elasticidad transversal  $G$



y por corte, como así también la consideración de la resistencia a compresión para el efecto de cargas verticales.

Esto dió motivo al estudio de determinación de valores de módulos a compresión  $\sigma_c$  y de elasticidad  $E$  mediante el ensayo de muros, según se muestra en la figura 1.

En la determinación de los módulos de elasticidad longitudinal  $E$  se han seguido dos criterios:

1º: Por la Ley de BACH. Considerando la heterogeneidad del conjunto, como paneles formados por varios materiales como ser el ladrillo, la junta de mortero y el enmarcado de hormigón armado, cuyas características físico-mecánicas son distintas en cada uno de ellos, en forma aislada y en conjunto. Esto hace que no se cumpla con la Ley de HOOKE - proporcionalidad entre carga y deformación - (ref. 7; 8; 9).

2º: Se comparan los valores  $E$  obtenidos por la Ley de BACH con criterio dado por la Ley de HOOKE, analizándolos dentro del período elástico. Se considera como período elástico aproximado hasta el 25% de la carga de rotura de la estructura sometida a ensayo.

Paneles Ensayados a Cargas Verticales según esquema de figura 1, para la determinación de resistencias a compresión y módulos de elasticidad longitudinal  $E$ . Resultados y características indicadas en tablas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

#### CARACTERISTICAS.

Paneles Prefabricados tipo DALVIAN PC-1/78 ; PC-2/78 ; PC-3/78 con módulos (2,31 x 0,40 x 0,10 m), confeccionados en fábrica de hormigón, tobas

y granulado volcánico con alma de poliestireno expandido de 4 cm de espesor y 25 de cm de ancho, armadura longitudinal 6  $\emptyset$  4,2 mm (3 por cara) y armadura transversal de alambre  $\emptyset$  2,03 mm cada 30 cm. Tabla 1

Paneles Prefabricados tipo DALVIAN PC-4/79 ; PC-5/79 ; PC-6/79 con módulos (1,31 x 0,40 x 0,10 m) confeccionados en fábrica: de hormigón, cal, arena y granulado volcánico con alma de poliestireno expandido de 4 cm de espesor y 25 cm de ancho, armadura longitudinal 4  $\emptyset$  4,2 mm (2 por cara) y armadura transversal  $\emptyset$  4,2 mm cada 15 cm. Tabla 1.

Paneles construídos con ladrillón macizo moldeado a mano, cocido a cielo abierto de dimensiones aproximadas 9 x 18 x 29 cm con juntas de mortero de distintas calidades. Tabla 2.

Paneles construídos con ladrillo tipo "Pumicita" de dimensiones aproximadas 9 x 18 x 30 cm con juntas de mortero de distintas calidades. Tabla 3.

Paneles construídos con ladrillo cerámico semihueco tipo "Princesa" de dimensiones 11,5 x 14 x 29 cm con juntas de mortero 1 : 5 (cemento, arena) Tabla 4.

Probetas ladrillo-mortero de dimensiones 26,5 x 26,5 x 31 cm con ladrillo macizo común moldeado a mano, cocido a cielo abierto y según Norma IRAM 1549. Mortero utilizado de distinta calidad. Tabla 5.

Paneles construídos con ladrillo cerámico hueco "Palmar" de distintos tipos. Junta de mortero utilizada 1:1:5 (cemento, cal hidratada, arena) Tabla 6.

Paneles Ensayados Bajo Acciones Horizontales.

A los fines de poder determinar el módulo de elasticidad transversal  $G$

y la resistencia a corte en paneles de mampostería se efectuó una serie de ensayos, sometiendo los mismos a cargas horizontales reversibles, aplicadas en el extremo superior del panel, sin restringir las deformaciones verticales extremas, teniendo como carga vertical sólo la de su peso propio, siendo el tipo de prueba denominado EN VOLADIZO.

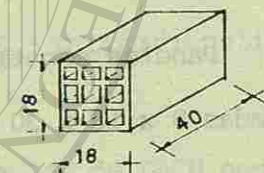
Ver esquema de carga en figura 1

La serie de paneles ensayados se indican a continuación:

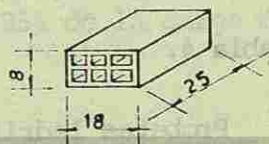
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO: LADRILLO.

A. Ladrillo cerámico hueco "Palmar".

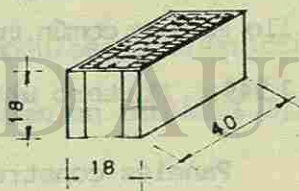
A.1. Común 9 agujeros (18 x 18 x 40 cm)



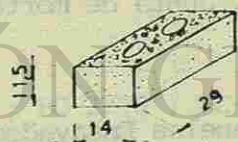
A.2. Común 6 agujeros (8 x 18 x 25 cm)



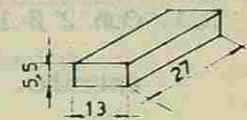
A.3. "Celerbloque" (18 x 18 x 40 cm)



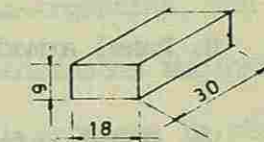
A.4. "Princesa" (11,5 x 14 x 29 cm)



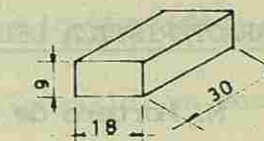
B. Ladrillo macizo común moldeado a mano, cocido a cielo abierto. Tipo Norma IRAM 1549. (5,5 x 13 x 27 cm).



C. Ladrillón macizo moldeado a mano, cocido a cielo abierto (9 x 18 x 30 cm). no normalizado.



D. Ladrillo de roca volcánica tipo "Pumicita" macizo (9 x 18 x 30 cm). Procedencia de Malargue - MENDOZA.



CARACTERISTICAS DEL ENMARCADO.

E. Columnas de hormigón armado de sección transversal igual a espesor muro x 18 cm.

E.1. Con armadura longitudinal de 4 Ø 8 mm y estribos cerrados de Ø 4,2 mm c/20 cm.

E.2. Con armadura longitudinal de 4 Ø 12 mm y estribos cerrados de Ø 4,2 mm c/18 cm.

V. Viga de encadenado superior de hormigón armado. Sección 18 x 18 cm con armadura longitudinal de 4 Ø 8 mm y estribos cerrados Ø 4,2 mm c/20 cm.

R. Refuerzo en bordes de paneles con ladrillo cerámico Palmar tipo

"Princesa" armado interiormente con:

R.1. Con 2  $\emptyset$  10 mm en cada ladrillo de borde y extremo de muro, sin estribo.

R.2. Con 2  $\emptyset$  12 mm en cada ladrillo de borde y extremos de muro.

H. Panel armado de acuerdo a normas antisísmicas de MENDOZA, (ref. 5 )

Vm. Panel reforzado con viga de hormigón armado a media altura de sección de acero y hormigón idem a tipo F.

#### CARACTERÍSTICA DEL MORTERO UTILIZADO EN JUNTAS.

M. Mortero de cemento, cal hidratada y arena común.

M.1. ( 1:1:5 )

M.2. ( 1:1:9 )

Mca. Mortero de cemento y arena común ( 1:5 )

L. Lechada de cemento puro.

En tablas 7 y 8 se dan los resultados obtenidos de las resistencias a compresión en paneles y probetas compuestos por ladrillos y morteros de distintos tipos y calidades.

En tablas 9, 10, 11, 12 y 13 se resume el resultado de la serie de paneles sometidos a acciones horizontales.

#### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El presente trabajo tiene por objeto obtener conocimientos que permitan dar mejores recomendaciones de diseño sismorresistente cuando se utiliza la mampostería como sistema estructural resistente.

Los muestreos realizados en fábrica y estudio de elementos de mampostería que se obtienen de la zona del Gran Mendoza-Argentina, han permitido obtener algunas conclusiones (ref. 4) que las autoridades Nacionales, Provinciales y Municipales deberán tomar carta en el problema lo más pronto posible.

Del análisis efectuado es importante destacar lo siguiente:

Los coeficientes de variación, del elemento ladrillo, ya sea en la resistencia de los materiales como en sus formas y dimensiones, son muy altos. Esto se debe a que no se ha completado aún la normalización de los elementos que componen el mampuesto; y lo que ya está normalizado no se cumple fielmente por el productor.

Como producto de la gran variación dada en el estudio estadístico y de acuerdo al muestreo efectuado hasta la fecha se indica: que el diseñador sismorresistente debe dar indicación expresa en su diseño del tipo de mampuesto que utilizará para la absorción de las acciones sísmicas previstas en Código, de igual modo como se indica para el acero y el hormigón se debe especificar el mampuesto con sus valores característicos.

Que los valores medios obtenidos de módulos de elasticidad longitudinal E y transversal G deben ser utilizados con precaución debido a la gran dispersión que se produce por los distintos tipos de ladrillos y morteros

R.J. MICHELINI

utilizados en el ramo de la construcción.

Que del estudio efectuado hasta la fecha se puede decir que la razón existente entre los módulos, de rigidez transversal  $G$  y el de elasticidad  $E$  oscila entre 0,04 a 0,3.

Que el estudio presentado en este trabajo corresponde a un parámetro determinado, como ser: muro sometido a estado de carga del tipo EN VOLADIZO, manteniendo una relación altura/largo del panel aproximadamente igual a 1, sin variar su espesor.

Que del estudio efectuado se ha visto que en ensayos de muros EN VOLADIZO con refuerzo exterior mediante columnas de encadenado o interior cuando el tipo de ladrillo lo permita, la capacidad resistente puede estar limitada por la fluencia del refuerzo de acero.

Que se hace necesario continuar con el tema, haciendo variar entre otras cosas: la relación  $\frac{H}{L}$ ; el espesor del panel; el tipo de carga; el número estadístico de ensayos experimentales, etc., por lo tanto, este trabajo sólo pretende ser el inicio del problema "MAMPOSTERIA SISMORESISTENTE" en Argentina.

R.J. MICHELINI

RECONOCIMIENTO.

Este trabajo se desarrolla en la UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, Centro de Investigaciones Tecnológicas. Facultad Regional Mendoza, con el apoyo de las autoridades provinciales y nacionales de la UNIVERSIDAD, de la SECYT (Secretaría Ciencia y Tecnología). Reconocimiento al apoyo concreto de los siguientes colaboradores directos al Grupo de Construcciones Antisísmicas, haciendo posible reunir la información que se da en el presente trabajo.

COLABORADORES.

Ingenieros en Construcciones	SILVA, Eduardo Oscar
	SAAVEDRA, Fernando Argentino
	FORNI, Daniel Anibal
	ALONSO, Ricardo Daniel

APOYO LENGUISTICO.

Profesora de Lenguas:	RIARTES de ROMERO, María Nieves
-----------------------	---------------------------------

Ingeniero Civil:	OELSNER, Pedro Pablo
------------------	----------------------

AUXILIARES.

Ingeniero en Construcciones	GUERRERO, Roberto Osvaldo
Ingeniero en Construcciones	MALDONADO, Noemí Graciela
Ingeniero en Construcciones	PETRICH, Jorge
Ingeniero en Construcciones	RIOS, Carlos Eduardo
Ingeniero en Construcciones	AQUINDO, Ana María

AUXILIARES TECNICOS:

Señor	OROZCO, Carlos Héctor
Señor	VILLEGAS, Oracio A.

Personal Administrativo Facultad Regional Mendoza y alumnos de 6º Año Ingeniería en Construcciones de la Facultad Regional Mendoza, UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL.

REFERENCIAS:

1. Normas "IRAM 1 549 y 12 518"

IRAM . Instituto Argentino de Racionalización de Materiales (marzo 1966)

2. Norma "IRAM 11 588" (1972).

3. Ings. MICHELINI, Rufino Julio y CAMPS, Juan.

"Estudio sobre el Comportamiento de la Mampostería de Ladrillo bajo el efecto de Acciones Horizontales en Modelos a escala Reducida" . Facultad Regional Mendoza. UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL. (1974).

XVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural Vol.III - 299/322.

4. Ings. MICHELINI, R.J. y GALVEZ, E.O.

"Ensayos Físicos Generales Aplicados a los Ladrillos de la Construcción" Informe interno Facultad Regional Mendoza. UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL. (1975). 23 pag.

5. " Código de Construcciones Antisísmicas de la Provincia de Mendoza" Argentina. (junio 1970) 30 pag.

6. MURRAY R. SPIEGEL. "Estadística" Editorial Mc Graw - Hill Latino Americana, S.A. (1969) . 357 pag.

7. Afanásiev, A.M. y Marien, V.A. . "Prácticas de Laboratorio sobre Resistencia de Materiales" Editorial MIR (1978). 327 pag.

8. Helfgot, Aarón. "Ensayo de los Materiales". Editorial Kapeluz S.A. Argentina. (1979) 636 pag.

9. PALAZON, GONZALEZ. "Ensayos Industriales". Editorial Litenia, Buenos Aires. (1967). 499 pag.

10. MELI, Roberto y REYES, Alejandro. "Propiedades Mecánicas de la Mampostería". Ingeniería, Vol. 41, N°3, México, D.F. (1971).

11. MELI, Roberto. "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería". Instituto de Ingeniería México 20, D.F.. México. 2da. Edición (1979).

12. SCHUBERT, Peter y GLITZA, Horst. "Valores del Módulo E , coeficiente de Elasticidad Transversal y Valores de Alargamiento en Rotura de Mampostería". Publicación de la revista DIE BAUTECHNIK, (junio 1981) Cuad. 6. Traducción a lengua castellana: OELSNER, Pedro. Facultad Regional Mendoza. UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL. Grupo de Construcciones Antisísmicas (1982).

TABLA 1

## MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores de paneles prefabricados tipo "DALVIAN"

CODIGO	Tipo de panel	Por Bach		Por Hooke	
		① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>	① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>
PC-1/78	Prefabricado/espesor	3 974	40 534	3 247	33 119
		+	+	+	+
PC-2/78	10 cm juntas	471	4 803	736	7 505
		+	+	+	+
PC-3/78	con mortero de cemento	5 342	54 485	5 503	56 126
		+	+	+	+
PC-4/79	arena y granulado volcánico	599	6 111	620	6 328
		+	+	+	+
PC-5/79	1:1:2	5 122	52 243	4 654	47 470
		+	+	+	+
PC-6/79	1:1:2	233	2 377	272	2 770
		+	+	+	+
Global E por Bach =		5 236	53 412	5 085	51 872
Global E por Hooke =		1 016	10 364	1 550	15 814

① Sistema Internacional de Unidades.

② Sistema Métrico.

TABLA 2

## MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores para paneles confeccionados con ladrillón macizo moldeado a mano, cocido a cielo abierto.

Dimensiones aproximadas del ladrillón 9 x 18 x 29 cm.

CODIGO	Mortero en juntas	Por BACH		Por HOOKE	
		① N/ m m <sup>2</sup>	② Kgf/ cm <sup>2</sup>	① N/ m m <sup>2</sup>	② Kgf/ cm <sup>2</sup>
MC -5/80 **	1:1:5	2 370	24 174	1 794	18 296
		+37	+378	+168	+1 716
MC -6/80 *	1:1:5	5 095	51 971	3 740	38 147
		+31	+312	+153	+1 559
MC -8/81	1:1:5	2 281	23 267	1 683	17 169
		+103	+1 053	+301	+3 071
MC -9/80	1:1:5	1 710	17 437	1 487	15 163
		+21	+213	+69	+707
MC-10/80	1:1:9	1 506	15 358	2 061	21 026
		+10	+99	+197	+2 006
MC-1/81	2:5	2 719	27 734	2 537	25 878
		+86	+874	+96	+980
MC-2/81	(calcemit, arena)	2 019	20 595	1 834	18 702
		+52	+534	+73	+741
E global por (Bach)		2 398 ± 977	24 463 ± 9 962		
E global por (Hooke)		2 077 ± 659	21 183 ± 6 723		

\* Ladrillón calidad "A" IRAM 1 549

\*\* Ladrillón calidad "B" IRAM 1 549

① S.I.

② Sistema métrico

R.J.MICHELINI

TABLA 3

MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores para paneles confeccionados con ladrillo tipo "Pumicita"

CODIGO	Mortero en juntas	Por Bach		Por Hooke	
		① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>	① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>
MC-3/81	1:1:5	2 037	20 782	2 379	24 261
		+ 39	+ 401	+ 123	+ 1 252
MC-4/81	lechada de cemento puro	4 300	43 859	3 303	33 687
		+ 38	+ 389	+ 383	+ 2 889
MC-5/81	1:1:5	5 484	55 938	4 706	48 004
		+ 246	+ 2 509	+ 323	+ 3 296
		3 940	40 193	3 462	35 317
		+ 1 464	+ 14 930	+ 1 006	+ 10 264

Dimensiones del ladrillo "Pumicita" 9 x 18 x 30 cm.

Roca de origen volcánico, procedente de Malargue, MENDOZA.

Densidad ladrillo = 1 380 Kg/m<sup>3</sup>.

① Unidades de Sistema Internacional.

② Unidades de Sistema Métrico.

R.J.MICHELINI

TABLA 4

MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores para paneles de ladrillo cerámico tipo "Princesa"

CODIGO	Tipo de panel	Por Bach		Por Hooke	
		① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>	① N/mm <sup>2</sup>	② Kgf/cm <sup>2</sup>
MC-1/82		9 444	96 287	7 881	80 390
		+ 224	+ 2 286	+ 357	+ 3 640
MC-2/82		8 218	83 822	7 405	75 530
		+ 801	+ 8 173	+ 769	+ 7 845
MC-3/82		8 302	84 677	7 025	71 657
		+ 207	+ 2 109	+ 306	+ 3 120
		8 653	88 262	7 437	75 859
		+ 740	+ 7 550	+ 613	+ 6 249

Espesor panel = 0,14 m.

mortero utilizado = 1 : 5 (cemento, arena)

① Unidades en Sistema Internacional

② Unidades en Sistema Métrico

TABLA 5

## MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores en probetas de ladrillo macizo común moldeado a mano

CODIGO	Mortero utilizado en juntas	Por Bach		Por Hooke	
		①	②	①	②
		N/mm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>
1	ladrillo macizo común	2 923	29 816	1 700	17 340
		+ 523	+ 5 337	+ 609	+ 6 212
2	común	1 899	19 365	2 041	20 821
		+ 145	+ 1 476	+ 161	+ 1 645
3	1:1:9	2 400	24 485	1 939	19 773
		+ 625	+ 6 379	+ 632	+ 6 451
4	ladrillo macizo común	4 022	41 026	2 785	28 402
		+ 634	+ 6 462	+ 632	+ 6 444
5	común	4 601	46 927	3 945	40 242
		+ 544	+ 5 552	+ 632	+ 6 451
6	1:1:5	4 496	45 861	3 490	35 594
		+ 212	+ 2 166	+ 409	+ 4 174

Dimensiones de probetas: 26,5 x 26,5 x 31 cm.

ladrillo macizo común según Norma IRAM 1549.

① Sistema Internacional de Unidades.

② Sistema Métrico.

TABLA 6

## MODULO DE ELASTICIDAD E

Cuadro comparativo de valores para ladrillo cerámico hueco "PALMAR" Mortero utilizado 1:1:5 (cemento, cal hidratada, arena).

CODIGO	Tipo de panel	Por Bach		Por Hooke	
		①	②	①	②
		N/mm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kgf/cm <sup>2</sup>
MC-1/79	9 Agujeros 18x18x40cm	2 507	25 567	1 704	17 382
		+ 85	+ 872	+ 228	+ 2 326
MC-3/80		2 290	23 355	2 088	21 294
		+ 55	+ 566	+ 84	+ 856
MC-2/80	Celerbloque 18x18x40cm	3 723	37 978	4 052	41 329
		+ 44	+ 451	+ 121	+ 1 234
MC-7/80		3 891	39 693	6 577	67 084
		+ 246	+ 2 510	+ 522	+ 5 326
MC-4/80	6 Agujeros 8x18x25cm	3 037	30 976	1 698	17 315
		+ 408	+ 4 159	+ 453	+ 4 619

\* ① Sistema Internacional de Unidades P [N] ; E [N/mm<sup>2</sup>]

\* ② Sistema Métrico Nacional P [Kgf/cm<sup>2</sup>] E [Kgf/cm<sup>2</sup>]



CODIGO	Tipo de Panel	AREA BRUTA cm <sup>2</sup>	Tensión de Compresión max		OBSERVACIONES	
			N/mm <sup>2</sup> ①	Kgf/cm <sup>2</sup> ②		
MC-1/79	A <sub>1</sub> , M <sub>1</sub>	1 463	1,38	+1	14,07	+1
MC-3/80		1 458	1,48	1,43 0,07	15,06	14,56 0,70
MC-2/80	A <sub>3</sub> , M <sub>1</sub>	1 458	4,60	+1	46,91	+1
MC-7/80		1 448	3,43	4,02 0,83	34,95	40,93 8,46
MC-4/80	A <sub>2</sub> , M <sub>1</sub>	1 440	1,87		19,05	
MC-1/82	A <sub>4</sub> , M <sub>ca</sub>	1 120	11,76 ± 1,57			
MC-2/82		1 120			120 ± 16	
MC-3/82		1 127			*	
MC-3/81	D, M <sub>1</sub>	1 422	4,72	+1	48,15	+1
MC-4/81	D, L	1 368	2,63	3,68 1,48	26,81	37,48 15,09
MC-5/81	D, M <sub>1</sub>	1 440	—		**	—

- ① Sistema Internacional de Unidades'

- ② Sistema Métrico.

- 1 N/mm<sup>2</sup> = 10,2 Kgf/cm<sup>2</sup>.

- \* Tensión de rotura a compresión como resultado de probetas ladrillo/mortero 29 x 14 x 31 cm.

-\*\* Sin resultado, no colapsó.

CODIGO	Tipo de Panel	Area Bruta cm <sup>2</sup>	Tensión de compresión máxima		Observaciones		
			N/mm <sup>2</sup> ①	Kgf/cm <sup>2</sup> ②			
MC-5/80	C, M <sub>1</sub>	1 458	2,30	3,85 +1	23,49	39,24 +1	
MC-6/80		1 361	—		* SIN VALOR		
MC-8/80	C, M <sub>2</sub>	1 411	3,33	3,85 +1	33,99	9,39	
MC-9/80		1 394	4,24		43,23		
MC-10/80		1 385	3,88		39,55		
MC-1/81	C, (2:5) **	1 377	4,88	3,85 +1	49,81	39,24 +1	
MC-2/81		1 385,5	4,45		45,39		
Prob1/79	B, M <sub>1</sub>	681,85	9,63	1,38 +1	98,26	14,11	
Prob2/79		**	696,20		8,73		89,05
Prob3/79		**	684,46		10,46		106,65
Prob4/79	B, M <sub>2</sub>	691,03	10,22	8,97 +1	104,20	91,45 +1	
Prob5/79		**	694,29		7,02		71,65
Prob6/79		**	684,48		7,73		78,89
PC-1/78	DALVIAN	1 210	1,67	1,53 0,20	17,02	15,63 2,07	
PC-2/78		1 236	1,30		13,25		
PC-3/78		1 203	1,63		16,63		
PC-4/79	DALVIAN	1 205	3,59	2,93 0,71	36,61	29,87 7,27	
PC-5/79		1 200	3,02		30,83		
PC-6/79		1 200	2,17		22,16		

\* Sin valor. No lográndose colapso en panel.

\*\* Probetas ladrillo común macizo/mortero de 26,5x26,5x31 cm.

1 Sistema Internacional de Unidades. 2 Sistema Métrico

R.J. MICHELINI

TABLA 9

MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G

Tensiones de corte  $\tau_c$

Cuadro comparativo de valores. TIPO LADRILLO MACIZO.

CODIGO	Tipo de Panel	Geometría			CORTE		$\Delta$ máximo mm	Módulo G		
		Largo $L_m$	Alto $H_m$	Espesor $e_m$	H/L	N/mm <sup>2</sup>		Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>
M-2/79	C ; E <sub>1</sub>	2,31	2,88	0,175	1,25	0,13	** 1,30	338 ±	3450 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,16	1,68	192	1955	
M-1/81	C ; E <sub>2</sub>	2,32	2,88	0,18	1,24	0,12	** 1,19	491 ±	5004 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,15	1,55	386	3936	
M-7/79	C ; E <sub>1</sub>	2,34	2,90	0,18	1,24	0,10	** 1,07	176 ±	1792 ±	
	V ; H <sup>o</sup> A ; M <sub>1</sub>					0,20	2,04	47	479	
M-3/79	C ; E <sub>1</sub>	2,29	2,86	0,18	1,25	0,10	** 0,97	317 ±	3232 ±	
	V ; M <sub>2</sub>					0,15	1,56	87	890	
M-2/81	C ; E <sub>2</sub>	2,325	2,89	0,18	1,24	0,14	** 1,42	793 ±	8095 ±	
	V ; M <sub>2</sub>					0,17	1,76	297	3034	
M-3/81	C ; E <sub>1</sub>	2,33	2,89	0,18	1,24	0,09	** 0,95	207 ±	2111 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,19	1,91	132	1351	
M-4/79	B ; E <sub>1</sub>	2,30	2,875	0,125	1,25	0,10	** 1,05	111 ±	1137 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,21	2,10	2	21	
M-1/78	C ; M <sub>1</sub> sin enmarcado	2,28	2,87	0,18	1,26	0,02	—	—	—	
							0,234	0,0079	—	

\*\* Estado de primera fisuración.

R.J. MICHELINI

MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G

Tensiones de corte  $\tau_c$

Cuadro comparativo de valores para paneles tipo cerámico hueco "Palmar"

CODIGO	Tipo de Panel	Geometría			CORTE		$\Delta$ máximo mm	Módulo G		
		Largo $L_m$	Alto $H_m$	Espesor $e_m$	H/L	N/mm <sup>2</sup>		Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>
M-5/79	A <sub>1</sub> ; E <sub>1</sub>	2,345	2,90	0,18	1,24	0,12	** 1,19	107 ±	1095 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,18	1,85	28	284	
M-6/79	A <sub>3</sub> ; E <sub>1</sub>	2,335	2,89	0,18	1,24	0,14	** 1,41	495 ±	5047 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,20	2,00	268	2732	
M-1/80	A <sub>2</sub> ; E <sub>1</sub>	2,32	2,895	0,18	1,25	0,11	** 1,09	311 ±	3171 ±	
	V ; M <sub>1</sub>					0,17	1,75	280	2851	

\*\* Tensiones de corte correspondiente a primera fisuración en el panel.

A<sub>1</sub>: Ladrillo cerámico 9 agujeros 18 x 18 x 40 cm.

A<sub>2</sub>: Ladrillo cerámico 6 agujeros 8 x 18 x 25 cm.

A<sub>3</sub>: Ladrillo cerámico "Celerbloque" 18 x 18 x 40 cm.

① Sistema Internacional de unidades.

② Sistema métrico.

R. J. MICHELINI

TABLA 11

MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G

Tensiones de corte  $\tau_c$

Cuadro comparativo de valores para paneles tipo "Princesa".

CODIGO	Tipo de Panel	Geometría			Corte		$\Delta$ máximo mm	Módulo G	
		Largo $L_m$	Alto $H_m$	Espesor $e_m$	H/L	N/mm <sup>2</sup>		Kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
M-1/82	A4, E1, V, M1	2,38	2,91	0,14	1,22	0,19 0,28	1,95 2,89	511 73	5 214 740
M-2/82	A4, E1, V, M1	2,37	2,92	0,14	1,23	0,18 0,29	1,81 2,95	1 451 272	14 799 2 775
M-3/82	A4, E1, V, M1	2,36	2,92	0,14	1,24	0,16 0,28	1,66 2,89	701 248	7 154 2 531
M-4/82	A4, R1, V, Mca	2,395	2,90	0,14	1,21	0,12 0,21	1,19 2,17	236 126	2 406 1 288
M-5/82	A4, R2, V, Mca	2,40	2,91	0,14	1,21	0,12 0,23	1,19 2,36	252 29	2 573 297
M-6/82	A4, R2, V, Mca	2,41	2,93	0,14	1,22	0,15 0,28	1,48 2,81	578 223	5 900 2 274

① Sistema Internacional de Unidades G [N/mm<sup>2</sup>];  $\tau_c$  [N/mm<sup>2</sup>]

② Sistema métrico: G [Kgf/cm<sup>2</sup>];  $\tau_c$  [Kgf/cm<sup>2</sup>]; longitud: mm = (10<sup>-3</sup> m)

\*\* Tensiones de corte correspondiente a primera fisuración en el panel.

R. J. MICHELINI

TABLA 12

MODULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G

TENSIONES DE CORTE  $\tau_c$

Cuadro comparativo de valores para paneles tipo "Pumicita".

CODIGO	Tipo de Panel	Geometría			Corte		$\Delta$ máximo mm	Módulo G	
		Largo $L_m$	Alto $H_m$	Espesor $e_m$	H/L	N/mm <sup>2</sup>		Kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
M-4/81	D, E1, V, M1	2,41	2,91	0,18	1,21	0,11 0,12	1,14 1,25	434 165	4 428 1 682
M-6/81	D, E1, V, M1	2,37	2,915	0,18	1,23	0,14 0,16	1,41 1,64	478 146	4 877 1 488
M-7/81 *	D, E1, V, M1	2,37	2,91	0,18	1,23	0,14 0,23	1,41 2,34	574 147	5 858 1 500
M-8/81 *	D, E1, V, M1	2,36	2,90	0,18	1,23	0,15 0,18	1,53 1,88	526 116	5 370 1 188
M-5/81,**	D, E1, V, L	2,41	2,91	0,18	1,21	0,11 0,17	1,15 1,71	508 100	5 186 1 017

\* Muro con unión entre ladrillo y columna de hormigón armado dentado. Fig.

\*\* Ladrillo ranurado y acentados con juntas de lechada cemento portland Fig.

\*\*\* Tensiones de corte para el estado de primera fisuración en el panel.

① Sistema Internacional de Unidades.

② Sistema Métrico.

