



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"COMPORTAMIENTO ANTE FUERZAS LATERALES
DE MUROS LIGEROS REFORZADOS CON MALLA
ELECTROSOLDADA"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A I
LUIS ALBERTO PIMENTEL HERNANDEZ

DIRECTOR: DR. OSCAR HERNANDEZ B.



FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1995

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-047/93

Señor:
PIMENTEL HERNANDEZ LUIS ALBERTO
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. OSCAR HERNANDEZ BASILIO**, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"COMPORTAMIENTO ANTE FUERZAS LATERALES DE MUROS LIGEROS REFORZADOS
CON MALLA ELECTROSOLDADA"**

- I . INTRODUCCION Y OBJETIVOS
- II . DIVERSOS TIPOS CONSTRUCTIVOS DE MUROS
- III . DESCRIPCION DE LA ETAPA EXPERIMENTAL
- IV . DESCRIPCION DETALLADA DE LOS ENSAYES
- V . INTERPRETACION DE RESULTADOS
- VI . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 30 de marzo de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A mis padres:

Por su gran cariño, respeto, admiración y ejemplo para ser cada día mejor.

A mis hermanos:

Martha Eva, Julio, Claudia y Renata, por su incondicional cariño.

A mi novia:

Por su amor y devoción.

A mis amigos:

Por su amistad y compañía.

Gracias:

A mis profesores por todo el aprendizaje que me brindaron.

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Oscar Hernández Basilio, por su dedicación y tiempo para la dirección de este trabajo.

INDICE

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS	1
2. DIVERSOS TIPOS CONSTRUCTIVOS DE MUROS DE CARGA	3
2.1 Mampostería	8
2.1.1 Mamposterías de piezas macizas	8
2.1.2 Mamposterías de piezas huecas	13
2.2 Paneles prefabricados aligerados	17
3. DESCRIPCION DE LA ETAPA EXPERIMENTAL	19
3.1 Consideraciones preliminares	20
3.2 Proceso constructivo	22
3.2.1 Equipo de apoyo	22
3.2.2 Construcción del muro	25
3.3 Instrumentación	35
3.3.1 Medidores de deformación	35
3.3.2 Gatos hidráulicos y bombas de inyección	36
3.4 Proceso general de ensaye	38
4. DESCRIPCION DETALLADA DE LOS ENSAYES	39
4.1 Muros en cortante	40
4.1.1 Secuencia de ensayos	40
4.1.2 Características de los ensayos	43
4.2 Aplicación de fuego	53
4.3 Pruebas de penetración y extracción	58
5. INTERPRETACION DE RESULTADOS	63
5.1 Planteamiento teórico	64
5.2 Aplicación de la teoría a los ensayos	87
5.2.1 Caso del muro de 2.63 m de largo	87
5.2.2 Caso del muro de 1.32 m de largo	92
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	94
ANEXO	98
MEMORIA FOTOGRAFICA	129
BIBLIOGRAFIA	138

CAPITULO 1

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

La búsqueda de nuevos propósitos del hombre para su hábitat, ha dado lugar a que el Ingeniero use de sus facultades y conocimientos para desarrollar diferentes técnicas que mejoren la forma de vida.

Es por ello que en el ámbito de la edificación se ha puesto énfasis en desarrollar tipos de construcción que sean de mayor resistencia, durabilidad y sencillos de realizar.

Dentro del estudio de un muro con membrana de poliestireno, cubierto con malla electrosoldada y ésta a su vez cubierta con mortero, se ha visto la posibilidad de realizar un tipo de "Panel", el cual cumpla características de resistencia, tanto al corte como a la acción de cargas verticales (esto último no es estudio de esta tesis), impermeabilidad, acústica, resistencia al fuego, perforaciones, dilataciones y que cumpla con los requisitos generales de un reglamento.

Por ello, en esta tesis se han estudiado experimentalmente paneles sujetos a diversas pruebas para observar su comportamiento estructural.

Estos experimentos fueron hechos en el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería bajo supervisión, y como resultado se determinó que este tipo de paneles tienen un buen comportamiento ante cargas laterales, como las que puede producir un sismo.

CAPITULO 2

DIVERSOS TIPOS CONSTRUCTIVOS DE MUROS DE CARGA

MUROS COMO PARTE DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

Casi todos los elementos que intervienen en la construcción de un edificio contribuyen a la consecución de diversos fines. Las funciones de los muros, los suelos y techos no solo son la de protección contra la intemperie, la división del espacio o la de apoyo mutuo. En ocasiones se realizan dos o tres de ellas simultáneamente, al tiempo que satisfacen muchos otros requerimientos. Así, las funciones estructurales y ambientales, el coste, el aspecto, la duración, el montaje y el transporte, las características dimensionales, la disponibilidad y las numerosas técnicas especializadas dimensionales necesarias para su fabricación y montaje son aspectos de estos componentes y elementos que deben ser todos compatibles entre si, además de cumplir las condiciones generales que, en su conjunto, impone el edificio.

Tipos y formas de muros estructurales.

Las paredes estructurales son las que significan una contribución efectiva en un sistema estructural, de dos maneras posibles:

1. Como muros de carga. En cuyo caso se deben proyectar para soportar cargas verticales y laterales, además de su propio peso. El material por lo tanto, debe estar condicionado para esta característica que le pedimos, es decir, resistencia y, desde luego, economía y constructibilidad, por lo que la piedra, el tabique o ladrillo y el concreto serán probablemente los materiales que mas ventajas reporten.

2. Muros de rigidez. Proyectadas para soportar las fuerzas horizontales o inclinadas resultantes de la presión del viento, de temblores de tierra, de la presión del agua o de la tierra, o bien de los empujes oblicuos de las formas estructurales arqueadas. Los muros construidos con tales fines deben resistir cortante y flexión. Ejemplos de estas paredes son los muros de contención, los contrafuertes y ciertos tipos de paneles que sirven de relleno para conferir rigidez a un armazón estructural.

Para estas funciones estructurales básicas, los muros pueden tomar una o varias formas:

- a) Pueden consistir en bloques o ladrillos sobre mortero y dispuestos de modo que no haya continuidad de juntas en el plano ya que, de lo contrario, se corre el riesgo de que en dichas juntas se concentren esfuerzos, causa de grietas y de debilidad estructural. (fig. 2.1a).

- b) Otras están formadas por materiales homogéneos como la arcilla o el concreto, reforzados a veces con paja o acero contra las sollicitaciones de tensión. (fig. 2.1b).

c) Pueden también ser tipo panel, es decir, desde laminados rígidos como el contrachapado o el entablado de intemperie con bastidores de madera o de otros materiales o en forma de un relleno entre placas de plástico. (fig. 2.1c).

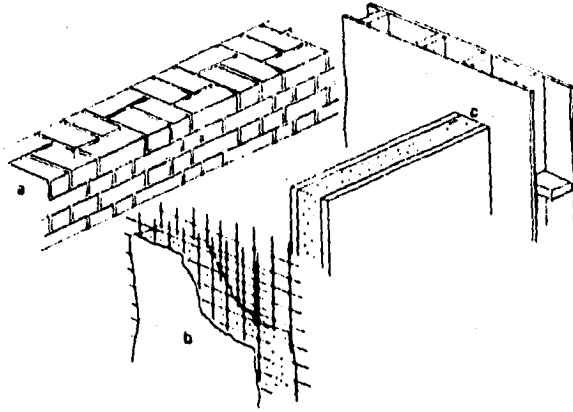


Figura 2.1 Formas de muros estructurales.

Estabilidad de los muros de carga.

Lo más común es que los muros estructurales de las construcciones realicen simultáneamente la doble función de soportar en carga vertical y lateral. Esto se ve en las ilustraciones de un simple sistema estructural a base de dos losas horizontales, soportada la superior por dos muros estructurales (fig.2.2).

Al exponerlo a fuerzas horizontales, el sistema puede fallar por desmoronamiento de las paredes de apoyo debido a falta de rigidez lateral (fig. 2.2b, c). Una estructura rígida también puede fallar por volteo o por deslizamiento horizontal pero, en esta fase no nos ocuparemos de ello.

La estructura que aparece en la fig. 2.2c concierne a los casos en que los elementos del sistema se apoyan más bien sueltos o de forma simple, como en la obra de ladrillos o de bloques. La fig. 2.2b se refiere al caso de que se cree una unión rígida resistente a los momentos propios de una estructura monolítica de concreto armado. En tales circunstancias la capacidad de permanencia de la estructura depende de los momentos de resistencia frente a la flexión de las paredes y de sus juntas con las losas o de la presencia de muros perpendiculares. La capacidad de resistir fuerzas horizontales no es independiente de las cargas verticales.



Figura 2.2 Sistema simple en el que intervienen muros de carga.

Esto es importante, por ello, los muros con carga vertical cumplen mejor su función que los muros descargados en igualdad de las demás condiciones. El argumento inverso también es válido. La mínima deformación debida a una carga horizontal determina unas condiciones de excentricidad y de flexión en el muro con respecto a su función de soporte de cargas verticales y, en consecuencia, aumentan las tensiones impuestas por los materiales.

En las condiciones de la figura 2.3, la inclusión de una tercera pared (3) no paralela a las dos primeras, confiere más rigidez lateral al sistema según la magnitud de la componente de la fuerza horizontal que quede en el plano de cada pared.

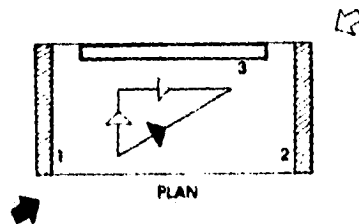


Figura 2.3 Fuerza horizontal sobre un sistema simple.

Estos sencillos principios se aplican en las estructuras de concreto armado de varios pisos, o con muros de carga de ladrillo o de bloques y también en la construcción a base de paneles.

En zonas expuestas a terremotos, las normas de edificación suelen prever el hecho de que, si bien aunque se tengan uniones resistentes a los momentos, sus muros o paneles de cierre no dejan de estar sometidos a cortante. Dichos muros son mucho más rígidos que los miembros y uniones de un marco, por lo que soportan un mayor porcentaje de las cargas. Este reparto es en proporción directa a la rigidez de las partes implicadas.

La resistencia de una estructura a las fuerzas horizontales también depende de la rigidez de los elementos horizontales, como suelos y techos. Cuanto más rígidos sean éstos mejor transmiten las fuerzas horizontales desde los elementos verticales menos rígidos a los más rígidos.

Esto se ilustra en la figura 2.4, donde las fuerzas horizontales que actúan sobre la pared A son transmitidas por el elemento rígido B a las paredes D. A estos miembros horizontales rígidos se les llama a veces diafragmas.

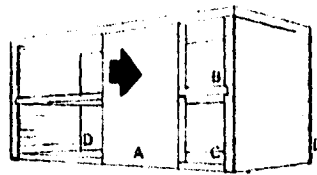


Figura 2.4 Los elementos horizontales transmiten las fuerzas horizontales.

2.1 MAMPOSTERIA

Dentro de la gama de los muros de esta especie se encuentran dos variedades importantes, las cuales son:

- a) Piezas macizas
- b) Piezas huecas

En donde a su vez se define una gran variedad de formas geométricas y de materiales para cada tipo de piezas. A continuación se describe el comportamiento, de esas variedades de mamposterías.

2.1.1 MAMPOSTERIAS DE PIEZAS MACIZAS

2.1.1.1 MUROS DE PIEDRA

Los muros de piedra pueden estar constituidos, desde luego, por muy diversas clases de materiales pétreos, y podemos clasificarlos según la forma en que la piedra se encuentra labrada.

Así tendremos mampostería denominada de primera, en la cual las piedras ajustan perfectamente una con otra, y en la que se han labrado sus caras perfectamente, con objeto de lograr el que asienten a hueso todas ellas. De ello se desprende que, para muro de este tipo, no sea necesario usar mortero, pues las piedras por así solas tienen un amarre suficiente; de todas formas se acostumbra usar alguna mezcla para facilitar en cierta forma su trabajo. Podemos también clasificar dentro de este tipo todos los muros hechos a base de sillares, denominación que se da a las piedras cuando sus lados no son menores de 40 cm.

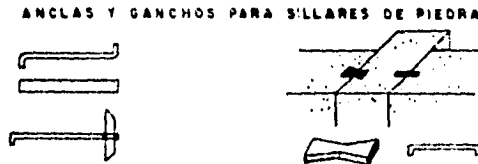


Figura 2.5

En algunos casos se acostumbra el uso de entrecalles o ranuras, las que deberán ser practicadas en la parte superior de los sillares y no en la parte inferior, con objeto de evitar que el escurrimiento del agua pueda deteriorar la junta de las piedras. Como criterio general podemos decir que, cuando se construye un muro de piedra labrada, es conveniente no usar nunca piedra porosa o blanda en su parte inferior, sino que deben emplearse rodapiés de piedra dura tales como recinto, chiluca dura de cualquier otra que reúna esas condiciones para proteger posteriormente los sillares de piedra labrada.

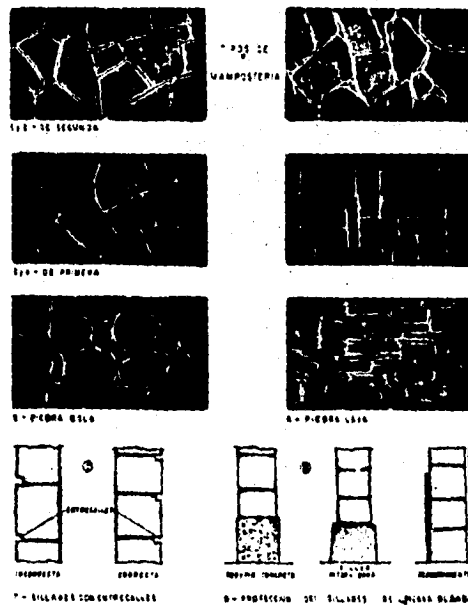


Figura 2.6

Se denomina mampostería de segunda, aquella en la que únicamente se trabaja una de las caras de la piedra, la exterior, y que los huecos comprendidos entre ellas son llenados con mortero. Es probablemente esta la más usual, ya que su costo no es tan alto como la mampostería de primera, y su acabado, si no es perfecto por lo que respecta a labrado, si presenta en cambio buenas cualidades de trabajo y transmisión de presiones.

Podemos clasificar en forma separada los muros hechos a base de piedra bola, los que presentan inconvenientes, ya que hay que emplear gran cantidad de mortero para su construcción con objeto de llenar los huecos entre las piedras, lo que ocasiona que estos muros tengan muchos puntos débiles. En contraste con ellos tenemos los muros hechos a base de lajas de piedra, en las cuales las cargas se transmiten perpendicularmente a las piezas y forman de por sí un muy buen elemento transmisor. Son recomendables bajo todos puntos de vista, siempre y cuando la cantidad de mortero empleado en ellos no exceda de límites razonables, pues, en ese caso, su resistencia quedará condicionada a la resistencia de dicho mortero.



A-BOLA B-LAJA C-SILLARES D-NORMAL E-PARA CHAPEO

Figura 2.7 Piedras usuales de construcción.

2.1.1.2 MUROS DE BLOQUES DE TEPETATE

De acuerdo con los defectos ya notados para los bloques de tepetate, este material presenta muchos problemas para su utilización en muros de carga, por lo que es de recomendarse no emplearlo en esta forma. No obstante estos defectos, fue un material muy usado en construcción, la cual se hacía intercalando hiladas de bloques de este material, que se rejoneaba con piedra o padecería de tabique para proteger sus aristas, con hiladas de tabiques de barro recocido.

Este material es recomendable solo para la construcción de cercados o bardas, pues su resistencia es muy baja y los defectos ya conocidos hacen que no sea propio para otro tipo de construcción.

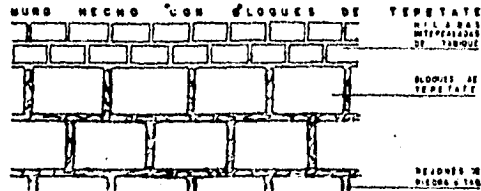


Figura 2.8

2.1.1.3 MUROS DE ADOBE

El adobe, como ya quedó explicado, es un material que presenta poca resistencia al desgaste y al salitre, por lo que no es recomendable usarlo en lugares donde exista este último y su uso en construcción queda sujeto a varias limitaciones.

Dado que es un material fácilmente deslavable por la lluvia y de muy poca resistencia a la fricción, cuando se usa en muros se acostumbra rejonear las juntas usando como mortero el mismo barro o arcilla empleada en su fabricación, y en muchos casos, costumbre muy conveniente, se le aplica un aplanado exterior para protegerlo de la lluvia y darle una mayor resistencia.

Debido a su gran peso y su escasa resistencia a la compresión, los muros hechos con éste material no pueden ser de gran altura ni soportar cargas excesivas.

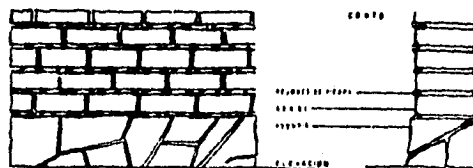


Figura 2.9

2.1.1.4 MUROS DE TABIQUE

Es este material, en todas sus diversas formas y variedades, probablemente el más usado para muros de carga tanto interiores como exteriores. Hay tabiques compactos, perforados y huecos con objeto de llenar las diversas

necesidades y proporcionar a los muros características tales como las de impermeabilidad, aislamiento térmico y acústico, mejor adherencia al mortero, mayor ligereza, etc. En las figuras se ilustran los más comunes, así como sus diversos espesores, uniones, intersecciones, etc. (fig. 2.10).

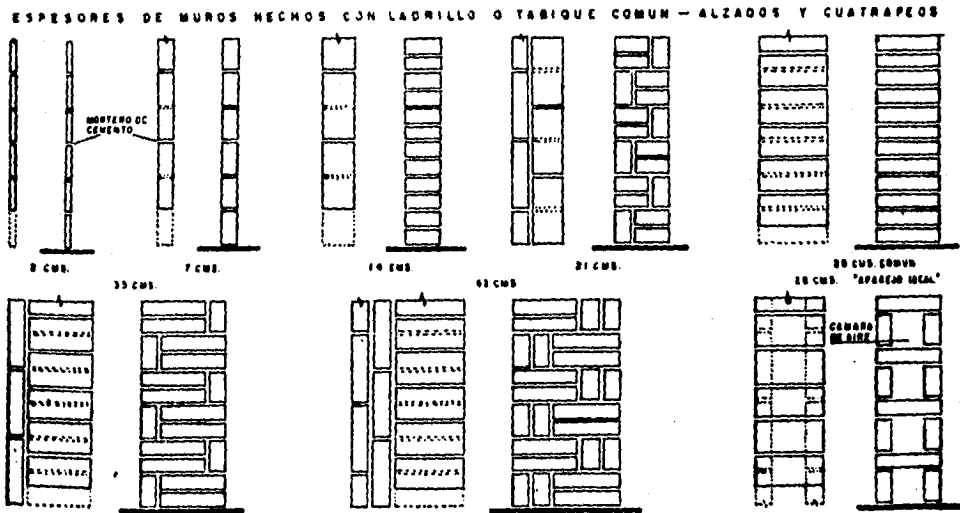


Figura 2.10

Estas piezas intervienen en la formación de los distintos entramados verticales en los edificios tipo gravedad, constituyendo los elementos resistentes o de soporte. Algunas veces, intervienen como elementos de relleno formando paredes de poco espesor y si su acabado lo permite, como elementos de protección al exterior.

En las dimensiones teóricas de los tabiques son 7 cm x 14 cm x 28 cm; pero sus dimensiones racionales deben involucrar el espesor de la junta para evitar los graves inconvenientes que originan espesores distintos de la mezcla dentro de un mismo arreglo para obtener el espesor o grueso deseado de pared o muro, espesor que es costumbre designar como múltiplo de la menor dimensión de la pieza o tabique. (en nuestro medio se acostumbra esta designación como múltiplo de 7 cm).

2.1.2 MAMPOSTERIAS DE PIEZAS HUECAS

Dentro de la gama de piezas huecas podemos encontrar, que el comportamiento de este tipo de muros, es satisfactorio ante cargas de compresión, abrasión y flexión.

La fabricación de este tipo de pieza se basará en un bloque que sus medidas en algunos casos tendrán variaciones dependiendo del uso que este tenga.

La industria fabrica una serie muy grande, por lo que siempre se deberá tener un especial cuidado en seleccionar la correcta.

2.1.2.1 BLOQUES HUECOS DE BARRO COMPRIMIDO

Fabricación. Estos materiales se hacen siguiendo exactamente el mismo proceso usado en la fabricación de tabique comprimido, es decir, selección de los barros, molienda, tamizado, preparación de la pasta, prensado, secado, quemado y selección del material en primeras y segundas según su acabado; ésto no es común en nuestro medio. (fig.2.11)

2.1.2.2 BLOQUES DE CONCRETO PARA MUROS

Estos materiales son muy aceptados para la construcción de muros, porque ofrecen muchas ventajas. Son de los materiales de carga más livianos que hay en el mercado, excelentes retardadores de fuego y aislantes térmicos y acústicos. Además, por la belleza del acabado que se les puede dar, pueden usarse en muros aparentes.

Bloques livianos

Son sumamente ligeros. Se usa en su elaboración piedra y arena pómez. Tienen gran aislamiento acústico y térmico y se consideran excelentes retardadores del fuego. es conocido que todo concreto tiene contracciones; pero ésto es más acentuado en materiales de concreto liviano. En éstos materiales algunas veces la contracción puede ocasionar pequeñas fisuras en las juntas del mortero.