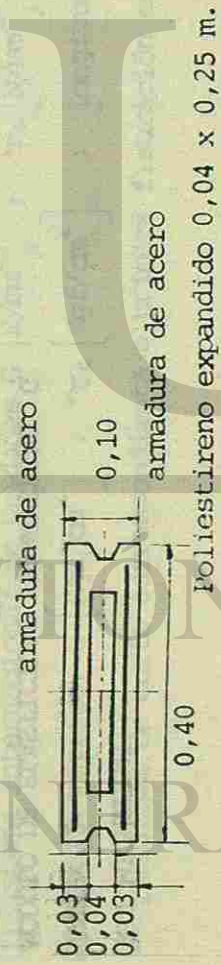
MÓDULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL G  
TENSIONES DE CORTE  $\tau_c$

Cuadro comparativo de valores para paneles prefabricados DALVIAN.

CODIGO	Tipo de Panel	Geometría			Corte		$\Delta$ máximo mm	Módulo G	
		Largo $L_m$	Alto $H_m$	Espesor $e_m$	$\frac{H}{L}$	N/mm <sup>2</sup> ①		Kgf/cm <sup>2</sup> ②	N/mm <sup>2</sup> ①
P-4/79	Pre *	2,40	2,42	0,10	1,01	0,20 0,28 0,28	1,99 2,90 2,90	1120+ 313	11143 3194
P-5/79	Pre *	2,41	2,42	0,10	1,00	0,14 0,24 0,24	1,45 2,49 2,49	440+ 153	4489 1565
P-6/79	Pre *	2,405	2,43	0,10	1,01	0,10 0,24 0,24	1,04 2,44 2,44	329+ 143	3356 1457

\*\* Tensiones de corte en estado de primera fisuración de panel.

\* Prefabricado en fábrica y montado en Laboratorio de Ensayos Estructurales con juntas verticales de cemento, granulado volcánico y arena de dosaje 1:2:1 dimensiones del módulo = 0,40 x 0,10 x 2,315 m.



- ① Sistema Internacional
- ② Sistema Métrico

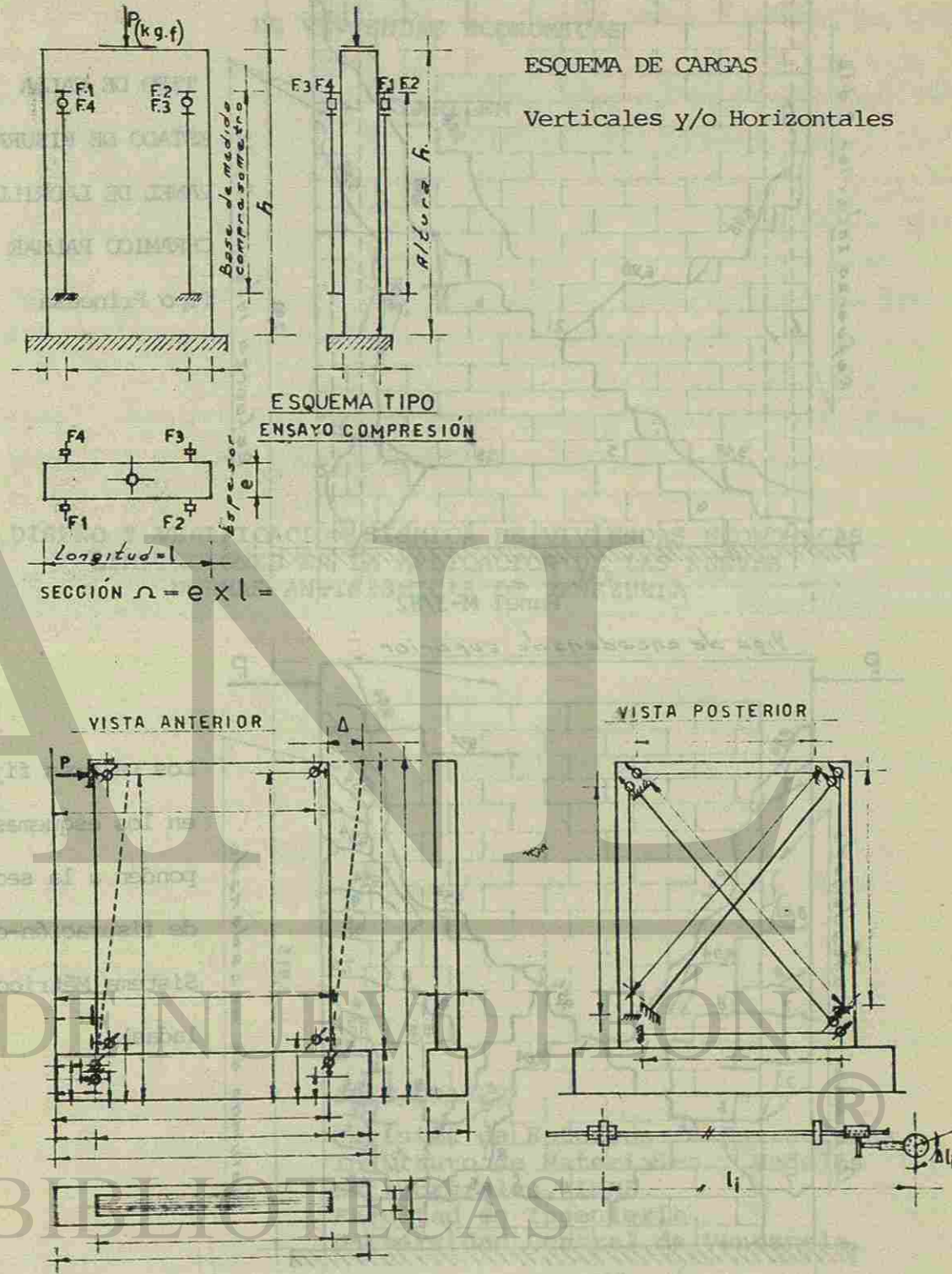
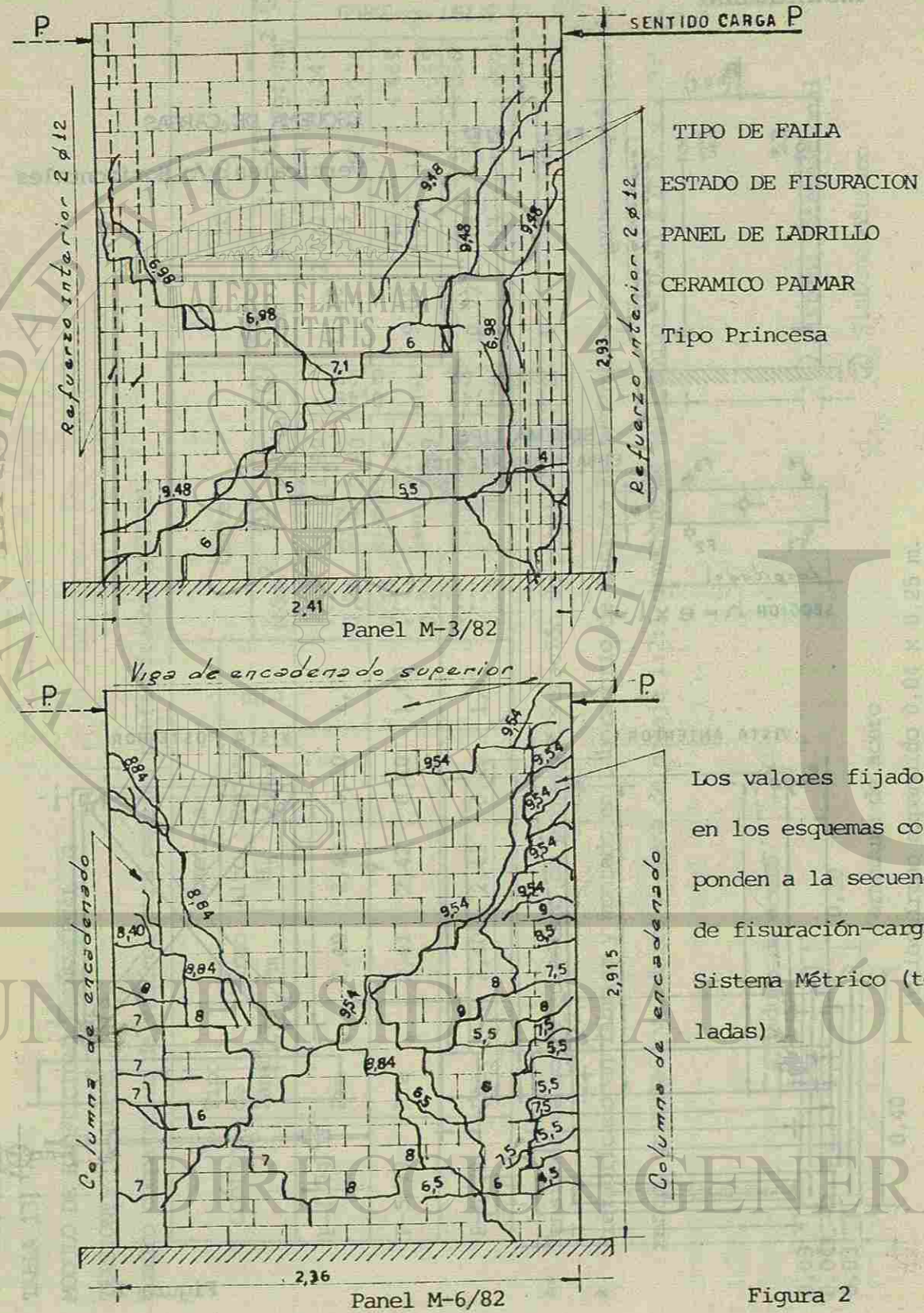


Figura 1



Los valores fijados en los esquemas corresponden a la secuencia de fisuración-carga en Sistema Métrico (toneladas)

Figura 2

II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

DISEÑO Y VERIFICACION SISMICA DE VIVIENDAS ECONOMICAS LIMITACIONES EN LA APLICACION DE LAS NUEVAS NORMAS ANTISISMICAS DE VENEZUELA

JOSE GRASES  
 División de Estudios de Estructuras,  
 Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, IMME,  
 Facultad de Ingeniería,  
 Universidad Central de Venezuela.

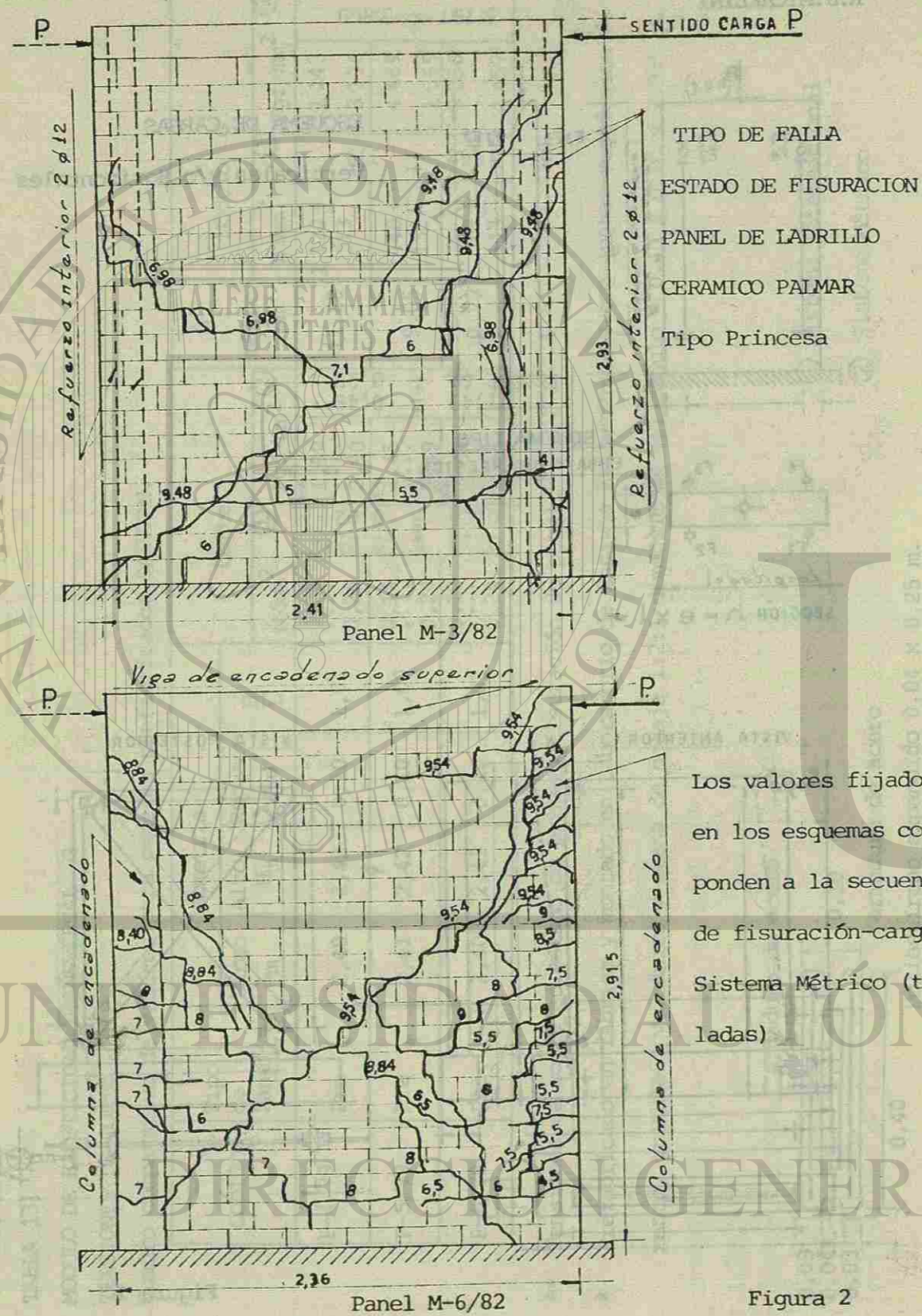


Figura 2

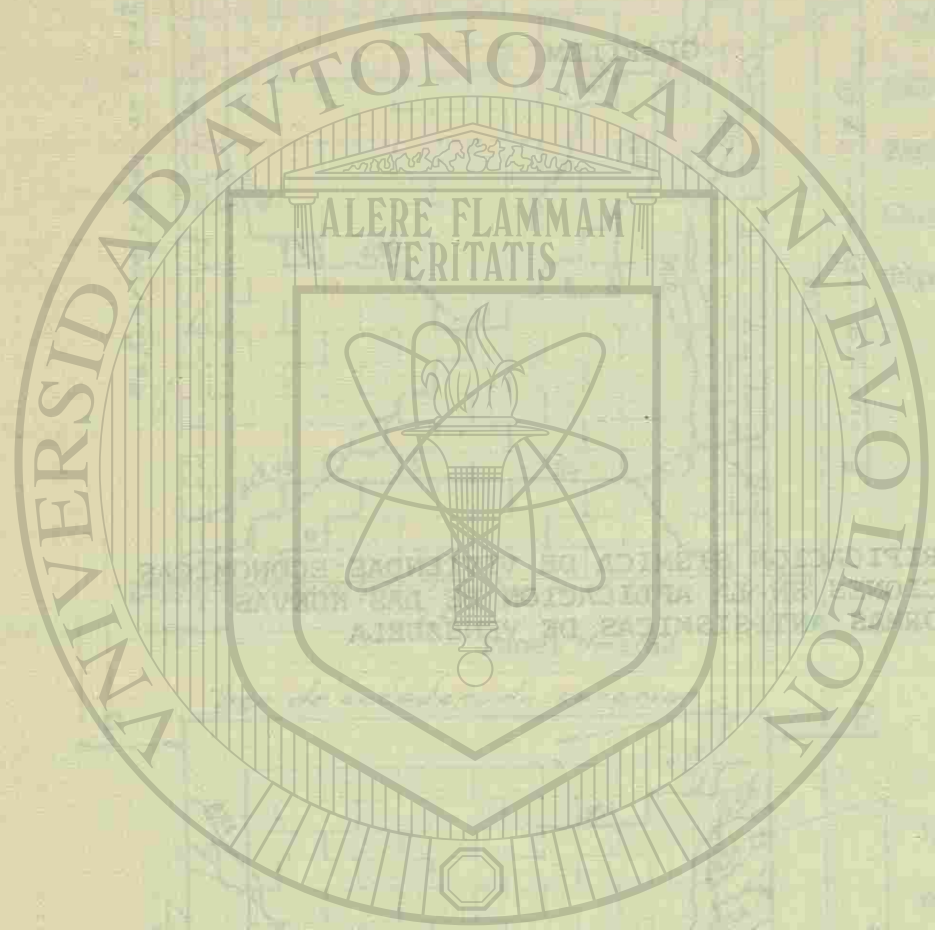
II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

DISEÑO Y VERIFICACION SISMICA DE VIVIENDAS ECONOMICAS  
LIMITACIONES EN LA APLICACION DE LAS NUEVAS  
NORMAS ANTISISMICAS DE VENEZUELA

JOSE GRASES

División de Estudios de Estructuras,  
Instituto de Materiales y Modelos  
Estructurales, IMME,  
Facultad de Ingeniería,  
Universidad Central de Venezuela.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RESUMEN

Entre las prescripciones generales de las nuevas Normas para Construcciones Antisísmicas de Venezuela actualmente en discusión, se establece que su ámbito de aplicación está restringido a edificaciones debidamente clasificadas de acuerdo a criterios de tipificación normados en el Capítulo correspondiente. Si se tiene presente que, en su gran mayoría, las soluciones constructivas encaminadas al logro de viviendas económicas no satisfacen los criterios recién señalados, es importante ofrecer la alternativa adecuada para no perder el beneficio de la experiencia vertida en las nuevas Normas. Por esta razón, en las mismas prescripciones generales se indica explícitamente que el análisis y diseño de edificaciones que no puedan clasificarse en alguno de los sistemas estructurales resistentes a sismos tipificados, deben seguir los lineamientos básicos de las mencionadas Normas; éstos no obstante, no son dados en forma explícita.

En este trabajo se revisan las limitaciones de los lineamientos básicos a ser aplicados en el análisis, diseño y verificación de viviendas económicas. En particular se llama la atención sobre la necesidad de combinar criterios analíticos y experimentales en la verificación de la seguridad de sistemas constructivos que implican un gran número de viviendas nominalmente iguales a ser ubicadas en zonas de elevada amenaza sísmica.



## I N D I C E

1. Introducción .....	157
2. Zonificación .....	159
2.1 Aplicación General .....	159
2.2 Aplicación a la Verificación de Sistemas de Vi- viendas Económicas .....	
3. Espectros Normalizados de Respuesta Elástica .....	
3.1 Aplicación General .....	160
3.2 Aplicación a la Verificación de Sistemas de Vi- viendas Económicas .....	160
4. Sistemas Resistentes a Sismos y Factor de Ductilidad ..	161
4.1 Aplicación General .....	161
4.2 Aplicación a la Verificación de Sistemas de Vi- viendas Económicas .....	163
5. Espectros de Diseño .....	164
6. Modelización y Métodos de Análisis .....	164
7. Criterios de Verificación .....	166
7.1 Aplicación General .....	166
7.2 Aplicación a la Verificación de Sistemas de Vi- viendas Económicas .....	167
8. Síntesis de Aspectos Resaltantes .....	167
9. Referencias .....	169

## 1. INTRODUCCIÓN

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos destructores en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, es debido al derrumbe de construcciones hechas por el hombre. El fenómeno sismo se transforma así en una amenaza de importancia creciente en la medida que las áreas urbanas crecen y se hacen más densas. Por sus características particulares, esta amenaza de la naturaleza exige un enfoque ingenieril singular cuando se trata de mitigar sus efectos en las construcciones. En efecto, dado lo infrecuente de los eventos más severos la solución tiende a ser óptima desde un punto de vista económico, si en los criterios de diseño contra esos eventos de extrema severidad se aceptan daños importantes en las construcciones, incluso daños estructurales, en lugar de pretender evitarlos a base de soluciones más robustas y costosas.

Esto perfila una filosofía general de diseño ampliamente aceptada en los códigos modernos, según la cual en las construcciones ubicadas en zonas sísmicas se debe lograr una solución estructural económica, capaz de resistir sismos moderados sin sufrir daños de importancia y que, bajo la acción de sacudidas más intensas propias de los sismos más fuertes esperados, el sistema resistente a sismos de la edificación pueda sufrir daños sin alcanzar la condición de colapso. Las nuevas Normas venezolanas para construcciones antisísmicas se fundamentan explícitamente en la filosofía anterior.

Estas Normas establecen criterios de análisis y diseño para nuevas edificaciones que posean características de comportamiento tipificable en sus sistemas resistentes a sismos y por tanto sea posible utilizar en su análisis



simplificaciones fundamentadas en experiencias previas. Ocurre sin embargo, y de acuerdo a la experiencia acumulada en el IMME, que la gran mayoría de las soluciones constructivas para viviendas económicas no son de comportamiento tipificable, por poseer una diversidad de características diferentes a las contempladas en las prescripciones normativas. Para estos casos, las nuevas Normas venezolanas en su Sección 3.5 estipulan que "se deberán seguir los lineamientos básicos" de las mismas. En particular y en el Capítulo 1, se excluyen del ámbito de aplicación de las Normas los requerimientos para "el análisis y diseño de edificaciones cuyos elementos portantes sean prefabricados".

Estas limitaciones en la aplicación de la Norma son importantes, si tenemos presente los dos hechos siguientes: (1) un alto porcentaje de las inversiones en el sector vivienda, ya hechas y de las programadas para el futuro, está orientado a soluciones habitacionales de bajo costo, y (2) que, en el caso particular de Venezuela, cerca del 80 % de su población habita en zonas de elevada amenaza sísmica tal como se puede constatar en la Figura Nº 1. Es evidente por tanto, que el problema de la verificación sísmica de soluciones habitacionales de bajo costo, uni o multifamiliares, amerita atención especial. No debe perderse de vista que la construcción masiva de viviendas con el consiguiente abaratamiento del costo unitario, generalmente conduce al empleo de sistemas de tipo industrializado, dando lugar a un elevado número de construcciones nominalmente idénticas a ser ubicadas en condiciones geotécnicas y de amenaza sísmica, diferentes.

La naturaleza repetitiva de estas construcciones hace más obligante la aplicación eficiente de los conocimientos actuales en el dominio de la Ingeniería Sísmica, sintetizados en esos "lineamientos básicos" que se mencionan en

las Normas con el fin de reducir la amenaza de pérdidas importantes. Esos lineamientos no son dados en forma explícita en las Normas. Para facilitar su aplicación se revisan a continuación, anotando sus limitaciones en la verificación sísmica de viviendas económicas.

## 2. ZONIFICACIÓN

### 2.1) Aplicación General

Dado que las Normas son de aplicación en todo el país, éste ha sido zonificado desde el punto de vista de las acciones sísmicas con fines de Ingeniería (Fig. 1B). Para cada una de las zonas se establecen valores de la aceleración máxima del terreno  $A_0$ , asociados a probabilidades de excedencia en 50 años que oscilan entre 5 % y 20 % aproximadamente dentro de cada zona (Ref. 3). Con esto, durante la vida útil de la edificación, si ésta está situada en la zona de mayor amenaza sísmica (Zona 4), probablemente experimentará: (a) varios temblores de moderada intensidad y duración, y (b) por lo menos un sismo de elevada intensidad y larga duración. La intensidad de las sacudidas sísmicas puede ser caracterizada por los espectros de respuesta elástica, y es decreciente en las zonas sísmicas subsiguientes.

### 2.2) Aplicación a la Verificación de Sistemas de Viviendas Económicas

La zonificación sísmica del país mostrada en la Fig. 1B, puede considerarse esencialmente válida para ser aplicada en la verificación sísmica de viviendas económicas. Sistemas aprobados para ser ubicados en zonas donde no se requiere tomar en consideración la acción sísmica (Zona 0), o en zonas de actividad sísmica moderada (Zonas 1 y 2) deberán ser debidamente evaluados antes de aceptar que su construcción se extienda a zonas sísmicas de mayor amenaza.

simplificaciones fundamentadas en experiencias previas. Ocurre sin embargo, y de acuerdo a la experiencia acumulada en el IMME, que la gran mayoría de las soluciones constructivas para viviendas económicas no son de comportamiento tipificable, por poseer una diversidad de características diferentes a las contempladas en las prescripciones normativas. Para estos casos, las nuevas Normas venezolanas en su Sección 3.5 estipulan que "se deberán seguir los lineamientos básicos" de las mismas. En particular y en el Capítulo 1, se excluyen del ámbito de aplicación de las Normas los requerimientos para "el análisis y diseño de edificaciones cuyos elementos portantes sean prefabricados".

Estas limitaciones en la aplicación de la Norma son importantes, si tenemos presente los dos hechos siguientes: (1) un alto porcentaje de las inversiones en el sector vivienda, ya hechas y de las programadas para el futuro, está orientado a soluciones habitacionales de bajo costo, y (2) que, en el caso particular de Venezuela, cerca del 80 % de su población habita en zonas de elevada amenaza sísmica tal como se puede constatar en la Figura N° 1. Es evidente por tanto, que el problema de la verificación sísmica de soluciones habitacionales de bajo costo, uni o multifamiliares, amerita atención especial. No debe perderse de vista que la construcción masiva de viviendas con el consiguiente abaratamiento del costo unitario, generalmente conduce al empleo de sistemas de tipo industrializado, dando lugar a un elevado número de construcciones nominalmente idénticas a ser ubicadas en condiciones geotécnicas y de amenaza sísmica, diferentes.

La naturaleza repetitiva de estas construcciones hace más obligante la aplicación eficiente de los conocimientos actuales en el dominio de la Ingeniería Sísmica, sintetizados en esos "lineamientos básicos" que se mencionan en

las Normas con el fin de reducir la amenaza de pérdidas importantes. Esos lineamientos no son dados en forma explícita en las Normas. Para facilitar su aplicación se revisan a continuación, anotando sus limitaciones en la verificación sísmica de viviendas económicas.

## 2. ZONIFICACIÓN

### 2.1) Aplicación General

Dado que las Normas son de aplicación en todo el país, éste ha sido zonificado desde el punto de vista de las acciones sísmicas con fines de Ingeniería (Fig. 1B). Para cada una de las zonas se establecen valores de la aceleración máxima del terreno  $A_0$ , asociados a probabilidades de excedencia en 50 años que oscilan entre 5 % y 20 % aproximadamente dentro de cada zona (Ref. 3). Con esto, durante la vida útil de la edificación, si ésta está situada en la zona de mayor amenaza sísmica (Zona 4), probablemente experimentará: (a) varios temblores de moderada intensidad y duración, y (b) por lo menos un sismo de elevada intensidad y larga duración. La intensidad de las sacudidas sísmicas puede ser caracterizada por los espectros de respuesta elástica, y es decreciente en las zonas sísmicas subsiguientes.

### 2.2) Aplicación a la Verificación de Sistemas de Viviendas Económicas

La zonificación sísmica del país mostrada en la Fig. 1B, puede considerarse esencialmente válida para ser aplicada en la verificación sísmica de viviendas económicas. Sistemas aprobados para ser ubicados en zonas donde no se requiere tomar en consideración la acción sísmica (Zona 0), o en zonas de actividad sísmica moderada (Zonas 1 y 2) deberán ser debidamente evaluados antes de aceptar que su construcción se extienda a zonas sísmicas de mayor amenaza.

### 3. ESPECTROS NORMALIZADOS DE RESPUESTA ELÁSTICA

#### 3.1) Aplicación General

En las Normas se consideran tres tipos de terreno de fundación, caracterizados por sus perfiles del subsuelo y por sus espectros de respuesta. En forma resumida, las condiciones generalizadas de estos perfiles son los siguientes:

- a) Tipo S1: roca; suelos duros y/o densos, con profundidad comprobada al basamento rocoso menor de 50 m.
- b) Tipo S2: grandes espesores de suelos que pueden estar formados por arenas y gravas medianamente densas, limos o arcillas muy duras o una mezcla de ellos.
- c) Tipo S3: suelos granulares poco densos y/o suelos cohesivos de consistencia blanda.

Los espectros normalizados de respuesta elástica para estos tres tipos de suelos se dan en la Fig. 2; sus ordenadas corresponden a valores medios provenientes de un análisis estadístico de diferentes registros acelerográficos (Ref. 4). Los suelos potencialmente licuables no entran en la clasificación anterior y requieren una evaluación especial.

La amplitud de los espectros de respuesta elástica de las Normas depende también del llamado coeficiente de uso, el cual amplifica un 25 % los valores espectrales para edificaciones de singular importancia (GRUPO A).

#### 3.2) Aplicación a la Verificación de Sistemas de Viviendas Económicas

Para la verificación de sistemas de viviendas económicas, la caracterización de las acciones sísmicas por medio de los espectros normalizados de

respuesta elástica, es adecuado. Procede, no obstante, llamar la atención sobre la necesidad de llevar a efecto estudios geotécnicos completos en el área de ubicación ya que la experiencia demuestra que el desconocimiento de las condiciones del suelo local puede conducir a daños graves o catastróficos tales como los ocurridos por inestabilidad del suelo en Niigata (1964), Anchorage (1964), Güigüe (1967) y San Juan, Cauçete (1977).

En el caso de viviendas repetitivas, éstas pueden obviamente quedar ubicadas en cualquiera de los tipos de suelo, y parece por tanto recomendable seleccionar un espectro envolvente como el de la Fig. 3 para su verificación. Este criterio puede ser conservador, cuando se trate de edificaciones de varios niveles.

El carácter repetitivo de las viviendas económicas sugiere que en su verificación sísmica, éstas puedan incluirse como pertenecientes al GRUPO A, lo cual equivale a mayorar la acción sísmica un 25 %. Este criterio puede interpretarse como equivalente a adoptar movimientos sísmicos con probabilidades de excedencia más pequeñas.

### 4. SISTEMAS RESISTENTES A SISMOS Y FACTOR DE DUCTILIDAD

#### 4.1) Aplicación General

Toda edificación a ser ubicada en una zona sísmica, debe poseer un conjunto de elementos que suministre la resistencia, rigidez y ductilidad necesaria para soportar las acciones sísmicas prescritas para esa zona, conjunto éste que ha sido definido como sistema resistente a sismos. Estos sistemas han quedado caracterizados en las Normas por su capacidad para absorber y disipar energía bajo acciones sísmicas, definiéndose así los cuatro tipos

esquemáticos en la Fig. 4a. Esa caracterización se traduce en un factor  $D$  que describe la ductilidad global esperada de cada sistema resistente a sismos y cuantifica la relación entre: los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura. Para las prescripciones de diseño de miembros de concreto armado vigentes, o en vías de aprobación, los valores esperados de  $D$  para cada uno de los tipos esquematizados en la Fig. 4a son los allí indicados. En cada caso, los mayores valores de  $D$  corresponden a los diseños que garantizan mayores incursiones en el rango inelástico sin pérdida de la capacidad portante del sistema resistente a sismos (Figuras 4b y 4c). Esa caracterización se admite que es tipificable, pues presupone que se satisfacen las prescripciones para el diseño de miembros, contenidos en las Normas para Estructuras de Concreto Armado (COVENIN-MINDUR, 1753-81). Obsérvese que  $D$  también es mayor en la medida en que el sistema posee una mayor capacidad de redistribución de solicitaciones. Los valores adoptados para  $D$  están respaldados por abundantes estudios experimentales realizados en diversos países durante los últimos 25 años, y por numerosas observaciones de campo después de la ocurrencia de sismos severos.

La selección del valor de  $D$  a ser empleado en la obtención de los espectros de diseño, debe ser consistente con el comportamiento esperado de la edificación bajo acciones sísmicas. Por ejemplo, las características resistentes de la estructura de la Fig. 4b no permiten seleccionar el mismo valor de  $D$  que las de la Fig. 4c. En las Normas se reconoce este hecho, e incluso, cuando esté debidamente justificado, se autoriza el uso de valores de  $D$  mayores que los prescritos.

#### 4.2) Aplicación a la Verificación de Sistemas de Viviendas Económicas

La discusión anterior está relacionada a uno de los lineamientos básicos establecidos en la Norma (Sección 8.1), según el cual: "El sistema resistente a sismos debe concebirse de forma tal que la falla prematura de unos pocos elementos no amenace la estabilidad de la edificación". Se enfatiza así la necesidad de verificar la seguridad contra estados límites de colapso; en sistemas prefabricados de varios niveles a base de muros portantes, resulta necesaria la verificación de posibles mecanismos de colapso progresivo del tipo ejemplificado por la catástrofe de Ronan Point (Ref. 5).

Para el caso de sistemas no tipificados, o para aquellos en los cuales no sea factible predecir razonablemente su conducta bajo acciones de tipo sísmico, es conveniente ser conservador en la selección de  $D$  hasta tanto se posean suficientes evidencias que justifiquen valores menos conservadores. Usualmente, estas evidencias son de tipo experimental e implican el ensayo de prototipos bajo la repetición de desplazamientos de signo alterno a fin de obtener diagramas  $F-\delta$  como los de las Figuras 4b y 4c; esto permite evaluar también la sensibilidad de la solución adoptada a errores de ejecución.

Es importante enfatizar en la necesidad de garantizar una adecuada continuidad entre los diferentes elementos del sistema resistente a sismos. Por ejemplo, sistemas prefabricados de elementos lineales (vigas y columnas) con configuraciones similares a los sistemas aporticados Tipo I, (Fig. 4a), pueden ser completamente inadecuados bajo acciones de tipo sísmico si los detalles constructivos en las uniones no garantizan la debida restricción de rotaciones y la ductilidad necesaria en los apoyos de los elementos horizontales

(Fig. 4d). La comprobación de esto también deberá ser hecha por vía experimental.

##### 5. ESPECTROS DE DISEÑO

Las ordenadas de los espectros de diseño, se obtienen a partir de las ordenadas de los espectros de respuesta elástica ya vistos, divididos por el factor de reducción de respuesta R el cual es igual a D para períodos mayores o iguales a 0,15 seg; desde este período hasta 0 varía linealmente de acuerdo a la expresión:

$$R = 1 + \frac{T}{0,15} (D - 1)$$

Lo anterior quiere decir que los espectros de respuesta elástica, y por tanto los coeficientes sísmicos de diseño, se pueden reducir en la medida en que el sistema resistente a sismos garantice una mayor capacidad de absorción y disipación de energía sin pérdida de capacidad portante (Fig. 5). Por el contrario, las fuerzas de diseño resultarán incrementadas cuando se trate de sistemas constructivos en los cuales sea necesario seleccionar pequeños valores de D.

##### 6. MODELIZACIÓN Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

En las Normas se establece que los efectos de las acciones sísmicas sean analizados, "suponiendo comportamiento elástico lineal de acuerdo con los principios de la Teoría de Estructuras". Se llama la atención allí sobre la hipótesis tácitamente aceptada en los métodos de análisis, según la cual: "los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano, y están diseñados para transmitir las fuerzas a los elementos

verticales del sistema resistente a sismos". Se indica asimismo, que los entrepisos prefabricados pueden aceptarse como diafragmas: "siempre que se demuestre la efectividad de la unión entre los diversos miembros". "Si los entrepisos no poseen la rigidez necesaria, deberá considerarse su flexibilidad en el análisis y diseño". De modo que, para poder aplicar los métodos de análisis de las Normas en sistemas con entrepisos constituidos por elementos prefabricados, es necesario demostrar que estos están unidos de forma tal que actúan como diafragmas indeformables.

Los criterios de análisis para cualquier edificación, son esencialmente los siguientes:

- a) análisis en 2 direcciones ortogonales;
- b) suponer comportamiento elástico;
- c) respetar la compatibilidad de deformaciones;
- d) superposición de efectos traslacionales y torsionales.

La experiencia de terremotos pasados y los resultados de estudios analíticos, revela que edificaciones en las cuales se presenten cambios importantes en: (i) la distribución de rigideces y/o de resistencias (Fig. 6a), (ii) la distribución de masas (Fig. 6b), (iii) o con excentricidades excesivas (Fig. 6c), requieren procedimientos de análisis más refinados que el llamado estático equivalente.

En las nuevas Normas se reconoce este hecho y los métodos de análisis están condicionados a la regularidad de la edificación; las investigaciones que respaldan el método estático equivalente utilizado en la Norma, limitan su aplicabilidad a 20 pisos o 60 metros de altura medido desde el nivel

(Fig. 4d). La comprobación de esto también deberá ser hecha por vía experimental.

##### 5. ESPECTROS DE DISEÑO

Las ordenadas de los espectros de diseño, se obtienen a partir de las ordenadas de los espectros de respuesta elástica ya vistos, divididos por el factor de reducción de respuesta R el cual es igual a D para períodos mayores o iguales a 0,15 seg; desde este período hasta 0 varía linealmente de acuerdo a la expresión:

$$R = 1 + \frac{T}{0,15} (D - 1)$$

Lo anterior quiere decir que los espectros de respuesta elástica, y por tanto los coeficientes sísmicos de diseño, se pueden reducir en la medida en que el sistema resistente a sismos garantice una mayor capacidad de absorción y disipación de energía sin pérdida de capacidad portante (Fig. 5). Por el contrario, las fuerzas de diseño resultarán incrementadas cuando se trate de sistemas constructivos en los cuales sea necesario seleccionar pequeños valores de D.

##### 6. MODELIZACIÓN Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

En las Normas se establece que los efectos de las acciones sísmicas sean analizados, "suponiendo comportamiento elástico lineal de acuerdo con los principios de la Teoría de Estructuras". Se llama la atención allí sobre la hipótesis tácitamente aceptada en los métodos de análisis, según la cual: "los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano, y están diseñados para transmitir las fuerzas a los elementos

verticales del sistema resistente a sismos". Se indica asimismo, que los entrepisos prefabricados pueden aceptarse como diafragmas: "siempre que se demuestre la efectividad de la unión entre los diversos miembros". "Si los entrepisos no poseen la rigidez necesaria, deberá considerarse su flexibilidad en el análisis y diseño". De modo que, para poder aplicar los métodos de análisis de las Normas en sistemas con entrepisos constituidos por elementos prefabricados, es necesario demostrar que estos están unidos de forma tal que actúan como diafragmas indeformables.

Los criterios de análisis para cualquier edificación, son esencialmente los siguientes:

- a) análisis en 2 direcciones ortogonales;
- b) suponer comportamiento elástico;
- c) respetar la compatibilidad de deformaciones;
- d) superposición de efectos traslacionales y torsionales.

La experiencia de terremotos pasados y los resultados de estudios analíticos, revela que edificaciones en las cuales se presenten cambios importantes en: (i) la distribución de rigideces y/o de resistencias (Fig. 6a), (ii) la distribución de masas (Fig. 6b), (iii) o con excentricidades excesivas (Fig. 6c), requieren procedimientos de análisis más refinados que el llamado estático equivalente.

En las nuevas Normas se reconoce este hecho y los métodos de análisis están condicionados a la regularidad de la edificación; las investigaciones que respaldan el método estático equivalente utilizado en la Norma, limitan su aplicabilidad a 20 pisos o 60 metros de altura medido desde el nivel

de base (Ref. 2).

Para el caso del análisis sísmico de soluciones no tradicionales es preciso idealizar los diagramas de restitución del sistema resistente a sismos de un modo realista, a partir de los ensayos ya mencionados en el § 4.2, tanto en el rango elástico como en el inelástico.

## 7. CRITERIOS DE VERIFICACIÓN

### 7.1) Aplicación General

Además de los criterios de análisis y diseño vistos, en las nuevas Normas venezolanas se establecen los criterios de verificación siguientes:

- a) el coeficiente sísmico resistente tanto de la edificación como de partes de la misma, no debe ser inferior a valores mínimos prefijados;
- b) los desplazamientos máximos entre niveles están acotados y en su verificación se deben incorporar las deformaciones elásticas e inelásticas;
- c) la separación entre edificaciones debe respetar ciertos criterios;
- d) los efectos de segundo orden, efecto  $(P - \Delta)$ , deben ser tomados en cuenta a partir de cierto límite.

Nótese que los límites de desplazabilidad referidos en el punto (b) contienen una componente inelástica, tanto mayor cuanto menor sea el coeficiente sísmico de diseño a nivel cedente; para edificaciones altas de la región de Caracas, diseñadas con fuerzas cortantes basales a nivel cedente del orden de 5 % a 6 % del peso de la edificación, las deformaciones inelásticas

esperadas bajo las acciones sísmicas prescritas en las zonas de mayor amenaza sísmica del país, son del orden de 4 a 5,5 veces las elásticas (Ref. 6 y 7).

### 7.2) Aplicación a la Verificación de Sistemas de Viviendas Económicas

De una manera general, los criterios de verificación recién anotados son aplicables a los sistemas de viviendas económicas. La experiencia revela no obstante, que cuando se trata de soluciones unifamiliares de un solo nivel la sobrevivencia ante acciones sísmicas depende principalmente del cumplimiento del primero de los criterios, es decir, el (a); detalles constructivos inadecuados en los sistemas empleados han conducido a fallas prematuras.

La forma más directa y confiable para conocer cuan alejado está el diseño final de la posible inestabilidad bajo acciones sísmicas y cuáles son los ajustes más convenientes, requiere la ejecución de ensayos dinámicos que complementen los ya mencionados en el § 4.2. En este sentido, debe mencionarse aquí la posibilidad de ensayar unidades de vivienda colocadas sobre una mesa vibrante capaz de reproducir apropiadamente movimientos sísmicos de gran intensidad; estos ensayos permiten hoy en día una verificación más realista del comportamiento sismo-resistente de estructuras.

## 8. SÍNTESIS DE ASPECTOS RESALTANTES

De las consideraciones presentadas en este trabajo, se desprenden los siguientes tres aspectos resaltantes:

- a) la naturaleza repetitiva de las edificaciones propias de sistemas para viviendas económicas, requiere extremar su análisis y diseño en áreas de elevada amenaza sísmica (Zonas 3 y 4 del mapa de

zonificación sísmica de Venezuela, Figura 1B).

- b) las nuevas Normas de diseño antisísmico no incluyen prescripciones para los sistemas constructivos diferentes a los allí tipificados. Su aprobación está sujeta a la aplicación de los lineamientos básicos sobre los cuales se fundamentan las Normas.
- c) de la revisión hecha sobre los lineamientos básicos de análisis y diseño, se desprende que para su correcta aplicación en la evaluación de sistemas de viviendas económicas es necesario efectuar ensayos pseudodinámicos en prototipos, con el fin de determinar la capacidad de absorción y disipación de energía del sistema adoptado. De igual modo, la experiencia revela que el mejor criterio de verificación para evaluar la confiabilidad del diseño final consiste en la ejecución de ensayos dinámicos sobre prototipos.

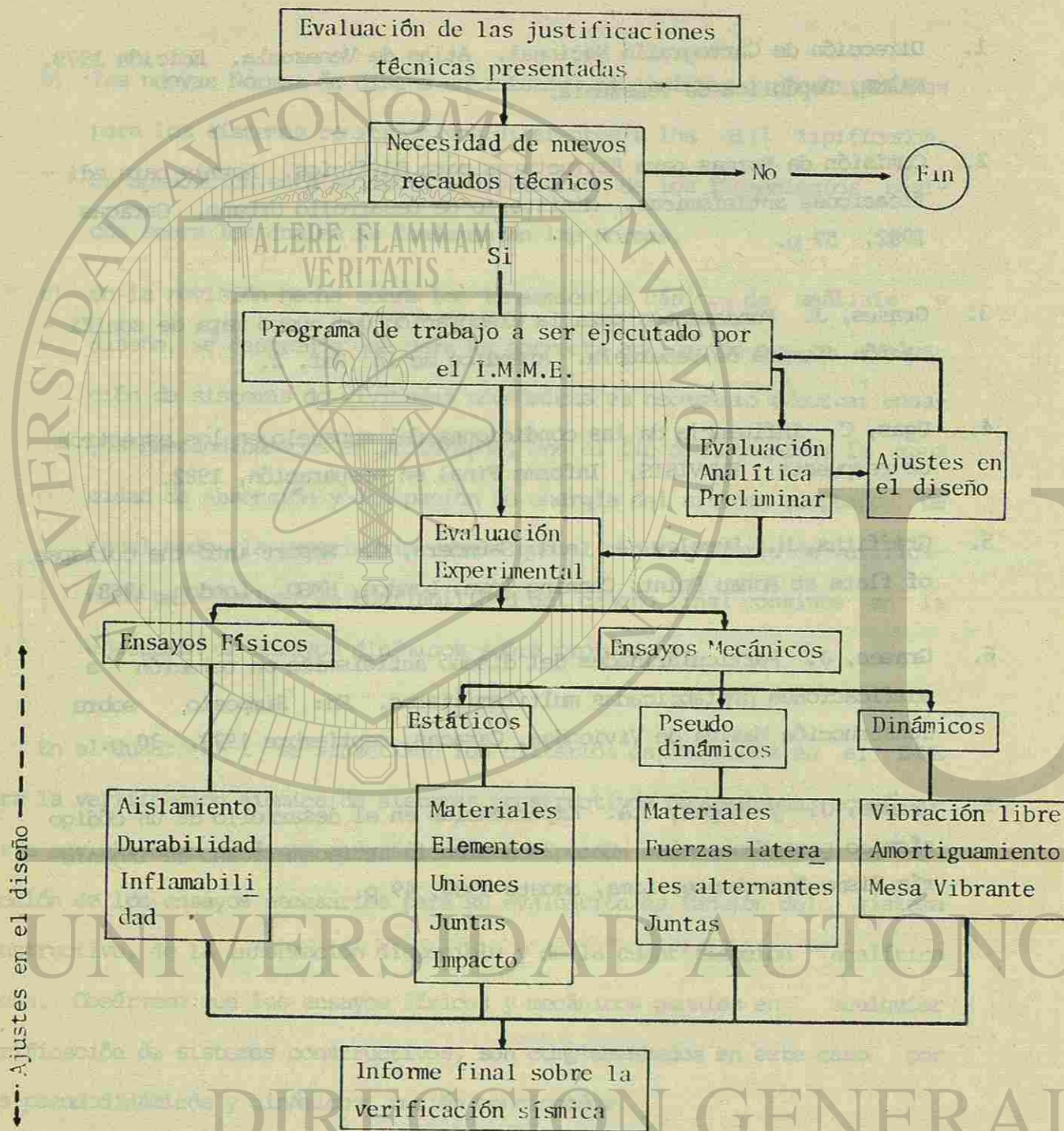
En el Cuadro N° 1 se sintetizan los criterios establecidos en el IMME para la verificación sísmica de sistemas constructivos de viviendas económicas a ser ubicadas en áreas geográficas donde pueden ocurrir sismos. La selección de los ensayos necesarios para su evaluación es función del sistema constructivo, de la información disponible y de la cuantificación analítica hecha. Obsérvese que los ensayos físicos y mecánicos usuales en cualquier verificación de sistemas constructivos, son complementados en este caso por los pseudodinámicos y dinámicos recién mencionados.

## REFERENCIAS CITADAS EN EL TEXTO

1. Dirección de Cartografía Nacional. Atlas de Venezuela. Edición 1979. MARNR, República de Venezuela.
2. Comisión de Normas para Estructuras para Edificios. Normas para edificaciones antisísmicas. Ministerio de Desarrollo Urbano, Caracas 1982, 57 p.
3. Grases, J. Fundamentos para la elaboración del nuevo mapa de zonificación sísmica de Venezuela. Apéndice de la Ref. 2.
4. Ugas, C. Influencia de las condiciones del subsuelo en los espectros de respuesta. FUNVISIS, Informe Final en preparación, 1982.
5. Griffiths, H.; Pugsley, A. and Saunders, O. Report into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town, London, HMSO. London, 1968.
6. Grases, J. Particularidades del diseño antisísmico en relación a edificaciones prefabricadas multifamiliares. En: Simposio sobre Construcción Masiva de Viviendas, Caracas, septiembre 1979, 30 p.
7. Grases, J. y López, O.A. Experiencias en el desarrollo de un código sísmico para Venezuela. En: 2° Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente, Lima, agosto 1980, 49 p.



VERIFICACION SISMICA DE VIVIENDAS ECONOMICAS



Cuadro N° 1

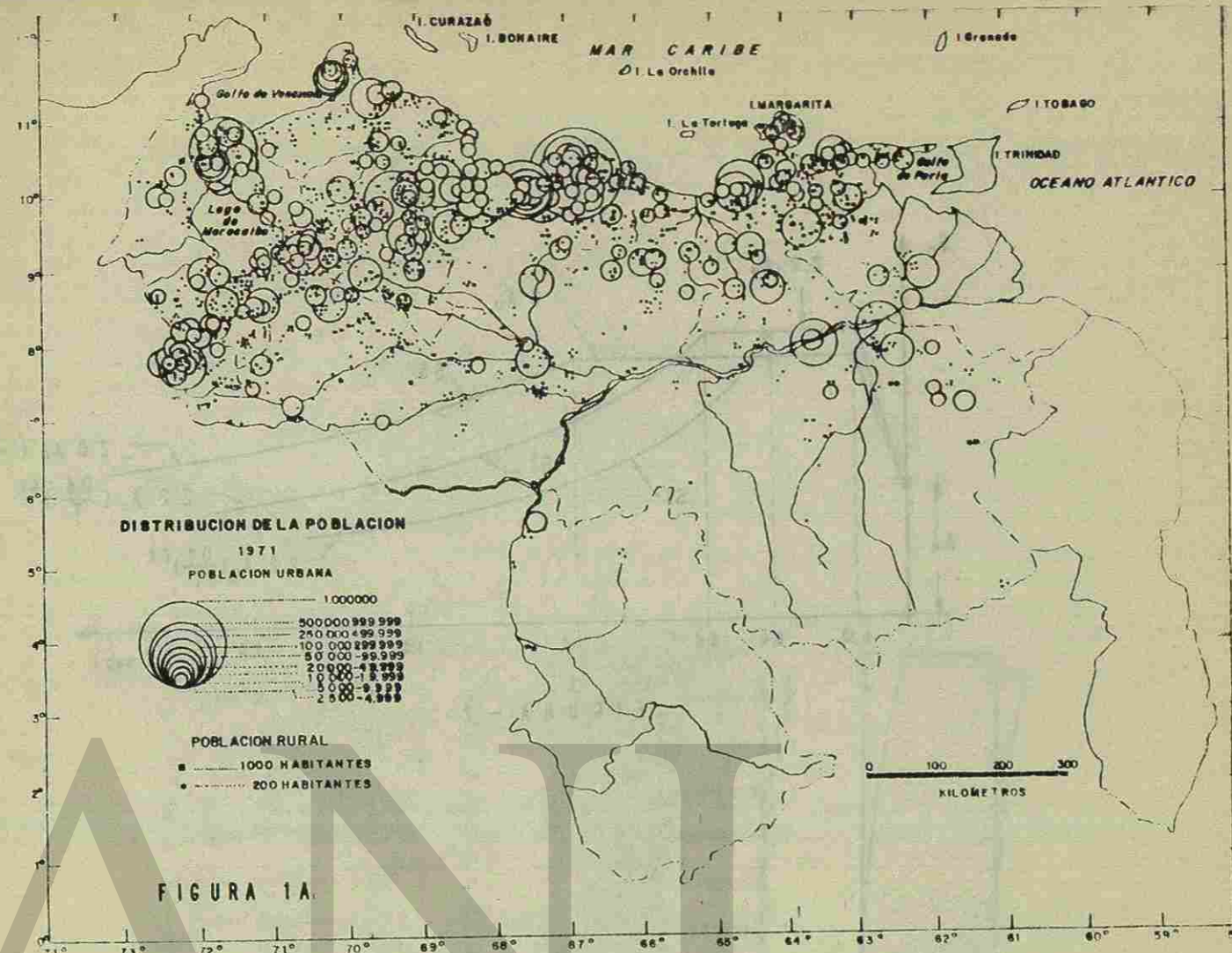
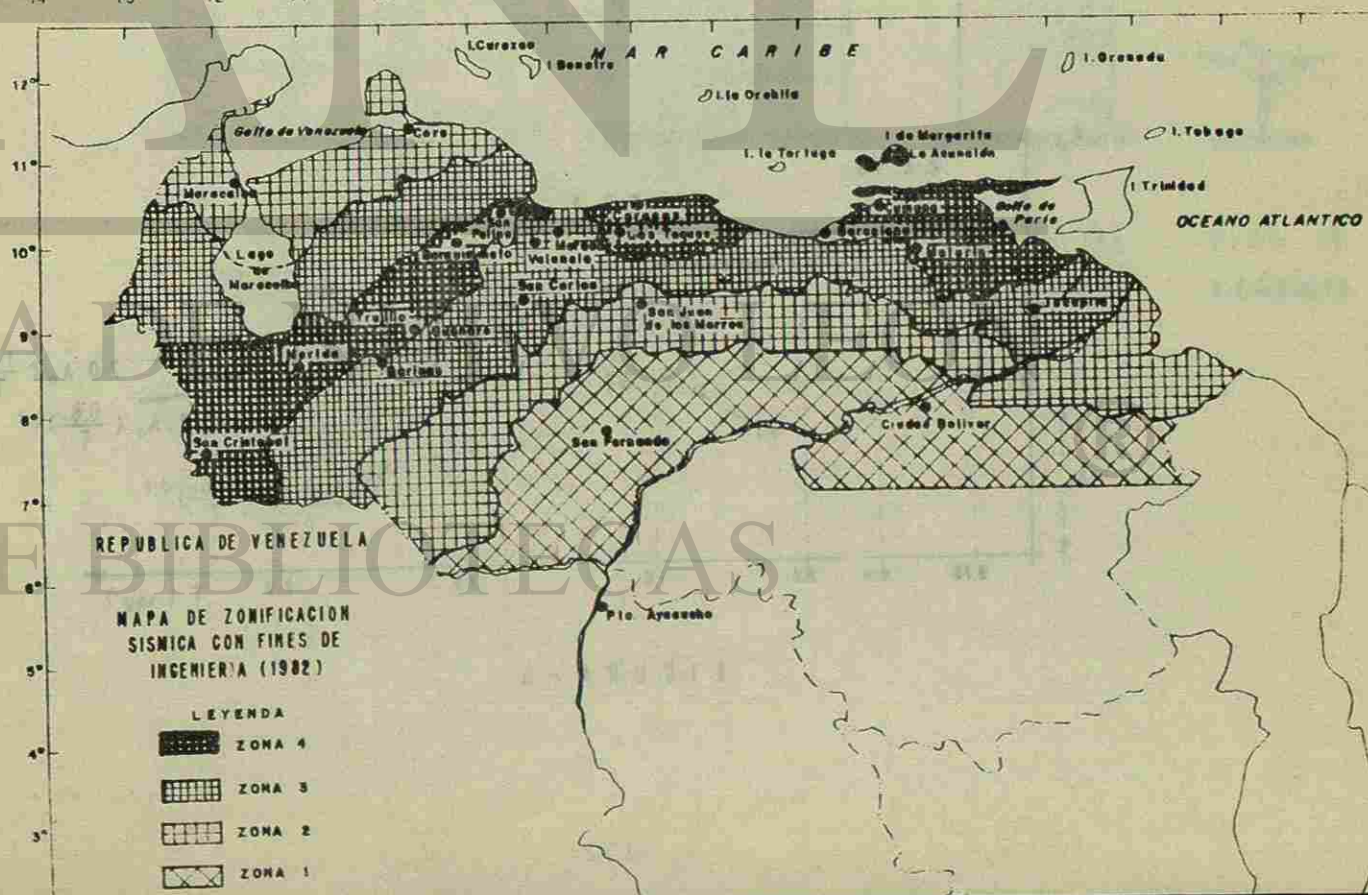


FIGURA 1A.