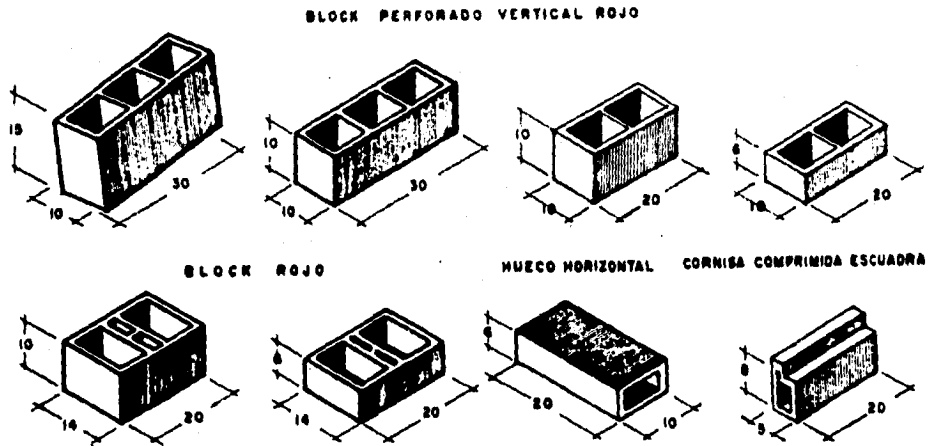


Figura 2.11

Bloques intermedios

Son un poco más pesados. Se usa en su elaboración una mezcla de agregados densos debidamente graduados. La resistencia es mayor aún que la del tabique de barro recocido y se consideran, al igual que los de material liviano, excelentes retardadores del fuego. En los materiales de esta fabricación la contracción es tan pequeña que no llega a aparecer en los muros.

Bloques pesados

Son los de mayor peso en esta clase de materiales; pero también los de más alta resistencia. Los agregados que se emplean son arena y grava. La absorción es sumamente baja y la contracción mínima. Se pueden considerar también excelentes retardadores del fuego.

Colocación correcta del bloque

Todos los bloques huecos tienen un espacio reducido para colocar el mortero de las juntas horizontales. Una de las bases del bloque es más angosta que la otra. Hay que fijarse que el mortero de la junta horizontal se coloque siempre en

la base más ancha y asentar el bloque de la hilada siguiente por la parte angosta. Las juntas del bloque, tanto las horizontales como las verticales, deben hacerse de no más de un centímetro de grueso.

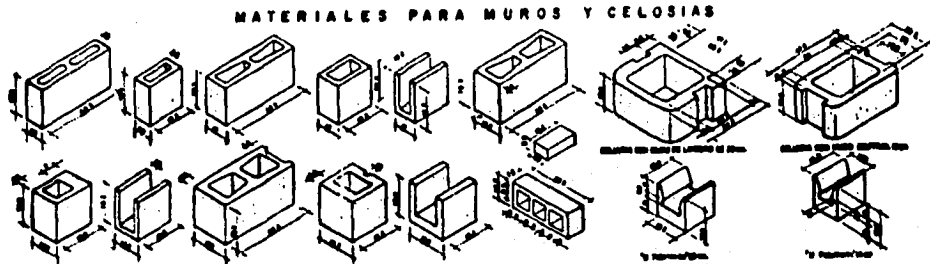


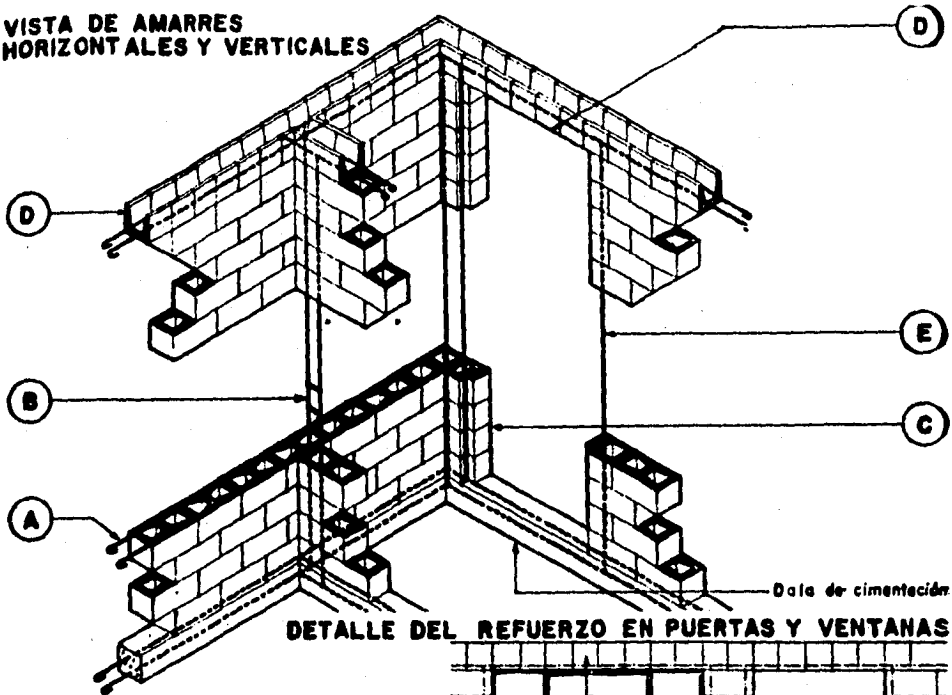
Figura 2.12

Amarres verticales y horizontales

Los amarres de concreto en los muros de mampostería, tienen la función, como es sabido, de tomar esfuerzos de tensión que las mamposterías no pueden absorber. Estos esfuerzos pueden presentarse debido a la acción de cargas accidentales o anormales, como temblores o hundimientos.

La intensidad y localización de estos esfuerzos depende naturalmente de la intensidad y localización de dichas cargas accidentales, así que, en lo general, la disposición más adecuada para la colocación de los amarres, es aquella que los sitúa formando cuadros cerrados alrededor de los muros. Esto quiere decir que la dala de cimentación deberá ligarse con los castillos y éstos con la dala superior.

**VISTA DE AMARRES
HORIZONTALES Y VERTICALES**



NOTAS

- (A) Varillas en la junta horizontal del bloque.- Se usan en los puntos donde pueden presentarse esfuerzos de tensión.
- (B) Varillas que sirven para el amarre entre dos muros perpendiculares en necesidad de cuatrpear los big que se liga se hace mediante anillos alojados en las juntas.
- (C) Bloques para puertas y ventanas Nos. 155, 156 - 205 y 206.- En espesores de 15 y 20 cms. únicamente.
- (D) Piezas "U" para cerramientos Nos. 123, 153 y 203.
- (E) Varillas para reforzar puertas y ventanas.

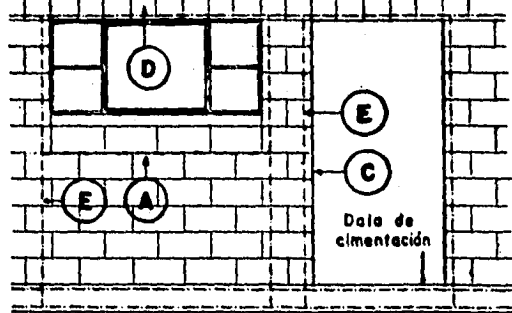


Figura 2.13

2.2 PANELES PREFABRICADOS ALIGERADOS

Dentro de la variedad de los estilos de muros, podremos encontrar la gran resistencia que muchos de éstos podrán tener, pero no serán lo suficientemente livianos y fáciles de construir y reforzar.

Por ello, se a buscado un nuevo tipo de muro que dé las características esenciales de resistencia tanto a cortante como a cargas axiales. Entre toda esta búsqueda se a llegado a la conclusión de que un muro de carga que tiene una membrana de poliestireno, que sirve como elemento aligerante, chapeado en ambas caras laterales mediante un aplanado reforzado con una malla de acero.

Paneles "Sandwich"

Consisten en placas iguales o desiguales de mortero, separadas por una capa aislante de poliestireno o cualquier otro material ligero. Estos elementos se suelen moldear horizontalmente y el proceso comprende un número de operaciones relativamente grande. Sin embargo, a pesar de la complejidad de fabricación de éstos paneles, en obra son fáciles de manejar y construir.

Dichos paneles así como otras varias formas de elementos estructurales para edificios de varias plantas significan un avance importante en la construcción industrializada.

Estructuralmente, tanto las paredes de contraplacado como los paneles "sandwich" son semejantes y equivalentes a una típica viga de acero bidimensional que consta de dos placas sometidas a tracción y compresión por flexión y en una alma sometida a cortadura al separar ambas placas. (Lo anterior es cuando este tipo de paneles se les hace trabajar a flexión normal a su plano. En el caso de trabajar a cortante y carga axial, éstos esfuerzos son resentidos directamente por las placas de mortero).

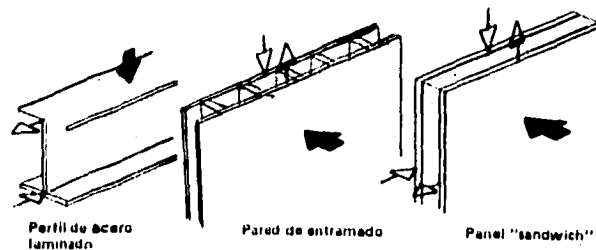


Figura 2.14 Vigas, paredes de entramado y panel laminar o "sandwich".

Como este tipo de construcción es una opción adecuada para la construcción de vivienda, se llevó a cabo un programa experimental para determinar su resistencia a fuerza cortante, ya que este tipo de acciones es muy común en la República Mexicana.

Anteriormente, (Referencia 4) se hicieron estudios para establecer la capacidad a carga axial, parte de éste estudio complementa la información para establecer la factibilidad de usar éstos tipos de paneles en construcción de vivienda, tal que se tenga y cumpla los requisitos de seguridad que marcan los reglamentos nacionales.

CAPITULO 3

DESCRIPCION DE LA ETAPA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Como parte de este estudio se ensayaran dos muros fabricados con paneles aligerados ante fuerzas laterales.
Las dimensiones y geometría de los especímenes se muestra en la fig. 3.1.
A continuación se describe el procedimiento de fabricación de los especímenes, así como de instrumentación y prueba.

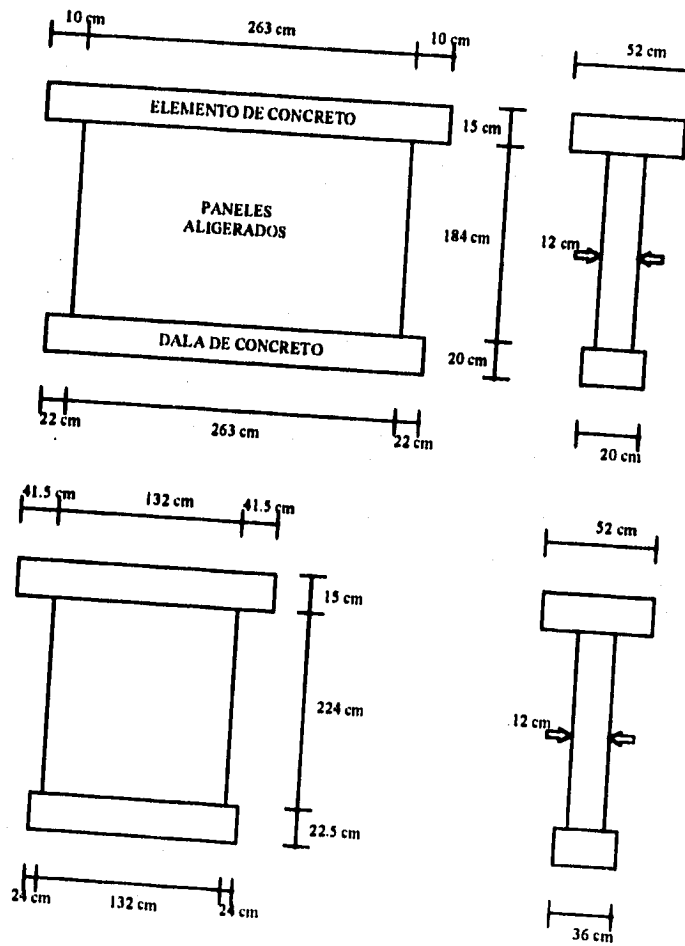


Figura 3.1 Muros de prueba.

MARCOS DE APOYO PARA AMBOS MUROS

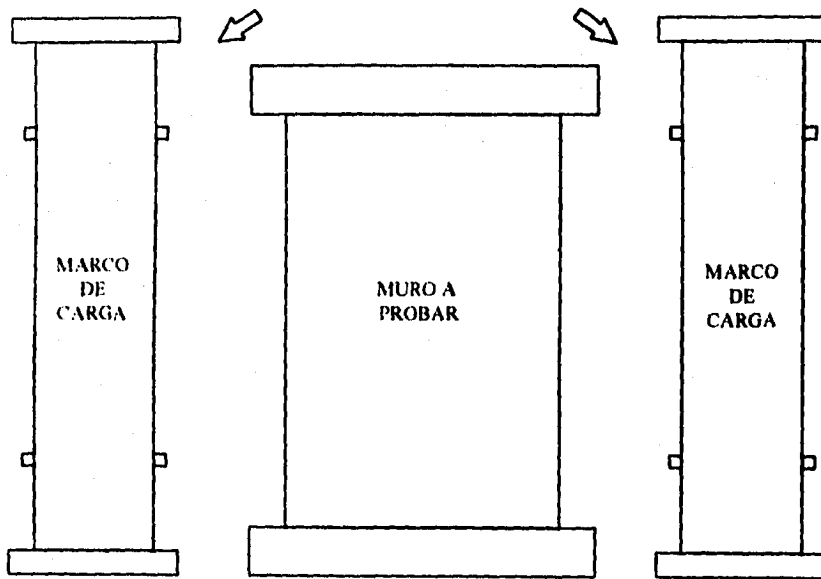


Figura 3.2 Colocación de los muros con respecto a los marcos.

3.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

3.2.1 EQUIPO DE APOYO

3.2.1.1 ANCLAS DE SUJECIÓN

Para sujetar giros en los muros, en su base y deslizamiento horizontal, se ancló adecuadamente la parte inferior del muro (dala) al terreno mediante anclas de acero con cuerda en uno de los extremos, con una dimensión de aproximadamente 1 m de largo por 1" de diámetro. Cuatro de ellas se utilizaron por muro. (fig. 3.3).

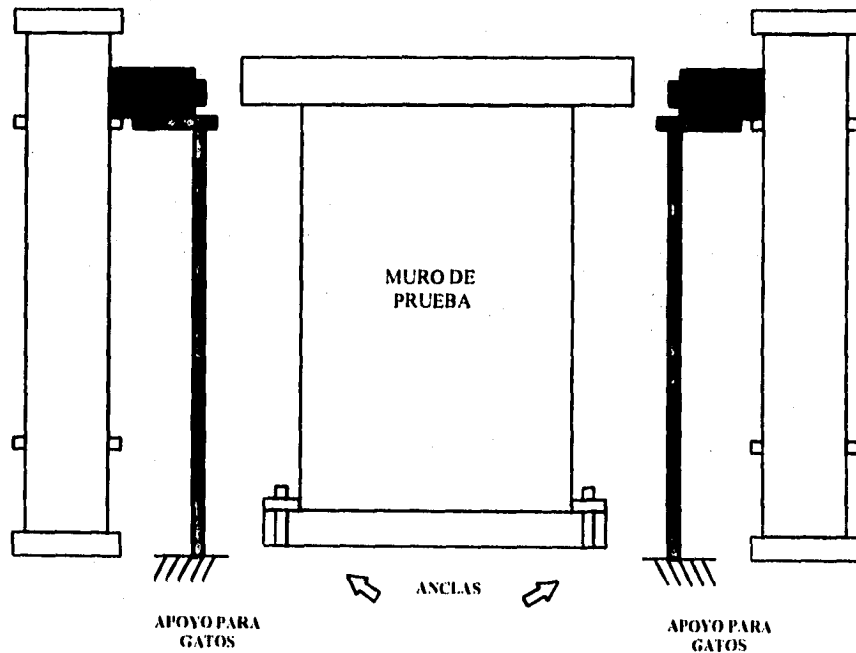


Figura 3.3 Anclas de sujeción y apoyos para los gatos.

3.2.1.2 APOYOS PARA LOS GATOS HIDRAULICAS

Para el apoyo de los gatos, antes de que se les aplicara fuerza, hubo la necesidad de construir una base que los soportara, para ello se realizo unos andamios de madera con polines, que se colocaron entre el muro y el marco de apoyo (fig. 3.3). Estos apoyos no iban a tener ninguna consecuencia después, para la aplicación de las fuerzas, ya que toda la fuerza estaría concentrada entre el muro y el marco.

3.2.1.3 DESCRIPCIÓN DE LAS DALAS INFERIORES

Se les construyó a los muros unas bases o dalas de concreto armado en la parte inferior; para que sirviera de apoyo al panel. En las dalas, el armado de acero se diseñó de tal forma que hicieran una especie de abrazadera, para sujetar el panel y éstas a su vez se anclaran al terreno.

Para fortalecer las dalas de que no sufrieran movimiento alguno al aplicárseles fuerza, se colocaron dos ángulos de acero de una pulgada de peralte por cada lado, soldados, y a su vez éstos formaban un canal. Se les hizo una perforación para pasar las viguetas con rosca (anclas), y después apretar las tuercas. Las características de la dala se indican a continuación:

Para el muro 1.32 m de longitud:

Ancho:	36 cm
Peralte:	22.5 cm
Largo:	180 cm

Para el muro 2.63 m de longitud:

Ancho:	20 cm
Peralte:	20 cm
Largo:	306 cm



Figura 3.4 Colocación de los ángulos en las dalas.

3.2.1.4 DESCRIPCIÓN DE LOS CABEZALES SUPERIORES

Para la aplicación de las fuerzas en la parte superior de los muros, se construyeron estructuras horizontales. Esto con la finalidad de que las fuerzas cortantes se distribuyan uniformemente por la parte superior, o cabeza del muro. Las características de este cabezal fueron:

Para el muro 1.32 m de longitud:

Ancho:	52 cm
Peralte:	15 cm
Largo:	215 cm

Para el muro 1.32 m de longitud:

Ancho:	52 cm
Peralte:	15 cm
Largo:	306 cm

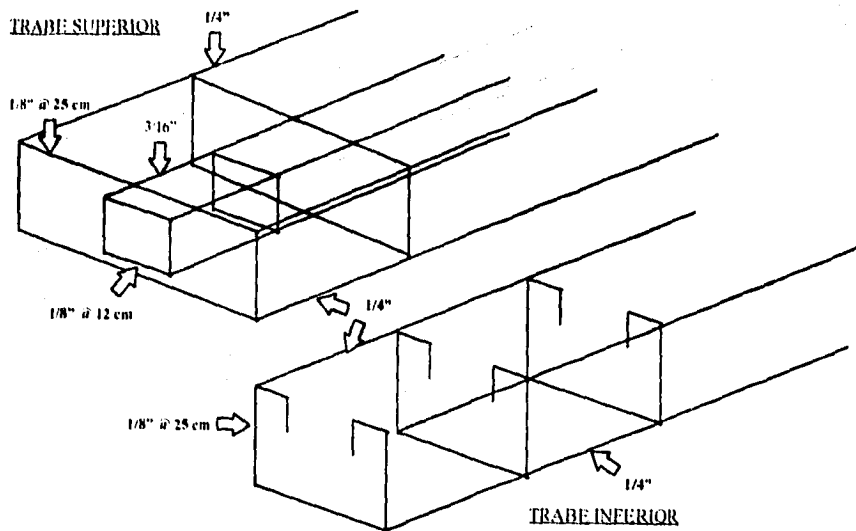


Figura 3.5 Detalle de las trabes de ambos muros.

3.2.2 CONSTRUCCION DEL MURO

3.2.2.1 MATERIALES UTILIZADOS

Los materiales básicos requeridos para la construcción del muro fueron:

- Membranas de poliestireno de 1.20 m ancho x 2.00 m largo x 0.05m grueso.
- Malla electrosoldada de 15 cm x 15 cm cada cuadro, de 1/8" de diámetro.
- Manguera de poliestireno cortada en fracciones de 2 cm y alambres dobles de 15 cm de largo.
- Rondanas de acero de 25 mm de diámetro.

3.2.2.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS PANELES

El proceso constructivo se realizó en dos fases básicamente. La primera es la expuesta a continuación, misma que se fundamenta desde su inicio de construcción de los paneles, con acero de un tipo a las primeras pruebas; y la segunda, debido a fallas no previstas en las dalas y en las trabes, se aumentó y se modificó el acero de refuerzo, para continuar las pruebas.

Se construyeron dos muros, uno tenía 2.63 m de largo, 1.84 m de alto y 12 cm de espesor; el otro se construyó de 1.32 m de largo, 2.24 m de alto y 12 cm de espesor.

1 FASE DE LA CONSTRUCCION DE LOS MUROS

A continuación se da una explicación generalizada de la primera fase del proceso constructivo.

Para el armado del muro de 1.32 m de largo, se tomó la hoja de poliestireno y se rodeó con la malla electrosoldada. La malla electrosoldada se cortó de tal manera que diera la vuelta a la membrana de poliestireno; para ello se realizó un doblés que diera el grosor del poliestireno. Para la sujeción de la malla con el poliestireno, se tomaron alambres e introduciéndolos entre el cruce de la malla electrosoldada con la fracción de manguera y la rondana, se sujetaron en el otro extremo del poliestireno a la malla. La manguera es la que da la separación entre el poliestireno y la malla, para que la capa de concreto se sostenga y haga resistencia con el acero.

Para el caso del panel de 2.63 m largo, el procedimiento de colocación de malla fue el mismo, pero en dicho caso se colocaron dos hojas de poliestireno. Para unir las dos piezas, la malla se dejó con las puntas más largas de

aproximadamente 20 cm de largo. Estas se unieron con el mismo alambre utilizado en las uniones de la malla al poliestireno.

En ambos casos los alambres que unían ambas mallas se colocaron a cada 45 cm en ambas direcciones. en estos alambres se colocaron los pedazos de manguera que servían como separadores; cuya finalidad era evitar que el poliestireno se moviera, pero principalmente separar la malla del panel y pudiera penetrar el mortero.

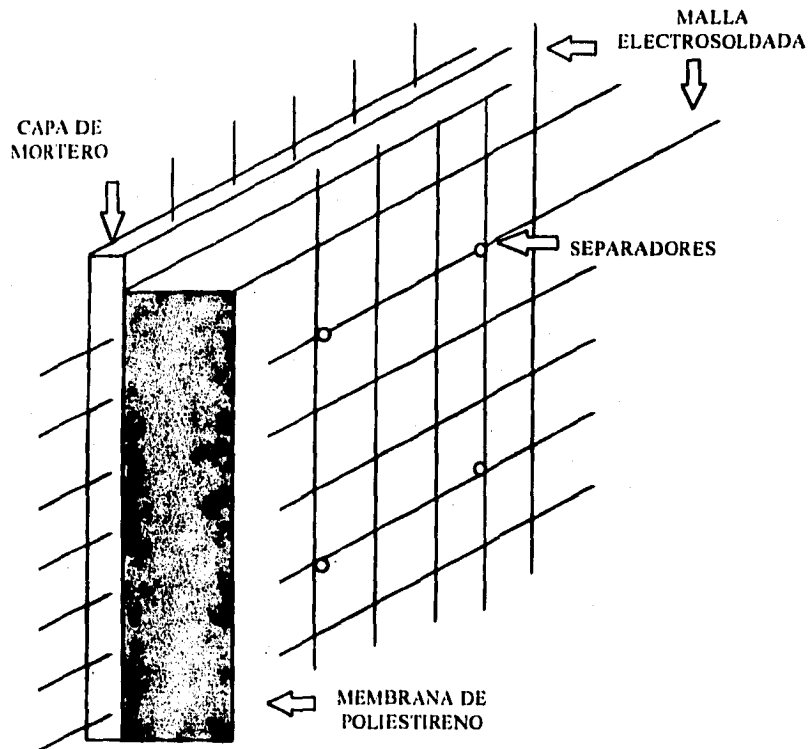


Figura 3.6 Detalle del armado de los paneles con la membrana de poliestireno y la malla electrosoldada.

Armado de dalas

Para la primera fase del armado de las dalas, mismo que se utilizó para ambos muros, se colocaron estribos que se doblaron en forma de "U", para que

los paneles pudieran introducirse en éstos y que de esta forma quedarán bien sumergidos y sujetos al concreto. Las varillas transversales de 1/4" de diámetro se sujetaron una a cada extremo de los estribos.

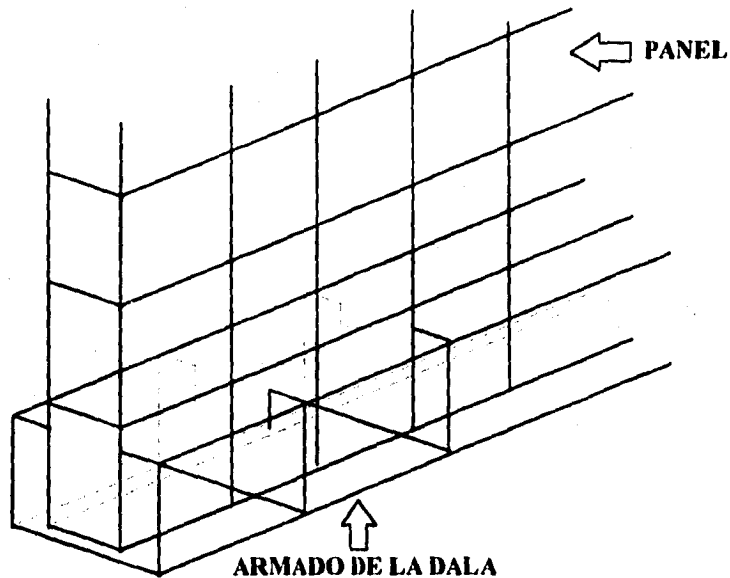


Figura 3.7 Detalle del panel en el armado de la dala.

Armado de traves

Se colocaron cuatro varillas de 1/4" para el caso de los extremos y se amarraron con estribos de 1/8" con alambre a cada 25 cm. Se introdujo en el centro de este armado un armex de 7 x 7 cm con 3/16" de diámetro. La separación de estribos en el armex se hizo a cada 12 cm. (fig. 3.8).

Para un mayor refuerzo de las traves se colocaron seis varillas de 3/8" para ambos muros en donde cuatro de ellas estaban amarradas en cada extremo de las varillas longitudinales del armex en el interior de la trabe, y las dos restantes se colocaron en la parte superior del armado de la trabe repartidas proporcionalmente en ésta.

Para sujetar las dalas con los castillos se hicieron cuatro ángulos de varilla con un grosor de 3/8" en donde estos ángulos se amarraron de un extremo con el armex y el otro extremo con las varillas de los castillos.

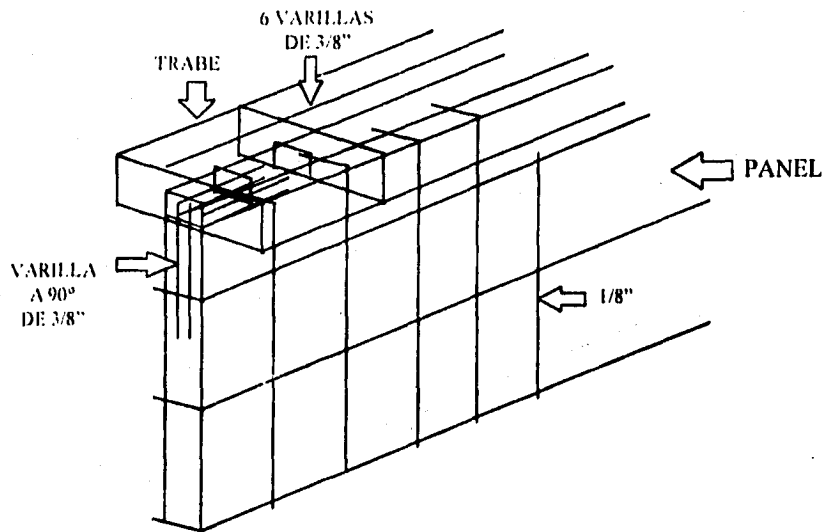


Figura 3.8 Armado de la trabe y colocación de los ángulos.

La unión del armado de las trabes con el armado de los paneles se hizo mediante un doblado de 90° de la malla sobre el armex. De la misma forma para ambos muros.

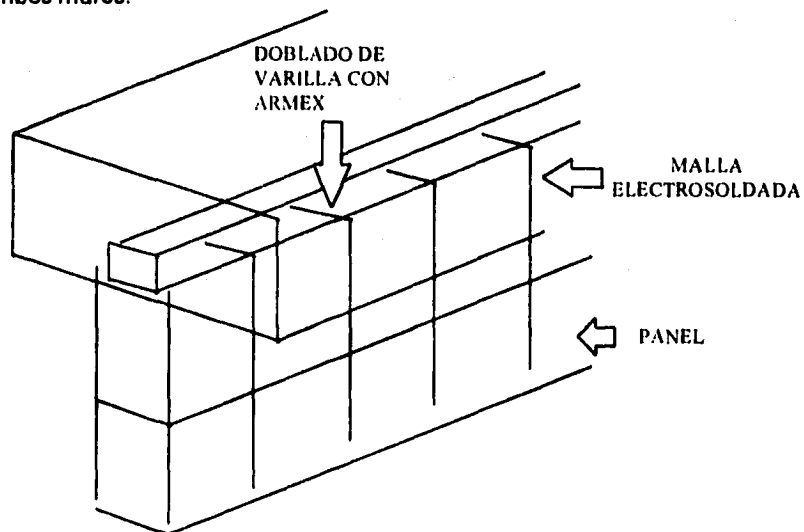


Figura 3.9 Unión del panel con la trabe.

Armado de Castillos

Caso Muro de 1.32 m de largo

Para el armado de los castillos en el panel, se colocaron dos varillas verticales en cada lado del muro de 1/2". A estas varillas se les hizo un doblés de 90° sujetadas desde la base del muro. Para la sujeción de estas varillas con el panel se formaron unos anillos de 1/8" mismos que se sujetaron de la malla electrosoldada. La finalidad de este refuerzo es que no se tuviera una falla por flexión e inducir una falla por cortante.

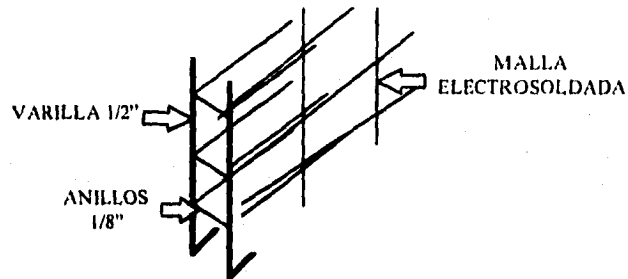


Figura 3.10 Armado de los castillos.

Caso Muro de 2.63 m de largo

Para el armado de los castillos se colocaron armex por cada lado de 3/16" con estribos de 1/8" de diámetro sujetos a la base de la dala. Para su mayor resistencia al cortante y a la torsión, se introdujeron en los armex una varilla en forma de ángulo de 1" en donde una parte de la varilla corria por el armex y la otra parte doblada quedaba dentro de la dala. Para sujetar los armex con el panel se hizo un doblés en las puntas de la malla electrosoldada que rodeaba a las varillas del armex. El fin de este refuerzo es también para evitar una falla por flexión.

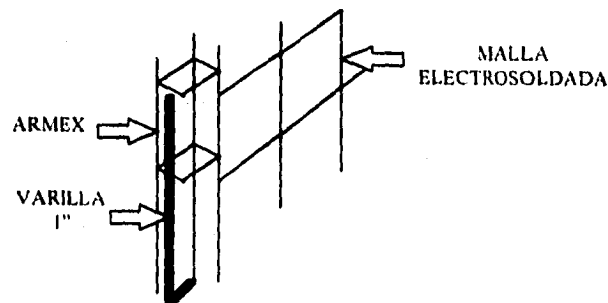


Figura 3.11 Colocación de los castillos en el panel.

Colado de las Dalas

Para realizar el colado de la dala, se colocaron los paneles en su lugar donde ya se tenían colocadas las anclas para su sujeción. Se hizo un encachetado de madera en todo el rededor de la dala en donde se colocó concreto con un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ (Proyecto) y posteriormente se vibró con una varilla para obtener confinamiento óptimo.

Colocación de Repellado

Para la colocación del repellado se tuvieron que realizar varias capas de éste, con diferente granulometría para que se pudiera fijar en el poliestireno. La primera capa estaba formada básicamente por lechada de cemento. Este tipo de lechadas se tuvieron que realizar en ambas caras.

Una vez que la primera capa quedó fija y seca, se colocó la siguiente capa de mortero con un grosor de aproximadamente 1 cm. Para un acabado final, se colocó la tercera capa de mortero haciendo que el grosor final coincidiera con el ancho necesario para el experimento del muro, 2.5 cm.

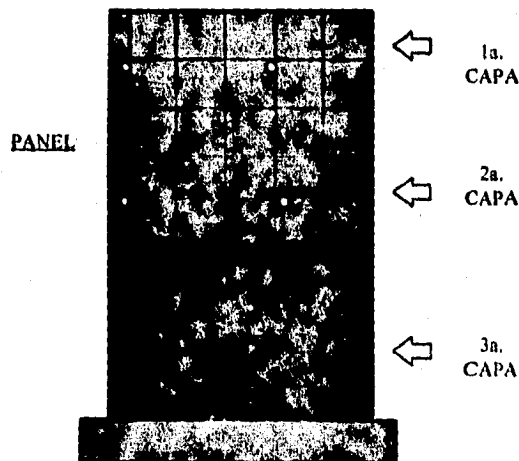


Figura 3.12 Colocación de las capas de repellado.

El grosor que se manejó fue el de experimento para que tuviera buen funcionamiento el conjunto del concreto con el acero en el momento de cargar el muro.

Colado de Castillos

Caso Muro de 1.32 m de largo

En este caso como se tenían dos varillas para su colado se tuvo que hacer un concreto con agregados más finos para poder introducirse entre el armado y el encachetado ya que el espacio era muy reducido. Al colocarse el concreto se iba vibrando para que éste llegara hasta el fondo, ya que se encachetó todo el castillo de una sola vez.

Caso Muro de 2.63 m de largo

Se colocó el encachetado del muro y posteriormente se hizo el colado con un grosor de agregado mayor, ya que en éste caso se tenía un castillo más largo.

Para su mejor consistencia del concreto, se vibraba con una varilla que daba las mismas dimensiones del castillo, para que éste llegara hasta el fondo sin ningún problema.

Colado de Trabes

En el colado de las trabes, se hicieron dos ángulos de madera, que entraban por ambos lados del muro y se detenían en el borde del muro. Después se colocó en los extremos una madera para sellar el cajón, y para que ésta no se abriera con el peso del concreto, se colocó una madera por encima de los ángulos.

Al estar terminada la cimbra se colocaron puntales por debajo de ésta con polines de 10 x 10 cm.

El concreto se fue colocando de los extremos hacia al centro, esto para que se esparciera de forma gradual en toda la trabe.

La preparación del concreto fue realizada de tal forma que se obtuviera una $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

Se colocó el concreto en fracciones y a la vez se iba vibrando. Al final se le pasó una cuchara de albañil para dejar lisa la superficie.

Recubrimiento de Cal

Cuando se terminaron los muros de construir, se colocó una lechada de cal por todas sus caras, cubriendo las grietas que se habían formado en el secado, así como también las partes muy rugosas de éstos.

La finalidad de estas capas de cal fue que para cuando se hicieran las pruebas de carga, se fueran marcando las grietas perfectamente y así poder observar el comportamiento de los muros conforme fueran trabajando al corte.

2 FASE DE RECONSTRUCCION DE MUROS

Cuando se hicieron las pruebas, se tuvieron fallas locales de los elementos de apoyo antes de que se tuvieran daños graves en los muros. Estos defectos fueron en las dalas, ya que al ir cargando los muros, resultaron más resistentes los paneles que éstas; tronándose sin que al muro le pasara absolutamente nada.

En las primeras cargas del muro, se presentó un levantamiento de éste; por lo que se colocaron unas vigas de acero a lo largo de las dalas y se soldaron a los ángulos que agarraban a las anclas.

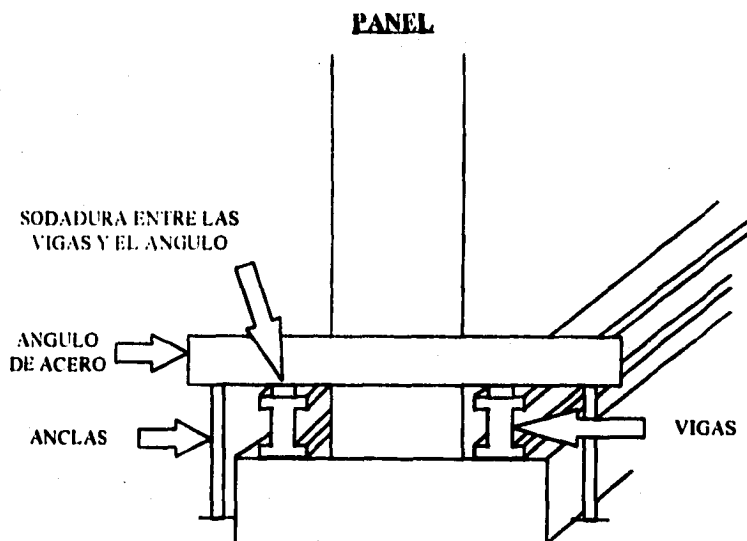


Figura 3.13 Detalle de las vigas de acero soldadas a los ángulos.

Para arreglar éste desperfecto se rediseñó la dala del Muro de 1.32 m de largo, haciendo ésta de mayor tamaño. Se colocó más acero de refuerzo (varillas) con mayor diámetro, así como estribos en forma más continua.

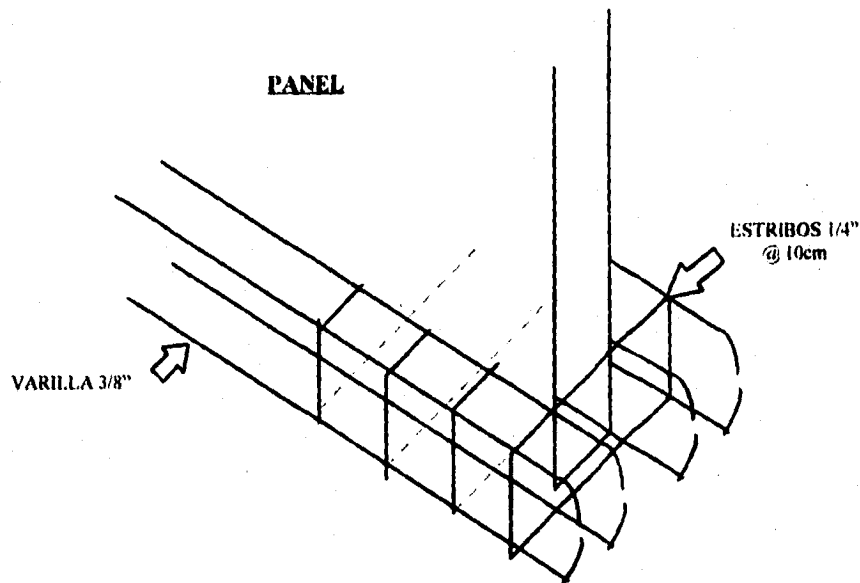


Figura 3.14. Rediseño del nuevo armado de varillas en la dala.

Caso de Muro 2.63 m de largo

En este caso, aparte del problema de ruptura de las dalas, se desprendieron las anclas; ésto se debió a que se sobre pasó el valor estimado de resistencia de los paneles.

Para este caso se reforzó la dala, se colocó acero de mayor diámetro, más número de varillas y estribos de mayor grosor de manera más continua. No se reforzó toda la dala, sino que se rediseñó solo 80 cm de afuera del muro hacia adentro, y se soldaron los extremos sobrantes de las varillas a los marcos de apoyo.

Para el caso de rediseño de las anclas se escavó en donde estaban colocadas, aproximadamente 60 x 10 x 70 cm de profundidad, realizando una pequeña zapata bien reforzada y de alta resistencia para las barras de apoyo del muro.

A las anclas se le soldó una varilla transversal en el extremo que quedaría enterrado, así como también se le añadió un tramo más, quedando a 70 cm de profundidad del nivel del suelo.

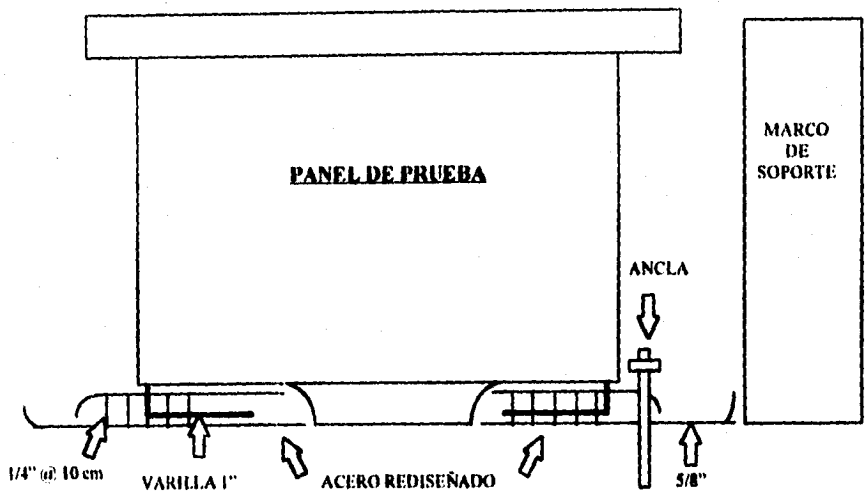


Figura 3.15 Detalle del refuerzo de la dala.

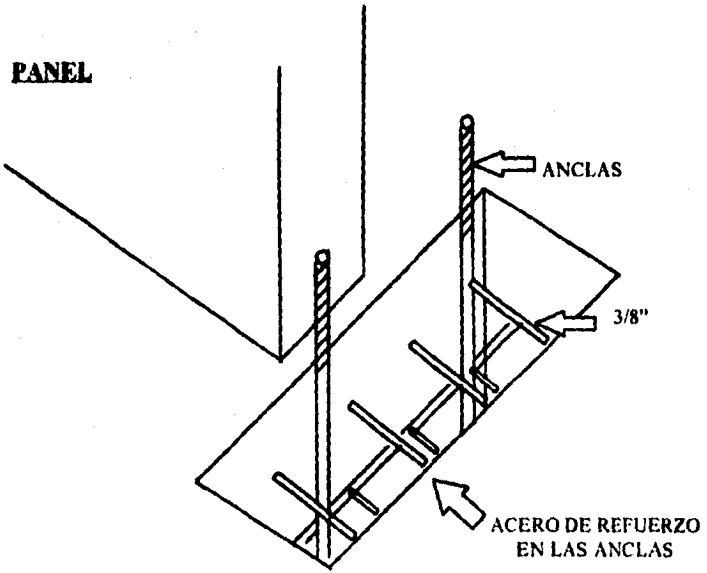


Figura 3.16 Detalle del rediseño de las anclas.