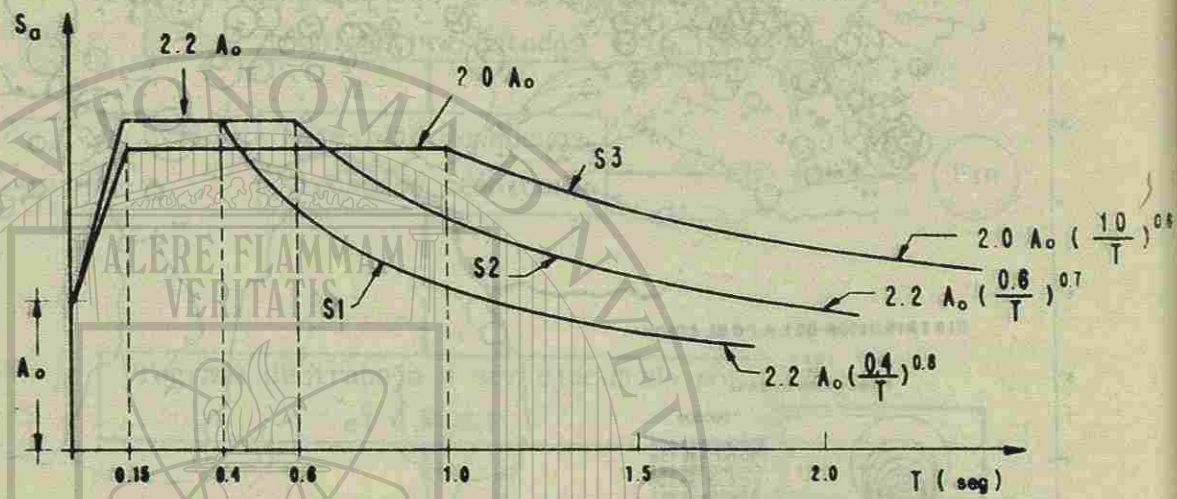


FIGURA - 2

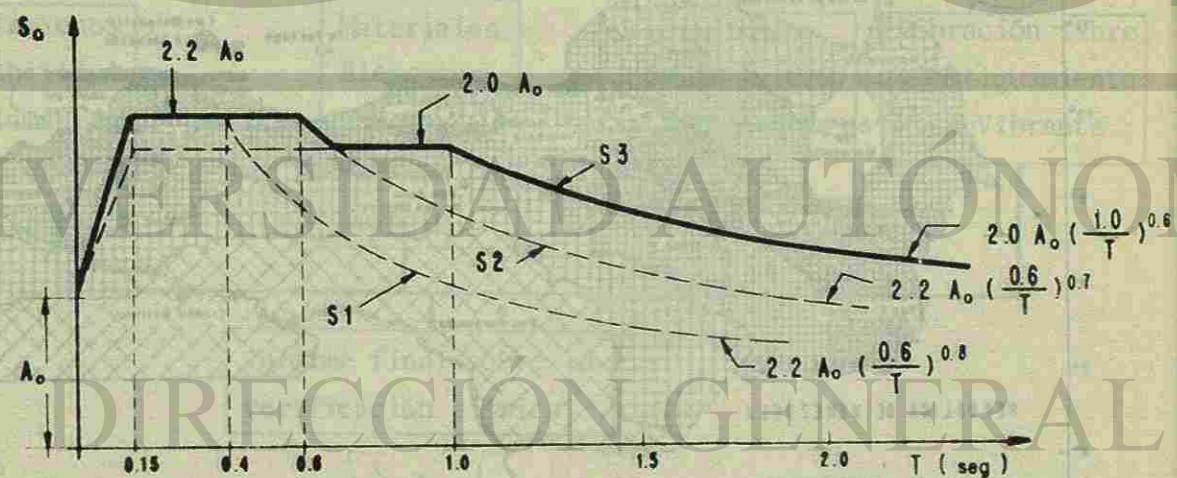
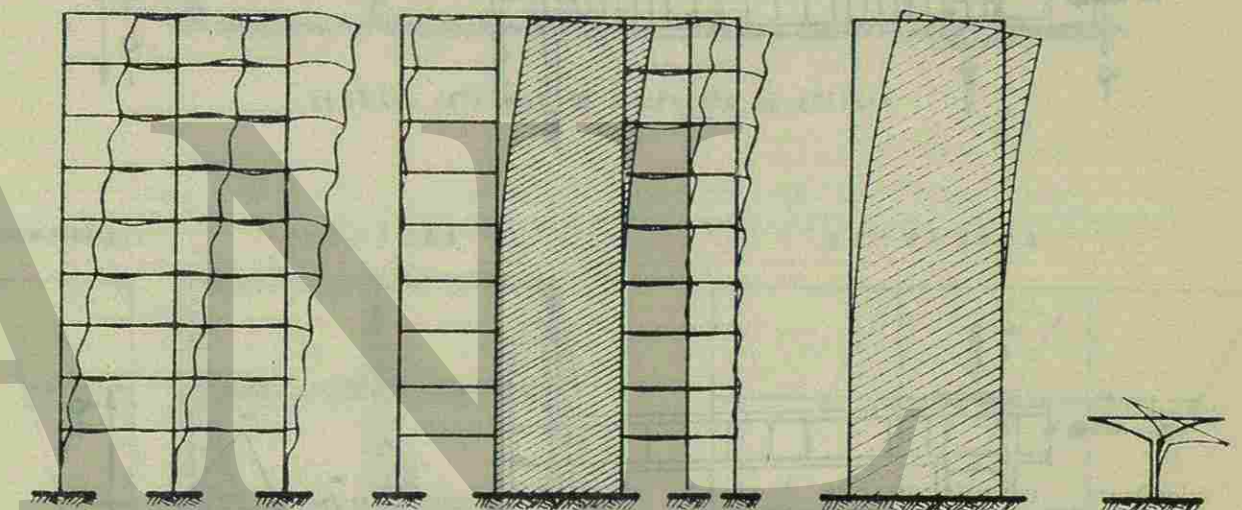


FIGURA - 3



TIPO I  
4.5 ≤ D ≤ 6

TIPO II  
3.7 ≤ D ≤ 5

TIPO III  
3 ≤ D ≤ 4

TIPO IV  
1.2 ≤ D ≤ 15

FIGURA 4a



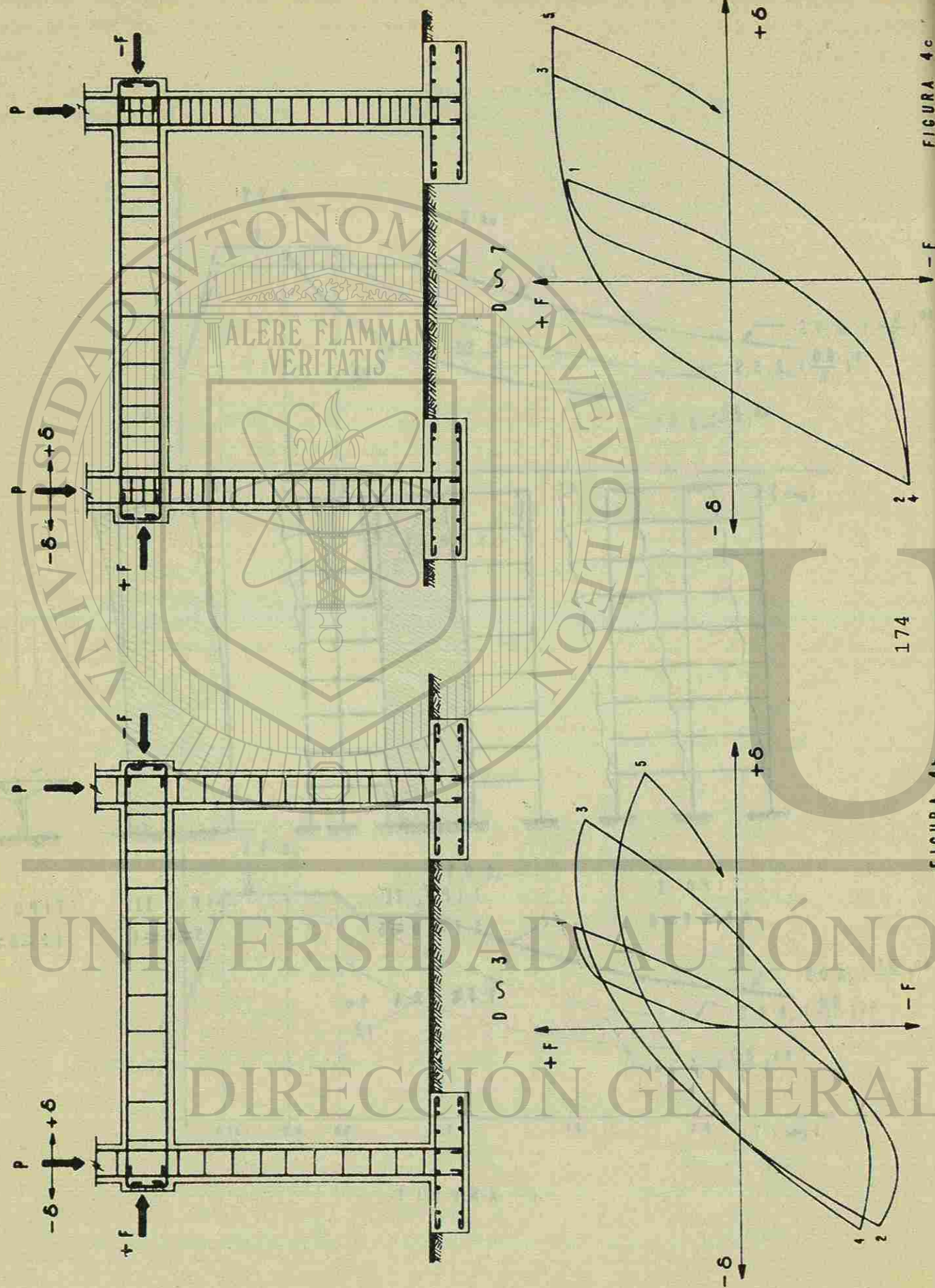
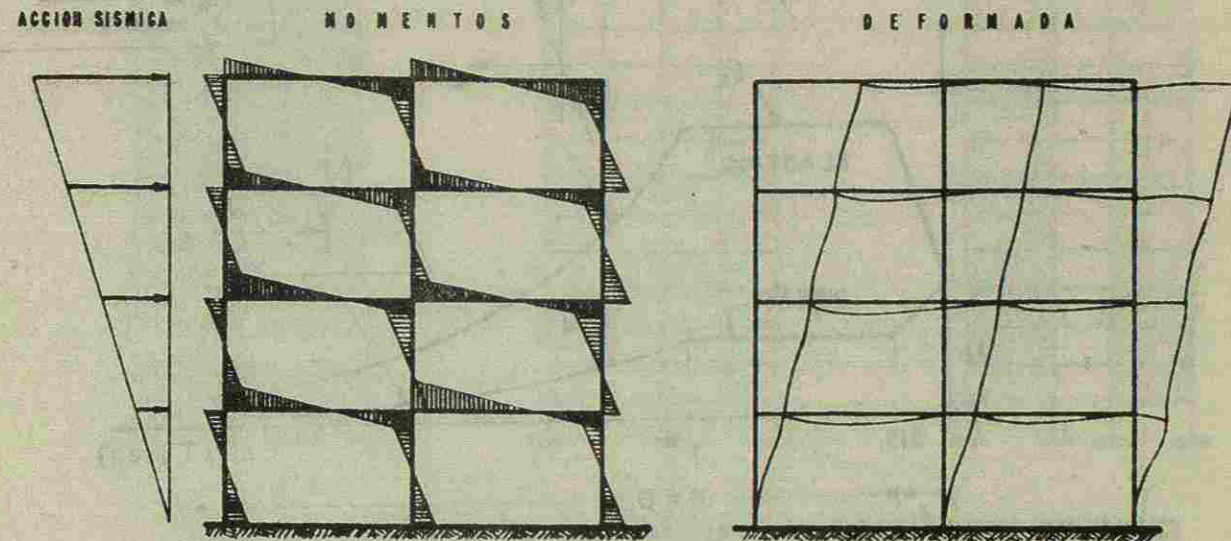
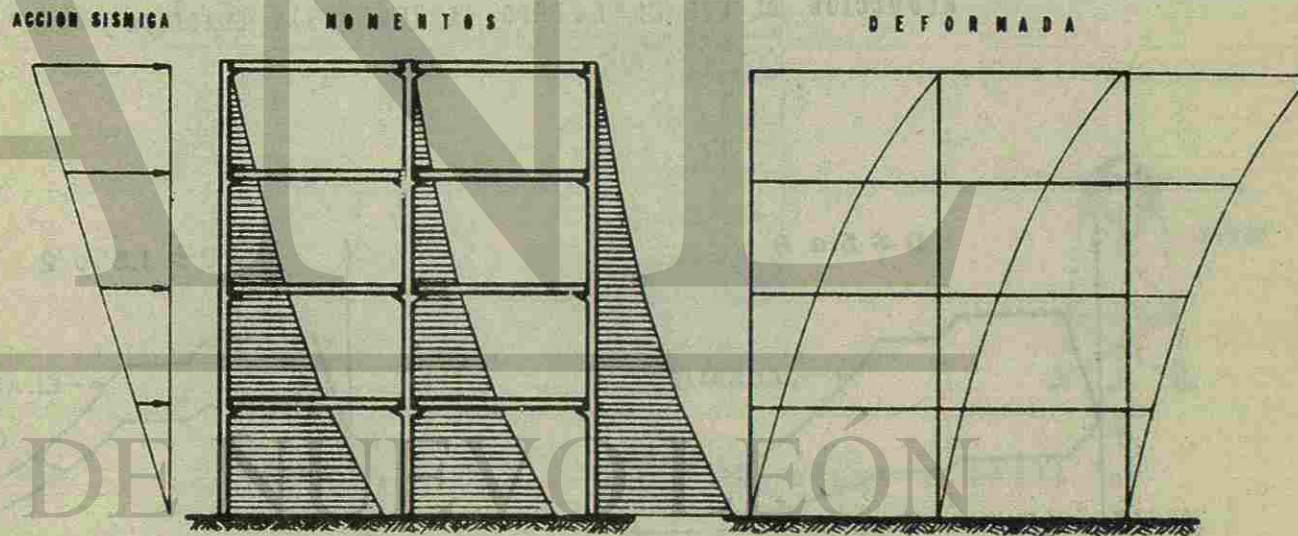


FIGURA 4b

FIGURA 4c

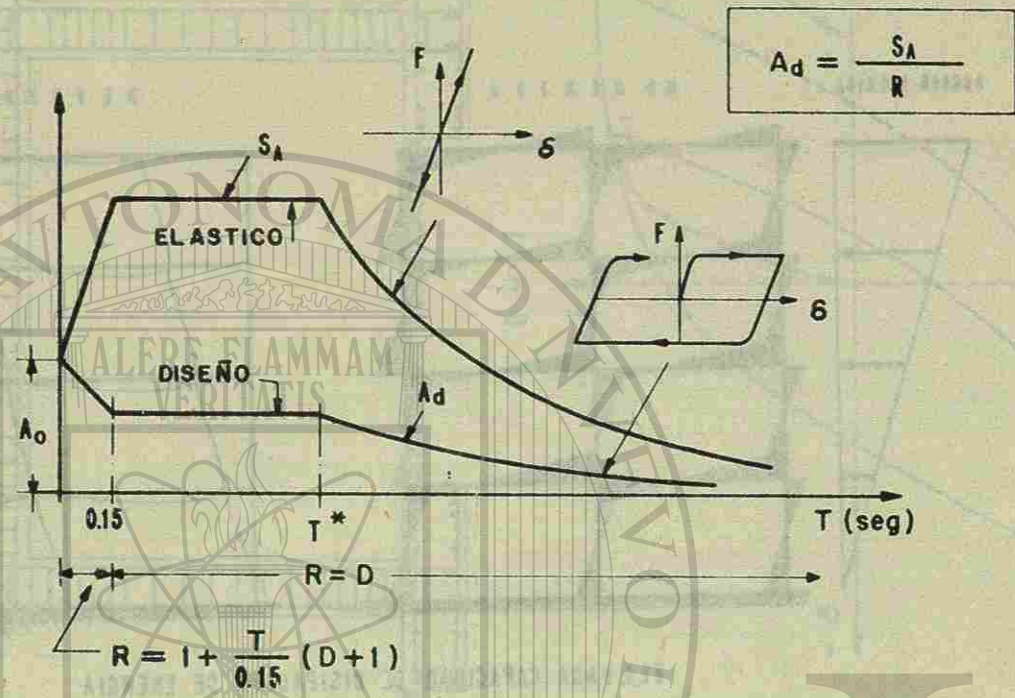


ELEVADA CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA

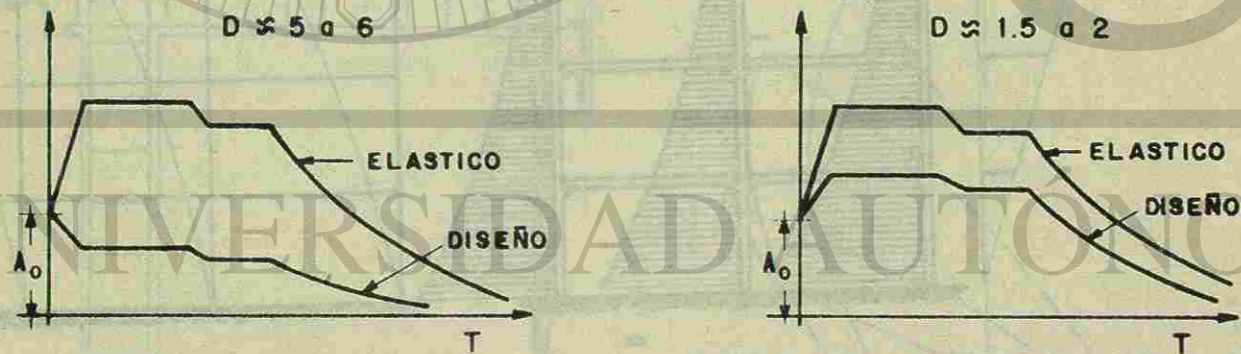


LIMITADA CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA

FIGURA -4d - DISTRIBUCION APROXIMADA DE MOMENTOS Y DEFORMADA CORRESPONDIENTE



REDUCCION DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA



$C_{\text{DISEÑO}} = \frac{F}{V}$  (NIVEL DE CEDENCIA)

ENVOLVENTES DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA DIFERENTES VALORES DEL FACTOR D

FIGURA 5 - ESPECTROS DE RESPUESTA

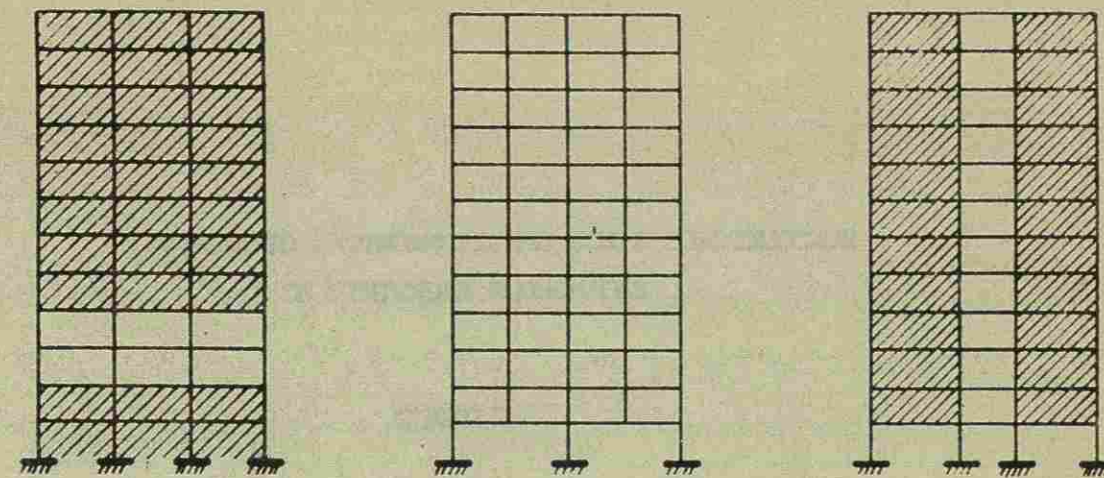


FIGURA 6a - CAMBIOS EN LA DISTRIBUCION VERTICAL DE RIGIDECES

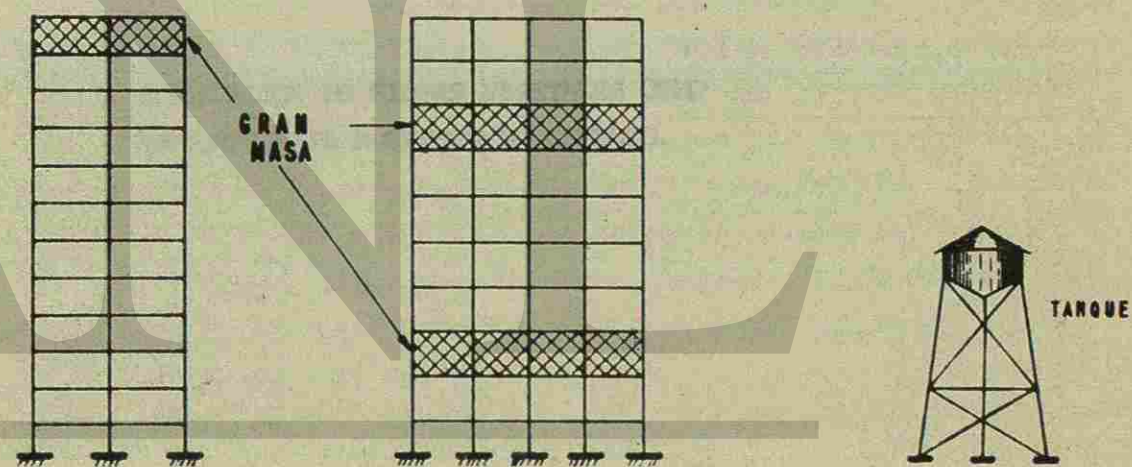


FIGURA 6b - DISTRIBUCION IRREGULAR DE MASAS

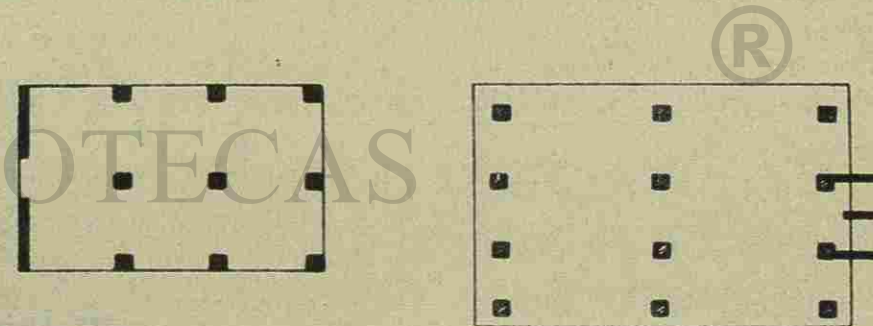
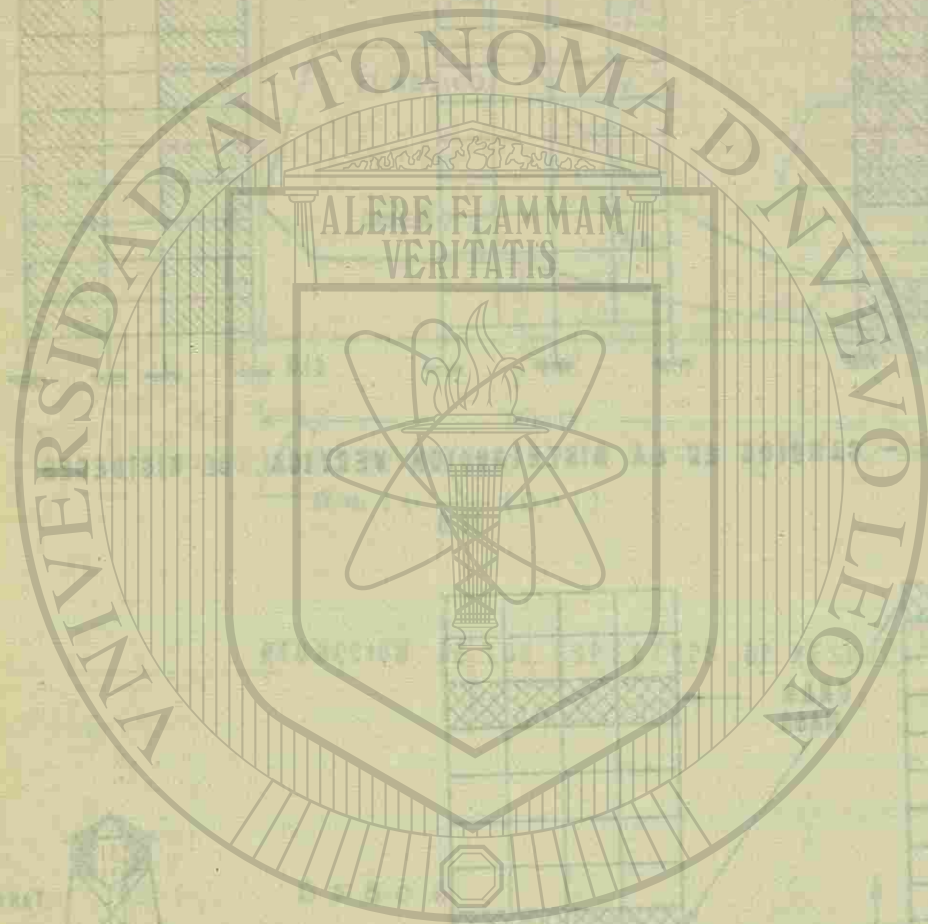


FIGURA 6c - EXCENTRICIDADES



II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

# U A N I L

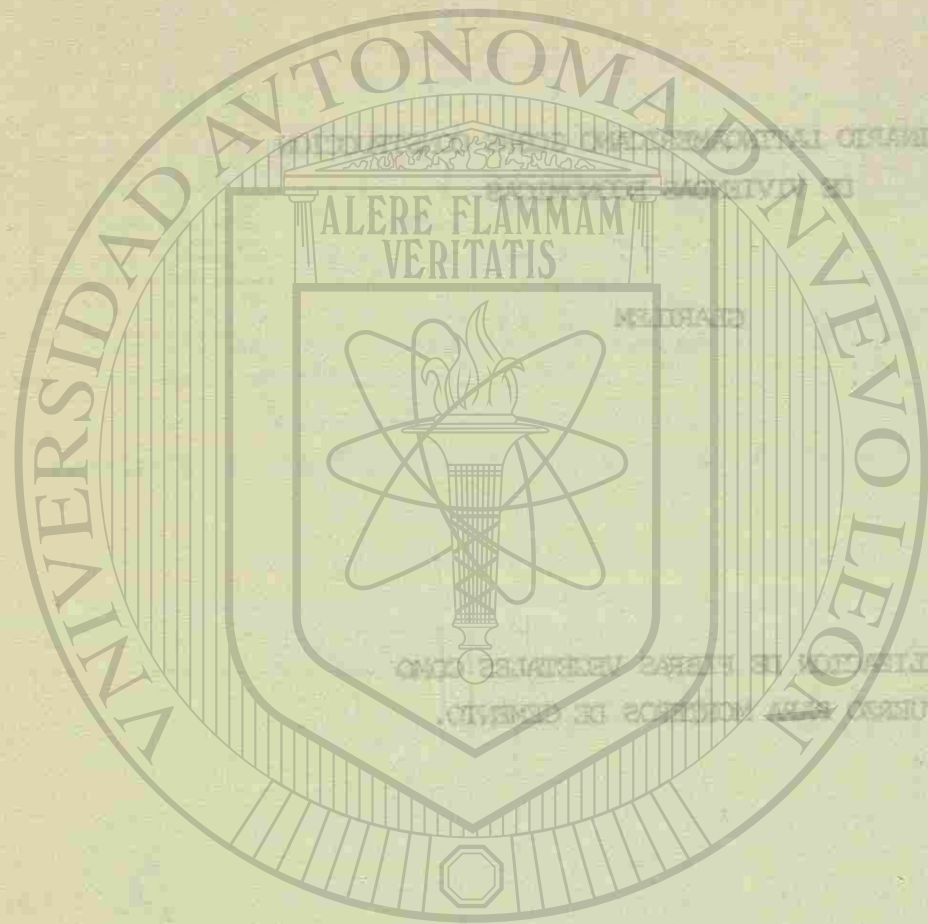
UTILIZACION DE FIBRAS VEGETALES COMO  
REFUERZO PARA MORTEROS DE CEMENTO.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Suely da Silva Guimaraes\*

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

\* Engenheira Civil III  
Projeto Do Habitat Thaba, CAMI ARI  
Bahía, Brasil



Suely Da Silva Guimarães

RESUMEN

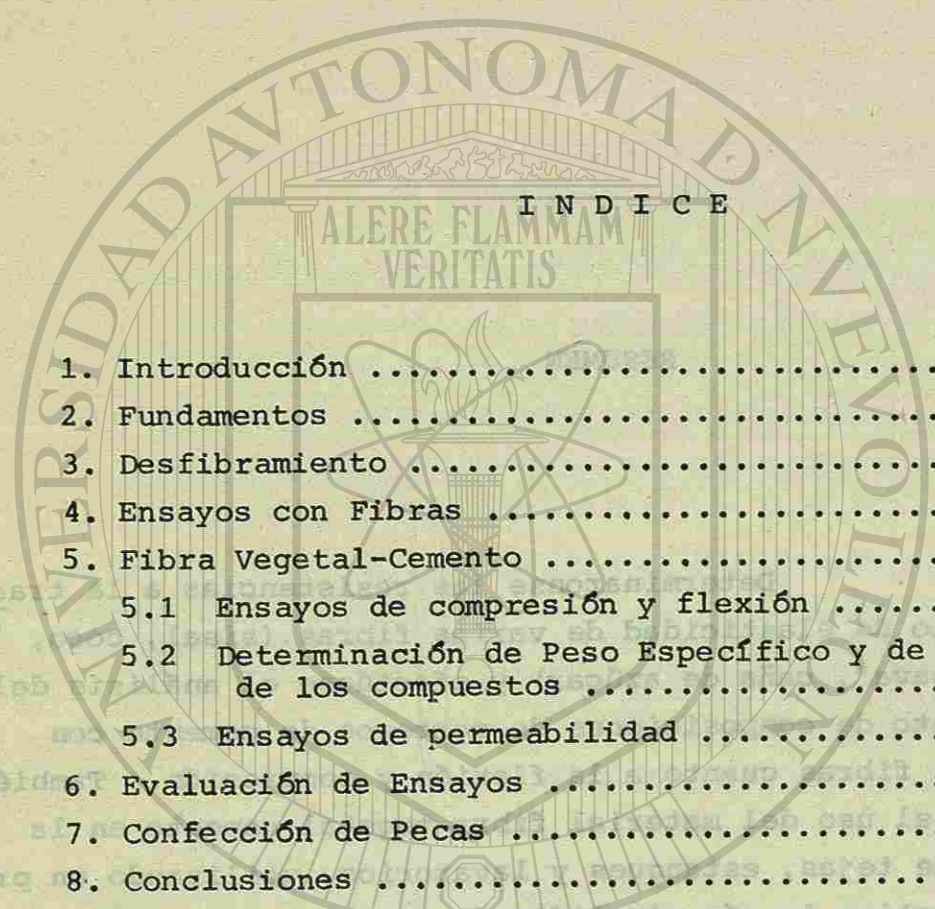
Determinaronse las resistencias a la tracción y módulo de elasticidad de varias fibras (sisal, coco, bambú, "piacava", caña de azúcar) y efectuóse el análisis del comportamiento de composiciones de morteros de cemento con las diversas fibras cuanto a la flexión y compresión. También fué testado el uso del material fibra vegetal-cemento en la confección de tejas, estanques y lavatorios, utilizando un proceso constructivo lo más simplificado posible, dirigido para la autoconstrucción.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Biblioteca Civil III  
Proyecto de Biblioteca, CIVIL III  
Biblioteca, Brasil



INDICE

1. Introducción .....	183
2. Fundamentos .....	183
3. Desfibramiento .....	184
4. Ensayos con Fibras .....	185
5. Fibra Vegetal-Cemento .....	186
5.1 Ensayos de compresión y flexión .....	187
5.2 Determinación de Peso Específico y de Absorción de los compuestos .....	187
5.3 Ensayos de permeabilidad .....	188
6. Evaluación de Ensayos .....	188
7. Confección de Pecas .....	190
8. Conclusiones .....	192
9. Referencias Bibliográficas .....	194
10. Índice de Tablas .....	196
11. Índice de Figuras .....	201

1 INTRODUÇÃO

Vários fatores incentivaram o desenvolvimento da pesquisa de utilização de fibras vegetais, como reforço para argamassas de cimento.

Em primeiro lugar, esse estudo visa a obtenção de soluções econômicas para problemas de cobertura, equipamentos sanitários, placas, painéis, colocando novas alternativas no mercado de materiais de construção.

Por outro lado, o possível aproveitamento das fibras vegetais traria um grande incentivo à cultura das plantas fibrosas, ativando a economia agrícola da região Nordeste do Brasil, ressaltando a existência de locais áridos nesta região onde outro tipo de cultura, geralmente não é possível.

Outro fator é a busca de uma alternativa à fibra de amianto, importada, na grande maioria, e cara, além de causar problemas à saúde.

O baixo consumo de energia no processo industrial para a obtenção do cimento quando comparado com o do aço ou dos plásticos, aliado ao fato das fibras vegetais serem recursos naturais renováveis, torna os compostos fibra vegetal-cimento coerentes com a crise atual de energia. Além disso, os materiais necessários à fabricação do cimento são abundantes e geograficamente bem distribuídos.

2 FUNDAMENTOS

As fibras vegetais são formadas por micro-fibras unidas por uma substância cimentante, aliginina. A micro-fibra é constituída por uma única célula. Tem uma estrutura oca, sendo a cavidade interna denominada lúmen.

De acordo com Griffith<sup>(2)</sup>, a rotura do concreto (ou da argamassa) começa por microfissuras, de forma aproximada por uma elipse.