3.3 INSTRUMENTACION

3.3.1 MEDIDORES DE DEFORMACION

Para obtener los datos de deformación, se colocaron en diagonal por cada lado de los paneles unas placas con un tornillo soldado. Para unir estas placas se puso un ángulo de aluminio en forma diagonal. Esto se hizo por cada lado pero en dirección contraria a la otra, formando una cruz con éstos. En un extremo de la diagonal (parte superior de la placa con tornillo), no se permitía movimiento alguno; al otro extremo del aluminio, se le hizo una ranura por donde podía correr libremente sobre la otra placa con tornillo sin ningún problema.

Entre el aluminio y la placa con tornillo se le colocó un micrómetro fijo, para tomar las lecturas de deformación. El micrómetro tiene una flecha móvil que es la que se mueve para dar las lecturas de deformación del panel al aplicársele la carga.

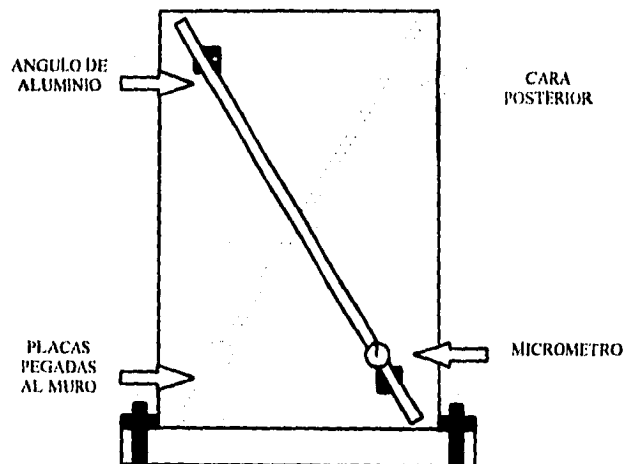


Figura 3.17 Detalle de los ángulos de aluminio con los micrómetros.

3.3.1.1 COLOCACIÓN DE LOS MICRÓMETROS

El micrómetro quedó fijo al aluminio por medio de tornillos y tuercas para que no afectaran los movimientos oscilatorios que pudiera presentar el muro y así poder tener una lectura más exacta.

Se prestó especial cuidado en la graduación del micrómetro, para no tener error en las mediciones.

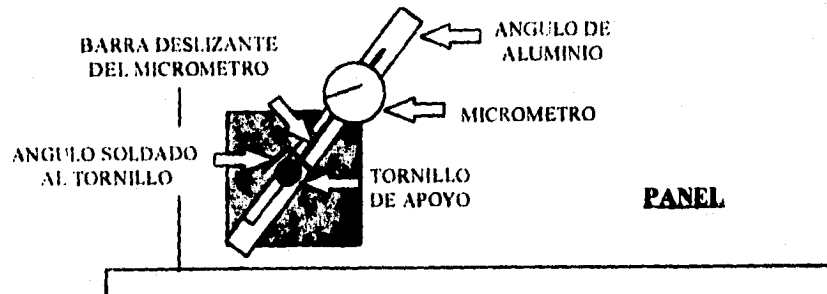


Figura 3.18. Detalle de los micrómetros.

3.3.1.2 MICRÓMETROS

Los micrómetros se escogieron de tal manera que las medidas que se obtuvieran fueran congruentes con el rango de deformación esperado.

3.3.2 GATOS HIDRAULICOS Y BOMBAS DE INYECCION

La aplicación de cargas laterales de los muros, se realizó por medio de gatos hidráulicos cilíndricos, conectados a bombas con inyección de aceite.

Los gatos con capacidad de 50 Ton, fueron suficientes para la aplicación de la carga requerida en las pruebas de los paneles para llevarlos a la falla.

Los gatos se colocaron a cada extremo del panel sobre unas bases de madera y unidos a los marcos de acero, para dar el apoyo contra el que reaccionarían y así no presentar ningún desplazamiento al momento de aplicar cargas.

A través de manómetros colocados en cada gato se podía obtener la carga real aplicada.

Los gatos fueron proporcionados por el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería en donde se realizó una calibración de los mismos. Estas cargas manejadas en el planteamiento teórico son las reales y sus unidades están en kilogramos.

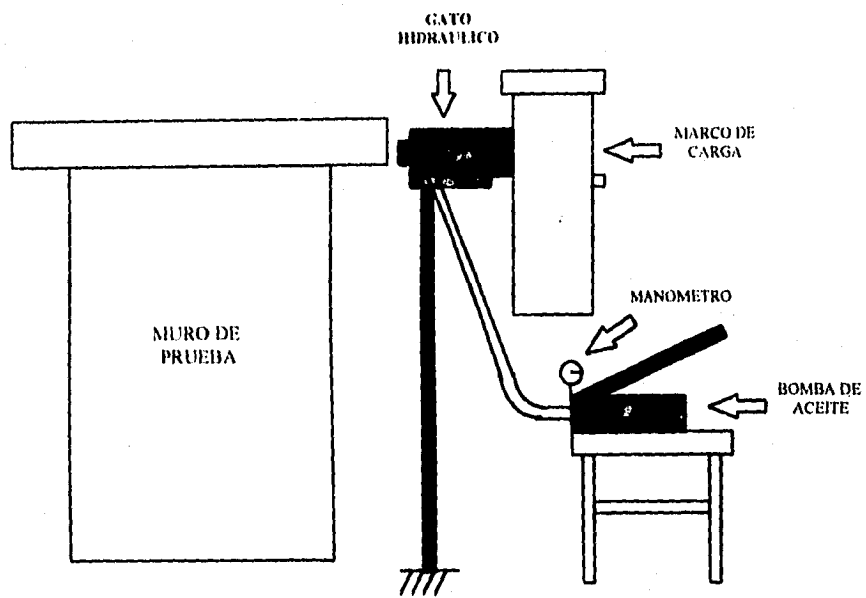


Figura 3.19 Detalle del gato con bomba en el marco.

3.4 PROCESO GENERAL DE ENSAYE

El objetivo de los ensayos es obtener la falla por cortante de los muros, por ello se reforzaron sus extremos con acero adicional para evitar la falla por flexión; las dalas superior e inferior ayudaron para hacer más real la transmisión de las fuerzas cortantes en el muro.

La secuencia que se siguió durante las pruebas, fue la de observar en el micrómetro la deformación que experimentaba el panel al momento de aplicársele una carga. La carga quedaba registrada en el manómetro colocado en los gatos.

Para tener una seguridad de aplicación de estos paneles en viviendas u otra clase de obra civil de edificación, se realizaron otras clases de pruebas como fueron:

- a) Pruebas de penetración
- b) Pruebas de extracción
- c) Pruebas de fuego

De estas pruebas se dará una mayor explicación más adelante.

Todas éstas pruebas tienen una gran probabilidad de que ocurran una vez que esté instalado el muro.

Para las pruebas de penetración, el método que se siguió fue muy sencillo y practico. Con la ayuda de un taladro, clavos y en general cualquier objeto puntiagudo que pudiera atravesar los muros, se verificaban los resultados que podrían presentarse tanto en defecto como en virtudes.

En el caso de extracción se fijaron tornillos y objetos al muro. Posteriormente se observó el desmoronamiento que éste sufría al momento de extraer los objetos.

Para el caso de pruebas de fuego, se calentó el muro con un soplete de flama alta produciendo un calor semejante al que una edificación experimentaría en caso de un incendio.

CAPITULO 4

DESCRIPCION DETALLADA DE LOS ENSAYES

4.1 MUROS A CORTANTE

Para el procedimiento del ensaye se siguió una secuencia de carga y lectura de deformación, para ver lo que ocurría con los muros en cada una de ellas.

Estos procedimientos se siguieron en ambos muros. En cada grieta que aparecía se tomaba el registro, así como también se fotografiaba al espécimen y se observaban los problemas que se presentaban.

4.1.1 SECUENCIAS DE ENSAYES

4.1.1.1 CASO DEL MURO DE 1.32 m DE LARGO

Este muro por ser esbelto tiende a fallar por flexión, el refuerzo en sus extremos trata de evitarlo. Las primeras pruebas, se hicieron de la siguiente manera:

1- Se cargó el muro alternadamente, primero del lado derecho y luego del izquierdo, cargando hasta 1380 Kg, en donde se dejaba que la deformación se estabilizara y se tomaba lectura; posteriormente se regresaba el muro a su posición original y se cargaba en el otro sentido con la misma secuencia de carga.

En el momento que se descargaba el muro y que estaba en cero la carga, se volvía a tomar lectura observando en donde se quedaba ésta y se marcaban grietas, si es que éstas aparecían.

2- En el siguiente nivel de carga, se llegó hasta 2300 Kg en donde se tomaba la misma secuencia de datos y registrando grietas.

3- Se cargo hasta 2906 Kg, siguiendo el mismo procedimiento.

4- Para una carga de 3210 Kg, que fue la máxima en esta primera etapa, no existieron muchas grietas, pero lo que ocurrió fue que se desprendieron las anclas y se tronaron las dalas inferiores.

El esfuerzo cortante en esta prueba es de:

$$v = P/A = 3210/660 = 4.86 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ Area efectiva} = 132 \times 5 = 660 \text{ cm}^2$$

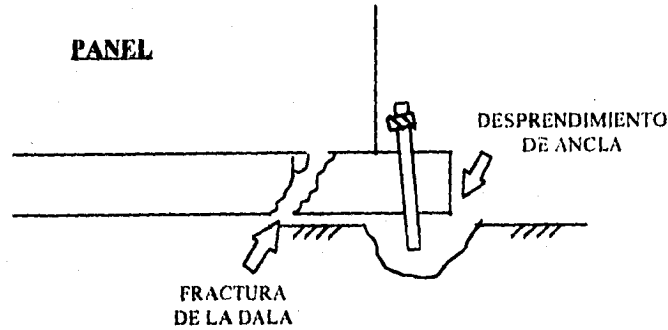


Figura 4.1 Desprendimiento de anclas y agrietamiento de la dala.

Como se mencionó anteriormente se hizo un nuevo rediseño de esta estructura, reforzando las dalas con mayor número de varillas y de estribos, poniendo las anclas con mayor longitud se enterraron y se les colocó en los extremos una varilla de aproximadamente 10 cm de largo de 3/8" de diámetro; finalmente se rellenaron las anclas con concreto de agregados muy finos para que estas quedaran muy firmes al suelo y se procedió a que fraguara.

Por consecuencia en ésta prueba casi no se tuvieron deformaciones y así también casi no aparecieron grietas.

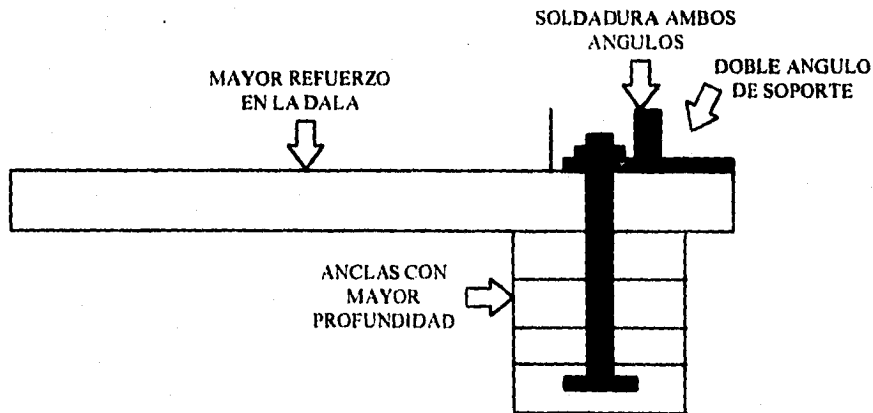


Figura 4.2 Detalle de reconstrucción de la dala.

La segunda prueba se hizo de la siguiente manera:

1- Se cargó hasta 1150 Kg de un solo lado, se tomaban datos de la deformación obtenida por los micrómetros y se registraban grietas si es que éstas aparecían.

Aparecieron las primeras grietas, que no eran muy marcadas en el panel, y que seguían el trayecto de la malla en su forma vertical.

2- Se cargó hasta 1837 Kg, se marcó la carga y su deformación y se continuó cargando de 921 en 921 Kg hasta llegar a los 3450 Kg, en donde se dejó que los micrómetros se estabilizaran y se tomó la deformación exacta. Esta se compararía con las siguientes observando el cambio que sucedería en el espécimen.

Esta secuencia de carga se hizo tres veces, para comparar datos cuando se llegaba a las 3450 Kg, con las deformaciones obtenidas en cada una de ellas.

3- La siguiente secuencia de cargas se hizo de 1150 en 1150 Kg pero con la condición de llegar ahora hasta los 4640 Kg en donde el muro presentaba deformaciones considerables. Se dejaban oír rechinos y tronidos en la malla del espécimen.

4 En este punto se cargó aumentando 1150 Kg y llegando hasta los 8587 kg en donde se escucharon tronidos muy considerables y por consiguiente fallas en el acero de la malla y grietas de gran tamaño, que partían desde la dala hasta la trabe, llegando finalmente a la falla del espécimen.

$$v = P/A = 8587/660 = 13.01 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.1.2 CASO DEL MURO DE 2.63 m DE LARGO

En la aplicación de cargas en éste espécimen, se hicieron varias pruebas, debido a las mismas consecuencias que en el muro de 1.32 m. Estas fallas de construcción fueron también en las dalas y en las anclas y se hizo una reconstrucción para continuar con las pruebas.

La primera prueba que se hizo antes de presentarse este problema, fue de la siguiente manera:

1- Se aplicaron cargas que comenzaron en los 1837 Kg. En este muro la secuencia de deformación que se tenía variaba en muy poco, es por ello que la aplicación desde su inicio fue mayor. Las grietas en el muro aparecieron muy desvanecidas y poco notorias. Estas aparecían a cargas muy elevadas.

2- El siguiente aumento de las cargas fue de 1380 Kg, aplicándose como en el Muro de 1.32 m de largo. Primero se cargaba de un lado, se descargaba, y luego se cargaba en el otro lado y también se volvía a descargar y se anotaba la deformación en cada límite que se hacía. En esta fase se llegó hasta los 6995 Kg sin ocurrir deformaciones ni agrietamientos muy grandes.

En esta fase se fracturó la dala por cortante, debido a la falta de estribos y de más acero transversal.

La segunda prueba y última se continuó de la siguiente manera:

1- Las cargas iniciaron desde cero. Ya con la dala reconstruida se comenzó de 1150 Kg y cargando en esa secuencia se llegó hasta los 4640 Kg.

Cuando se llegaba a ese valor de carga se dejaba que el muro se estabilizara y se tomaban las deformaciones y la carga precisa que ahí se tenía.

Aumentaba el número de grietas en el muro, pero no se dejaba notar alguna muy grande.

2- En esta prueba se aumentó la carga hasta obtener los 6210 Kg, en donde el número de tronidos en el muro eran muy variados, sobre todo en el mortero de repellido, pero en el acero no se encontraba ninguno muy notorio.

3- En esta prueba se llevó la carga hasta los 8587 Kg y el muro presentaba un juego de deformación muy variado, haciéndose notar grietas por todo el espécimen, y cuando el muro se dejaba estabilizar la deformación seguía creciendo.

4- Apareció la falla por cortante, encontrándose una carga de 10180 Kg, en donde consecuentemente se siguió cargando hasta aparecer la última carga de resistencia, que se logró en los 12,602 Kg.

$$v = P/A = 12602/1315 = 9.58 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.2 CARACTERISTICAS DE LOS ENSAYES

En cuanto a la secuencia con la medición de las deformaciones en los muros, se hizo un registro de las grietas que aparecían.

Estas marcas fueron de gran importancia, ya que se observaba físicamente el comportamiento del muro, así como también la forma en la que actuaba el cortante a través de la malla de acero y del mortero de repellido.

En cuanto a las grietas, dependiendo del sentido de la carga, hacían una representación en las fachadas de los muros en cuestión de la dirección del cortante. La formación que por lo regular se tuvo desde un principio en las grietas del muro, fue la de seguir la trayectoria de la malla; es decir que iban subiendo de las dalas hacia la trabe en forma de escalera.

Cuando los muros se empezaron a cargar más, la aparición de la grieta se iba dando de manera diagonal y con más espesor de abertura, obviamente las grietas primeras ya aparecidas en el muro se dieron de extremo a extremo y con espesores de mayor grosor.

El significado de las abreviaturas para la medición de las deformaciones es el siguiente:

MF - Medición Frontal (cm)
MP - Medición Posterior. (cm)

A continuación se explicará el comportamiento de estas grietas a determinada carga, con la variación de deformación y notabilidad de importancia de grieta.

4.1.2.1 PRUEBAS EN EL MURO DE 1.32 m DE LARGO

Primera prueba

En esta prueba, los micrómetros partieron de MF= 0 cm y MP= 0 cm, tomando en cuenta que dependiendo del lado que se cargara el muro las agujas de los micrómetros girarían en un sentido u otro de las manecillas del reloj. Las cargas en los manómetros eran cero al comenzar la prueba.

1 Grieta. Surgió a la aplicación de la carga 14; cargando el muro del lado derecho a 3058 Kg con deformación en la cara frontal de 0.018 cm y en la posterior de 0.024 cm.

En este registro se dieron varias grietas por todo el muro en ambos lados. Las grietas siguieron la trayectoria del acero (malla) en forma escalonada, subiendo desde la dala hasta la trabe, en donde antes de la mitad del muro las grietas eran del lado contrario del gato y en la otra mitad del muro en la parte superior eran del lado contrario de las otras grietas.

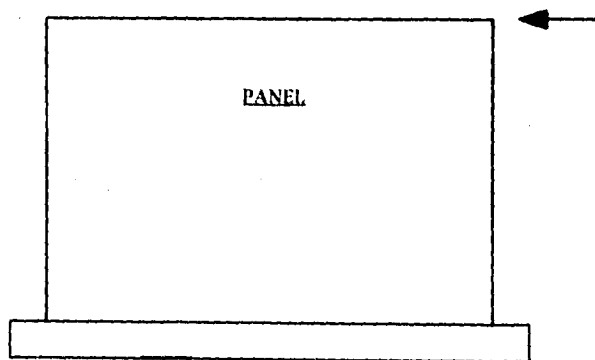


Figura 4.3. Detalle de la aparición de las grietas.

2- Grieta. Apareció en la carga 18, con deformaciones de $MF=0.036$ cm, $MP=0.023$ cm y una carga de 1837 Kg.

Se pudo observar que el muro se estabilizaba siempre que se completaba la fase de cargas de ambos lados.

Conforme se iban aplicando cargas en ambos lados del muro, aparecían grietas semejantes a las que se presentaron en la primera carga, pero no de manera tan significativa.

En este caso las grietas tuvieron su aparición en la misma forma por ambas caras del muro, no en la misma magnitud, pero sí de igual número de éstas.

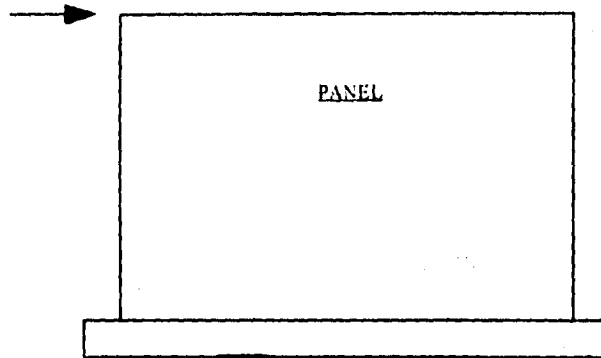


Figura 4.4 Formación de las segundas grietas.

Los registros de grietas del primer y segundo caso, se hicieron casi de inmediato que se cargó el muro así como también se dejaron escuchar los primeros tronidos.

Posteriormente los ángulos sujetados por las anclas se empezaron a deformar, en donde se detuvo la prueba para colocar las vigas de acero que corrían de extremo a extremo de la dala.

Segunda prueba

3- grietas. Aparecieron en la carga 42 con deformación de $MF=0.155$ cm, $MP=0.047$ en una carga de 3450 Kg. Se ejerció esta carga con esta magnitud, ya que en el lado contrario se había llegado a la misma. Esta carga se aplicó del lado izquierdo.

Se dejó que los micrómetros se estabilizaran y se volvieron a tomar las deformaciones, en donde la $MF=0.161$ cm, $MP=0.048$ cm, teniendo una formación de grietas en los extremos inferiores y superiores de las orillas. No aparecieron tantas grietas como en los casos anteriores.

En cuanto al comportamiento del muro, éste no presentaba ninguna alteración en su diseño, no se tenían variaciones ni deformaciones muy pronunciadas, tampoco se formaban defectos en el acero, y el mortero no padecía brotes ni despostillamientos.

4- grietas. En esta prueba, la carga de aplicación fue la 92, teniendo como deformaciones $MF=0.033$ cm y $MP=0.147$ cm, con 6995 Kg. Cargando el muro del lado derecho, se formaron una serie de grietas que se marcaron, pero el muro no presentó fallas o comportamientos fuera de lo normal.

De aquí se prosiguió con 5 cargas más del lado izquierdo y la dala no resistió más y se empezaron a formar una serie de grietas por los extremos de ésta, en donde falló por cortante. Se dejó de probar para reponer los daños, y rediseñar el elemento para nuevamente seguir probando.

La carga última a la cual se llegó fue de 3450 Kg aplicada del lado izquierdo, con deformaciones de $MF=0.344$ cm, $MP=0.054$ cm.

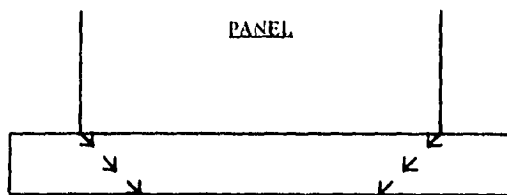


Figura 4.5 Detalle de grietas en la dala.

Cuando se volvió a rehacer la dala se siguió cargando el muro sin habersele hecho algo a éste en la malla ni en el mortero de recubrimiento, sino que se continuó probando como se había dejado.

Tercera y última prueba

5- grietas. En esta prueba se empezó a cargar poco a poco, subiendo de 1150 Kg, en donde las grietas que habían aparecido en las cargas anteriores se marcaban más, uniéndose con otras grietas.

En la carga que surgieron nuevas grietas fue en la 134, con una carga de 5880 Kg, con deformaciones de $MF=0.026$ cm, $MP=0.143$ cm, cargando del lado izquierdo.

Durante esta prueba, las cargas se podían aplicar con gran facilidad, registrándose en las deformaciones cifras bastante significativas y el muro se balanceaba muy fácil de un lado a otro.

Cuando se tomaban las deformaciones una vez que el muro empezó a presentar movimientos laterales con gran facilidad, se detuvo la carga, los micrómetros no se estabilizaban y se tenían incrementos de deformación.

La mayoría de las grietas siguieron la trayectoria de la malla, formándose una cuadrícula en la fachada del muro, pero siempre corriendo de extremo a extremo.

La carga con la que falló el muro, se presentó a los 8587 Kg con deformaciones de $MF=0.008$ cm, y $MP=0.314$ cm, cargando el muro del lado derecho. En cuanto a las grietas que aparecían, como en pruebas anteriores, se remarcaban las que ya estaban y alguna que otra aparecía sin gran pronunciación.

Se descargó el muro y se trató de fallar del otro lado, consiguiendo una carga de 4260 Kg con deformaciones de $MF=0.159$ cm, $MP=0.683$ cm.

El acero no presentó falla alguna, pero se puede distinguir que se había presentado la fluencia.

En cuanto al mortero este sí tuvo su falla total dejando como pruebas despostillamientos y las grietas por todas partes.

En lo que respecta a las varillas de los extremos en los castillos para evitar la falla por flexión, presentaron pandeo debido a la aplicación de la carga por los gatos, es decir, que por lo poco ancho del muro la aplicación del momento de toda la carga se resintió solo en los extremos inferiores de los castillos.

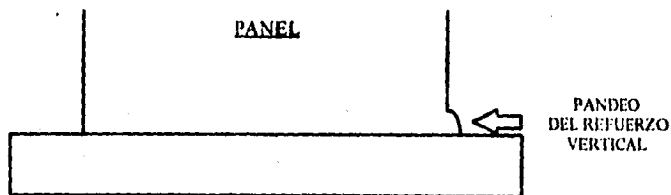


Figura 4.6 Detalle del pandeo de las varillas del muro.

4.1.2.2 PRUEBAS EN EL MURO DE 2.63 m DE LARGO

Primera prueba

En los ensayos de este muro se tomaron las cargas partiendo de cero. En cuanto a las deformaciones como número base fue de $MF=0$ cm, $MP=0$ cm. En este caso se ajustaron los micrómetros para tener una referencia exacta con las demás deformaciones que se tomarían, luego calcular su diferencia y obtener el valor deformado.

Las primeras cargas que se hicieron se llevaron desde cero hasta los 500 Kg para ambos lados, después se incremento de 921 en 921 Kg.

1 Grieta. Apareció en la carga 12, con MF=0.048 cm, MP=0.042 cm. La carga fue de 5070 Kg.

En esta aplicación de carga se marcaron una serie de grietas en la cara frontal, sobre todo una muy importante que salió en el centro de la cara en diagonal, sin seguir la trayectoria de la malla. También aparecieron otras en el extremo superior derecho.

$$v = P/A = 5070/1315 = 3.85 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ Area efectiva} = 263 \times 5 = 1315 \text{ cm}^2$$

Con respecto a la cara posterior se marcaron algunas grietas pero no con las dimensiones de la otra cara, ni con el número de éstas.

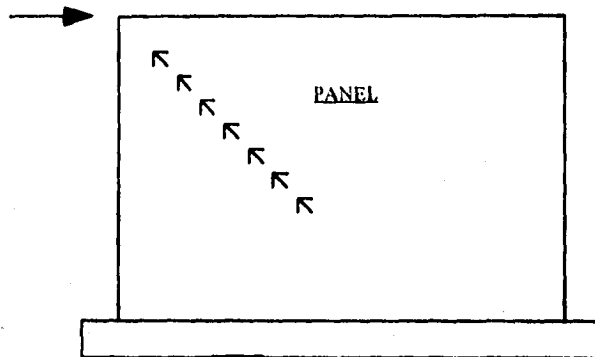


Figura 4.7 Detalle de la primera grieta en el muro.

2 Grieta. Apareció en la carga 19 con deformaciones de MF=0.015 cm, MP=0.070 cm y con una carga de 5425 Kg del lado derecho.

$$v = P/A = 5425/1315 = 4.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Estas grietas aparecieron en la cara frontal cuando se hizo el segundo cambio de carga para el lado derecho, llegando a la carga máxima que se pretendía.

Estas grietas surgieron al igual que en la carga 12, en el centro del muro en diagonal casi uniéndose de extremo a extremo, así como también en los extremos superiores e inferiores de la cara frontal surgieron algunas.

En lo que respecta a la cara posterior, aparecieron varias más grietas con respecto a las grietas de la carga 12. En donde más aparecieron grietas fue en el lado derecho superior, uniéndose con las grietas de la carga 12.

3 Grieta. Apareció en la carga 52 presentándose deformaciones de MF=0.074 cm, MP=0.055 cm, con una carga de 5880 Kg, con carga aplicada del lado izquierdo.

En esta aplicación de carga las grietas que se presentaron en el muro fueron principalmente en la parte inferior de éste, hasta casi la mitad del muro, y con lo que respecta a la cara posterior del muro no se tuvo gran formación de éstas. Estas son grietas de flexión.

Las grietas que aparecían no eran de gran magnitud, y por el refuerzo vertical colocado, no afectaron la capacidad del muro.

Para la carga 53, con una deformación de MF=0.082 cm, MP=0.066 cm y con una carga de 6690 Kg, aplicada del lado izquierdo del muro, se tuvo que suspender la prueba debido a que el muro se despegó del suelo, desprendiéndose las anclas y quedando el muro completamente suelto.

$$v = P/A = 6690/1315 = 5.08 \text{ Kg/cm}^2$$

Segunda y última prueba

Las siguientes marcas que se hicieron con respecto a las grietas comenzaron con numeración en 1, diferenciándolas de las ya tomadas con marcadores de diferente color. Las cargas que se siguieron fueron aumentando en 921 Kg.

4 grieta. Esta apareció en la carga 6 con una deformación de MF=0.045 cm, MP=0.094 cm, con la carga 4260 Kg, aplicada del lado izquierdo.

Estas grietas fueron de poca magnitud, siguiendo la trayectoria de la malla. Por lo que respecta a la cara posterior, se presentaron sobre la parte izquierda del muro.

5 grieta. La siguiente grieta que apareció fue en la carga 12 con una deformación de MF=0.035 cm, MP=0.096 cm, a una carga de 4640 Kg aplicada en el lado derecho.

Esta grieta siguió en forma diagonal, uniéndose con las de la carga 6 y con las que habían aparecido en la primera prueba en pequeñas magnitudes.

La forma de trayectoria que éstas seguían eran de la siguiente manera:

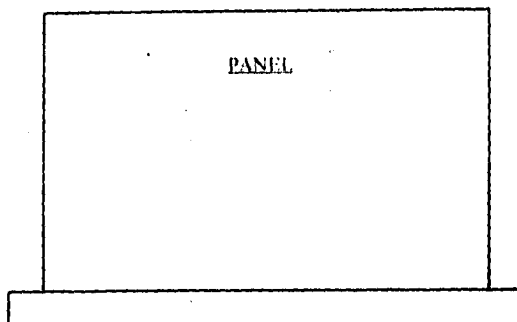


Figura 4.8 Detalle de grietas.

6 grieta. Las siguientes grietas que aparecieron fueron en la carga 18 con deformaciones de $MF=0.045$ cm y $MP=0.084$ cm con una carga de 3450 Kg del lado izquierdo. Esta carga se dejó sostenida para observar el comportamiento del muro, en donde lo que se obtuvo fue que el desarrollo de las grietas que se tenían, fueron completando la cuadrícula de la malla con otras grietas ya existentes, sin obtener algo muy notorio del muro.

En las pruebas que hasta aquí se habían aplicado, el muro mostró muy buen comportamiento, a pesar de ésta última que permaneció sostenida, tal vez de acuerdo al gran tamaño de éste que presentaba gran resistencia al momento y al cortante, por lo tanto no tenía grandes deformaciones.

7 grieta. En esta prueba se tomaron deformaciones en la carga 24 de $MF=0.035$ cm, $MP=0.091$ cm, con una carga de 3693 Kg, del lado derecho. Ya para este momento se observaba que el muro tenía menor rigidez, por lo que las cargas que ahí se aplicaban eran de menor magnitud. Las grietas que se registraron fueron las que ya estaban en donde estas se abrían más y solo aparecieron unas pequeñas en ambas caras.

8 grieta. Estas aparecieron en la carga 29, obteniendo en $MF=0.045$ cm, $MP=0.073$ cm, a una carga de 2200 Kg. Estas seguían apareciendo en pequeñas magnitudes marcándose cada vez más la trayectoria de la malla.

9 grieta. Prueba que fue en la carga 35 con deformaciones de $MF=0.035$ cm y $MP=0.089$ cm, con una carga de 3532 Kg del lado derecho. En donde la mayor parte de las grietas se presentaron en la parte superior de la cara frontal y en la parte inferior de la cara posterior del muro.

10 grieta. El siguiente señalamiento de grietas se hizo en la carga 40 con MF=0.045 cm, MP=0.072 cm y la carga de 2356 Kg, del lado izquierdo.

En este registro se observó la unión de varias grietas con otras, siguiendo una trayectoria en forma transversal, apareciendo un gran número de éstas en la cara posterior del lado inferior izquierdo, siguiendo en diagonal por el centro y notándose también en la parte superior del lado derecho.

11 grieta. Para la carga 49 se dejaron aparecer un sin número de grietas, en donde las que ya estaban se reflejaban con mayor grosor, con MF=0.060 cm, MP=0.135 cm y carga de 6210 Kg, aplicada del lado derecho.

En esta carga el muro se dejaba notar ya con una cuadrícula entera de grietas que se habían formado.

La variación de la deformación no era estable por lo que se dejó que ésta se mantuviera tomando otro recuento de datos que fueron MF=0.062 cm, MP=0.140 cm, bajando la carga a 5896 Kg, toda esta secuencia en la parte derecha del muro (carga 50).

12 grieta. El siguiente registro fue en la carga 58 con MF=0.069 cm, MP=0.113 cm, con una carga de 5880 Kg, en el lado izquierdo.

A pesar de la carga que se manejó no se tenían tantas grietas como en la otra cara que se había colocado la carga casi igual con la misma magnitud.

13 grieta. Se registró la carga 66 con MF=0.060 cm, MP=0.134 cm, con carga de 5425 Kg del lado derecho.

14 grieta. Se registran las grietas con la carga 82 con MF=0.060 cm, MP=0.135 cm, con carga de 5268 Kg, del lado derecho.

En esta prueba de cargas se dejó que se estabilizara el muro con cargas más pequeñas, en donde los registros de deformación quedaban estables y en el muro no se reflejaban tronidos ni aparición de nuevas grietas.

15 grieta. La siguiente marcación de grietas fue en la carga 96, con MF=0.090 cm, MP=0.205 cm, con una carga de 8587 Kg, del lado derecho.

La aparición de grietas se presentó en varias partes del muro, pero completando algunas de las que ya estaban, en donde el muro presentó completamente una cuadrícula.

En esta aplicación de carga se notó con mucha mayor magnitud de las deformaciones con respecto a las demás. (Esto se puede observar en las tablas de deformaciones y cargas anexas. Ver anexo).

$$v = P/A = 8587/1315 = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

16 grieta. Igual comportamiento se observó cuando se realizó una carga de la misma magnitud de 8225 Kg, con MF=0.106 cm, MP=0.154 cm, en la carga 103, del lado izquierdo.

Esta carga se llevó a la misma magnitud, estabilizando el muro logrando el comportamiento por cortante de éste, observando que la carga máxima registrada por ambas partes de éste fueran las mismas.

17 grieta. Otra marcación de grietas se hizo para la carga 110, con MF=0.089 cm, MP=0.205 cm, y carga de 7313 Kg, del lado derecho.

En esta marcación se pudieron apreciar grietas que eran completamente diagonales, abarcando gran porción del muro, en donde las marcas aparecían por lo regular por el centro del muro.

En esto aunque la carga no fue muy grande con respecto a la otra, se observaba que el muro tenía mucha deformación lateral y se movía de un lado a otro con gran facilidad, pero soportando la carga lateral.

18 grieta. Finalmente para obtener el grado máximo de resistencia del muro se llevó hasta donde se escucharan rupturas por dentro de éste y esto se consiguió en la carga 139, en donde la carga que se obtuvo fue de 12602 Kg, con MF=0.126 cm, MP=0.356 cm, del lado derecho, en donde inmediatamente se engrosaron las demás grietas y aparecieron algunas más de éstas y otras en forma diagonal, pintándose con las otras y observando unas grietas diagonales grandes de extremo a extremo del muro.

$$v = P/A = 12602/1315 = 9.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Al hacer lo mismo en la otra dirección del muro, esto se registró en la 146, con MF=0.180 cm, MP=0.305 cm y carga de 12,212 Kg, en donde se marcaron grietas de la misma forma.

Al momento de descubrir el acero del concreto se observó que éste estaba intacto, por lo que se concluyó que lo que falló de éste fue la capa de mortero y no el acero como se pensó, el cual si llegó a la fluencia en algunas zonas, pero no se rompió.

4.2 APLICACION DE FUEGO

De acuerdo a la aplicación de estos muros para usos generales, se tiene la necesidad de verificar cada factor para los que van a ser expuestos.

Es por ello que el análisis de éstos, no se detuvo hasta checar las pruebas a cortante (que en su caso es lo más importante), sino que también se verificó entre otras pruebas, lo que podría ocurrir si éstos quedaran expuestos al fuego.

Se hará un análisis general con pruebas de fuego apegadas al reglamento de construcción del Distrito Federal.

Para estas pruebas como ya se mencionó en el capítulo anterior, se colocó un soplete de flama alta a 10 cm de separación del muro, durante 2 horas.

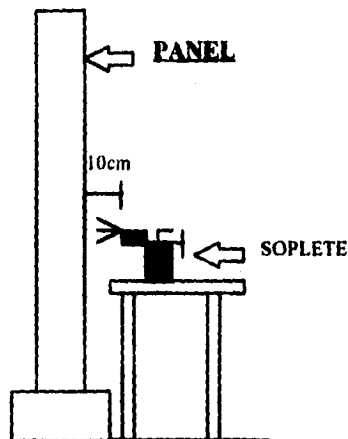


Figura 4.9 Detalle de la colocación del soplete con respecto al muro.

La zona de ejecución del fuego sobre el muro era de aproximadamente 30 x 30 cm, en donde se analizaron los efectos de agrietamiento, debilitamiento del acero, gases tóxicos debido al poliestireno y flama también debido a éste.

El primer efecto que se tuvo cuando la flama se aplicó, fue el de observar las condiciones del mortero con el fuego ya que en su caso sería el primer afectado por el éste.

La resultante de esta prueba fue que el mortero no presenta ninguna alteración o modificación alguna. Lo único que sucede es que el mortero obtuvo un color momentáneo rojizo debido a la temperatura que éste alcanzó.

La flama tocaba al muro en un diámetro de aproximadamente 5 cm sobre el mortero, afectándose un área dentro de éste de 30 x 30 cm.

Una vez que el muro se dejó de calentar, se retiró el soplete y se dejó que se enfriara el área de contacto y posteriormente se excavó para observar lo sucedido. Lo que se encontró al descubrir la superficie, fue que la masa de poliestireno se había desintegrado o evaporado, debido al calor en esa zona. Esto fue nada más en el área cercana a la flama.

Todos los alambres de la malla que cruzaban por el área de prueba estaban sin ningún detalle de deformación o en su caso que estas hubieran sufrido doblés por el calor, y con respecto al mortero, no sufrió agrietamientos o problemas de dilatación.

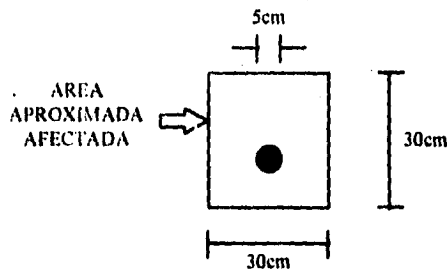


Figura 4.10 Detalle del área afectada por el soplete.

Cuando al muro se le aplicó fuego, no se tenía ningún indicio de humo o gas que se estuviera produciendo por la masa de poliestireno, así como también de fuego que ésta estuviera produciendo.

Al finalizar la prueba se tomaron algunos fragmentos de poliestireno y se expusieron al fuego directo. Para ello primero se observó si éstos producían flama, pero lo único que se encontró fue que se derretían y se caía en gotas calientes como estilo el plástico cuando se quema, pero no se producía ningún tipo de flama o explosión alguna. Esto confirma que el poliestireno es no flamable y autoextinguible.

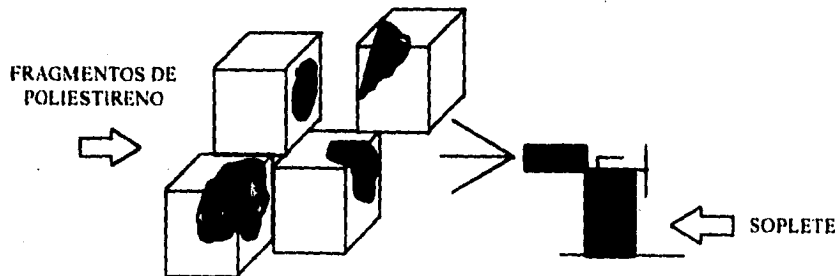


Figura 4.11 Detalle de los fragmentos de poliestireno expuestos al fuego directo.

Para observar lo que respecta a gases o humos producidos se quemaron otros fragmentos en un cuarto oscuro.

En cuanto a los humos que se producen si se observaron en el cuarto oscuro. Cuando el poliestireno es expuesto al fuego produce humo inmediatamente y los resultados que se tienen es que el humo no es tóxico de acuerdo a las sustancias que éste contiene, la parte positiva de este desarrollo es que el poliestireno no es muy flamable y en cuanto se ha quemado, que es cuestión de segundos no tiene ningún efecto nocivo.

Estas masas plásticas una vez que estén armadas dentro de los paneles no tendrán consecuencia alguna, ya que por el lugar que ocupan quedaran bien selladas evitando la filtración de flamas o exposiciones directas al fuego; además no tiene ninguna función estructural.

En cuanto al gas que éste produce no se tiene molestias al respirar, pero como antes se mencionó una vez que el muro sea bien construido no se espera ningún efecto de esto.

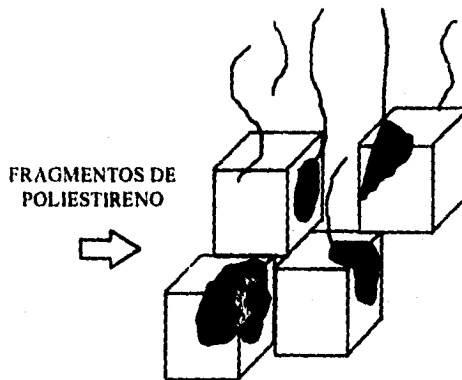


Figura 4.12 Detalle del humo que desprende el poliestireno.

De acuerdo a las especificaciones que el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal nos señala, se mencionan diferentes casos que para nuestro estudio hay que tomar en consideración:

En el caso de que la estructura esté formada por elementos prefabricados o de patente, los planos estructurales deberán indicar las condiciones que éstos deben cumplir en cuanto a su resistencia y otros requisitos de comportamiento. Deberán especificarse los herrajes y dispositivos de anclaje, las tolerancias dimensionales y procedimientos de montaje.

Deberán indicarse, asimismo, los procedimientos de apuntalamiento, erección de elementos prefabricados, conexiones de una estructura nueva con otra existente, en su caso.

En los planos de fabricación y en los de montaje de estructuras de acero o de concreto prefabricado, se proporcionara la información necesaria para que la estructura se fabrique y monte de manera que se cumplan los requisitos indicados en los planos estructurales.

En los detalles se acompañarán de la memoria de cálculo en la cual se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionamiento. Se incluirán los valores de las acciones de diseño, y los modelos y procedimientos empleados para el análisis estructural.

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	RESISTENCIA MINIMA AL FUEGO EN HORAS	
	EDIFICACIONES DE RIESGO MAYOR	EDIFICACIONES DE RIESGO MENOR
Elementos estructurales (Columnas, vigas, trabes, entrepisos, techos, muros de carga) y muros en escaleras, rampas y elevadores.	3	1
Escaleras y rampas	2	1
Puertas de comunicación a escaleras, rampas y elevadores	2	1
Muros interiores divisorios	2	1
Muros exteriores en colindancias y muros en circulaciones horizontales	1	1
Muros en fachadas	Material incombustible (a)	

a) Para los efectos de este reglamento, se consideran materiales incombustibles los siguientes: adobe, tabique, ladrillo, bloque de cemento, yeso, asbesto, concreto, vidrio y metales.