Na teoria dos compostos a matriz deve ser armada por microfibras (comprimento da ordem de poucos milímetros e espessura de poucos microns) com um volume tal que, na mistura, a distância entre microfibras seja menor que o diâmetro da elipse de Griffith, aumentando assim a carga de fissuramento da matriz<sup>(3)</sup>. Com o acréscimo de fibras de comprimento maiores, da ordem de poucos centímetros, é garantida a ductilidade após o fissuramento do composto matriz com microfibras<sup>(4)</sup>.

A incorporação de fibras de comprimento adequado à matriz de argamassa, material frágil, muda o comportamento desta, dando-lhe ductilidade com a distribuição das fissuras <sup>(4)</sup>.

É necessário um volume mínimo de fibras para que estas contribuam no acréscimo da resistência dos compostos à tração. Esse volume mínimo é denominado volume crítico <sup>(3)</sup>.

A resistência dos compostos aos esforços de tração cresce linearmente com o volume de fibras usado, até atingir um valor limite. Esse valor limite é determinado pela quantidade de fibras que pode ser adicionada de modo a ficar com dispersão uniforme e envolvida pela argamassa <sup>(5)</sup>.

O volume crítico varia com o comprimento, diâmetro e com o tipo da fibra, e com o método de fabricação usado <sup>(3,5)</sup>.

Concluindo, as porcentagens de fibras, em volume, que contribuem no acréscimo da resistência à tração da matriz estão compreendidas numa faixa de valores entre o volume crítico,  $V_{f(\text{crít.})}$  e o volume limite de fibras,  $V_{f(\text{lim.})}$ .

As características de cada fibra - módulo de elasticidade, resistência à tração, dimensões - são determinantes para inferir sua contribuição ao fibrocimento: fibras com módulo de elasticidade e resistência à tração altos (amianto, carbono) garantem um acréscimo da resistência à tração da matriz <sup>(3)</sup>; compostos com fibras de módulo de elasticidade baixos, fibras orgânicas, têm sua resistência ao impacto aumentada devido à fibra suportar grandes deformações <sup>(5)</sup>. A relação comprimento-espessura da fibra, denominada índice de enfiamento (ver tabela 1) traduz a atuação das fibras na distribuição dos esforços e, conseqüentemente, das fissuras: quanto maior esse índice melhor a aderência fibra-matriz, menor espaçamento e menor diâmetro das fissuras.

### 3 DESFIBRAMENTO

Dois tipos de desfibramento foram tentados: mecânico e químico. Com o mecânico pretendia-se obter as fibras propriamente ditas, de comprimentos maiores que 2 cm; utilizando um tratamento químico visava-se a extração das microfibras.

Como tratamentos químicos tentou-se a imersão em soluções de soda cáustica

(Na OH) a 20% e de hipoclorito de sódio (Na ClO) a 5%, à temperatura e pressão ambientes. O Na ClO deixou as fibras quebradiças e mudou seu aspecto visual sendo em vista disso, descartado. A soda cáustica na concentração usada, não prejudicou a resistência das fibras (ver figura 1, onde a fibra de coco tratada com Na OH teve acréscimos na resistência e módulo de elasticidade em relação a esses valores obtidos para as fibras no estado natural), entretanto, à temperatura e pressão ambientes não provocou um desfibramento satisfatório, com a obtenção de alguma quantidade de microfibras (no caso do bambu), após 24 horas de imersão na solução, de pedaços de 0,5 cm. Pakotiprapha <sup>(4,9)</sup> obteve o desfibramento desejado com Na OH a 20% mas, a 170°C e pressão de 0,83 N/mm<sup>2</sup>, por 6 horas, sendo este o mesmo procedimento utilizado para a obtenção da celulose, processo bastante dispendioso.

Aplicou-se ao bambu um desfibramento mecânico, cortando os colmos em pequenos pedaços, secando-se em estufa e depois martelando-os sem conseguir, entretanto, qualquer resultado, apesar desse ser o procedimento indicado por Pakotiprapha <sup>(4,9)</sup> que, aparentemente, não encontrou as dificuldades por nós experimentadas. Tentou-se também a moagem dos pequenos pedaços secos de bambu em moinhos de bolas de aço e não se conseguiu também qualquer resultado. Crê-se, entretanto, que, com a utilização de máquinas desfibradeiras apropriadas, essas dificuldades sejam superadas.

Com o bagaço de cana-de-açúcar tentaram-se tratamentos mecânicos e químicos, não se conseguindo separar fibras ou microfibras do amido que as envolve. Quanto ao sisal, piaçava e fibra de coco, estes são vendidos comercialmente, já desfibrados.

Concluindo, com os tratamentos usados não se conseguiu isolar, em volume suficiente, as microfibras das plantas estudadas. Obtiveram-se na maioria apenas fibras (feixes de microfibras) de comprimentos e índices de enfiamento variados, sendo divididas em dois grupos: as de comprimento  $\leq 1,0$  cm, fazendo o papel das microfibras nos compostos, e as de comprimento maiores ou iguais a 3,0 cm.

### 4 ENSAIOS COM FIBRAS

Os valores do peso específico e das dimensões das fibras estudadas são mostrados na tabela 1.



A incorporação de fibras de comprimento adequado à matriz de argamassa, material frágil, muda o comportamento desta, dando-lhe ductilidade com a distribuição das fissuras <sup>(4)</sup>.

É necessário um volume mínimo de fibras para que estas contribuam no acréscimo da resistência dos compostos à tração. Esse volume mínimo é denominado volume crítico <sup>(3)</sup>.

A resistência dos compostos aos esforços de tração cresce linearmente com o volume de fibras usado, até atingir um valor limite. Esse valor limite é determinado pela quantidade de fibras que pode ser adicionada de modo a ficar com dispersão uniforme e envolvida pela argamassa <sup>(5)</sup>.

O volume crítico varia com o comprimento, diâmetro e com o tipo da fibra, e com o método de fabricação usado <sup>(3,5)</sup>.

Concluindo, as porcentagens de fibras, em volume, que contribuem no acréscimo da resistência à tração da matriz estão compreendidas numa faixa de valores entre o volume crítico,  $V_{f(\text{crít.})}$  e o volume limite de fibras,  $V_{f(\text{lim.})}$ .

As características de cada fibra - módulo de elasticidade, resistência à tração, dimensões - são determinantes para inferir sua contribuição ao fibrocimento: fibras com módulo de elasticidade e resistência à tração altos (amianto, carbono) garantem um acréscimo da resistência à tração da matriz <sup>(3)</sup>; compostos com fibras de módulo de elasticidade baixos, fibras orgânicas, têm sua resistência ao impacto aumentada devido à fibra suportar grandes deformações <sup>(5)</sup>. A relação comprimento-espessura da fibra, denominada índice de enfiamento (ver tabela 1) traduz a atuação das fibras na distribuição dos esforços e, conseqüentemente, das fissuras: quanto maior esse índice melhor a aderência fibra-matriz, menor espaçamento e menor diâmetro das fissuras.

### 3 DESFIBRAMENTO

Dois tipos de desfibramento foram tentados: mecânico e químico. Com o mecânico pretendia-se obter as fibras propriamente ditas, de comprimentos maiores que 2 cm; utilizando um tratamento químico visava-se a extração das microfibras.

Como tratamentos químicos tentou-se a imersão em soluções de soda cáustica

(Na OH) a 20% e de hipoclorito de sódio (Na ClO) a 5%, à temperatura e pressão ambientes. O Na ClO deixou as fibras quebradiças e mudou seu aspecto visual sendo em vista disso, descartado. A soda cáustica na concentração usada, não prejudicou a resistência das fibras (ver figura 1, onde a fibra de coco tratada com Na OH teve acréscimos na resistência e módulo de elasticidade em relação a esses valores obtidos para as fibras no estado natural), entretanto, à temperatura e pressão ambientes não provocou um desfibramento satisfatório, com a obtenção de alguma quantidade de microfibras (no caso do bambu), após 24 horas de imersão na solução, de pedaços de 0,5 cm. Pakotiprapha <sup>(4,9)</sup> obteve o desfibramento desejado com Na OH a 20% mas, a 170°C e pressão de 0,83 N/mm<sup>2</sup>, por 6 horas, sendo este o mesmo procedimento utilizado para a obtenção da celulose, processo bastante dispendioso.

Aplicou-se ao bambu um desfibramento mecânico, cortando os colmos em pequenos pedaços, secando-se em estufa e depois martelando-os sem conseguir, entretanto, qualquer resultado, apesar desse ser o procedimento indicado por Pakotiprapha <sup>(4,9)</sup> que, aparentemente, não encontrou as dificuldades por nós experimentadas. Tentou-se também a moagem dos pequenos pedaços secos de bambu em moinhos de bolas de aço e não se conseguiu também qualquer resultado. Crê-se, entretanto, que, com a utilização de máquinas desfibradeiras apropriadas, essas dificuldades sejam superadas.

Com o bagaço de cana-de-açúcar tentaram-se tratamentos mecânicos e químicos, não se conseguindo separar fibras ou microfibras do amido que as envolve. Quanto ao sisal, piaçava e fibra de coco, estes são vendidos comercialmente, já desfibrados.

Concluindo, com os tratamentos usados não se conseguiu isolar, em volume suficiente, as microfibras das plantas estudadas. Obtiveram-se na maioria apenas fibras (feixes de microfibras) de comprimentos e índices de enfiamento variados, sendo divididas em dois grupos: as de comprimento  $\leq 1,0$  cm, fazendo o papel das microfibras nos compostos, e as de comprimento maiores ou iguais a 3,0 cm.

### 4 ENSAIOS COM FIBRAS

Os valores do peso específico e das dimensões das fibras estudadas são mostrados na tabela 1.

Quanto à resistência à tração, módulo de elasticidade e alongamento tem-se os valores obtidos na tabela 2. Para a realização destes ensaios foi utilizada a norma ASTM D 3379-75 "Standard Test Method for Tensile Strength and Young's Modulus for High - modulus Single - filament Materials". Para suporte das fibras utilizou-se papel, segundo o procedimento de ensaio descrito por Barkakaty<sup>(6)</sup>, sendo usada a cola comercial "Araldite" para colagem da fibra no referido suporte. O ensaio foi realizado numa máquina INSTRON, modelo 1131, com uma célula de precisão de 0,49 N (50 gf).

Através do peso específico real, do peso (determinado numa balança eletrônica com precisão de  $0,98 \times 10^{-7}$  N) e da medição do comprimento chegou-se à área da seção transversal de cada fibra.

Os coeficientes de variação elevados mostrados na tabela 2 são devidos às grandes dificuldades encontradas na montagem dos corpos de prova, à variação da quantidade de cola usada e à pouca precisão da célula de carga disponível comparada com o nível de cargas obtido. As curvas tensão x deformação são mostradas na figura 1.

Ensaíram-se fibras de vidro para avaliação do método de ensaio usado, desde que estas fibras já têm as suas características físico-mecânicas definidas.

## 5 FIBRA VEGETAL-CIMENTO

Cortaram-se as fibras de coco, sisal e piaçava nos comprimentos desejados, sendo as de piaçava moídas posteriormente em moinho de bolas. Na tabela 3 tem-se os comprimentos e porcentagens de fibras utilizados. Devido às dificuldades encontradas no desfibramento não se empregou fibras do bagaço da cana-de-açúcar nos compostos.

Compostos com fibra de vidro, celulose e amianto foram ensaiados, sendo tomados como referência no decorrer do trabalho.

A amostra de celulose utilizada proveio de 80% de bambu mais 20% de folhas.

As misturas foram feitas manualmente, sem utilização de plastificante, encontrando-se dificuldades com os compostos de fibras de 6 cm de comprimento.

Nos compostos com celulose a mistura fibra-água necessária foi uniformiza-

da num dispersor de amostras sendo após acrescentados os outros materiais e feita a mistura manual.

Escolheu-se uma matriz constituída por cimento Portland comum e areia fina (módulo de finura = 1,49 e diâmetro máximo dos grãos = 1,2 mm) em volumes iguais, de acordo com as recomendações da bibliografia consultada<sup>(3,7)</sup>.

O fator água/cimento foi fixado em 0,43 a partir da trabalhabilidade da argamassa. Em alguns compostos com piaçava usou-se também a/c = 0,38 e nos com celulose só foi possível sua execução com a/c = 0,60, devido ao elevado índice de absorção desse material.

Na moldagem dos corpos de prova para ensaios controlou-se a dosagem por pesagem dos materiais.

### 5.1 Ensaio de compressão e flexão

Desmoldaram-se corpos de prova cilíndricos e vigas destinados aos ensaios de compressão e flexão, respectivamente, 24 horas após a moldagem, sendo depois colocados em imersão por mais 6 dias quando então foram ensaiados (ver figuras 2 e 3). Nos ensaios de compressão seguiu-se o método MB-1 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Utilizou-se, para os ensaios, uma máquina INSTRON, modelo 1128, de velocidade de deformação constante. Nos ensaios de compressão a precisão foi de  $\pm 981$  N (100 Kgf); nos de flexão, 49 N (5 Kgf). Os resultados são mostrados na tabela 3. Nas figuras 2 e 3 tem-se as curvas típicas, sendo escolhidos os corpos de prova com tensões de rotura mais próximos das tensões médias calculadas, considerados representativos de cada grupo ensaiado.

Com os mesmos compostos moldaram-se corpos de prova e vigas, com exceção das vigas armadas com fibras alinhadas, de comprimento igual a 27 cm que não tiveram corpos de prova correspondentes. Na moldagem dessas vigas colocaram-se camadas sucessivas de argamassa e fibras, sendo que a máxima porcentagem, em volume, de fibras conseguida foi de 3,97%.

### 5.2 Determinação do Peso Específico e da Absorção dos Compostos

Extraíram-se corpos de prova das extremidades não fissuradas das vigas,

sendo os ensaios efetuados segundo o método C 642-69 T da A.S.T.M.

A tabela 3 mostra os resultados obtidos.

### 5.3 Ensaio de Permeabilidade

Usou-se um método de ensaio sueco, M.I.S. 33 aplicado a concretos, para a verificação da permeabilidade dos compostos.

O método consiste em forçar a passagem de um fluxo d'água sob pressão constante através de corpos de prova.

Devido às diferenças entre as estruturas internas do concreto e da argamassa, os valores mostrados na tabela 3 não são índices de permeabilidade dos compostos, sendo apenas grandezas qualitativas, tomada a matriz como referência.

## 6 AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS

A inclusão de fibras, vegetais ou não (ver tabela 3), numa matriz de argamassa reduz sua resistência à compressão, sendo isso verificado para os compostos ensaiados. Esse fato, entretanto, era esperado e não prejudica o desempenho dos compostos desde que a resistência à compressão da matriz é muito alta, podendo ser reduzida e, o que se pretende é aumentar sua resistência à flexão.

Nota-se claramente a influência das propriedades físico-mecânicas das fibras (índice de enfiamento, resistência à flexão, módulo de elasticidade, alongamento) no comportamento dos compostos na flexão, comparando os resultados obtidos dos ensaios:

- O coco tem índice de enfiamento baixo assim como o módulo de elasticidade e resistência à tração. Analisando os valores da tabela 3, nota-se que a inclusão dessas fibras praticamente não contribuiu na resistência à flexão desses compostos, independentemente dos comprimentos e volumes de fibras usadas.

As fibras de coco devem ter, portanto, outra função no fibro-cimento que não o aumento da resistência à tração da matriz. Segundo Hanant<sup>(3)</sup> e Walton<sup>(5)</sup>, fibras orgânicas de baixo módulo de elasticidade

aumentam a resistência ao impacto das matrizes de argamassa, sugere-se, então, a utilização das fibras de coco no fibro-cimento com essa finalidade.

- Depois do bambu, o sisal foi a fibra que apresentou maiores valores para as propriedades físico-mecânicas mencionadas anteriormente. Dentre os compostos estudados, os de sisal-cimento foram os que mostraram resultados mais interessantes, correspondendo aos princípios estabelecidos pelas teorias do fibro-cimento. Houve distribuição dos esforços e, conseqüentemente, distribuição de fissuras (nos compostos com fibras > 3,0 cm de comprimento); houve acréscimo no módulo de rotura, sendo observado, entretanto, que o volume ideal de fibras deveria estar entre 3% e 7%. 10% de fibras em volume deve ser, provavelmente, maior que o volume limite de fibras devido à redução na resistência à flexão apresentada. Como ilustração, os valores do volume crítico e volume limite para a utilização da fibra de vidro no fibro-cimento são respectivamente 0,4% e 7,0%<sup>(3)</sup>, isto é, as porcentagens de fibras, em volume, a serem utilizadas nos compostos com fibra de vidro devem ficar entre os valores 0,4% e 7%. A porcentagem em volume igual a 10%, portanto, é muito alta, justificando a queda nos valores das resistências à flexão.
- Devido às propriedades físico-mecânicas apresentadas pelo bambu, acredita-se que, se fosse conseguido o seu desfibramento, os compostos obtidos com essa fibra apresentariam resultados satisfatórios.

Observando os valores constantes na tabela 3 para os compostos com sisal vê-se que a resistência à flexão destes aumenta quando são usadas fibras de comprimento maiores. Com relação ao alinhamento, nos compostos com fibras de 6,0 cm houve dificuldades na uniformização da mistura, acarretando decréscimo de resistência e dispersão nos resultados dos ensaios. Com as fibras de 3,0 cm não apareceu esse problema. Por outro lado, para fibras de 27,0 cm colocadas alinhadas na mistura, os valores dos módulos de rotura foram os mais altos e a dispersão, pequena. Conclui-se, portanto, que, quando forem utilizadas fibras com comprimentos maiores que 3,0 cm, estas devem ficar alinhadas para que seja garantida a boa eficiência à tração. Ryder<sup>(7)</sup> confirma essa conclusão quando diz que o comprimento das fibras a serem utilizadas no fibro-cimento varia entre 1,0 mm e 40,0 mm, podendo ser usadas fibras maiores devendo então ter estas um considerável grau de orientação.

sendo os ensaios efetuados segundo o método C 642-69 T da A.S.T.M.

A tabela 3 mostra os resultados obtidos.

### 5.3 Ensaio de Permeabilidade

Usou-se um método de ensaio sueco, M.I.S. 33 aplicado a concretos, para a verificação da permeabilidade dos compostos.

O método consiste em forçar a passagem de um fluxo d'água sob pressão constante através de corpos de prova.

Devido às diferenças entre as estruturas internas do concreto e da argamassa, os valores mostrados na tabela 3 não são índices de permeabilidade dos compostos, sendo apenas grandezas qualitativas, tomada a matriz como referência.

## 6 AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS

A inclusão de fibras, vegetais ou não (ver tabela 3), numa matriz de argamassa reduz sua resistência à compressão, sendo isso verificado para os compostos ensaiados. Esse fato, entretanto, era esperado e não prejudica o desempenho dos compostos desde que a resistência à compressão da matriz é muito alta, podendo ser reduzida e, o que se pretende é aumentar sua resistência à flexão.

Nota-se claramente a influência das propriedades físico-mecânicas das fibras (índice de enfiamento, resistência à flexão, módulo de elasticidade, alongamento) no comportamento dos compostos na flexão, comparando os resultados obtidos dos ensaios:

- O coco tem índice de enfiamento baixo assim como o módulo de elasticidade e resistência à tração. Analisando os valores da tabela 3, nota-se que a inclusão dessas fibras praticamente não contribuiu na resistência à flexão desses compostos, independentemente dos comprimentos e volumes de fibras usadas.

As fibras de coco devem ter, portanto, outra função no fibro-cimento que não o aumento da resistência à tração da matriz. Segundo Hanant<sup>(3)</sup> e Walton<sup>(5)</sup>, fibras orgânicas de baixo módulo de elasticidade

aumentam a resistência ao impacto das matrizes de argamassa, sugere-se, então, a utilização das fibras de coco no fibro-cimento com essa finalidade.

- Depois do bambu, o sisal foi a fibra que apresentou maiores valores para as propriedades físico-mecânicas mencionadas anteriormente. Dentre os compostos estudados, os de sisal-cimento foram os que mostraram resultados mais interessantes, correspondendo aos princípios estabelecidos pelas teorias do fibro-cimento. Houve distribuição dos esforços e, conseqüentemente, distribuição de fissuras (nos compostos com fibras > 3,0 cm de comprimento); houve acréscimo no módulo de rotura, sendo observado, entretanto, que o volume ideal de fibras deveria estar entre 3% e 7%. 10% de fibras em volume deve ser, provavelmente, maior que o volume limite de fibras devido à redução na resistência à flexão apresentada. Como ilustração, os valores do volume crítico e volume limite para a utilização da fibra de vidro no fibro-cimento são respectivamente 0,4% e 7,0%<sup>(3)</sup>, isto é, as porcentagens de fibras, em volume, a serem utilizadas nos compostos com fibra de vidro devem ficar entre os valores 0,4% e 7%. A porcentagem em volume igual a 10%, portanto, é muito alta, justificando a queda nos valores das resistências à flexão.
- Devido às propriedades físico-mecânicas apresentadas pelo bambu, acredita-se que, se fosse conseguido o seu desfibramento, os compostos obtidos com essa fibra apresentariam resultados satisfatórios.

Observando os valores constantes na tabela 3 para os compostos com sisal vê-se que a resistência à flexão destes aumenta quando são usadas fibras de comprimento maiores. Com relação ao alinhamento, nos compostos com fibras de 6,0 cm houve dificuldades na uniformização da mistura, acarretando decréscimo de resistência e dispersão nos resultados dos ensaios. Com as fibras de 3,0 cm não apareceu esse problema. Por outro lado, para fibras de 27,0 cm colocadas alinhadas na mistura, os valores dos módulos de rotura foram os mais altos e a dispersão, pequena. Conclui-se, portanto, que, quando forem utilizadas fibras com comprimentos maiores que 3,0 cm, estas devem ficar alinhadas para que seja garantida a boa eficiência à tração. Ryder<sup>(7)</sup> confirma essa conclusão quando diz que o comprimento das fibras a serem utilizadas no fibro-cimento varia entre 1,0 mm e 40,0 mm, podendo ser usadas fibras maiores devendo então ter estas um considerável grau de orientação.

Os valores de resistência à flexão dos compostos com piaçava foram baixos (ver tabela 3) com exceção do composto com fibras de 27,0 cm de comprimento.

Analisando a tabela 3 vê-se que os compostos com fibras de amianto foram os que apresentaram menores resistências, tanto à flexão quanto à compressão. Sabe-se, entretanto, que as fibras de amianto quando incorporadas à matriz de argamassa adequada, no volume correto, é verificado um grande aumento na resistência à flexão do composto. Com a forma de mistura e com a matriz utilizadas isso não ocorreu, podendo significar que, determinando-se a matriz ideal e utilizando-se um processo de prensagem, e/ou redução do fator água/cimento, é possível conseguir excelente desempenho das fibras vegetais em compostos de fibro-cimento.

Ainda analisando a tabela 3 observa-se:

- Os índices de absorção dos compostos aumentaram com o acréscimo do volume de fibras usado. Os compostos com bambu e sisal apresentaram índices de absorção maiores que os dos compostos com piaçava e coco cujos índices de absorção foram aproximadamente iguais aos da matriz correspondente.
- O peso específico da matriz é reduzido quando se usa um maior volume de fibras. A utilização de fibras vegetais, entretanto, não reduz significativamente o peso específico dos compostos, tendo, inclusive os compostos com piaçava apresentado valores do peso específico maiores que os da matriz correspondente.
- O sisal aumenta a permeabilidade dos compostos, o que não acontece com a piaçava cuja influência é muito pequena na permeabilidade da matriz. A inclusão de fibras de coco também aumenta a permeabilidade da argamassa, porém em menor intensidade.

## 7 CONFEÇÃO DE PEÇAS

Nesta fase propôs-se testar a viabilidade de confecção de peças (telhas, tanques e lavatórios) de fibra vegetal-cimento a partir de processos artesanais, de modo a possibilitar a elaboração de uma tecnologia simplificada, própria à autoconstrução.

O processo de moldagem proposto consiste na confecção de placas planas sobre um plástico (filme de polietileno), tendo como gabarito uma moldura vazada de madeira que garante as dimensões requeridas para as placas. Em seguida à moldagem e retirado o gabarito, a placa, suspensa pelo plástico é colocada sobre o molde, dando-se a forma desejada. No caso da telha a forma é dada pelo peso próprio, ao ser colocada a placa recém-moldada sobre cavaletes através de duas peças de madeira presas ao plástico<sup>(11)</sup> (ver figura 4).

Inicialmente tentou-se a obtenção de uma mistura homogênea matriz-fibra, executada manualmente, com o emprego de operários sem especialização - ajudante de pedreiro e servente. Em vista das dificuldades encontradas - mistura difícil, peças mal acabadas - partiu-se para a moldagem das placas com a colocação de uma camada de fibras entre duas outras de argamassa. Entretanto, a quantidade de fibras que pôde ser usada foi pequena, em torno de 2% em volume e o fator água/cimento ficou em 0,70. Cortaram-se as fibras com 4 cm de comprimento e na argamassa utilizou-se a proporção de 1:3 em volumes de cimento e areia. Na tabela 4 tem-se a descrição das telhas moldadas. Conseguiu-se, com esse processo, a confecção de protótipos de caixas d'água com 50 e 150 l, assim como um tipo especialmente desenvolvido de lavatório, sempre utilizando-se da moldagem inicial de placas planas. A espessura das telhas e caixas d'água ficou em torno de 1,0 cm, e a do lavatório, 2,0 cm. Devido à sua pequena superfície a caixa de 50 l pôde ser moldada de uma só vez, através de 3 placas colocadas externamente sobre o molde. Já a de 150 l foi confeccionada em placas separadas e depois montadas com argamassa.

Para análise do desempenho das telhas foi escolhido um ensaio expedito, à flexão, com as seguintes características:

- comprimento das telhas: 100 cm
- apoios: afastamento - 82 cm (eixo a eixo)  
largura - 8 cm
- carregamento: com incrementos de carga de 13 Kgf (corpos de prova de concreto), feito através de dois cutelos espaçados de 34 cm.  
largura dos cutelos - 2,5 cm (ver figura 5).

Os resultados dos ensaios (valores médios) assim como os pesos das telhas são mostrados na tabela 4.

Analisando os dados da tabela 4 e os observados durante os ensaios vê-se que:

- a) o tipo de moldagem 2 (ver tabela 4) para as telhas com fibras foi o que mostrou melhores resultados, sendo o escolhido para a confecção das caixas d'água e lavatórios;
- b) a fibra do coco, apesar de ser menos resistente que a de sisal e do comportamento inexpressivo nos compostos estudados (ver tabela 3), proporcionou às telhas com essa fibra os melhores resultados obtidos: maior resistência e maior uniformidade, superando as telhas de argamassa armada com tela de arame. Atribui-se isso à excelente aderência fibra-matriz observada nos ensaios;
- c) durante os ensaios as telhas de fibra vegetal comportaram-se melhor que as de argamassa com tela quanto à interação armadura-matriz, proporcionando maior distribuição de fissuras e rotura lenta, com grandes deformações suportadas pelas fibras vegetais usadas.

As caixas d'água e lavatórios foram avaliados através de sua utilização, mostrando-se perfeitamente estanques e resistentes ao manuseio e transporte.

## 8 CONCLUSÕES

- a) Este trabalho demonstra a viabilidade do emprego de fibras vegetais, particularmente sisal e fibra de coco, para utilização em compostos de fibro-cimento em produtos de construção civil. Foi demonstrada essa viabilidade tanto pela melhoria das características mecânicas da matriz (aumento da resistência à flexão e melhor distribuição das fissuras) quanto pela possibilidade de manufatura de peças (telhas, caixa d'água, lavatórios) através de processos simples e de fácil execução.
- b) Os resultados obtidos com os compostos com fibras de amianto submetidos à flexão mostraram módulos de rotura inferiores aos similares com fibra vegetal. Sabe-se, entretanto, que o amianto confere grande resistência à tração às argamassas. Isto induz à conclusão que, se as fibras vegetais fossem usadas no fibro-cimento por

um processo industrial, semelhante ao utilizado nas fábricas de produtos de cimento - amianto - onde há prensagem da massa fresca e utilização de vácuo para redução do fator água/cimento - os valores das resistências à flexão dos compostos com fibras vegetais seriam bem maiores que os obtidos neste trabalho.

NOTA: O programa THABA tem se caracterizado por desenvolver linhas de pesquisa de modo a que os produtos desenvolvidos possam ser facilmente assimilados pela população, diretamente. Daí a persistência, no trabalho, no desenvolvimento de misturas manuais e de processos simples para confecção das peças.