Los elementos estructurales de acero de las edificaciones de riesgo mayor, deberán protegerse con elementos de recubrimiento de concreto, mampostería, yeso, cemento portland con arena ligera, perlita o vimiculita, aplicaciones a base de fibras minerales, pinturas retardantes al fuego u otros materiales aislantes que apruebe el departamento, en los espesores necesarios para obtener los tiempos mínimos de resistencia al fuego establecidos en el artículo anterior.

Los elementos estructurales de madera de las edificaciones de riesgo mayor, deberán protegerse por medio de aislantes retardantes al fuego que sean capaces de garantizar los tiempos mínimos de resistencia al fuego establecido en esta sección, según el tipo de edificación.

Los elementos sujetos a altas temperaturas, como tiros de chimeneas, campanas de extracción o ductos que puedan conducir gases a más de 800° C deberán distar de los elementos estructurales de madera un mínimo de 60 cm. En el espacio comprendido de dicha separación deberá permitirse la circulación del aire.

Las edificaciones de riesgo con excepción de los edificios destinados a habitación, de hasta cinco niveles, deberán contar en cada piso con extintores contra incendio adecuados al tipo de incendio que pueda producirse en la construcción, colocados en los lugares fácilmente accesibles y con señalamientos que indiquen su ubicación de tal manera que el acceso, desde cualquier punto del edificio, no se encuentre a mayor distancia de 30 m.

Los materiales utilizados en recubrimientos de muros, cortinas, lambrines y falsos plafones deberán cumplir con los índices de propagación del fuego que establezcan las Normas Técnicas Complementarias.

4.3 PRUEBAS DE PENETRACION Y EXTRACCION

Para la realización de pruebas dentro de los especímenes, se analizaron otros tipos de pruebas que pudieran afectar a éstos al ser instalados, para ello se hicieron pruebas de penetración y extracción.

Para el caso de pruebas de penetración se hicieron con los siguientes elementos:

- Puntas afiladas metálicas
- Brocas
- Tornillos
- Clavos

Y lo que respecta al caso de pruebas de extracción con los siguientes:

- Tornillos
- Clavos

En las pruebas de penetración se trató de examinar lo que sucedería cuando algún elemento entrase en la superficie del mortero.

La primera prueba consistió en penetrar una punta afilada, que en su caso se utilizó un cincel. Se trató de observar que tanto se afectaba el muro con ello. En las primeras penetraciones que se hicieron se obtuvo que el muro reaccionaba de una forma amortiguable, esto era porque la masa de poliestireno hacía un especie de colchón, evitando que la punta penetrara con facilidad. Al final de varios intentos se logró penetrar la punta obteniendo como resultado que solo donde ésta golpeaba era donde se tenía la penetración sin hacer que otras partes del muro fueran afectadas.

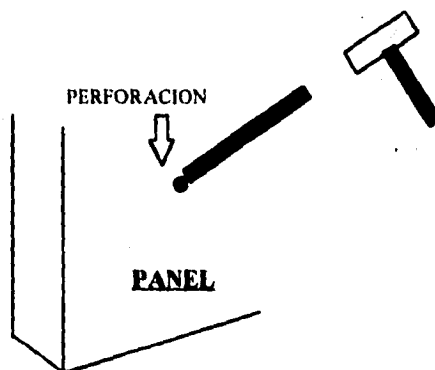


Figura 4.13 Detalle del cincel penetrando el panel.

En lo que respecta a la penetración por medio de brocas, se utilizó un taladro y al momento de entrar en la superficie, penetraban de tal forma que lo único que se afectaba del muro fue la parte del diámetro de la broca, sin que se agrietara el mortero pero debido a las vibraciones que éste hacía se tenían ciertos despostillamientos al rededor de ésta.

La penetración de la broca en el muro no fue con gran facilidad, ya que por la resistencia del mortero costó un poco de trabajo, haciendo que la broca se patinara sobre la superficie del panel, en donde para poderla introducir se hizo una pequeña guía.

Los diámetros de broca que se utilizaron fueron de 1/8" y 5/16", observando el comportamiento de cada una de éstas.

Esta prueba se hizo con la finalidad de que una vez que el muro sea expuesto a uso doméstico, tendrá que resistir los efectos de colocación de objetos sobre de éstos, en donde para poder sujetar los objetos se tendrá que hacer con la ayuda de taquetes u objetos penetrables fijos.

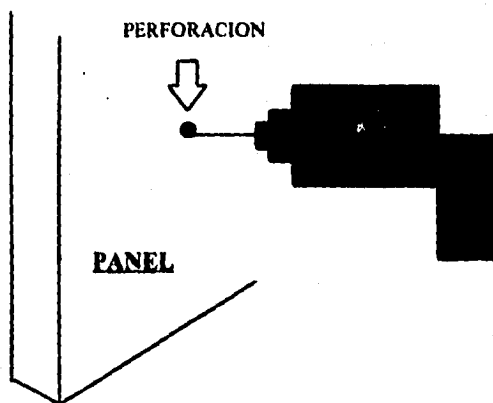


Figura 4.14 Detalle de penetración de las brocas.

Para el caso de los tornillos se penetraron con la ayuda de desarmadores, obviamente haciendo primero una guía para que éstos pudieran introducirse de tal forma que entraban girando sin ningún especie de golpe o forzando a que éste entrara. Obviamente el tornillo no se penetraba con facilidad, ya que se tenía que hacer demasiado esfuerzo para hacerlo introducir, obteniendo como resultado que solo se barría sin poder avanzar una pequeña fracción. Cuando al fin se pudo hacer penetrar uno de ellos, se observó que despostillaba los alrededores del mortero.

El resultado que se observó de esta prueba es que el mortero no tiene ningún efecto considerable alrededor de la punta que se está introduciendo. Lo que si es necesario para sostener a los tornillos, es la introducción de un taquete o

algún otro objeto expandible. Los diámetros de los tornillos utilizados fueron de 5/16".

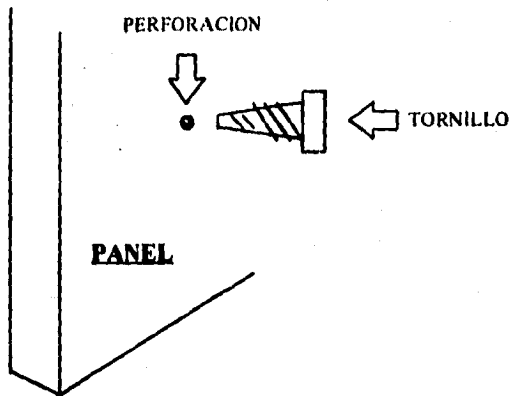


Figura 4.15 Detalle de la introducción de los tornillos en el muro.

Se utilizaron otros penetrantes, como fueron los clavos que para ello se escogieron diámetros de 1/8" y más pequeños todavía. El resultado que con éstos se obtuvo fue negativo, ya que por la dureza del mortero fue imposible hacer penetrar alguno de ellos. En cambio lo que si se presentó fue un despostillamiento del área donde se realizaba la prueba por las vibraciones. La forma en que se hizo la prueba para introducir los clavos al muro fue por medio de impactos, ya que se quería realizar penetración por medio de alta presión pero lo que se quiere aquí es el uso normal del panel. Una vez que a éstos se les había aplicado una serie de golpes, el resultado del clavo era que se doblaba sin obtener ninguna penetración. Siempre que se seguían procedimientos a base de golpes, el muro respondía con amortiguaciones por parte del poliestireno y no dejaba que se penetrara con facilidad.

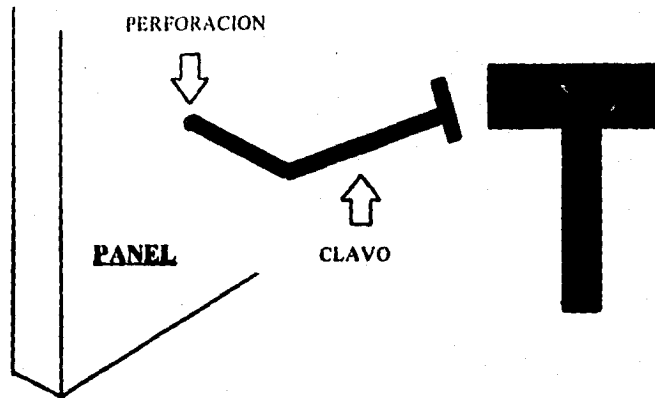


Figura 4.16 Detalle de penetración de los clavos.

Las pruebas de extracción se realizaron en tornillos y clavos. En el caso de los clavos, se había logrado penetrar uno de ellos y en el se hizo la prueba. Para el caso del tornillo hubo la necesidad de introducir con taladro un taquete de madera para poder dejar ahí el tornillo, y posteriormente realizar la prueba.

El clavo se extrajo con pinzas y como era muy frágil salió con gran facilidad del muro sin oponer alguna resistencia; manualmente se hubiera podido extraer sin ninguna dificultad, esto implica la conveniencia de que solo deben sujetarse con tornillo los objetos que produzcan tensiones sobre los elementos de soporte.

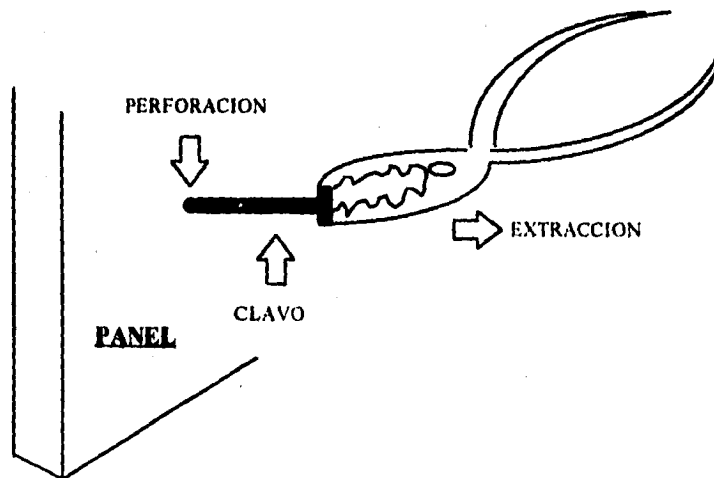


Figura 4.17 Detalle de extracción del clavo.

En la siguiente prueba de extracción del tornillo se obtuvieron magníficos resultados, ya que al poner el taquete en el mortero y luego al introducir el tornillo en éste, el taquete quedaba bien fijo al muro logrando gran presión contra las paredes del mortero. Los resultados que se obtuvieron fueron buenos porque las paredes del mortero alrededor del tornillo no se afectaron para nada, y cuando se hizo la extracción por medio de pinzas, presentó gran dificultad para poderlo sacar, sin que se tuvieran despostillamientos.

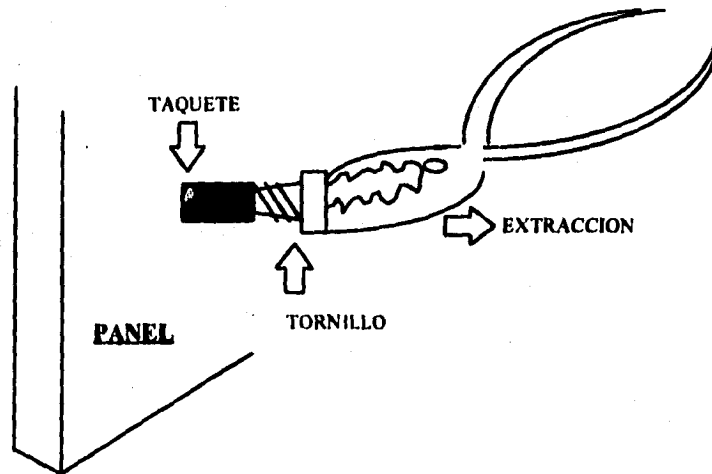


Figura 4.16. Detalle de extracción del tornillo con taquete del muro.

La importancia que tienen cada una de las pruebas que anteriormente se experimentaron en los paneles es que, en algunas ocasiones el panel estará expuesto a los usos domésticos en donde se darán los casos de colocar objetos sobre de ellos y para esto se requerirá perforarlo, martillarlos, etc.

Los experimentos dan una pauta de hasta donde el usuario puede confiar en el uso que se le debe dar al muro.

CAPITULO 5

INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 PLANTEAMIENTO TEORICO

EL FUNCIONAMIENTO DE LAS MEMBRANAS DE CONCRETO REFORZADO CON ESFUERZOS Y FALLAS O RUPTURAS COMPATIBLES.

por Morris N. Fialkow

Este documento proporciona una metodología para la evaluación de cálculos necesarios para el diseño de muros de cortante y placas de concreto reforzado sujetos a fuerzas de superficie. Asimismo, este documento muestra que el funcionamiento general de la placa en dichas estructuras está regida por la falla en una de las tres posibles modalidades: dúctil, dúctil - frágil o frágil. La metodología determina la modalidad de la falla, la carga de falla, los esfuerzos críticos relacionados con el refuerzo y el concreto y el grado de agrietamiento. También se evalúan las fuerzas de aplastamiento de la membrana que se relacionan con las modalidades frágil y dúctil - frágil. La confiabilidad de la metodología se confirma mediante una comparación satisfactoria entre lo que se predice y los resultados finales. Este documento incluye también ejemplos ilustrativos.

Palabras clave:

Fragilidad, resistencia a compresión, agrietamiento o rupturas, ancho de las grietas y el espacio entre ellas, ductilidad, falla, membranas, concreto reforzado, muros de cortante, estructuras, esfuerzos, diseño estructural.

Los elementos planos que transmiten esfuerzos de superficie, llamadas placas, son componentes básicos de estructuras como muros de cortante, y placas dobladas. El funcionamiento general de las membranas de concreto reforzado se ha podido determinar a medida que la carga incrementa con respecto a la ruptura de la membrana. Por lo tanto, si la carga incrementa a partir de cero, la membrana de concreto reforzado actúa primeramente como un material homogéneo y continuo en donde el concreto carga la mayoría del peso y el acero con muy poco esfuerzo. Cuando el esfuerzo de la membrana principal excede la resistencia de tensión del concreto, se suscita una grieta. Por lo tanto, el refuerzo ayuda al concreto a poder soportar la carga creciente. Finalmente, la ruptura de la membrana se suscita ya sea porque el concreto se aplastó o porque el refuerzo no pudo soportar la carga. Los trabajos anteriores del autor presentan métodos para diseñar membranas y evaluar las capacidades; dichos trabajos toman como base el método de diseño de fuerza mediante el uso de información empírica de fuerza. La metodología de este artículo determina la

respuesta de la membrana a diferentes cargas en términos del modo de falla, sistemas de esfuerzos en equilibrio, patrones de rupturas compatibles y cargas a esfuerzos materiales críticos. La metodología aplica a membranas con refuerzos ortogonales de dos sentidos, como se muestra en la Figura 5.1. La confiabilidad de la metodología ha sido verificada mediante la comparación de lo que se predice y los resultados finales que ofrecen las pruebas realizadas a membranas a grandes escalas.

Asimismo, se tratarán algunos reportes sobre el funcionamiento de las membranas de concreto reforzado sujetas a cargas crecientes. Gioncu ³, en su reporte sobre membranas, presenta diferentes metodologías que guían hacia el diseño con refuerzo en lo referente a las fallas de tipo dúctil, tal como lo desarrollaron Leitz ⁴ y Peter ⁵. La investigación de Aoyagi y Yamada ⁶ también presenta ecuaciones para el diseño con refuerzo con base en la investigación de Leitz y Peter, además incluye los resultados de un programa para realizar pruebas a membranas. Vecchio y Collins ^{7, 8} presentaron los resultados de un amplio programa para realizar pruebas a membranas y una metodología para predecir la respuesta de las membranas bajo cargas en cuanto a la deformación. Gupta y Akbar ⁹ presentaron una metodología para determinar la dirección o sentido de la grieta así como los esfuerzos implicados a medida que la carga de la membrana aumenta hasta ocasionar una ruptura. En este documento se delinearán las diferencias entre otros métodos y los que aquí se explica.

SUPOSICIONES

Algunos experimentos anteriores ⁷ muestran que si se le aplica esfuerzo cortante a los lados de una membrana con refuerzo ortogonal paralelo a los lados, se obtiene un esfuerzo de tensión coincidente en el refuerzo y otro esfuerzo de compresión en el concreto. Esta propiedad no concuerda con la continuidad de la membrana y la perfecta adherencia entre el refuerzo y el concreto. Dicho funcionamiento inconsistente se comprueba en este documento al basar la metodología en la discontinuidad del concreto debido a grietas y a la pérdida intermitente de la adherencia.

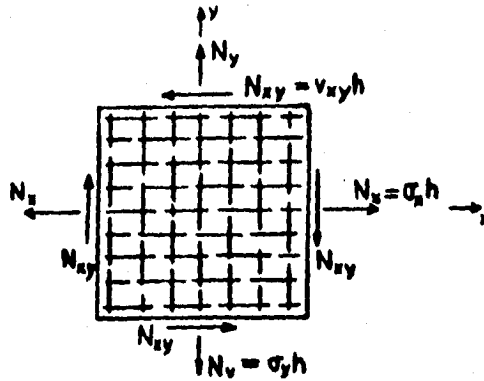


Figura 5.1 Membrana unitaria que muestra las resultantes de los esfuerzos. (expresados en direcciones x, y).

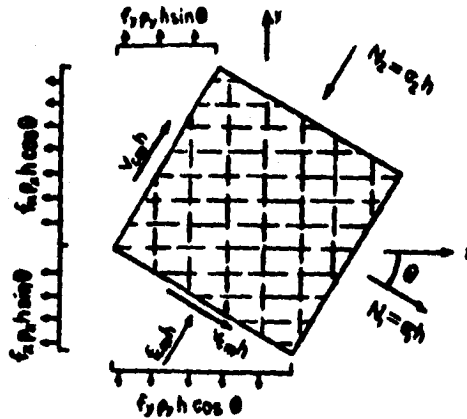


Figura 5.2 Membrana unitaria que muestra las componentes de las fuerzas. (fuerzas de membrana y de las componentes en elementos principales de la unidad)

Como es la Referencia 7, se asume que el refuerzo y el concreto se adhiere perfectamente en sus bordes de tal forma que el acero no podrá deslizarse. El elemento podrá deslizarse un poco en su parte interna a causa de los desplazamientos relativos entre el refuerzo y el concreto. Esta hipótesis es

diferente a la que se presentó en la Referencia 9 que establece que la adherencia entre el refuerzo y el concreto es perfecta.

La pregunta referente a la posibilidad de que el esfuerzo cortante se transmita por las grietas se ha considerado en la investigación antes mencionada. Las Referencias 3 y 6 concluyen que la fuerza cortante es insignificante. Aún cuando la hipótesis no se ha establecido explícitamente, la Referencia 9 también supone que no existe dicha transferencia por las grietas. Sin embargo, el efecto de la grieta se presenta en la Referencia 8. En este documento se asume que ninguna tensión o esfuerzo cortante del concreto es transmitida a través de las grietas por el concreto mismo.

Las Referencias de la 7 a la 8 establecen que la dirección o sentido de la grieta es normal a la dirección de la deformación unitaria máxima de tensión como se calcula en la membrana continua de concreto reforzado. En este artículo la dirección de la grieta y su tamaño se determinan con base en la compatibilidad de deformaciones debida al sistema de esfuerzos entre el acero y al concreto.

En este documento se asume que la rigidez a flexión y la acción de dovela del refuerzo son despreciables. Este enunciado es consistente con las metodologías de las Referencias 7 a la 9.

Algunos resultados experimentales⁷ indican que la dirección, sentido o trayectoria de la grieta cambia a medida que aumenta la carga. Asimismo, se supone⁷⁻⁹ que la dirección de la grieta cambia a medida que varía la carga. Aquí se presenta una suposición similar.

ESFUERZOS - NOTACIONES Y SISTEMAS

A todo símbolo que aparezca por primera vez se le proporcionará una definición. La notación del esfuerzo aparece en la Fig. 5.1; las direcciones x , y corresponden al refuerzo longitudinal y transversal, respectivamente. Existe una diferencia entre los esfuerzos de membrana que corresponden a la sección de concreto reforzado homogéneo y los esfuerzos componentes en el refuerzo y el concreto de esa misma sección. Entonces, σ_m y v_{mn} corresponden a los esfuerzos normales y cortantes en la membrana en la sección. $N_m = \sigma_m h$ y $N_{mn} = v_{mn} h$ son los esfuerzos resultantes de membrana en la sección. Los esfuerzos de tensión en el refuerzo longitudinal y transversal se designaron como f_x y f_y . La magnitud del esfuerzo de compresión del concreto es f_c y el esfuerzo cortante del concreto está expresado como v_c . La investigación establece la misma hipótesis conservadora de que no existe esfuerzo de tensión en el concreto. Esta última hipótesis está asociada con el refuerzo en tensión y el concreto en condición agrietada. La Fig. 5.1 muestra los esfuerzos resultantes en un elemento con lados perpendiculares al refuerzo. La Fig. 5.2 muestra tanto los esfuerzos principales de membrana, como las fuerzas de los componentes del refuerzo y

diferente a la que se presentó en la Referencia 9 que establece que la adherencia entre el refuerzo y el concreto es perfecta.