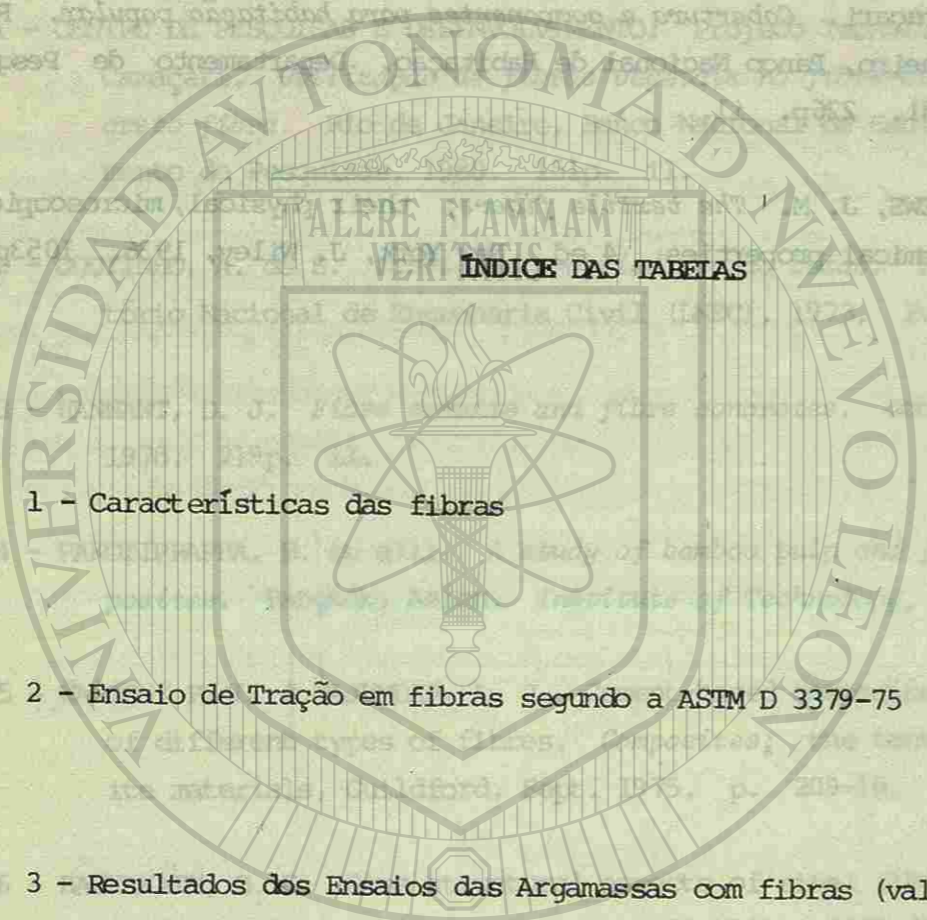
- c) Apesar de demonstrada a viabilidade do emprego de fibras vegetais no fibro-cimento, a dosagem e procedimentos de mistura ainda não foram otimizados, esperando-se que melhores resultados possam ser obtidos. Pretende-se desenvolver uma prensa manual bastante simplificada de modo a aprimorar a confecção de peças.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 01 - CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO: Projeto Tecnologias do Habitat, Camaçari. *Utilização de fibras vegetais no fibro-cimento e no concreto-fibra*. Rio de Janeiro, Banco Nacional de Habitação. Departamento de Pesquisas, 1980. 151p. il.
- 02 - COUTINHO, A. de S. *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1973. 2v. il.
- 03 - HANNANT, D. J. *Fibre cements and fibre concretes*. John Wiley & Sons, 1978. 219p. il.
- 04 - PAKOTIPRAPHA, B. et alli. *A study of bamboo pulp and fiber cement composites*. Bangkok, Asian. Institute of Technology, s.d. 24f.
- 05 - WALTON, P. L. & MAJUMDAR, A. J. Cement-based composites with mixtures of different types of fibres. *Composites; the technology of composite materials*, Guildford, Sept. 1975. p. 209-16. il.
- 06 - BARKAKATY, B. C. Some structural aspects of sisal fibers. *Journal of Applied Polymer Science*, New York, 20 (11): 2921-40, 1976. il.
- 07 - RYDER, J. F. Applications of fibre cement. in: RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE REINFORCED CEMENT AND CONCRETE, Lancaster, 14-17 Sept. 1975. *Fibre reinforced cement and concrete*. Lancaster, Construction Press, 1976. v.1, p. 23-35. il.
- 08 - CHAKRAVARTY, A. C. & HEARLE, J. W. S. Observations of the tensile properties of ultimate cells of some plant fibres. *Journal of the textile Institute*. 58: 651-60, 1976. il.
- 09 - PAKOTIPRAPHA, B. et alii. *Development of bamboo pulp boards for low cost housing*. s. n. t. p. 1096-115. il.
- 10 - CASTRO, J. & NAAMAN, A. E. Cement Mortar Reinforced with Natural Fi-

bers. *ACI Journal*, Jan - Feb. 1981. p. 69-78, il.

- 11 - CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO: Projeto Tecnologias do Habitat, Camaçari. *Cobertura e componentes para habitação popular*. Rio de Janeiro, Banco Nacional de Habitação. Departamento de Pesquisas, 1981. 226p. il.
- 12 - MATTHEWS, J. M. *The textile fibers; their physical, microscopical and chemical properties*. 4 ed. New York, J. Wiley, 1936. 1053p. il.



ÍNDICE DAS TABELAS

- 1 - Características das fibras
- 2 - Ensaio de Tração em fibras segundo a ASTM D 3379-75
- 3 - Resultados dos Ensaio das Argamassas com fibras (valores médios)
- 4 - Ensaio de telhas à flexão. Método expedito

TABELA I  
CARACTERÍSTICAS DAS TELHAS

F I B R A	PESO ESPECÍFICO POR PÍCNÔMETRO g/cm <sup>3</sup>	A COMPRIMENTO mm	B LARGURA μ	C LUMEN μ	D ESPESSURA DA PAREDE CELULAR μ	ÍNDICE DE ENFELTRAMENTO (A/B)
Coco ( <i>Cocos nucifera</i> L.) <sup>b</sup>	1,08	0,70	20,0	-	-	35,0
Sisal ( <i>Agave sisalana</i> ) <sup>a</sup>	1,27	2,90	19,0	7,0	6,00	152,6
Piaçava ( <i>Attalea funifera</i> ) <sup>b</sup>	1,05	0,60	-	-	-	-
Bambu ( <i>Bambusa vulgaris</i> ) <sup>a</sup>	1,16	2,95	17,3	3,6	6,85	170,5
Bagaco da cana-de-açúcar ( <i>Saccharum officinarum</i> L.) <sup>a</sup>	0,75	1,70	25,7	11,70	7,00	66,1

(a) As dimensões dessas fibras foram conseguidas no laboratório da fábrica de Papéis Santo Amaro, em Santo Amaro-Ba  
 (b) As de piaçava e coco em Matthews (12).



TABELA 2

ENSAIO DE TRAÇÃO EM FIBRAS SEGUNDO A ASTM D 3379-75

FIBRA	Nº DE ESPÉCIMENS ENSAIADOS	MÓDULO DE ELASTICIDADE GN/m <sup>2</sup>	TENSÃO DE TRAÇÃO MN/m <sup>2</sup>	ALONGAMENTO NA ROTURA %
Coco	13	2,74 S <sup>a</sup> = 0,69 Cv <sup>b</sup> = 25%	176 S = 23,1 Cv = 13%	29,2 S = 3,41 Cv = 12%
Coco tratado com Na OH	3	3,33	179	28,3
Sisal	10	14,9 S = 3,9 Cv = 26%	449 S = 126 Cv = 28%	4,3 S = 1,54 Cv = 36%
Piaçava	11	5,49 S = 1,1 Cv = 20%	140 S = 46,8 Cv = 33%	5,99 S = 2,76 Cv = 46%
Bambu	13	28,2 S = 8,7 Cv = 31%	564 S = 141 Cv = 25%	3,22 S = 0,84 Cv = 26%
Bagaço da Cana de açúcar	11	4,9 S = 1,8 Cv = 37%	177 S = 59,6 Cv = 34%	5,11 S = 0,73 Cv = 15%
Vidro	19	54,5 S = 10,9 Cv = 20%	1.301 S = 333 Cv = 26%	3,77 S = 0,85 Cv = 23%

(a) S = desvio padrão

(b) Cv = coeficiente de variação

TABELA 3  
RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS ARGAMASSAS COM FIBRAS (VALORES MÉDIOS)

FIBRA TIPO	VOLUME (%)	COBERTURA cm	FACTOR A/C	MÉTODO MB-1		MÉTODO PROPOSTO		MÉTODO DE ENSAIO ASTM C 642-69 T		M.I.S. 33 - NORMA SIECA		
				RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MN/m <sup>2</sup> )	RELAÇÃO DO COMPOSTO de matriz	MÓDULO DE ROTURA of (MN/m <sup>2</sup> )	RELAÇÃO DO COMPOSTO of matriz	ABSORÇÃO (%)	PESO ESPECÍFICO		PESO ESPECÍFICO APARENTE <sup>d</sup>	PERMEABILIDADE (%)
Coco	5	0,5	0,43	30,3	0,99	5,74	1,02	9,95	1,92	2,36	-	
	10	0,5	0,43	25,1	0,82	5,43	0,97	11,75	1,78	2,25	12,39	
	5	1,0	0,43	18,2	0,59	5,24	0,93	-	-	-	-	
	10	1,0	0,43	22,6	0,74	4,88	0,87	-	-	-	-	
	5	3,0	0,43	27,1	0,88	5,93	1,06	10,99	1,79	2,27	-	
	5	6,0	0,43	28,5	0,93	5,85	1,04	11,93	1,91	2,41	-	
	5	0,5	0,43	27,4	0,89	5,58	0,99	-	-	-	-	
	2	6,0	0,43	-	-	4,47	0,80	-	-	-	-	-
	3,97	27,0	0,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	0,5	0,43	22,3	0,73	5,45	0,97	11,05	1,91	2,41	25,79	
10	0,5	0,43	11,3	0,37	3,61	0,64	17,09	1,73	2,46	-		
3	3,0	0,43	15,0	0,49	5,51	0,98	-	-	-	-	-	
5	3,0	0,43	23,8	0,78	6,56	1,17	-	-	-	-	-	
5	6,0	0,43	17,8	0,58	5,71	1,02	-	-	-	-	-	
5	0,5	0,43	13,6	0,44	4,67	0,83	20,61 <sup>f</sup>	1,76 <sup>f</sup>	2,69 <sup>f</sup>	-	-	
2	3,0	0,43	9,5	0,31	2,35	0,42	19,39	1,68	2,48	-	-	
5	0,5	0,43	13,9	0,45	4,29	0,76	19,63	1,68	2,50	-	-	
5	6,0	0,43	-	-	11,97	2,13	-	-	-	-	-	
3,97	27,0	0,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Bambu	5	0,5	0,43	18,8	0,61	5,48	0,98	12,11	1,91	2,51	-	
5	6,0	0,43	7,0	0,23	3,64	0,65	-	-	-	-	-	
5	0,5	0,43	26,8	0,87	4,17	0,74	9,70	1,93	2,37	2,03		
5	6,0	0,43	27,8	0,91	4,59	0,82	-	-	-	-	-	
3,97	27,0	0,43	-	-	8,46	1,51	-	-	-	-	-	
5	0,5	0,38	20,3	0,54	5,11	0,68	8,78	1,98	2,40	-		
10	0,5	0,38	31,8	0,84	5,64	0,75	9,27	1,94	2,37	-		
5	0,5	0,38	42,7	1,13	5,91	0,79	8,28	1,99	2,39	-		
2	6,0	0,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Celulose	5	< 0,5	0,60	7,1	0,38	1,84	0,35	21,17	1,65	2,45	-	
Amianto	5	< 0,5	0,43	7,8	0,25	4,13	0,73	-	-	-	-	
Vidro	5	3,0	0,43	14,0	0,46	8,75	1,57	-	-	-	-	
Matriz (argamassa)												
	5	0,38	0,38	37,9	1	7,52	1	8,39	2,00	2,40	0,00	
	5	0,43	0,43	30,7	1	5,62	1	10,37	1,90	2,38	-	
	5	0,60	0,60	18,6	1	5,33	1	-	-	-	-	

a) Idade dos espécimens na data do ensaio - 7 dias

b) Absorção após imersão e fervera

c) Bulk specific gravity dry

d) Apparent sp. gr.

e) Para valores < 30,48% o concreto é considerado impermeável

f) Grande dispersão nos resultados

TABELA 4

ENSAIO DE TELHAS À FLEXÃO. (MÉTODO EXPEDITO)

TIPO	PESO Kg	CARGA DE ROTURA				RELAÇÃO CARGA DE ROTURA TELHA/CARGA DE ROTURA TELHA DE ARGAMASSA.
		Nº DE ESPECÍMENS	MÉDIA N	DESVIO PADRÃO N	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO %	
Argamassa	14,650	6	954	259	27,1	1
Argamassa com tela de arame	15,550	9	1.119	351	31,3	1,17
Argamassa com sisal						
série <sup>a</sup> 1	13,380	1	510	-	-	0,53
2	14,080	8	998	452	45,3	1,05
3	15,080	11	887	276	31,1	0,93
4	13,820	13	925	228	24,6	0,97
Argamassa com fibra de coco						
Série 1	14,140	9	910	372	40,9	0,95
2	14,550	17	1.232	245	19,9	1,29
3	15,540	7	1.046	441	42,2	1,10

(a) Descrição das séries:

- 1 Camada de argamassa; camada de fibras úmidas; outra camada de argamassa; nivelamento da placa.
- 2 Igual à série 1 mais polvilhamento de cimento sobre a camada de fibras úmidas.
- 3 Idem à 2, com colocação de nata de cimento sobre as fibras úmidas em lugar do pó.
- 4 Camada de argamassa misturada com fibras (mistura manual).

Obs: Em todas as séries colocou-se, em primeiro lugar, uma fina camada de argamassa fluida para dar bom acabamento e, por último, cimento afagado com a finalidade de impermeabilização das telhas. Comprimento de fibras utilizado = 4 cm.

ÍNDICE DE FIGURAS

- 1 - Curvas Tensão - Deformação das fibras vegetais testadas
- 2 - Curvas Tensão - Deformação de corpos de prova cilíndricos (5cm x 10cm) com fibras. Ensaio de compressão - Obs: Curvas sem correção da acomodação do dispositivo de ensaio no início deste. Fator a/c = 0,43.
- 3 - Curvas Módulo de Rotura - Flecha no meio do vão de vigas (30cm x 5cm x 5cm) com fibras. Fator a/c = 0,43.
- 4 - Moldagem das Telhas
- 5 - Esquema do Ensaio à flexão das telhas

TABELA 4

ENSAIO DE TELHAS À FLEXÃO. (MÉTODO EXPEDITO)

TIPO	PESO Kg	CARGA DE ROTURA				RELAÇÃO CARGA DE ROTURA TELHA/CARGA DE ROTURA TELHA DE ARGAMASSA.
		Nº DE ESPECÍMENS	MÉDIA N	DESVIO PADRÃO N	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO %	
Argamassa	14,650	6	954	259	27,1	1
Argamassa com tela de arame	15,550	9	1.119	351	31,3	1,17
Argamassa com sisal						
série <sup>a</sup> 1	13,380	1	510	-	-	0,53
2	14,080	8	998	452	45,3	1,05
3	15,080	11	887	276	31,1	0,93
4	13,820	13	925	228	24,6	0,97
Argamassa com fibra de coco						
Série 1	14,140	9	910	372	40,9	0,95
2	14,550	17	1.232	245	19,9	1,29
3	15,540	7	1.046	441	42,2	1,10

(a) Descrição das séries:

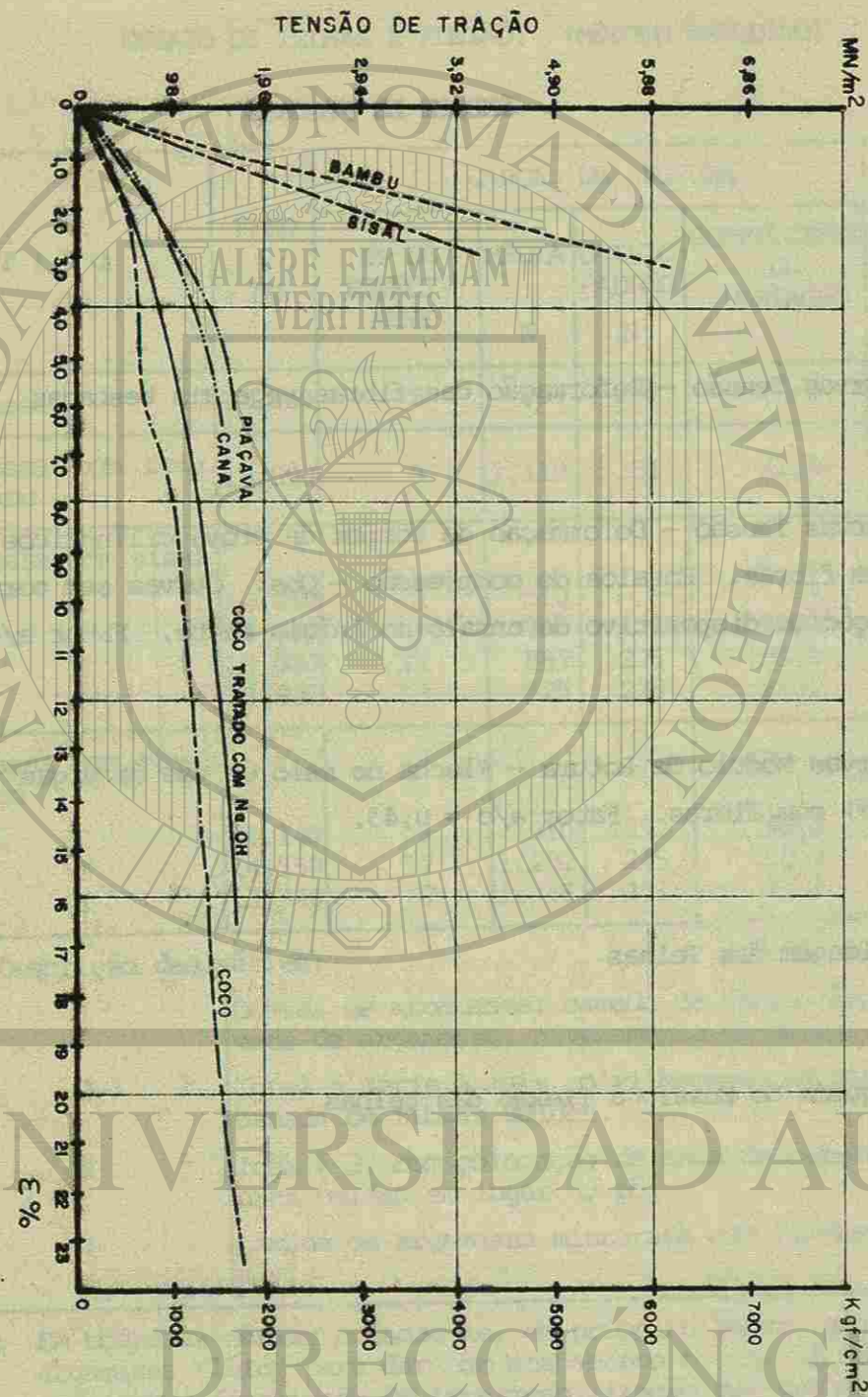
- 1 Camada de argamassa; camada de fibras úmidas; outra camada de argamassa; nivelamento da placa.
- 2 Igual à série 1 mais polvilhamento de cimento sobre a camada de fibras úmidas.
- 3 Idem à 2, com colocação de nata de cimento sobre as fibras úmidas em lugar do pó.
- 4 Camada de argamassa misturada com fibras (mistura manual).

Obs: Em todas as séries colocou-se, em primeiro lugar, uma fina camada de argamassa fluida para dar bom acabamento e, por último, cimento afagado com a finalidade de impermeabilização das telhas. Comprimento de fibras utilizado = 4 cm.

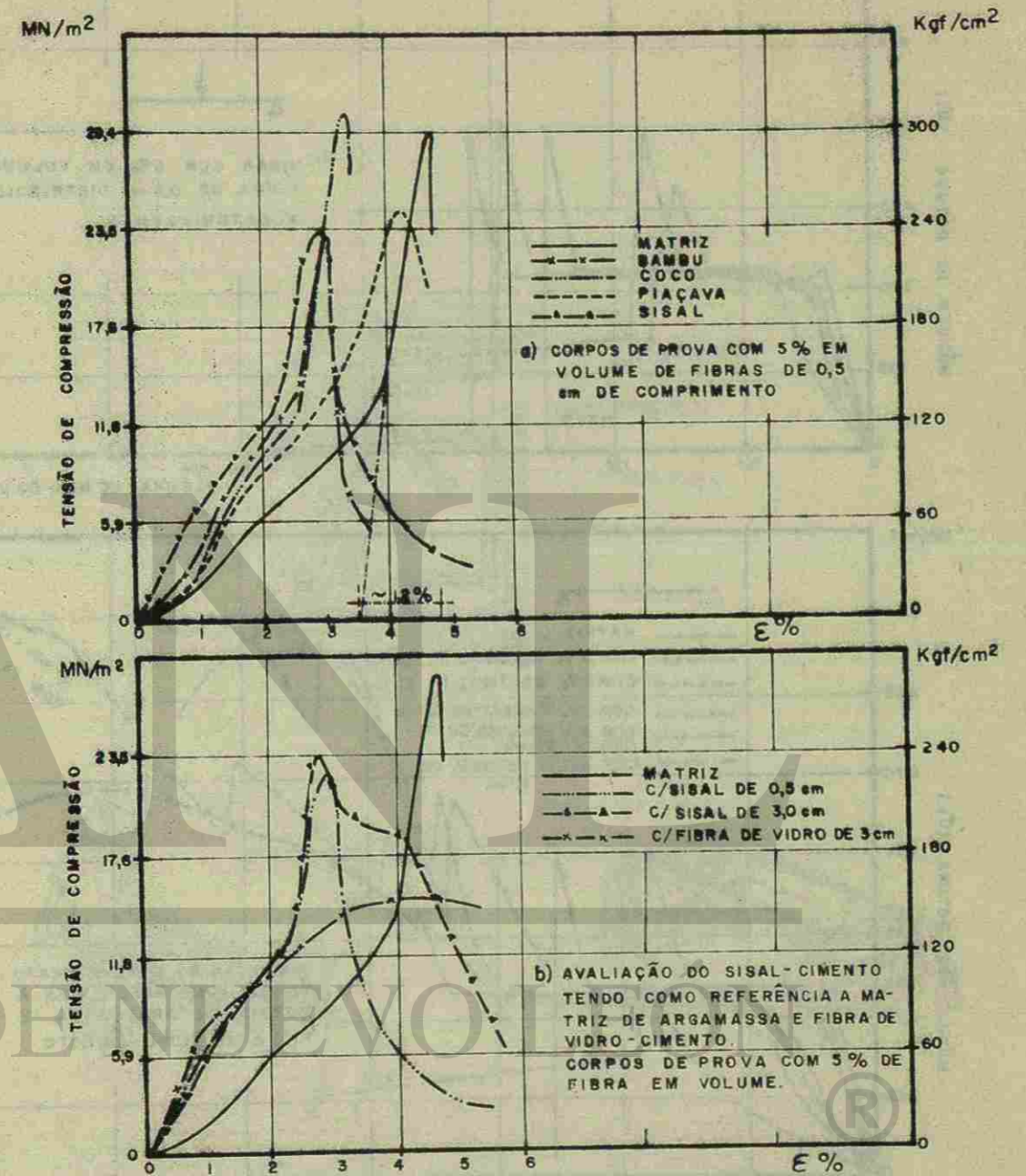
ÍNDICE DE FIGURAS

- 1 - Curvas Tensão - Deformação das fibras vegetais testadas
- 2 - Curvas Tensão - Deformação de corpos de prova cilíndricos (5cm x 10cm) com fibras. Ensaio de compressão - Obs: Curvas sem correção da acomodação do dispositivo de ensaio no início deste. Fator a/c = 0,43.
- 3 - Curvas Módulo de Rotura - Flecha no meio do vão de vigas (30cm x 5cm x 5cm) com fibras. Fator a/c = 0,43.
- 4 - Moldagem das Telhas
- 5 - Esquema do Ensaio à flexão das telhas

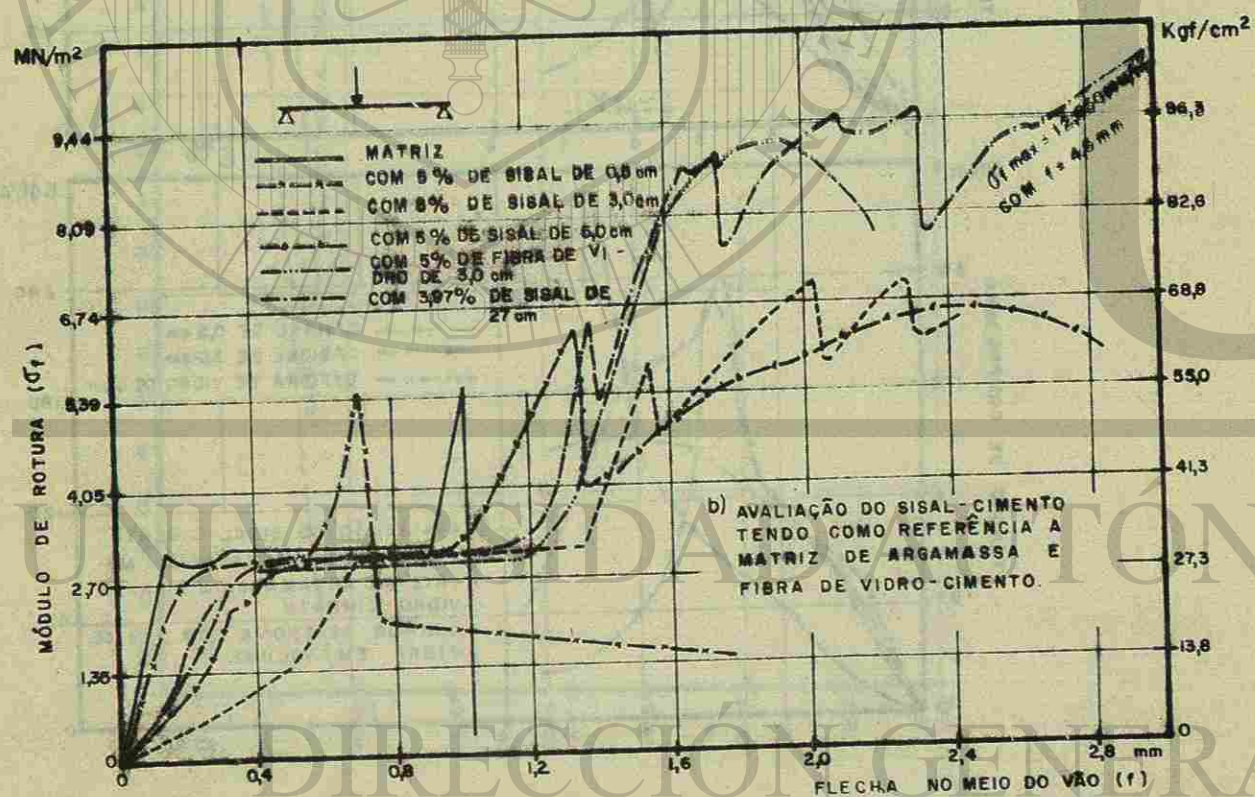
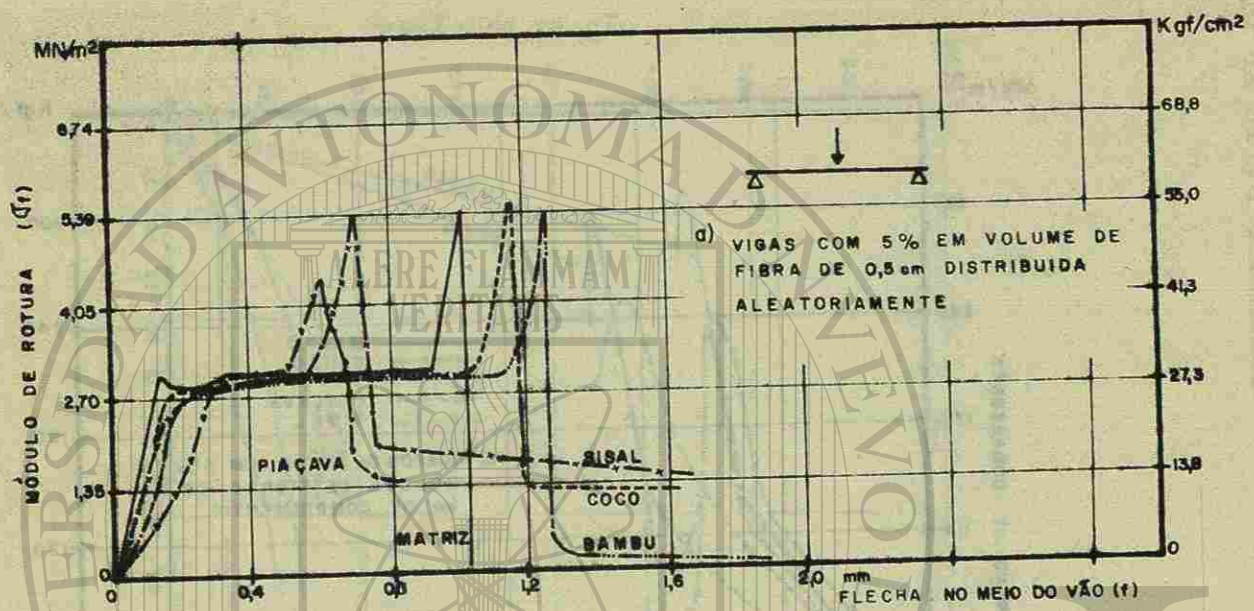
Suely da Silva Guimarães



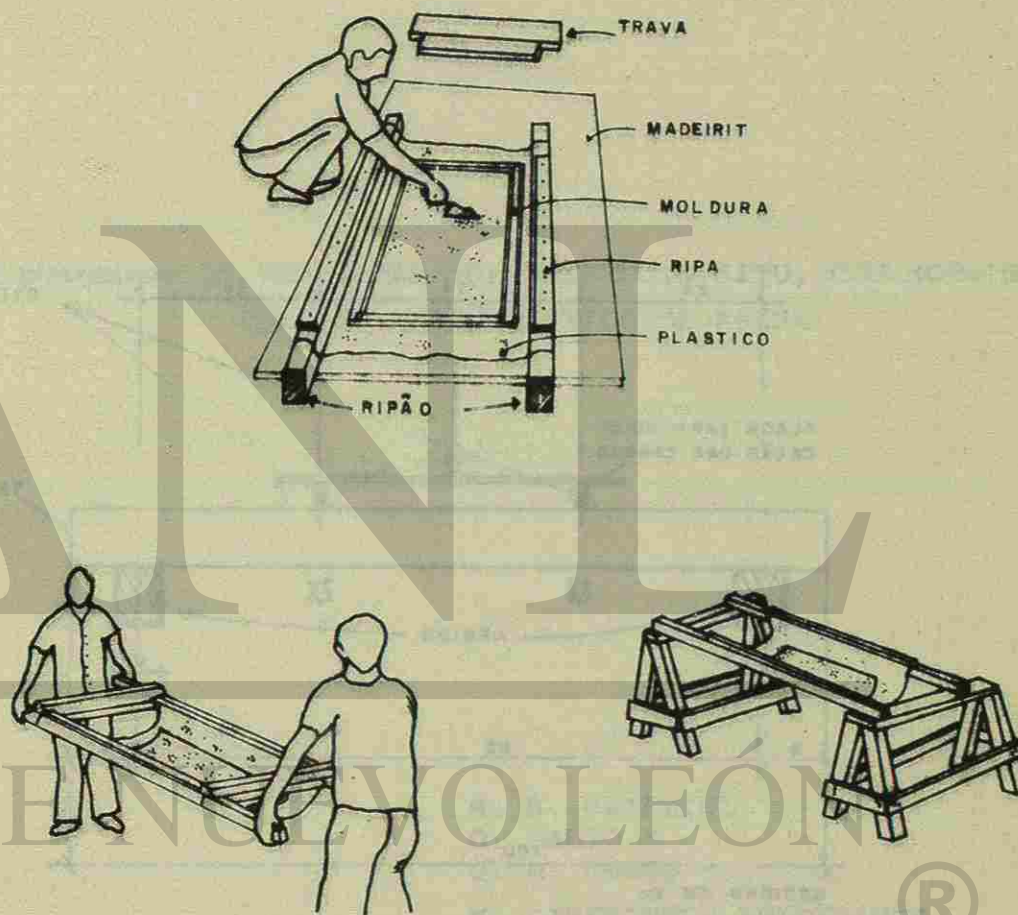
1. Curvas Tensão-deformação das fibras vegetais testadas