La pregunta referente a la posibilidad de que el esfuerzo cortante se transmita por las grietas se ha considerado en la investigación antes mencionada. Las Referencias 3 y 6 concluyen que la fuerza cortante es insignificante. Aún cuando la hipótesis no se ha establecido explícitamente, la Referencia 9 también supone que no existe dicha transferencia por las grietas. Sin embargo, el efecto de la grieta se presenta en la Referencia 8. En este documento se asume que ninguna tensión o esfuerzo cortante del concreto es transmitida a través de las grietas por el concreto mismo.

Las Referencias de la 7 a la 8 establecen que la dirección o sentido de la grieta es normal a la dirección de la deformación unitaria máxima de tensión como se calcula en la membrana continua de concreto reforzado. En este artículo la dirección de la grieta y su tamaño se determinan con base en la compatibilidad de deformaciones debida al sistema de esfuerzos entre el acero y al concreto.

En este documento se asume que la rigidez a flexión y la acción de dovela del refuerzo son despreciables. Este enunciado es consistente con las metodologías de las Referencias 7 a la 9.

Algunos resultados experimentales⁷ indican que la dirección, sentido o trayectoria de la grieta cambia a medida que aumenta la carga. Asimismo, se supone⁷⁻⁹ que la dirección de la grieta cambia a medida que varía la carga. Aquí se presenta una suposición similar.

ESFUERZOS - NOTACIONES Y SISTEMAS

A todo símbolo que aparezca por primera vez se le proporcionará una definición. La notación del esfuerzo aparece en la Fig. 5.1; las direcciones x , y corresponden al refuerzo longitudinal y transversal, respectivamente. Existe una diferencia entre los esfuerzos de membrana que corresponden a la sección de concreto reforzado homogéneo y los esfuerzos componentes en el refuerzo y el concreto de esa misma sección. Entonces, σ_m y v_{mr} corresponden a los esfuerzos normales y cortantes en la membrana en la sección. $N_m = \sigma_m h$ y $N_{mr} = v_{mr} h$ son los esfuerzos resultantes de membrana en la sección. Los esfuerzos de tensión en el refuerzo longitudinal y transversal se designaron como f_x y f_y . La magnitud del esfuerzo de compresión del concreto es f_c y el esfuerzo cortante del concreto está expresado como v_c . La investigación establece la misma hipótesis conservadora de que no existe esfuerzo de tensión en el concreto. Esta última hipótesis está asociada con el refuerzo en tensión y el concreto en condición agrietada. La Fig. 5.1 muestra los esfuerzos resultantes en un elemento con lados perpendiculares al refuerzo. La Fig. 5.2 muestra tanto los esfuerzos principales de membrana, como las fuerzas de los componentes del refuerzo y

el concreto en una membrana principal. Para indicar que los esfuerzos están a punto de fluir al tener el esfuerzo último se añadirá Y y U al símbolo del esfuerzo. Con la notación que aparece en este documento, los términos de esfuerzo de membrana σ y N son positivos o negativos para la tensión o compresión; mientras que los términos de esfuerzos de los componentes f_x , f_y y f_c son magnitudes de tensión en el refuerzo y de compresión en el concreto.

De acuerdo a lo anterior, existe una diferencia entre los planos principales de la membrana y los planos principales del constituyente del concreto. Por lo tanto σ_1 , σ_2 son los esfuerzos principales de la membrana que actúan sobre los planos principales de la membrana, y f_{c1} y f_{c2} son los esfuerzos principales del concreto que actúan sobre los planos principales del concreto.

Aquí se identifican dos sistemas de esfuerzos: los esfuerzos de la membrana y los esfuerzos de los componentes (refuerzo y concreto). La resultante de los esfuerzos de membrana N_x , N_y y N_{xy} se obtienen a partir de un análisis del equilibrio de toda la estructura, antes de aplicar los métodos aquí señalados. Por lo general, el análisis se puede basar en la elasticidad de la sección entera; sin embargo, otros aspectos se pueden utilizar como base. En cuanto a la membrana, los esfuerzos se consideran como si se aplicaran desde el exterior hacia la membrana. Los esfuerzos de los componentes (f_x , f_y , f_c y v_c) se consideran como esfuerzos internos que transmiten los esfuerzos externos de la membrana a través de todo el elemento. Estos esfuerzos se evalúan con base en el equilibrio ante los esfuerzos de membrana y su compatibilidad con los desplazamientos del sistema de grietas.

Ambos sistemas de esfuerzos se utilizan para evaluar el tipo de falla de la membrana. En este documento, las fallas de tipo frágil implican al esfuerzo de compresión de la membrana σ_2 evaluado a partir de los esfuerzos de membrana y asociado al ángulo θ desde la dirección y . Con base en el equilibrio de los esfuerzos de membrana, θ se obtiene de la siguiente manera

$$\tan 2\theta = 2v_{xy} / \sigma_x - \sigma_y \quad (1)$$

Las fallas dúctiles se determinan en términos de los esfuerzos del refuerzo f_x y f_y . Estos esfuerzos dependen de la dirección de la grieta en el ángulo α respecto de dirección y . El ángulo α se obtiene de los requerimientos de la compatibilidad de deformaciones unitarias. Los ángulos α y θ son independientes.

COMPONENTES DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES UNITARIAS

En esta sección y en la siguiente, se desarrollará una metodología para determinar las componentes de los esfuerzos (del refuerzo y el concreto) y las características de deformación relacionadas con ellos. Se debe mantener el equilibrio entre los esfuerzos de los componentes y los esfuerzos de la

membrana de manera que los esfuerzos componentes a su vez se encuentren en equilibrio con respecto a la carga externa. En las siguientes secciones, se presentará una metodología para determinar directamente el tipo de falla o modalidad de la falla de la membrana, así como para calcular la carga, los esfuerzos componentes y las características de agrietamiento que van de la mano con las fallas de tipo dúctiles o frágiles. Esto último difiere de la metodología que se expone en las Referencias de la 7 a la 9, en donde se utilizan algoritmos paso a paso para obtener las características en la falla.

El elemento con refuerzo ortogonal paralelo a los lados se divide en subelementos mediante grietas equidistantes como se muestra en la Fig. 5.3. La distancia normal entre las grietas es b y la dirección o trayectoria de la grieta es el ángulo α desde la dirección y . El número de grietas por unidad de distancia es $k = 1/b$; el número por unidad de distancia en dirección x es, $k_x = k \cos \alpha$; y el número por unidad de distancia en dirección y es $k_y = k \sin \alpha$;

Esfuerzos

Las fuerzas que actúan sobre un elemento común se muestran en la Fig. 5.3. Como ya se estableció con anterioridad, se asume que el concreto no transmite ningún esfuerzo cortante ni fuerza normal a través de la grieta.

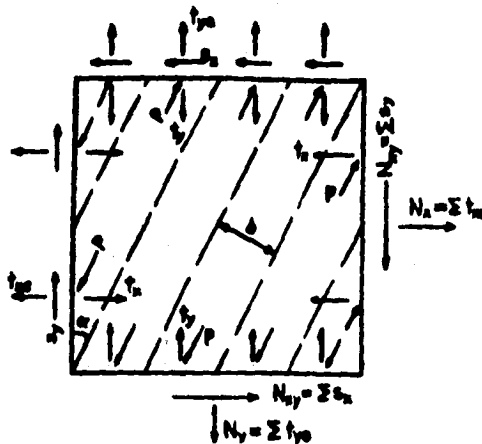


Figura 5.3 Fuerzas de membrana y fuerzas componentes en el elemento unitario (membrana unitaria con grietas).

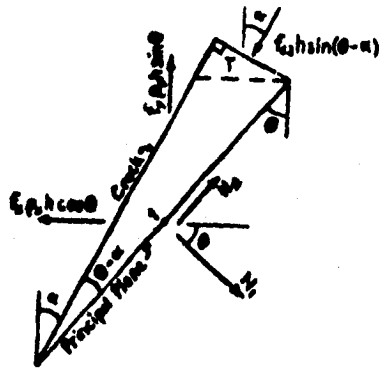


Figura 5.4 Sub-elemento con grietas (sub-elemento entre el plano principal y la grieta).

Las fuerzas externas del sub-elemento son las fuerzas normales t_{xe} , t_{ye} y las fuerzas cortantes s_x y s_y . Dichas fuerzas se evalúan como partes proporcionales de las resultantes de los esfuerzos N_x , N_y y N_{xy} que actúan sobre el elemento.

$$t_{xe} = N_x / k \operatorname{sen} \alpha \quad t_{ye} = N_y / k \operatorname{cos} \alpha \quad (2a)$$

$$s_x = N_{xy} / k \operatorname{cos} \alpha \quad s_y = N_{xy} / k \operatorname{sen} \alpha \quad (2b)$$

Las fuerzas internas del sub-elemento son p , la compresión del concreto es paralela a la grieta, t_x , t_y son las tensiones del refuerzo en las direcciones x y y . Estas se evalúan mediante el equilibrio de las fuerzas externas en las superficies del sub-elemento.

$$p = N_{xy} / k \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha = v_{xy} h / k \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha \quad (3a)$$

$$t_x = N_x / k \operatorname{sen} \alpha + N_{xy} / k \operatorname{cos} \alpha = \sigma_x h / k \operatorname{sen} \alpha + v_{xy} h / k \operatorname{cos} \alpha \quad (3b)$$

$$t_y = N_y / k \operatorname{cos} \alpha + N_{xy} / k \operatorname{sen} \alpha = \sigma_y h / k \operatorname{cos} \alpha + v_{xy} h / k \operatorname{sen} \alpha \quad (3c)$$

Los esfuerzos internos en el concreto y en el refuerzo se obtiene al expresar primeramente p , t_x y t_y en términos de los esfuerzos. Debido a que no existe esfuerzo cortante a lo largo de la grieta, la grieta es un plano principal.

$$p = f_{c2} h / k \quad (4a)$$

$$t_x = f_x \rho_x h / k \operatorname{sen} \alpha \quad (4b)$$

$$t_y = f_y \rho_y h / k \operatorname{cos} \alpha \quad (4c)$$

Los esfuerzos se obtienen al combinar las ec. (3) y (4). Los esfuerzos se expresan en la siguiente ecuación en términos del esfuerzo principal de la membrana σ_1 y de la relación de esfuerzos que caracterizan a la carga sobre la membrana. ($C_{xy} = \sigma_{xy} / \sigma_1$, $C_x = \sigma_x / \sigma_1$, $C_y = \sigma_y / \sigma_1$). Los valores de σ_1 y C_{xy} , C_x y C_y se obtienen partir de la carga $N_{xy} = v_{xy} h$, $N_x = \sigma_x h$, $N_y = \sigma_y h$.

Los esfuerzos principales del concreto son:

$$f_{c2} = v_{xy} / \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha = \sigma_1 C_{xy} / \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha \quad (5a)$$

$$f_{c1} = 0 \quad (5b)$$

Los esfuerzos del concreto en las direcciones x y y se obtienen a partir de los esfuerzos principales del concreto vía las ecuaciones de transformación usuales.

$$f_{cx} = f_{c2} \operatorname{sen}^2 \alpha = \sigma_1 C_{xy} \operatorname{tan} \alpha \quad (5c)$$

$$f_{cy} = f_{c2} \operatorname{cos}^2 \alpha = \sigma_1 C_{xy} \operatorname{cot} \alpha \quad (5d)$$

$$v_{cx} = v_{cy} = (1/2) f_{c2} \operatorname{sen} 2\alpha = v_{xy} = \sigma_1 C_{xy} \quad (5e)$$

Los esfuerzos del refuerzo son:

$$f_x = (1/\rho_x) (\sigma_x + v_{xy} \operatorname{tan} \alpha) = (\sigma_1 / \rho_x) (C_x + C_{xy} \operatorname{tan} \alpha) \quad (6a)$$

$$f_y = (1/\rho_y) (\sigma_y + v_{xy} \operatorname{cot} \alpha) = (\sigma_1 / \rho_y) (C_y + C_{xy} \operatorname{cot} \alpha) \quad (6b)$$

Deformaciones unitarias

Las deformaciones unitarias en los materiales constitutivos son elásticos en el concreto hasta el momento en que la membrana empieza a aplastarse y en cada refuerzo ortogonal hasta que se suscita la primera deformación de fluencia del refuerzo en cuestión. Al aplicar la elasticidad lineal, las deformaciones unitarias se obtienen a partir de los esfuerzos. Las deformaciones unitarias principales son, para el concreto.

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= -(\sigma_1 C_{xy}) / (E_c \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha) \\ \epsilon_{c1} &= (\mu \sigma_1 C_{xy}) / (E_c \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha)\end{aligned}\quad (7a)$$

Las deformaciones unitarias del concreto en dos direcciones ortogonales son:

$$\epsilon_{cx} = -\sigma_1 C_{xy} / E_c (\tan \alpha - \mu \cot \alpha) \quad (7b)$$

$$\epsilon_{cy} = -\sigma_1 C_{xy} / E_c (\cot \alpha - \mu \tan \alpha) \quad (7c)$$

Las deformaciones unitarias en el refuerzo son:

$$\epsilon_{sx} = \sigma_1 / \rho_x E_s (C_x + C_{xy} \tan \alpha) \quad (7d)$$

$$\epsilon_{sy} = \sigma_1 / \rho_y E_s (C_y + C_{xy} \cot \alpha) \quad (7e)$$

En las expresiones de las deformaciones unitarias anteriores, E_c y E_s son los módulos de elasticidad del concreto y del acero, y μ es la relación de Poisson.

Componentes de esfuerzos en los planos principales de la membrana

Aquí es donde se desarrollará la relación entre las componentes de esfuerzo en el refuerzo, el concreto y los esfuerzos principales en la membrana. La fig. 5.4 muestra el cuerpo libre limitado por un plano principal de la membrana unitaria, el plano de grietas adyacente y el plano normal a la grieta. Las fuerzas que surgen a causa de σ_1 y ν_{12} actúan en el plano principal; mientras que las fuerzas que surgen a causa de f_x , f_y y f_{c2} actúan en los otros lados del cuerpo. Las fuerzas que surgen a causa de f_x en el sub-triángulo llamado T se auto-equilibran y no se incluyen como parte del análisis. Las fuerzas restantes actúan a través del punto medio del plano principal. Las expresiones para σ_1 y ν_{12} resultan del equilibrio.

$$\sigma_1 = f_x \rho_x \cos^2 \theta + f_y \rho_y \operatorname{sen}^2 \theta - f_{c2} \operatorname{sen}^2(\theta - \alpha) \quad (8a)$$

$$\nu_{12} = (1/2) (f_x \rho_x - f_y \rho_y) \operatorname{sen} 2\theta + (1/2) f_{c2} \operatorname{sen} 2(\theta - \alpha) \quad (8b)$$

Las ecuaciones que se refieren a los esfuerzos principales σ_2 y ν_{12} en el segundo plano principal de la membrana y los esfuerzos de los componentes, se obtienen en forma similar al considerar al cuerpo libre limitado por el segundo plano principal, el plano de grietas adyacente y el plano normal a la grieta.

$$\sigma_2 = -f_{c2} \cos^2(\theta - \alpha) + f_x \rho_x \sin^2\theta + f_y \rho_y \cos^2\theta \quad (8c)$$

$$v_{21} = (1/2) (f_x \rho_x - f_y \rho_y) \sin 2\theta + (1/2) f_{c2} \sin 2(\theta - \alpha) \quad (8d)$$

La equivalencia estática del sistema de esfuerzos de la membrana y del sistema de esfuerzos de los componentes se demuestra al sustituir las ec. (5) y (6) por f_{c2} , f_x y f_y en la ec. (8). Se obtienen las ecuaciones convencionales para σ_1 , σ_2 y v_{12} . Esta última se reduce a cero cuando se utiliza la definición de lo que es una dirección principal utilizando la ec. (1).

$$\sigma_1 = \sigma_x \cos^2\theta + \sigma_y \sin^2\theta + 2v_{xy} \sin\theta \cos\theta \quad (9a)$$

$$\sigma_2 = \sigma_x \sin^2\theta + \sigma_y \cos^2\theta - 2v_{xy} \sin\theta \cos\theta \quad (9b)$$

$$v_{12} = v_{21} = (1/2) (\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta - v_{xy} \cos 2\theta \quad (9c)$$

En la ec. 8 (a), el término $-f_{c2}\sin^2(\theta - \alpha)$ representa al componente de la compresión del concreto el cual es normal en el primer plano principal. Por lo general, su magnitud es pequeña si la comparamos con otras fuerzas de los componentes de los planos principales, se omite en subsecuentemente de la magnitud de la fuerza de compresión antes de que el refuerzo comience a fluir, basándose en el criterio de la falla o grieta por ductilidad vs fragilidad. Es en este momento cuando se adopta el sistema de esfuerzos de los componentes para actuar sobre la membrana principal (Fig. 5.2). En este caso los esfuerzos del concreto son:

$$v_{cm} = (1/2) f_{c2} \sin 2(\theta - \alpha) \quad (10a)$$

$$f_{cm} = f_{c2} \cos^2(\theta - \alpha) \quad (10b)$$

COMPATIBILIDAD DE ESFUERZOS Y AGRIETAMIENTOS

Como se estableció anteriormente, los desplazamientos de los refuerzos y del concreto en la membrana de la Figura 5.1 y 5.2 son los mismos que se manifiestan en los bordes de la misma; sin embargo, éstos pueden diferir dentro del elemento. Por lo tanto, la extensión lineal en cada dirección ortogonal entre los bordes opuestos de la membrana es equivalente a la deformación unitaria en el refuerzo así como a la suma de la deformación unitaria del concreto y el ancho de la grieta en la dirección ortogonal. Las siguientes ecuaciones aplican a las membranas que tienen fallas en las modalidades dúctil o frágil. Cuando el refuerzo comienza a fluir, la dirección de la primera fluencia se considerará como la dirección x.

El desplazamiento a través de cada grieta se considerará normal con respecto a la dirección de la grieta. El desplazamiento normal a través de la grieta es el ancho de la grieta d , y los componentes del desplazamiento en las direcciones ortogonales son:

$$d_x = d \cos \alpha \quad d_y = d \operatorname{sen} \alpha \quad (11)$$

Fase elástica $f_x < f_x^Y \quad f_y < f_y^Y$

Los esfuerzos y desplazamientos en la dirección x son los que primeramente se consideran en la carga hasta el momento en que se presenta la primera fluencia del refuerzo en la dirección x . Mediante el uso de la equivalencia de desplazamiento anterior, medida por la deformación unitaria del acero, la deformación unitaria del concreto y el ancho de la grieta, se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sx} &= \epsilon_{cx} + k_x d_x = \epsilon_{cx} + kd \cos^2 \alpha \\ kd \cos^2 \alpha &= (\sigma_1 / \rho_x E_s) (C_x + C_{xy} \tan \alpha) \\ &+ (\sigma_1 C_{xy} / E_c) (\tan \alpha - \mu \cot \alpha) \end{aligned} \quad (12)$$

Los esfuerzos y desplazamientos en la dirección y y ahora se considerarán en la carga hasta el momento en que se presente la primera fluencia del refuerzo en la dirección y . Se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sy} &= \epsilon_{cy} + k_y d_y = \epsilon_{cy} + kd \operatorname{sen}^2 \alpha \\ kd \operatorname{sen}^2 \alpha &= (\sigma_1 / \rho_y E_s) (C_y + C_{xy} \cot \alpha) \\ &+ (\sigma_1 C_{xy} / E_c) (\cot \alpha - \mu \tan \alpha) \end{aligned} \quad (13)$$

En la investigación de una estructura con un patrón de carga dado, las variables en las ec. (12) y (13) son α y kd , la inclinación y ancho de la grieta por unidad de longitud y σ_1 cuyo valor determina el nivel del patrón de carga. La ec. (13) se divide entre la ec. (12) y el resultado se modifica para obtener la ec. (14).

$$\begin{aligned} C_{xy} \tan^4 \alpha ((1/\rho_x E_s) + (1/E_c)) + (C_x/\rho_x E_s) \tan^3 \alpha - (C_y/\rho_y E_s) \tan \alpha = \\ C_{xy} ((1/\rho_y E_s) + (1/E_c)) \end{aligned} \quad (14)$$

La inclinación de la grieta que se obtiene mediante la ec. (14) aplica al rango de la carga desde cargas menores hasta la que causa la primera fluencia del refuerzo, o bien, la compresión o aplastamiento de la membrana. Más adelante en este documento, se hablará sobre la determinación del modo de la falla. Para

cada modalidad de falla, se ha diseñado una metodología para calcular el nivel de falla - carga, las características de la falla y los esfuerzos en el refuerzo y en el concreto.

La ec. (14) también se utiliza en la Referencia 9, en donde las hipótesis difieren considerablemente con respecto a las que se presentan en este documento.

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LA MEMBRANA

En la siguiente sección se hablará de las diferentes modalidades de falla de una membrana de concreto reforzado bajo cargas monótonicamente crecientes. La resistencia al aplastamiento de una membrana es un factor crítico en la determinación de la modalidad de la falla y de la capacidad de carga de la membrana. Esta sección presenta una evaluación de la resistencia al aplastamiento correspondiente a dos tipos de fallas que implican el aplastamiento. En la primera ocurre una falla de aplastamiento súbito antes que fluya el acero en cualquier dirección; esta falla frágil se designa como **Tipo B**. Con el segundo tipo de comportamiento, la carga creciente provoca primero una deformación del tipo dúctil en el refuerzo, en una de las direcciones ortogonales. Subsecuentemente, a medida que la carga se incrementa, se presenta una falla de aplastamiento antes de que se suscite la fluencia del refuerzo en la segunda dirección. Este tipo de falla dúctil - frágil se denomina falla **Tipo DB**.

La evaluación de la resistencia al aplastamiento se basa primordialmente en los resultados experimentales que presentaron Vecchio y Collins⁷. La Figura 5.1 presenta cargas y refuerzos. La Tabla 1, que se elaboró a partir de información que se obtuvo de diversas pruebas, resume las propiedades y las fallas para diferentes muestras.