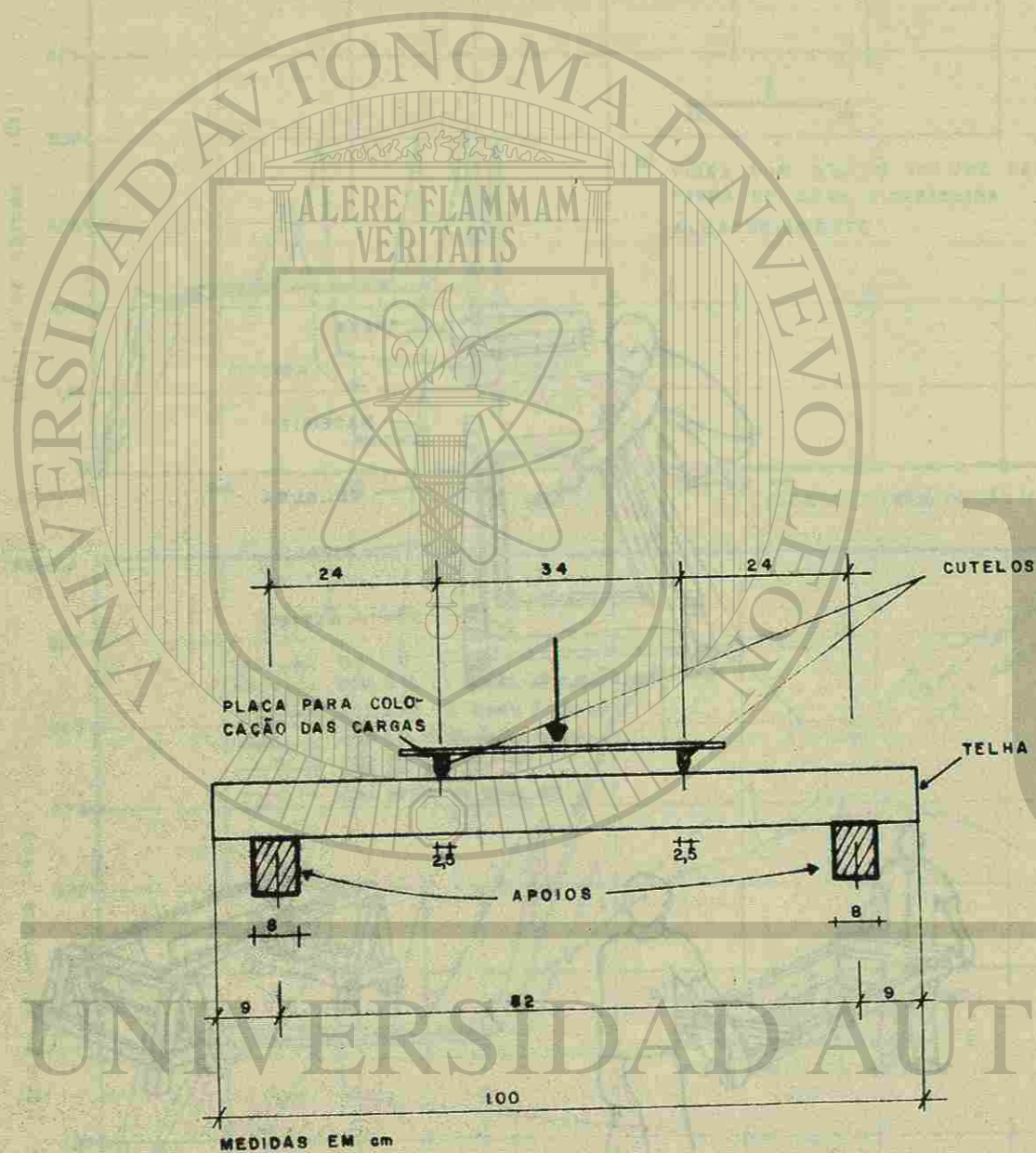
2 - Curvas Tensão - deformação de corpos de prova cilíndricos (5cm x 10cm) com fibras. Ensaios de compressão - Obs: Curvas sem correção da acomodação do dispositivo de ensaio no início deste. Fator a/c = 0,43.



3 - Curvas módulo de rotura - flecha no meio do vão de vigas (30cm x 5cm x 5cm) com fibras. Fator a/c = 0,43.



4 - Moldagem das Telhas



5 - Esquema do ensaio à flexão das telhas

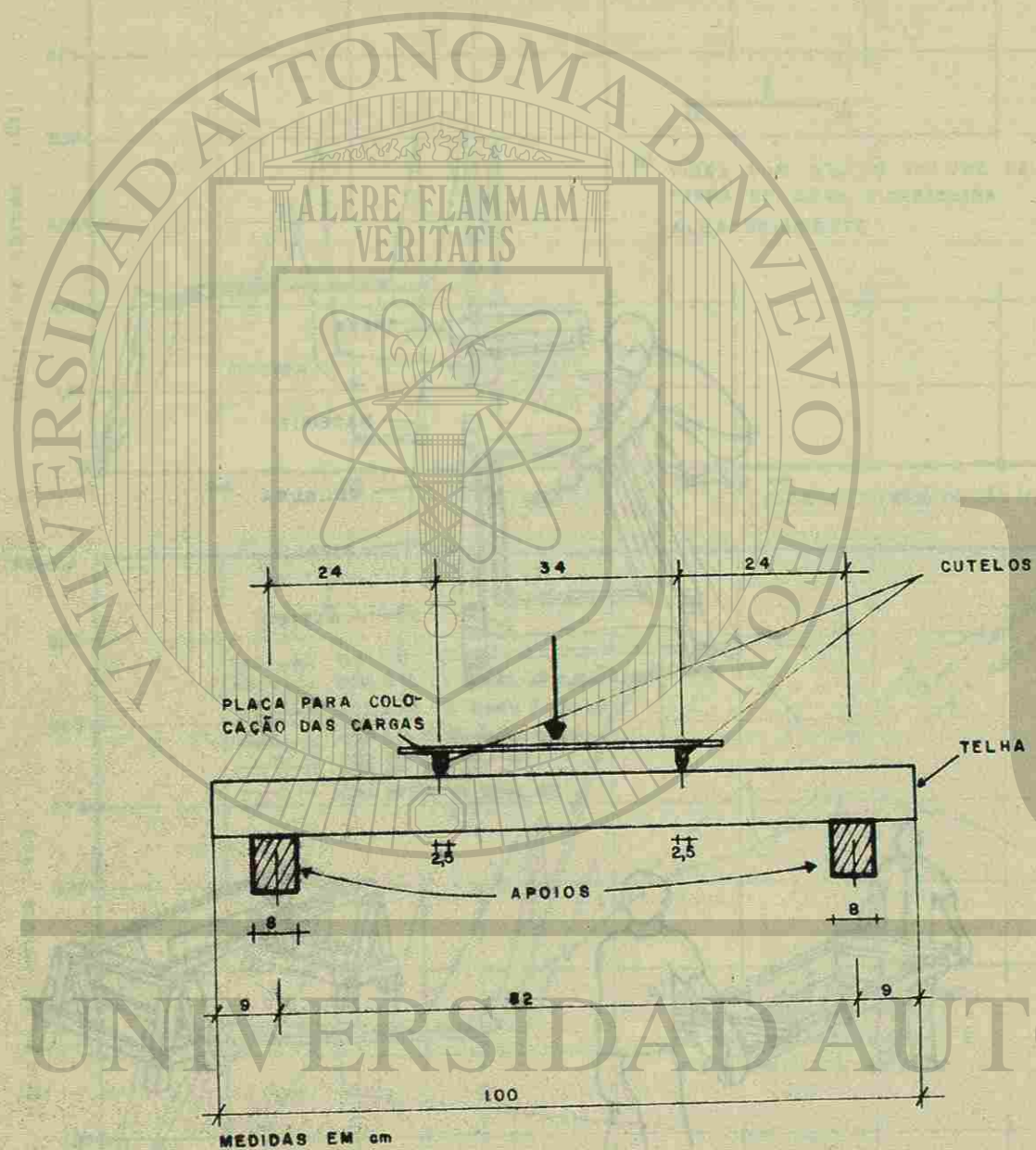
II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

CONFORMADO DE VIVIENDAS POR COLADO IN SITU, CON HORMIGON  
CELULAR SUPERPLASTICO DE ARENA

M. B. NATALINI \*  
O. GAUTO \*  
G. M. GOMEZ \*  
M. SABESINSKY FELPERIN\*\*  
R. A. MAYER\*\*

\* Facultad de Ingeniería.  
Universidad Nacional del Nordeste  
(Argentina).  
\*\* Facultad de Ingeniería.  
Universidad Nacional de Rosario  
(Argentina).



5 - Esquema do ensaio à flexão das telhas

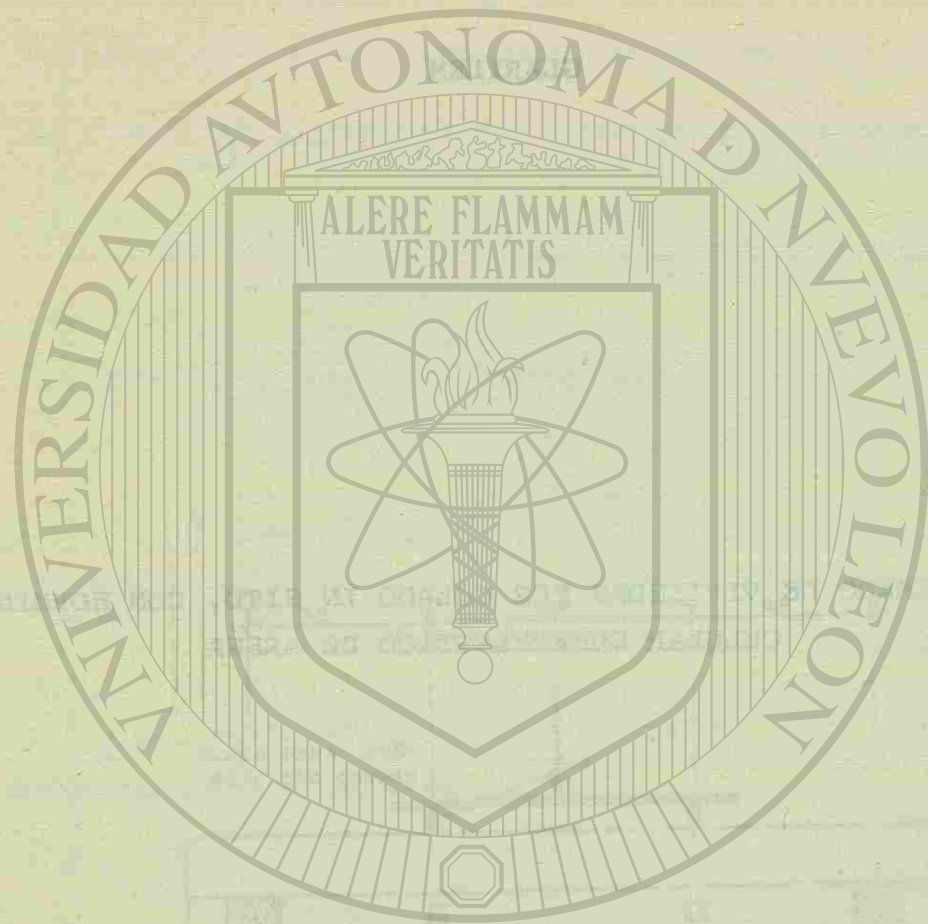
II SEMINARIO LATINOAMERICANO SOBRE CONSTRUCCION  
DE VIVIENDAS ECONOMICAS

GLARILEM

CONFORMADO DE VIVIENDAS POR COLADO IN SITU, CON HORMIGON  
CELULAR SUPERPLASTICO DE ARENA

M. B. NATALINI \*  
O. GAUTO \*  
G. M. GOMEZ \*  
M. SABESINSKY FELPERIN\*\*  
R. A. MAYER\*\*

\* Facultad de Ingeniería.  
Universidad Nacional del Nordeste  
(Argentina).  
\*\* Facultad de Ingeniería.  
Universidad Nacional de Rosario  
(Argentina).



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

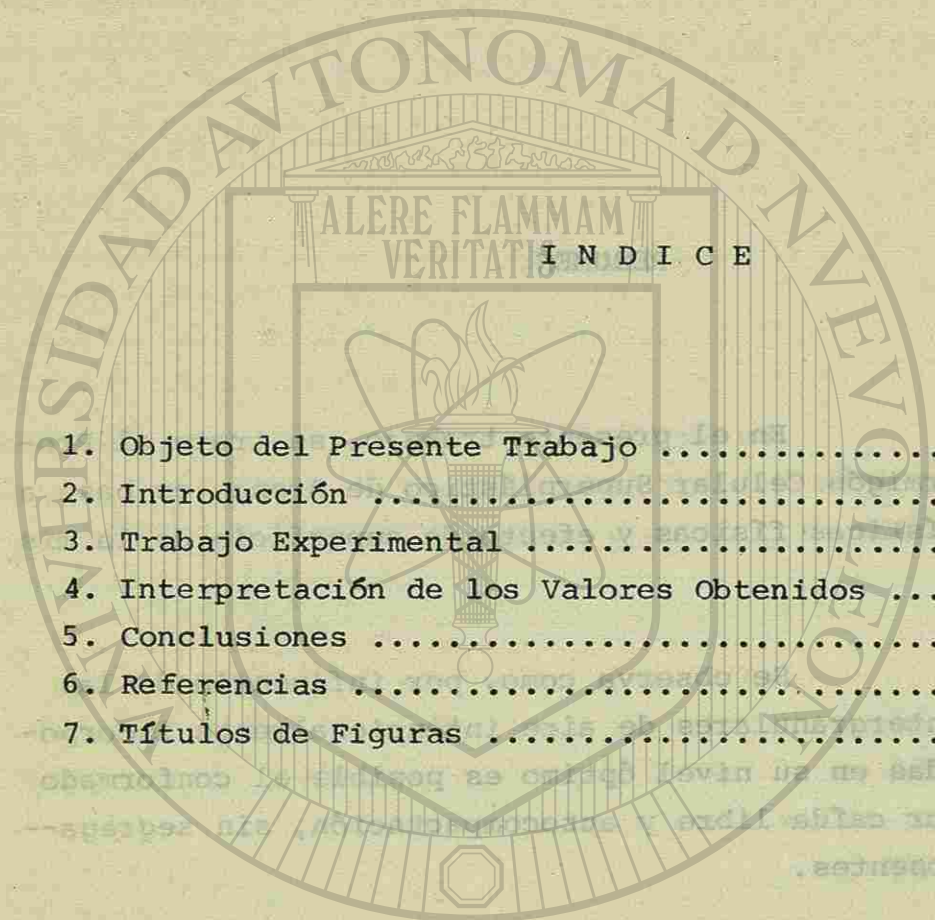
RESUMEN

En el presente trabajo, se trata el Proyecto del Hormigón Celular Superplástico de Arena, en base a las características físicas y efecto de superficie de la misma.

Se observa como, por influencia de las partículas intergranulares de aire intencionalmente incorporado, reguladas en su nivel óptimo es posible el conformado por colado por caída libre y autocompactación, sin segregación de componentes.



M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperin,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.



1. Objeto del Presente Trabajo .....	211
2. Introducción .....	211
3. Trabajo Experimental .....	214
4. Interpretación de los Valores Obtenidos .....	216
5. Conclusiones .....	217
6. Referencias .....	218
7. Títulos de Figuras .....	219

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

M.B. Natalini  
M. Sabesinsky Felperin,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

#### OBJETO DEL PRESENTE TRABAJO.

Este trabajo es parte de un amplio Plan de Investigación tendiente a desarrollar Materiales para Vivienda e Ingeniería (Hormigones y Microhormigones Celulares Superplásticos), con agregados compuestos (Esqueleto Granular de compacidad regulada según vacancias intergranulares programadas y mínima área superficial), obtenidos por composición de agregados naturales y/o subproductos o desechos industriales de origen orgánico o inorgánico, de fraguado regulado por condiciones de temperatura y tiempo de moldeo, considerando propiedades reológicas en estado fresco (conformado de secciones esbeltas y/o densamente armadas, por colado normal o con mínimo requerimiento de energía de compactación, sin segregación de componentes), y adecuado comportamiento mecánico, durabilidad, aislación hidráulica y térmica, de acuerdo a las condiciones de servicio.

#### INTRODUCCION.

El hormigón normal puede considerarse como un Cuerpo Compuesto de cemento Portland constituido por dos fases componentes. La Pasta de cemento Portland constituye la fase externa o matriz y las partículas granulares, la fase interna, dispersa, carga o Esqueleto Granular.

La Consistencia del hormigón normal fresco, elaborado con Esqueletos Granulares Compactos resulta ser proporcional a la relación entre el agua de amasado y el agua de mojado o retenida total por efecto de superficie y naturaleza mineralógica, por el Esqueleto Granular. Esta proporcionalidad es distinta para cada relación agua de amasado/cemento de la fase conglomerante, considerando misma superficie específica y contenido de

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperin,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

álcalis del cemento Portland empleado.

Puede estimarse en las condiciones señaladas precedentemente que, el grado de fluidez del hormigón fresco resulta ser función de la relación entre sus fases componentes. Incrementando el contenido de la fase conglomerante para un determinado Esqueleto Granular Compacto, se cubre gradualmente el rango "plástico-superplástico" del hormigón fresco, en el caso de no-segregación de componentes.

El Esqueleto Granular es obtenido por composición de agregados granulares gruesos y finos, constituidos en total, con partículas de diferentes tamaños y forma, conjugados para lograr máxima compacidad y mínima área superficial.

El Hormigón Celular comprende una sub-fase adicional compuesta con partículas intergranulares de aire intencionalmente incorporado que, complementa el Esqueleto Granular Compacto considerado en el Hormigón Normal.

El agregado componente inferior o fino inorgánico natural del Esqueleto Granular (Micro-esqueleto Granular), es obtenido por composición de partículas redondeadas procesando arena sílicea del Río Paraná, considerando la generación de espacios intergranulares (programados a voluntad), para alojar al sistema de burbujas incoalescentes de aire intencionalmente incorporado, de dimensiones óptimas.

El sistema de burbujas de aire se comporta en la mezcla fresca como un agregado fino, y especialmente, superfino adicional, que llena las vacancias intergranulares prácticamente sin requerimiento de agua de mojado o retenida por efecto de superficie.

El conjunto que constituyen las partículas granulares finas, superfinas y el sistema considerado de burbujas intergranulares de aire, conforman el agregado fino componente inferior global (Micro-esqueleto Granular), que da lugar con la fase conglomerante, a un Cuerpo Compuesto Celular impermeable o

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperin,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

de muy limitada permeabilidad, con menor requerimiento de pasta de cemento, en determinadas condiciones de conformado.

Regulando las propiedades físicas del agua de amasado considerando el efecto de temperatura, puede incrementarse el poder humectante de ésta. Es posible así incrementar la fluidez del hormigón fresco manteniendo constante la relación "Pasta Conglomerante/Esqueleto Granular", cubriendo de este modo, el rango "Superplástico", con asentamientos dentro del entorno:  $Ac=20 \pm 2$  cm.

El Hormigón y Micro-hormigón Celular Superplástico comprenden de en consecuencia, una fase adicional, la Formulación Compuesta de acción múltiple, cuyos componentes (B) y (C), se incorporan previamente al agua de amasado, cuyas propiedades físicas acondicionan de acuerdo al objetivo propuesto.

Las fases componentes de la Formulación Compuesta al modificar las propiedades físicas del agua de amasado considerando el efecto de temperatura ya señalado, por acción tensoactiva incrementan el poder humectante de la solución de amasado empleada, reduciendo los requerimientos de agua de amasado, en relación al Hormigón Normal.

El efecto fluidificante, incorporador intencional de aire intergranular, regulador del proceso de fraguado y mineralizador (en caso de empleo de partículas granulares de origen orgánico), permite desarrollar Hormigones y Micro-hormigones Celulares Superplásticos en un más amplio rango de relaciones agua de amasado/cemento y condiciones de Laboratorio, con mínimo requerimiento de agua de amasado y con contenidos de aire intergranular intencionalmente incorporado, entre 5 y 65%, según los requerimientos de proyecto.

Por efecto de los fenómenos considerados, es posible mantener simultáneamente fluidez y homogeneidad sin segregación de componentes, es decir, mejorar la Trabajabilidad en las condiciones de conformado impuestas por los moldes y encofrados, ya

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

se trate de secciones muy esbeltas y/o densamente armadas, con templando colado por caída libre y cutocompactación o con mínimo requerimiento de energía de compactación.

En este trabajo, se considera el Proyecto del Hormigón Celular Superplástico de arena, con fase conglomerante de relaciones agua de amasado/cemento: 0,70-0,80-0,90-1,00-1,10-1,20 y 1,30.

#### TRABAJO EXPERIMENTAL.

La investigación se ha llevado a cabo empleando Pasta Conglomerante de relaciones agua de amasado/cemento: 0,70-0,80-0,90-1,00-1,10-1,20 y 1,30 y un Esqueleto Granular compuesto con fino superior (G), y fino inferior (S), ambos de arena silícea (Río Paraná).

En la TABLA I, se indica la granulometría del agregado fino superior (G), fino inferior (S), y agregado granular compuesto compacto o Micro-esqueleto Granular (EA), reproducido en este trabajo, por composición de retenidos parciales.

En la TABLA II, se señalan los valores correspondientes al Módulo Granulométrico (M), Tamaño Máximo Nominal ( $D_{m\acute{a}x}$ -mm), agua de mojado (ARS  $cm^3/Kg$ ), Peso Sólido (PEsN-Kg/ $dm^3$ ) y Retenido por Tamiz IRAM N° 100, del agregado granular fino superior (G), fino inferior (S), y agregado granular compuesto compacto o Micro-esqueleto Granular (EA). En la misma TABLA II, se indican las Expresiones analíticas obtenidas aproximando valores medidos experimentales llevados a cabo en trabajos previos, como se indica:

- Módulo Granulométrico del agregado granular compuesto compacto o Micro-Esqueleto Granular, en función del Tamaño Máximo Nominal del agregado componente superior (G):

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

$$MA = 3,32 + 2,35 \cdot \lg D_{m\acute{a}x}(G)$$

- Agua de mojado o retenida por efecto de superficie y naturaleza mineralógica de la arena silícea (Río Paraná), en función del correspondiente Módulo Granulométrico (M):

$$ARS = 251,5 - 254,1 \cdot \lg (M)$$

Para cada relación agua de amasado/cemento empleada se prepararon pastones con la Formulación Compuesta de las dos fases líquida (B), y (C), manteniendo constante la primera "B" (básicamente un lignosulfonato modificado), y variando la segunda "C" (corrector de acción múltiple desarrollado al efecto)

De todos los pastones preparados se seleccionaron los de Consistencia dentro del rango Superplástico:  $Ac=20 \pm 2cm$ .

La Consistencia del Hormigón Celular fresco fué estimada por mediciones de asentamientos del Tronco de Cono al desmoldar en un todo de acuerdo a lo estipulado en las Normas ASTM-C-143 e IRAM 1536.

El contenido de aire intencionalmente incorporado y de rendimiento del Hormigón Celular fresco compactado fué determinado por mediciones según recomendaciones de las Normas ASTM-C-138 e IRAM 1562.

En cada preparación, después de concluido el amasado, se efectuaron tres mediciones de rendimiento y tres estimaciones de Consistencia. Los valores obtenidos respectivamente fueron promediados considerándose el valor medio resultante.

La Resistencia Mecánica a la Compresión de Probetas Cilíndricas Normalizadas, a la edad de 7 días, corresponde a un valor promedio obtenido del ensayo de tres probetas, en las condiciones de Curado señaladas y cada relación agua de amasado/cemento y contenido de Corrector "C", considerados.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

#### INTERPRETACION DE LOS VALORES OBTENIDOS.

En las Figuras que siguen, se interpretan los valores obtenidos de las propiedades consideradas examinadas en el Hormigón Celular Superplástico de arena, fresco y endurecido.

En la Figura 1, se expresa el contenido de aire intencionalmente incorporado (a-%), en función de la relación agua de amasado/cemento (Aa/C), y de la Formulación empleada (por interpretación de valores medios experimentales).

Se observa la influencia de la relación agua de amasado/cemento en la incorporación intencional de aire para un determinado contenido de fase Corrector, y como interactúan éstos parámetros entre sí.

En la Figura 2, se expresa el requerimiento de agua de amasado (Aa-dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> FC), en función de la relación agua de amasado/cemento (Aa/C), y de la Formulación Compuesta empleada (por interpretación de valores medios experimentales).

Se observa la influencia de la relación mencionada y el efecto humectante de la fase Corrector.

En la Figura 3, se señala el Efecto Fluidificante (EF=Aa/AaN), en función de la relación agua de amasado/cemento (Aa/C), y de la Formulación Compuesta empleada (por interpretación de valores medios experimentales), donde:

- Aa - agua de amasado total considerando el volumen aportado por las fases líquidas componentes de la Formulación Compuesta empleada,
- Aa - agua de amasado estimada para el Hormigón Superplástico Normal.

El efecto Fluidificante (EF), decrece para relaciones agua de amasado/cemento intermedias dentro del rango considerado.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

La influencia de la fase Corrector se evidencia a medida que se incrementa su contenido.

En la Figura 4, se expresa el Contenido de Cemento Portland (Kg/m<sup>3</sup>FC), en función de la relación agua de amasado/cemento (Aa/C), y de la Formulación Compuesta empleada (por interpretación de valores medios experimentales).

En la Figura 5, se indica la Resistencia Cilíndrica a la Esad de 7 días ( $\sigma'_{bm}$ -N/mm<sup>2</sup>), en función de la relación agua de amasado/cemento (Aa/C), y de la Formulación Compuesta empleada (por interpretación de valores medios experimentales).

Se observa la característica influencia de la relación agua de amasado/cemento a medida que ésta se incrementa. La influencia de la fase Corrector resulta notable en las más bajas relaciones y vá decreciendo en importancia a medida que las mismas se hacen mayores.

#### CONCLUSIONES.

El empleo de Formulaciones Compuestas de dos fases, de acción conjunta múltiple (fluidificante, incorporador intencional de aire y plastificante), permite desarrollar Hormigones Celulares Superplásticos de arena en un amplio rango de relaciones agua de amasado/cemento, desde las usualmente empleadas en el Hormigón Normal hasta las no practicables, con mínimo requerimiento de agua de amasado y contenidos de aire intencionalmente incorporado que en condiciones normales de mezclado pueden llegar al 20%.

Se observa como, por influencia de las partículas intergranulares de aire intencionalmente incorporado, reguladas en su nivel óptimo, es posible el conformado por colado por caída libre y autocompactación, sin segregación de componentes.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

#### REFERENCIAS

1. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Proyecto de Hormigones de Cemento Portland con agregados normales" Editorial Nigar, Bs. Aires, 1973.
2. SABESINSKY FELPERIN, M., M.B. NATALINI y O. GAUTO.- "Mortero Celular Superplástico", trabajo presentado al 3 Congreso Brasileiro de Engenharia e Ciencia dos Materiais, Brasil, 1978.
3. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Concretos de Cemento Portland, Superplásticos, Trabajables, para conformado por caída libre". Trabajo presentado al IV Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto (Aditivos Superplastificantes en el Concreto). Facultad de Ingeniería, U.A. de Nuevo León, Monterrey, México, 1979.
4. NATALINI, M. B., M. SABESINSKY FELPERIN y O. GAUTO.- "Mortero Celular Superplástico, para Diseño Estructural". Trabajo presentado a las XX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y VI Simposio Panamericano de Estructuras, Córdoba, 1979.
5. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Mortero Celular Superplástico para conformado de Muros Portantes colados in situ". Trabajo presentado a la IV Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Mendoza, 1979.
6. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland y arena silíceas para el conformado Muros Portantes". Trabajo presentado a la Reunión Técnica del Grupo Latinoamericano de la RILEM, Río de Janeiro (Brasil), 1981.
7. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO y G.M. GOMEZ.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland para Diseño Estructural". Trabajo presentado en las I Jornadas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 1981.
8. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO, R.A. MAYER y G.M. GOMEZ.- "Muros Portantes colados in situ, con propiedades aislantes termo-hidráulicas, por empleo de Cuerpos Compuestos de Cemento Portland con aire intencionalmente incorporado". Trabajo presentado en el SIMPOSIO LATINOAMERICANO (Racionalización de la Construcción y su aplicación en las Viviendas de Interés Social), Brasil, 1981.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

9. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO, R.A. MAYER y G.M. GOMEZ.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland y agregado granular de base casca rilla de arroz con y sin silíceas intergranulares". Trabajo presentado a la Reunión Técnica del Grupo Latinoamericano de la RILEM, Río de Janeiro (Brasil), 1981.

#### TITULOS DE FIGURAS.

TABLA I.- Características Físicas de los Agregados Granulares Empleados (I/II).

TABLA II.- Características Físicas de los Agregados Granulares Empleados (II/II).

FIGURA 1.- Contenido de Aire Intencionalmente Incorporado ( $a\%$ ) en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 2.- Requerimiento de Agua de Amasado ( $Aa\text{-dm}^3/\text{m}^3 \text{ FC}$ ), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 3.- Efecto Fluidificante ( $EF\text{-}Aa/AaN$ ), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 4.- Contenido de Cemento Portland ( $\text{Kg}/\text{m}^3 \text{ FC}$ ), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 5.- Resistencia Cilíndrica a la edad de 7 días ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

#### REFERENCIAS

1. SABESINSKY FELPERIN, M.- "Proyecto de Hormigones de Cemento Portland con agregados normales" Editorial Nigar, Bs. Aires, 1973.
2. SABESINSKY FELPERIN, M., M.B. NATALINI y O. GAUTO.- "Mortero Celular Superplástico", trabajo presentado al 3 Congreso Brasileiro de Engenharia e Ciencia dos Materiais, Brasil, 1978.
3. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Concretos de Cemento Portland, Superplásticos, Trabajables, para conformado por caída libre". Trabajo presentado al IV Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto (Aditivos Superplastificantes en el Concreto). Facultad de Ingeniería, U.A. de Nuevo León, Monterrey, México, 1979.
4. NATALINI, M. B., M. SABESINSKY FELPERIN y O. GAUTO.- "Mortero Celular Superplástico, para Diseño Estructural". Trabajo presentado a las XX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural y VI Simposio Panamericano de Estructuras, Córdoba, 1979.
5. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Mortero Celular Superplástico para conformado de Muros Portantes colados in situ". Trabajo presentado a la IV Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Mendoza, 1979.
6. SABESINSKY FELPERIN, M. y R.A. MAYER.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland y arena silíceas para el conformado Muros Portantes". Trabajo presentado a la Reunión Técnica del Grupo Latinoamericano de la RILEM, Río de Janeiro (Brasil), 1981.
7. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO y G.M. GOMEZ.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland para Diseño Estructural". Trabajo presentado en las I Jornadas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 1981.
8. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO, R.A. MAYER y G.M. GOMEZ.- "Muros Portantes colados in situ, con propiedades aislantes termo-hidráulicas, por empleo de Cuerpos Compuestos de Cemento Portland con aire intencionalmente incorporado". Trabajo presentado en el SIMPOSIO LATINOAMERICANO (Racionalización de la Construcción y su aplicación en las Viviendas de Interés Social), Brasil, 1981.

M.B. Natalini,  
M. Sabesinsky Felperín,  
O. Gauto,  
R.A. Mayer,  
G.M. Gómez.

9. NATALINI, M.B., M. SABESINSKY FELPERINI, O. GAUTO, R.A. MAYER y G.M. GOMEZ.- "Cuerpos Compuestos Celulares Superplásticos de Cemento Portland y agregado granular de base casca rilla de arroz con y sin silíceas intergranulares". Trabajo presentado a la Reunión Técnica del Grupo Latinoamericano de la RILEM, Río de Janeiro (Brasil), 1981.

#### TITULOS DE FIGURAS.

TABLA I.- Características Físicas de los Agregados Granulares Empleados (I/II).

TABLA II.- Características Físicas de los Agregados Granulares Empleados (II/II).

FIGURA 1.- Contenido de Aire Intencionalmente Incorporado (a-%) en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 2.- Requerimiento de Agua de Amasado ( $Aa-dm^3/m^3$  FC), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 3.- Efecto Fluidificante (EF-Aa/AaN), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 4.- Contenido de Cemento Portland ( $Kg/m^3$  FC), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

FIGURA 5.- Resistencia Cilíndrica a la edad de 7 días ( $\sigma'_{bm-N/mm^2}$ ), en el Hormigón Celular Superplástico de Arena.

TAMIZ	FINO SUPERIOR(G)			FINO INFERIOR(S)			ESQUELETO GRANULAR(EA)		
	ARENA SILICEA(RIO PARANA)			ARENA SILICEA(RIO PARANA)			- G(%) = 68,3%		
	ARENA SILICEA(RIO PARANA)			ARENA SILICEA(RIO PARANA)			- S(%) = 31,7%		
Nº	(mm)	RESIDUO S/TAMIZ		RESIDUO S/TAMIZ		RESIDUO S/TAMIZ		RESIDUO S/TAMIZ	
		Δ(%)	μ(%)	Δ(%)	μ(%)	Δ(%)	μ(%)	Δ(%)	μ(%)
4	4,76	—	100,00	—	100,00	—	—	—	100,00
8	2,30	6,66	93,34	—	100,00	—	—	4,55	95,45
16	1,19	16,89	76,46	0,12	99,88	11,57	16,12	16,12	83,88
30	0,59	28,98	47,48	0,39	99,49	19,91	36,03	36,03	63,97
50	0,297	44,09	3,39	61,44	61,95	49,59	65,62	65,62	14,38
100	0,149	2,72	0,67	33,74	95,69	12,56	98,18	12,56	1,82
200	0,074	0,67	—	4,31	100,00	1,82	100,00	1,82	—
P200	—	—	—	—	100,00	—	—	—	—
		100,00	478,66	100,00	358,27	100,00	440,50	100,00	440,50

- TABLA I -

CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS AGREGADOS GRANULARES EMPLEADOS(I/II)  
 GRANULOMETRIA DEL AGREGADO GRANULAR FINO SUPERIOR(G), FINO INFERIOR(S), Y AGREGADO GRANULAR COMPUESTO COMPACTO O MICRO-ESQUELETO GRANULAR(EA).

ESPECIFICACION	AGREGADO GRANULAR FINO		
	ARENA SILICEA(RIO PARANA) SUPERIOR(G)	ARENA SILICEA(RIO PARANA) INFERIOR(S)	ESQUELETO GRANULAR(EA)
MODULO GRANULOMETRICO(M)	MS = 4,79	MS = 3,58	MA = 4,41 (1)
TAMAÑO MAXIMO NOMINAL D <sub>0,5</sub> (mm)	2,9	0,57	2,3
AGUA DE MOJADO AR <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> /kg)	ARG = 78,6 (2)	ARS = 110,5 (3)	AR(EA) = 87,7
PESO SOLIDO PE <sub>s</sub> (SN) -kg/dm <sup>3</sup>	2,63	2,63	2,63
RETENIDO POR TAMIZ Nº 100	2,72	33,74	12,56

- TABLA II -

CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS AGREGADOS GRANULARES EMPLEADOS(II/II)  
 VALORES CORRESPONDIENTES DEL AGREGADO GRANULAR FINO SUPERIOR(G), FINO INFERIOR(S), Y AGREGADO GRANULAR COMPACTO O MICRO-ESQUELETO GRANULAR(EA).

- MA = 3,32 + 2,35 · 1g D<sub>0,5</sub>x(G), (1)  
 - AR<sub>0</sub> = 251,5 - 254,1 · 1g(M). (2), (3)

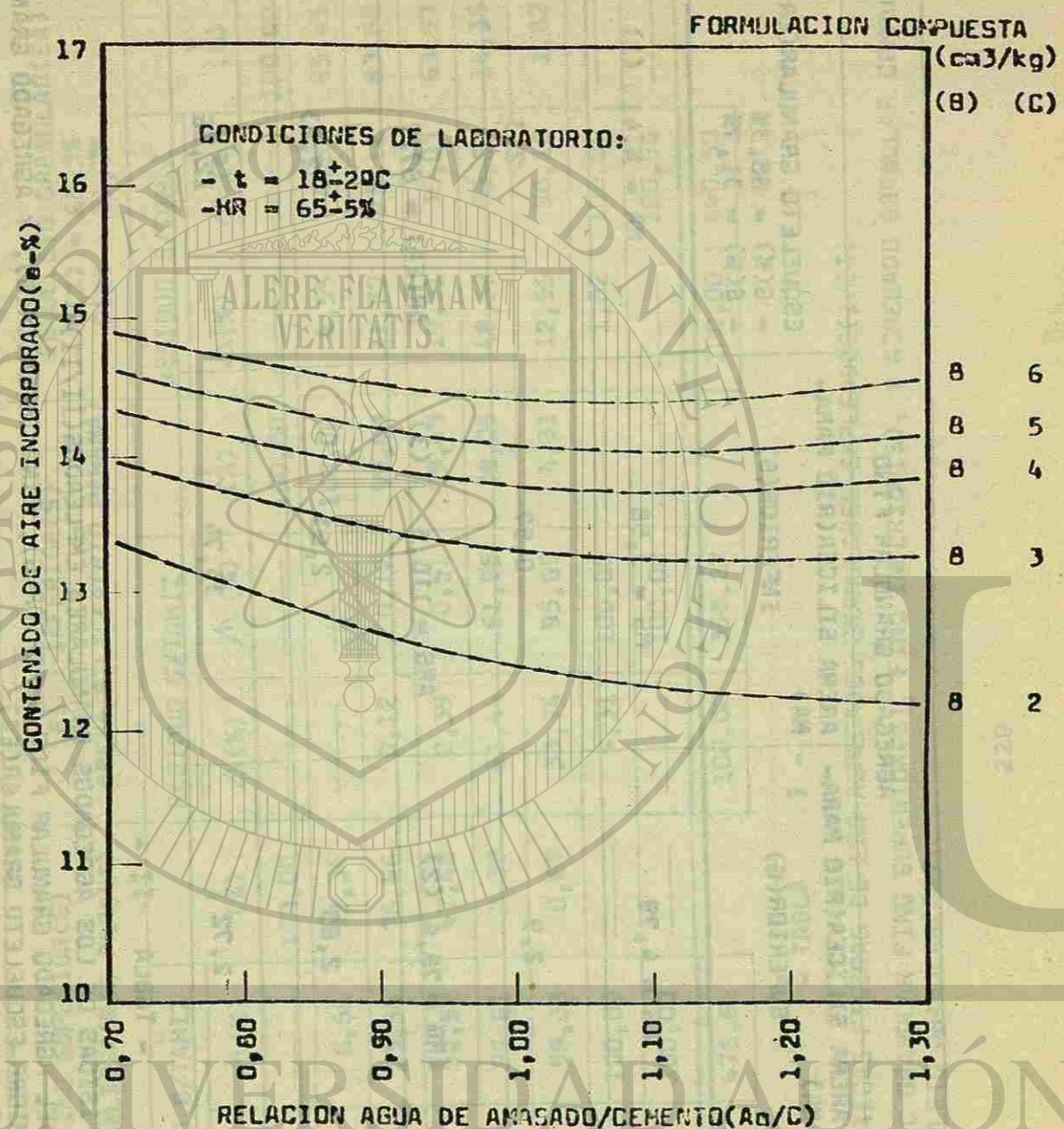


FIG. 1 - HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO (Ac=20±2cm)  
CONTENIDO DE AIRE INTENCIONALMENTE INCORPORADO (e-%), EN FUNCION DE LA RELACION AGUA DE AMASADO/CEMENTO (A<sub>B</sub>/C), Y DE LA FORMULACION EMPLEADA (POR INTERPRETACION DE VALORES MEDIOS EXPERIMENTALES).

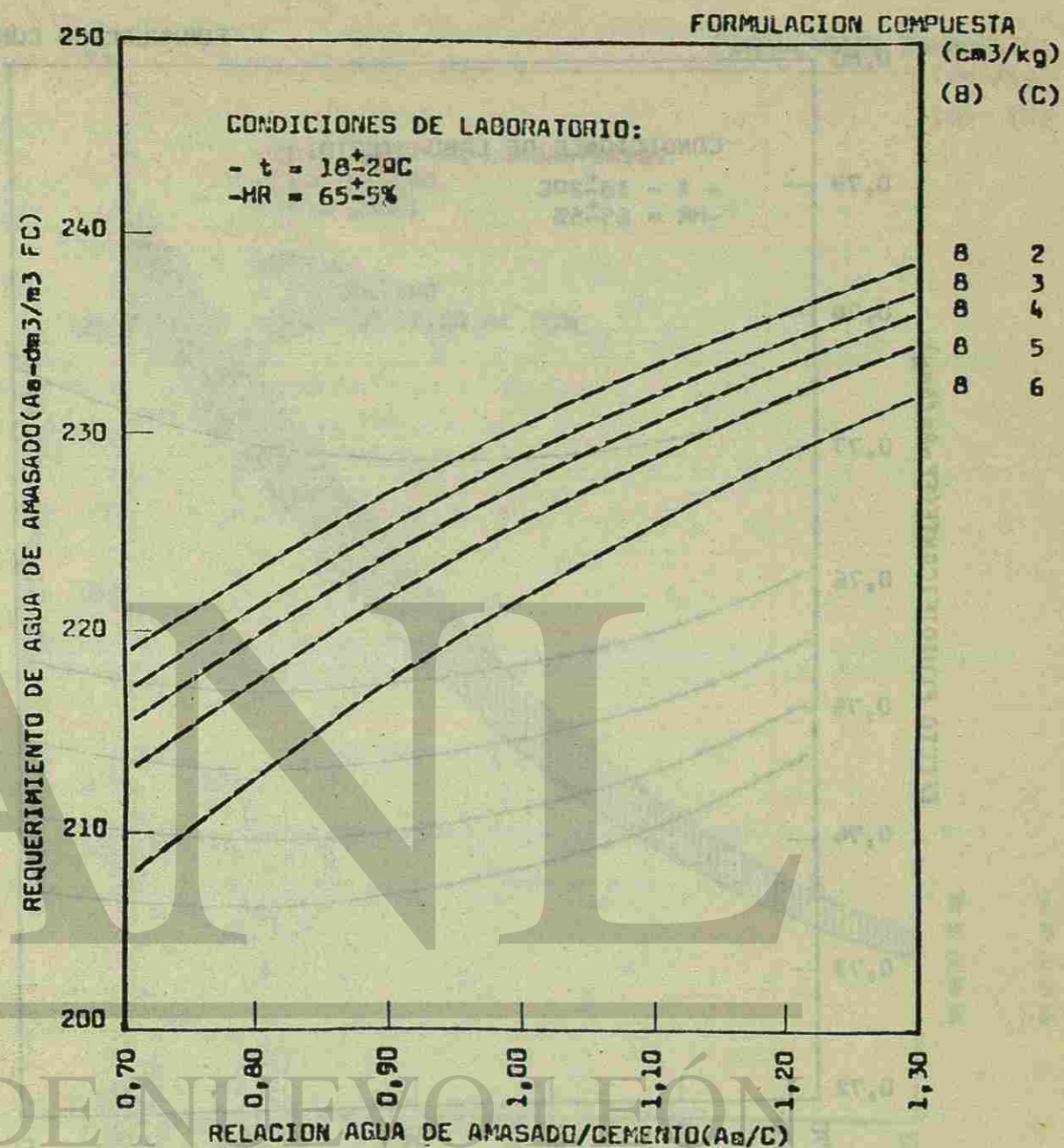


FIG. 2 - HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO (Ac=20±2cm)  
REQUERIMIENTO DE AGUA DE AMASADO (A<sub>B</sub>-dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> FC), EN FUNCION DE LA RELACION AGUA DE AMASADO/CEMENTO (A<sub>B</sub>/C), Y DE LA FORMULACION COMPUESTA EMPLEADA (POR INTERPRETACION DE VALORES MEDIOS EXPERIMENTALES).  
-A<sub>B</sub> - AGUA DE AMASADO TOTAL CONSIDERANDO EL VOLUMEN APORTADO POR LAS FASES LIQUIDAS (B), Y (C).



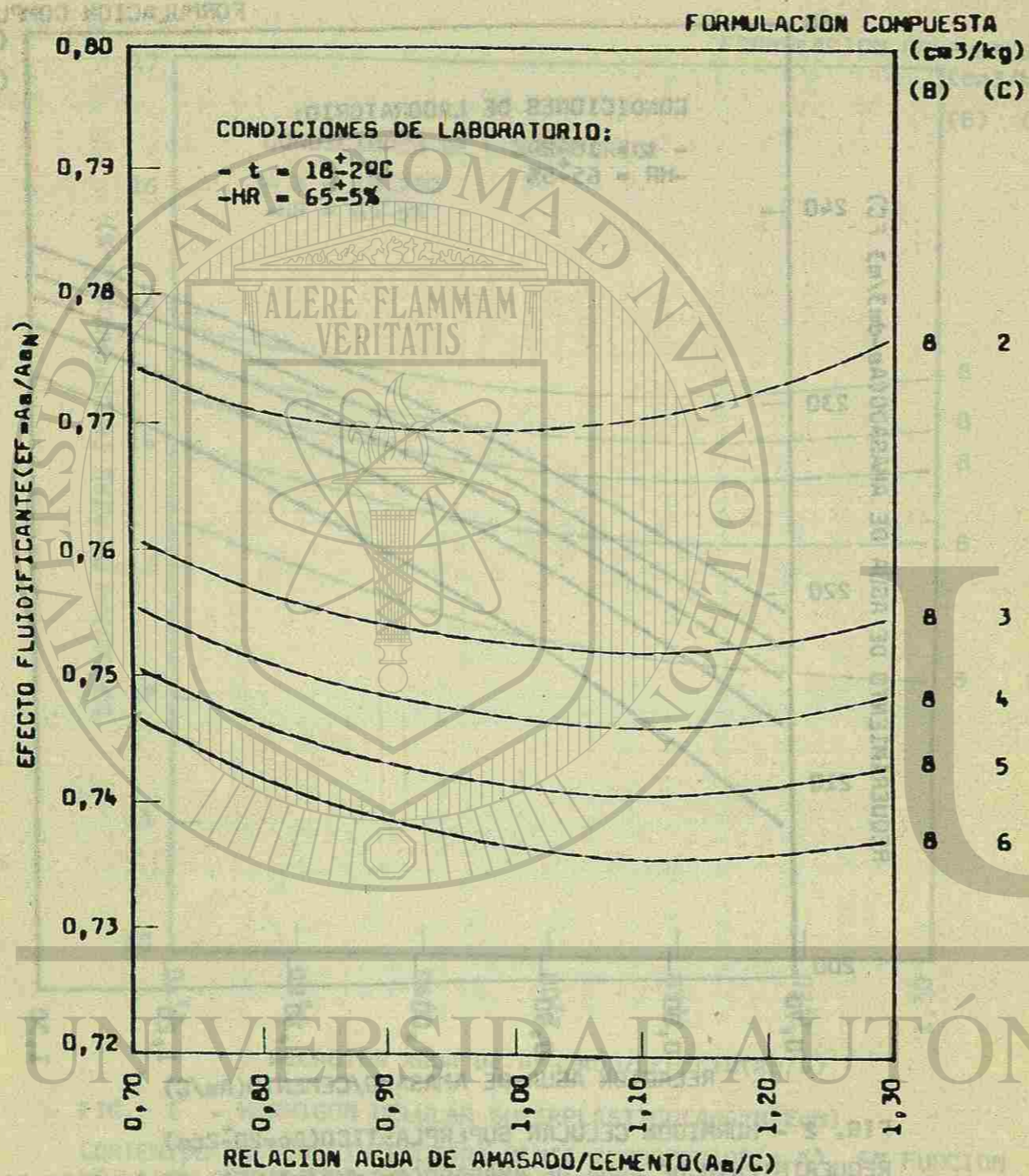


FIG. 3 - HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO ( $A_c = 20 \pm 2 \text{ cm}^3$ )  
EFECTO FLUIDIFICANTE ( $EF = A_a/A_{aN}$ ), EN FUNCION DE LA RELACION AGUA DE AMASADO/CEMENTO ( $A_a/C$ ), Y DE LA FORMULACION COMPUESTA EMPLEADA (POR INTERPRETACION DE VALORES MEDIOS EXPERIMENTALES).  
 $A_a$  - AGUA DE AMASADO TOTAL CONSIDERANDO EL VOLUMEN APORTADO POR LAS FASES LIQUIDAS COMPONENTES DE LA FORMULACION COMPUESTA EMPLEADA,  
 $A_{aN}$  - AGUA DE AMASADO ESTIMADA PARA EL HORMIGON SUPERPLASTICO NORMAL.

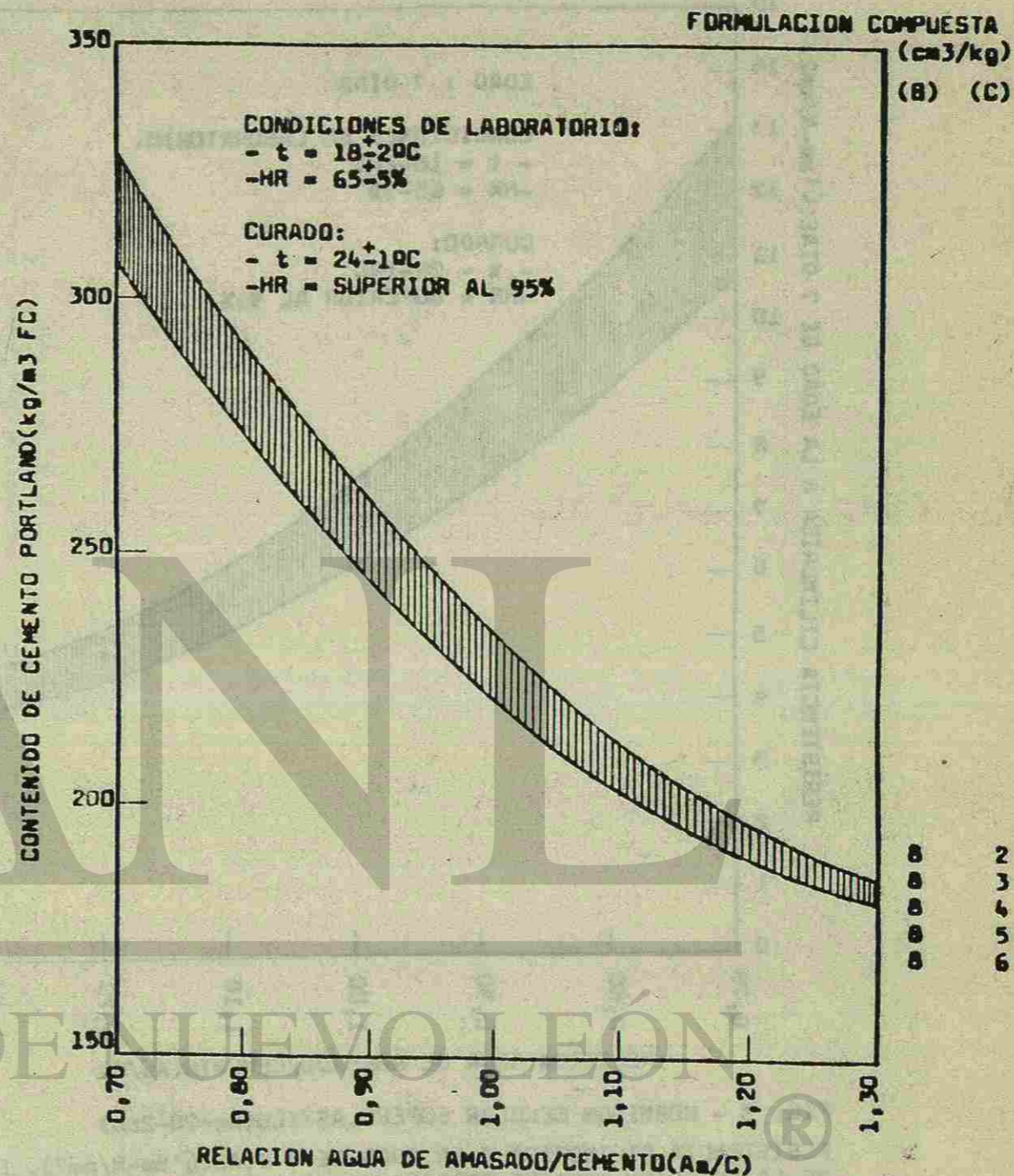
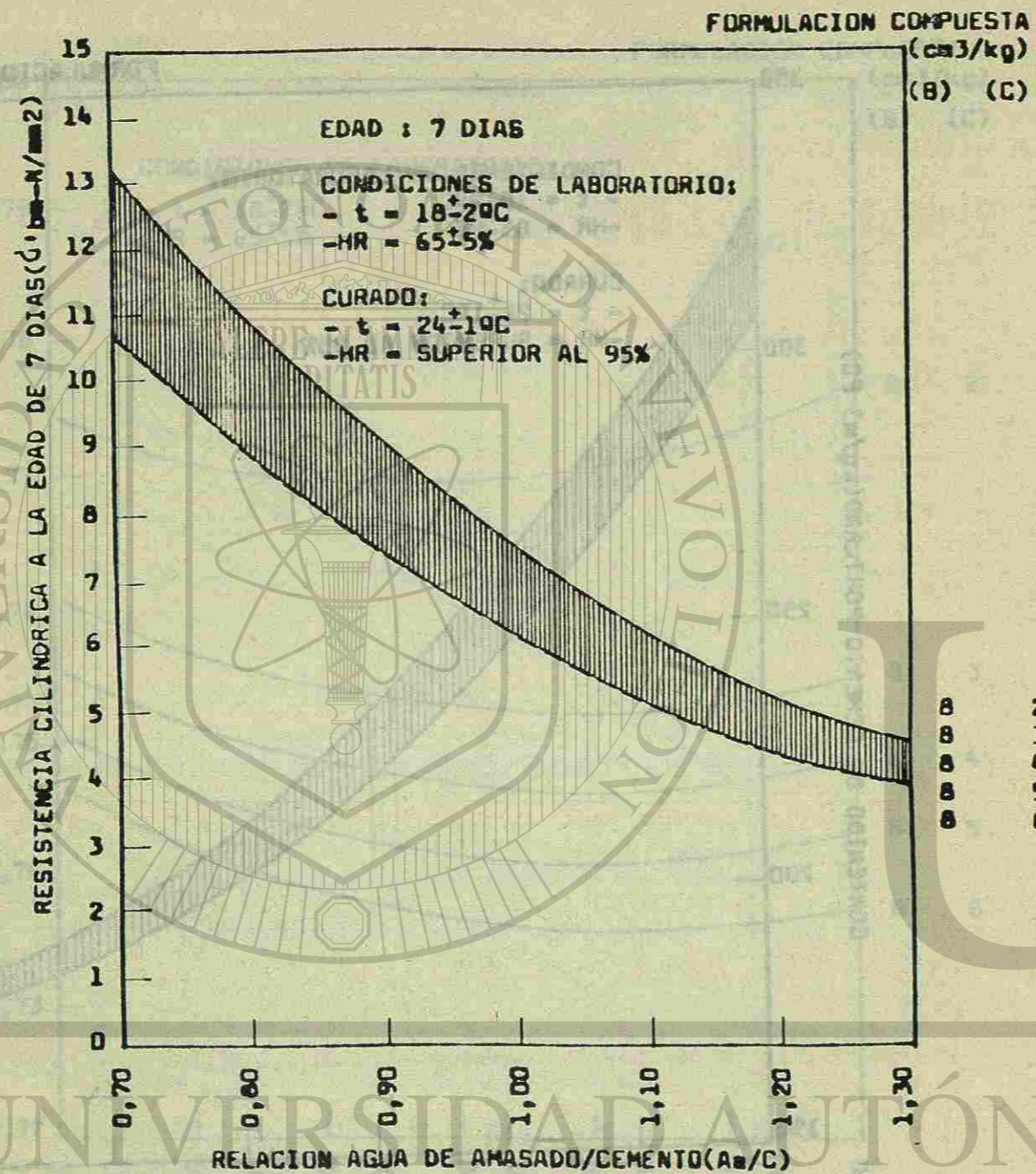
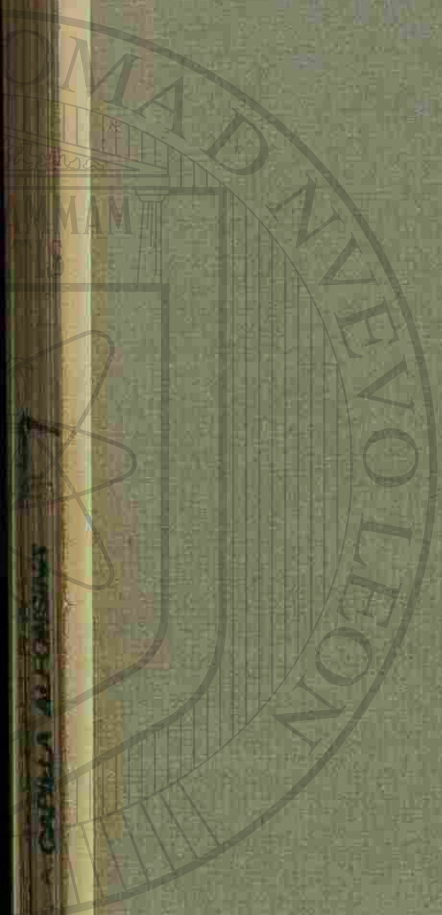


FIG. 4 - HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO ( $A_c = 20 \pm 2 \text{ cm}^3$ )  
CONTENIDO DE CEMENTO PORTLAND ( $\text{kg}/\text{m}^3 \text{ FC}$ ), EN FUNCION DE LA RELACION AGUA DE AMASADO/CEMENTO ( $A_a/C$ ), Y DE LA FORMULACION COMPUESTA EMPLEADA (POR INTERPRETACION DE VALORES MEDIOS EXPERIMENTALES).



**FIG. 5 - HORMIGON CELULAR SUPERPLASTICO (Ac=20±2cm)**  
RESISTENCIA CILINDRICA A LA EDAD DE 7 DIAS (kg/cm<sup>2</sup>), EN FUNCION DE LA RELACION AGUA DE AMASADO/CEMENTO (A<sub>a</sub>/C), Y DE LA FORMULACION COMPUESTA EMPLEADA (POR INTERPRETACION DE VALORES MEDIOS EXPERIMENTALES).



JUAN

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECA Y DOCUMENTACIÓN