Los métodos que aquí se establecen, definen a la resistencia al aplastamiento como el esfuerzo de compresión principal de la membrana σ_2^U durante el aplastamiento de la misma. Esto último contrasta con otros métodos^{7,8} que utilizan el esfuerzo de compresión principal del concreto f_{c2} como el índice del aplastamiento. Si el estado de esfuerzo biaxial de la membrana se considera en términos de los esfuerzos principales de la membrana, el aplastamiento se presentará cuando ambos esfuerzos principales sean de compresión, pero puede ocurrir cuando los esfuerzos principales son de signos opuestos (tensión-compresión). Para este último tipo de carga, la determinación de la modalidad de la falla se realiza mediante el criterio que se describe en la siguiente sección, utilizando la resistencia al aplastamiento como se evaluó en esta sección. Cuando ambos esfuerzos principales son de compresión, se sabe que la resistencia al aplastamiento aumentará a f_c , el valor de la compresión uniaxial¹⁰. Sin embargo, la falla por compresión cuando existen esfuerzos de tensión perpendiculares, se suscita a esfuerzos sustancialmente menores a f_c .

A continuación se muestra la evaluación de esa fuerza de compresión reducida para las tipos de Fallas B (frágil) y DB (dúctil - frágil).

TABLA 1. Programa de pruebas de Vecchio y Collins: Propiedades de las muestras y resultados de las pruebas.

Spec. no.	Loading, σ/v	Reinforcing steel, A_s		Reinforcing steel, A_s		Concrete f'_c MPa	Applied stress		Failure	
		ρ , x 100	f'_s MPa	ρ , x 100	f'_s MPa		v' , MPa	v'' , MPa	α , deg	Mode
4	0.0	1.056	247	1.056	242	26.6	2.65	2.89	43.4	DD
6	0.0	1.785	266	1.785	266	29.8	4.55	4.55	43.5	DD
9	0.0	1.785	455	1.785	455	11.6	—	3.74	45.3	B
10	0.0	0.999	276	1.785	276	14.5	3.50	3.97	34.5	DB
11	0.0	1.305	235	1.785	235	15.6	3.55	3.56	39.7	DD
12	0.0	0.446	269	1.785	460	16.0	2.50	3.13	28.2	DB
14	0.0	0.740	235	0.740	235	21.7	2.10	2.14	43.4	DD
18	0.0	0.315	412	1.785	431	19.5	2.60	3.04	25.7	DB
19	0.0	0.713	289	1.785	451	19.0	3.25	3.95	27.3	DB
20	0.0	0.885	427	1.785	460	19.6	3.65	4.26	30.3	DB
21	0.0	1.296	382	1.785	438	19.5	4.43	5.03	32.4	DB
22	0.0	1.524	430	1.785	458	19.6	—	6.07	42.1	B
23	-0.39	1.785	518	1.785	518	20.3	—	8.87	44.2	B
25	-0.60	1.785	466	1.785	466	19.2	—	9.13	44.6	B
26	0.0	1.009	463	1.785	456	21.3	5.25	5.41	38.5	DB
27	0.0	1.785	443	1.785	443	20.5	—	6.35	44.9	B
28	0.32	1.785	483	1.785	483	19.8	—	5.80	45.0	B

Compresión uniaxial, longitudinal.

17	-0.0	0.740	255	0.740	255	18.6	$\sigma'_2 = -20.7$ MPa			B
----	------	-------	-----	-------	-----	------	-------------------------	--	--	---

Esfuerzo aplicado a la deformación v^y determinado por los resultados de las pruebas con $\epsilon = v^y/E$

D = falla del tipo dúctil; B = falla del tipo frágil
Módulo de elasticidad = 200,000 Mpa
1 Mpa = 145 psi.

Fallas Tipo B

La evaluación de la resistencia al aplastamiento de la membrana, correspondiente a las fallas tipo B, sigue el método que se presenta en la Referencia 11. Cuando existe tensión perpendicular, la resistencia al aplastamiento de la membrana σ'_2 depende de la resistencia del concreto f'_c y de los esfuerzos de membrana tal como se caracterizaron mediante dos parámetros. El primer parámetro s equivale a la relación negativa del esfuerzo de tensión principal de la membrana con respecto al esfuerzo principal de compresión. El segundo parámetro s' depende de las fuerzas de tensión del refuerzo; es equivalente a la relación entre el componente normal de las fuerzas del refuerzo que actúan en la cara de tensión de la membrana principal y el componente de estas fuerzas que actúa sobre la cara de compresión. El parámetro s' es una medida de la asimetría de la carga y su inclusión amplia la

evaluación de la resistencia al aplastamiento, desde las cargas simétricas del programa de pruebas básico, hasta las cargas asimétricas.

A continuación se describe el procedimiento de evaluación. Los parámetros s y s' se calculan mediante la ec. (15). Lo siguiente se refiere a la Fig. 5.2.

$$s = -\sigma_1/\sigma_2 \quad (15a)$$

$$r_1 = f_y \rho_y / f_x \rho_x = (C_y + C_{xy} \cot \alpha) / (C_x + C_{xy} \tan \alpha) \quad (15b)$$

$$s' = (\cos^2 \theta + r_1 \sin^2 \theta) / (\sin^2 \theta + r_2 \cos^2 \theta) \quad (15c)$$

Como modificación al procedimiento de la Referencia 11, para la evaluación de s' , la relación de las fuerzas del refuerzo r_1 se obtiene a partir de la ec. (6) después de haber determinado α mediante la ec. (14). Este procedimiento es adecuado ya que la falla del tipo B está precedida por un funcionamiento elástico del refuerzo.

En la Referencia 11, se muestra que el concreto tiene una resistencia al aplastamiento reducida f_{cm}^U en la dirección de la compresión de la membrana principal debido a la tensión normal aplicada σ_1 . Para calcular f_{cm}^U se utilizan las ec. (16) y (17).

$$f_{cm}^U = R'(1+s) f_c \quad (16)$$

donde...

$$R' = 0.14 + 1/6(2.0 - s)^{2.3}, \quad 0 \leq s \leq 1.0 \quad (17a)$$

$$R' = 0.20 + 1/9(2.0 - s)^2, \quad 1.0 \leq s \leq 2.0 \quad (17b)$$

$$R' = 0.20, \quad 2.0 \leq s \quad (17c)$$

La resistencia al aplastamiento de la membrana σ_{2B}^U para la falla del tipo B se evalúa de la siguiente manera:

$$\sigma_{2B}^U = -f_{cm}^U / (1 + s/s') = -R_B f_c \quad (18)$$

donde...

$$R_B = R'(1+s)/(1+s/s') \quad (19)$$

TABLA 2. Programa de pruebas de Vecchio y Collins: Muestras con fallas del tipo frágil (B): Factor de reducción de resistencia R_B .

Spec. no.	Loading, σ/v	Principal stress ratios			Ultimate stress, MPa			$R_B = \sigma'_c/f'_c$	
		σ_1/v	σ_2/v	$s = -\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	σ'_c	σ'_t	f'_c	From test	From Eq. (19)
17	-∞	0.0	-∞	0.0	—	-20.7	-18.6	1.11	0.96
25	-0.69	+0.31	-1.69	0.18	9.12	-15.41	-19.3	0.80	0.80
25	-0.39	+0.61	-1.39	0.44	8.87	-12.33	-20.3	0.60	0.60
9	0.0	+1.0	-1.0	1.00	3.74	-3.74	-11.6	0.32	0.31
22	0.0	+1.0	-1.0	1.00	6.07	-6.07	-19.6	0.31	0.31
27	0.0	+1.0	-1.0	1.00	6.15	-6.15	-20.5	0.31	0.31
28	+0.32	+1.32	-0.68	1.94	5.89	-1.94	-19.0	0.21	0.20

Las siete muestras a las que se les realizaron pruebas y que tuvieron falla de tipo frágil aparecen enlistadas en la Tabla 2. Estas muestras tuvieron fallas del tipo B y conforman la base empírica de las ecuaciones anteriores. Todas las muestras del programa recibieron cargas simétricas ($N_x = N_y$, $\theta = 45$ deg) con la excepción de la No. 17 que se cargó en compresión uniaxial. Entonces, para estas muestras, $s' = 1.0$ y $R_B = R'$. En la tabla se podrá apreciar una comparación de las pruebas y de los valores calculados del factor de reducción de la resistencia de compresión. El método anterior, que utiliza el esfuerzo principal de compresión de la membrana como el índice de la fuerza de resistencia al aplastamiento, evaluada como una función de los parámetros de los esfuerzos, predice exactamente las cargas de falla. Se proporcionan los resultados de las pruebas realizadas a tres muestras (No. 9, 22 y 27) a las que solo se les puso esfuerzo cortante simple ($s = s' = 1.0$). A estas muestras, que se caracterizan por sus propiedades físicas muy diferentes (incluyendo un caso de refuerzo asimétrico), se les realizaron pruebas con el mismo factor de reducción de resistencia predicho de antemano por el procedimiento.

TABLA 3. Programa de pruebas de Vecchio y Collins. Muestras con fallas del tipo dúctil - frágil: ancho de grieta y factor de reducción de resistencia r_2 .

Spec. No.	Crack opening in unit length x 100			Ultimate stress, MPa		$r_2 = \frac{\sigma'_c}{R_B f'_c}$	$r_2 - \text{test}$
	(h _{ef}) ²	(h _{ef}) ³	$\Delta h/d$	$\sigma'_c = \sigma'_c$	f'_c		
10	0.3820	0.2670	0.319	3.97	14.30	0.874	1.01
12	2.1220	2.121	1.988	3.13	16.00	0.50	1.26
15	1.4850	3.04	1.182	3.03	19.30	0.527	0.95
19	1.0700	2.120	0.828	3.96	19.00	0.677	0.99
20	0.9140	2.220	0.532	4.26	19.40	0.787	0.89
21	0.7360	3.11	0.425	3.03	19.30	0.830	1.00
26	0.6650	0.44	0.027	3.40	21.30	0.989	0.83

1 MPa = 143 psi.

Fallas Tipo DB

El método para evaluar la resistencia al aplastamiento en fallas del tipo DB, (la falla que se presenta a consecuencia del aplastamiento de la membrana después de la fluencia en una dirección ortogonal) se basa en siete muestras del programa de pruebas que presentaron fallas de este tipo. Estas muestras aparecen enlistadas en la Tabla 3, junto con otra información. Las muestras recibieron cargas de esfuerzo cortante simple. La metodología establece que a medida que la carga aumenta o pasa el límite que provoca la primera fluencia, el factor de reducción de resistencia a compresión, σ_{2DB}^U/f_c , se reduce del valor anterior R_B definido por la ec. (19), al siguiente valor: $R_{DB} = r_2 R_B$. Entonces...

$$\sigma_{2DB}^U = - R_{DB} f_c \quad R_{DB} = r_2 R_B \quad (20)$$

Se presupone que r_2 es una función de Δkd , el incremento del ancho de la grieta de la primera fluencia y hasta el aplastamiento de la membrana y se define con la ec. (22). La dirección de la primera deformación se considera que es la dirección x a menos que se indique lo contrario.

El ancho de la grieta a causa de la primera fluencia del refuerzo A_x , en las siete muestras, se obtiene mediante las condiciones aplicables de elasticidad lineal hasta que se presenta la primera fluencia y el esfuerzo de fluencia en A_x ($f_x = f_x^Y$). Entonces, bajo condiciones de elasticidad, la ec. (14) se puede utilizar para obtener el ángulo de la grieta. Con $f_x = f_x^Y$, la ec. (6a) se utiliza para obtener el nivel de carga correspondiente σ_1^Y y el ancho de la grieta $(kd)^Y$ se obtiene mediante la ec. (12).

El valor del ancho de la grieta coincidente con las fallas del tipo DB se calcula en cada muestra mediante las condiciones que indican que la carga es el valor de la falla de prueba, el esfuerzo en A_x es igual a su valor de fluencia y el esfuerzo de A_y es menor que su valor de fluencia. El ángulo de la grieta se obtiene vía la ec. (6a), al añadir los valores de carga v_{xy}^U y los esfuerzos $f_x = f_x^Y$. Ya que los esfuerzos de fluencia aplican menos a A_y , la ec. (13) se puede utilizar para calcular el valor asociado de $(kd)^U$. El incremento del ancho de la grieta Δkd se obtiene como $(kd)^U - (kd)^Y$.

Ya que todas las muestras de la tabla 3 se cargaron con esfuerzo cortante simple, el esfuerzo principal de compresión, la resistencia al aplastamiento σ_{2DB}^U , es equivalente a la carga de falla v_{xy}^U de la prueba y el factor R_B es igual a 0.31. El factor de reducción de resistencia general R_{DB} y la relación r_2 correspondientes a la información de la prueba, se evalúan mediante la ec. (21).

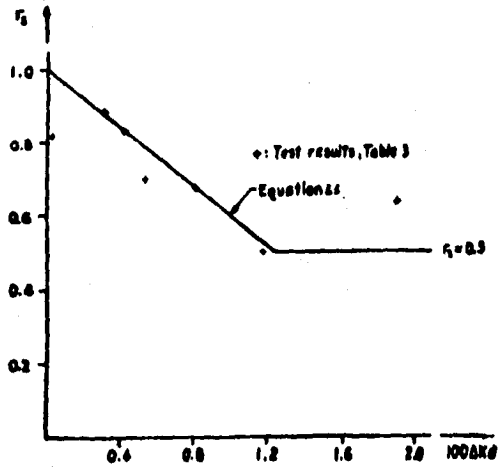


Figura 5.5 Variación de la relación de la resistencia al aplastamiento $r_2 = R_{DB} / R_B$, contra el incremento en el ancho de la grieta Δkd .

$$R_{DB} = v_{xy}^U / f_c \quad r_2 = R_{DB} / 0.31 \quad (21)$$

Estos valores de prueba de r_2 aparecen enlistados en la tabla. Los pares de cada muestra ($r_2, \Delta kd$) aparecen en la Fig. 3. Con base en la figura, se adopta la siguiente relación entre r_2 y Δkd :

$$r_2 = 1.0 - 40.0 \Delta kd \quad 0 \leq \Delta kd \leq 0.0125 \quad (22a)$$

$$r_2 = 0.50 \quad 0.0125 < \Delta kd \quad (22b)$$

En la tabla se comparan los valores de r_2 basados en la información de las pruebas y aquellos basados en la ec. (22). En general, la ec. (22) reproduce los valores de r_2 con gran precisión. Las muestras No. 12 y 26, con grandes divergencias en los valores r_2 , tienen características de fuerza que por lo general, no se adoptan en el diseño. En la muestra No. 12, la capacidad de refuerzo a la primera fluencia del refuerzo es mucho menor que la capacidad de aplastamiento o de fluencia en la segunda dirección ortogonal. Con relación a la muestra No. 26, existe muy poca diferencia en la capacidad y deslizamiento entre la primera fluencia del refuerzo y el aplastamiento de la membrana. Sin embargo, como lo muestran los resultados de los cálculos subsecuentes, se predice que la resistencia al aplastamiento σ_{2DB}^U y la carga de falla,

correspondientes a las dos muestras, son predichas satisfactoriamente con los valores de 0.89 y 1.11.

TIPOS DE FALLAS - CRITERIOS Y CARGAS

La falla de una membrana de concreto reforzado bajo cargas crecientes monotónicamente, se suscita en la modalidad dúctil (que se caracteriza por la fluencia del refuerzo) o en la modalidad frágil (que se refiere al repentino aplastamiento a compresión de la membrana). Con el fin de determinar el tipo o modalidad de la falla, se deben considerar los esfuerzos principales de la membrana. Si ambos esfuerzos principales son de compresión, la falla de la membrana será por aplastamiento, mientras que si ambos esfuerzos principales son de tensión, la falla de la membrana será por la fluencia del refuerzo. Cuando el primer esfuerzo principal es de tensión, y el segundo es de compresión, se pueden dar tres modalidades de falla. En la modalidad DD, la falla se da debido a la fluencia dúctil del refuerzo en ambas direcciones antes de que se suscite el aplastamiento. En la modalidad B, se presenta el aplastamiento de la membrana antes de la fluencia en cualquier dirección. En la modalidad DB, la fluencia se presenta en una dirección seguida por el aplastamiento de la membrana sin fluir en la otra dirección.

Criterio de falla del tipo dúctil vs frágil

Con el fin de aplicar el criterio de la falla del tipo dúctil - frágil, se debe averiguar la dirección de la primera fluencia del refuerzo. El refuerzo en la dirección x , A_x será el primero en fluir si:

$$f_x / f'_x \geq f_y / f'_y \quad (23a)$$

Mediante los valores f_x y f_y , el criterio para que A_x fluya antes que A_y es:

$$\rho_x \leq \rho_y (f'_y / f'_x) ((C_x + C_{xy} \tan \alpha) / (C_y + C_{xy} \cot \alpha)) \quad (23b)$$

En esta ecuación, α se valúa mediante la ec. (14) a medida que se apliquen las condiciones antes de la fluencia. Si la desigualdad anterior se calcula de manera inversa, A_y se deformará antes que A_x . A menos que se establezca lo contrario, este desarrollo supone que la dirección de la primera fluencia será la dirección x .

La determinación se realiza con respecto a si A_x fluye antes del aplastamiento de la membrana o no, la membrana de la Fig. 5.2 se debe tomar en consideración. Asimismo, es necesario aplicar valores límite de σ_1 y σ_2 . El valor de σ_1 cuando A_x se encuentra en estado de fluencia inicial, se denomina

σ_1^* . Mediante r_1 (la relación de fuerzas del refuerzo) y θ , calculado con la ec. (1), σ_1^* se puede evaluar mediante la ec. (25).

$$r_1 = f_y \rho_y / f_x \rho_x = (C_y + C_{xy} \cot \alpha) / (C_x + C_{xy} \tan \alpha) \quad (24)$$

$$\sigma_1^* = f_x' \rho_x (\cos^2 \theta + r_1 \sin^2 \theta)$$

$$\sigma_1^* = R_x f_x' \rho_x \quad R_x = \cos^2 \theta + r_1 \sin^2 \theta \quad (25)$$

El valor de σ_2 cuando la membrana se aplasta, es equivalente a σ_{2B}^U que corresponde al aplastamiento tipo B y se evalúa mediante la ec. (18).

El hecho de que la membrana fluya o aplaste primero, depende de las magnitudes reales de los esfuerzos principales del σ_1 , σ_2 comparados con los valores límite σ_1^* y σ_{2B}^U . La membrana fluirá antes de aplastarse si:

$$\sigma_1 / \sigma_1^* \geq \sigma_2 / \sigma_{2B}^U \quad (26a)$$

Mediante las expresiones anteriores para los valores límite, se obtiene el siguiente criterio para la fluencia antes del aplastamiento. La relación σ_1 / σ_2 es una característica de la carga.

$$\rho_x \leq (-\sigma_1 / \sigma_2) (R_B f_c / R_x f_x') = \rho_{xc} \quad (26b)$$

Cuando $\rho_x \leq \rho_{xc}$, se presenta una falla del tipo dúctil en la modalidad DD o en la modalidad DB. Los valores de la primera fluencia de A_x , del ángulo de la grieta, la carga y el ancho de la grieta, se calculan como ya se dijo bajo la falla del tipo DB. Por lo tanto, al utilizar el ángulo de la grieta obtenido con la ec. (14), el nivel de carga σ_1^Y se obtiene con la ec. (6a) siendo $f_x = f_x'$, y el ancho de la grieta $(kd)^Y$ se obtiene mediante la ec. (12). Cuando se diseña una membrana, el criterio anterior se modifica. La Referencia 1 recomienda $\rho_x \leq 0.6 \rho_{xc}$ como una medida conservadora para asegurar la falla del tipo dúctil.

Cuando $\rho_x > \rho_{xc}$, se presenta una falla por aplastamiento de la membrana en la modalidad B, siendo $\sigma_2 = \sigma_{2B}^U = R_B f_c$. El índice de la carga σ_{1B} se obtiene mediante la ec. (27).

$$\sigma_{1B} = (-\sigma_1 / \sigma_2) R_B f_c \quad (27)$$

Aquí aplica el ángulo de la grieta proporcionado por la ec. (14). Las componentes de esfuerzos y el ancho de la grieta se obtienen mediante el índice de carga σ_{1B} en las ecuaciones (5), (6) y (12).

Criterio para las fallas del tipo DD o DB.

El aumento de la carga que sobrepasa la necesaria para causar la primera fluencia en A_x , está acompañado por cambio en la dirección de la grieta y las componentes de esfuerzos. La determinación se realiza con respecto a si A_y también alcanza a fluir antes de que la membrana se aplaste (modalidad DD) o si la membrana se aplasta antes de presentar la fluencia de A_y (modalidad DB), con el incremento de la carga.

Se calcula el valor límite de σ_1 con la fluencia de A_y en la modalidad DD, denominado σ_1^{**} . La ec. (6a) y (6b) aplican a $f_x = f_x^y$ y $f_y = f_y^y$.

$$f_x^y \rho_x = \sigma_1^{**} (C_x + C_{xy} \tan \alpha) \quad (28a)$$

$$f_y^y \rho_y = \sigma_1^{**} (C_y + C_{xy} \cot \alpha) \quad (28b)$$

Los valores α y σ_1^{**} se obtienen para las incógnitas mediante las ecuaciones anteriores. Ya que A_y se encuentra en el estado de fluencia inicial, el ancho de la grieta se obtiene con la ec. (13), que se basa en la deformación unitaria elástica en la dirección y . Es entonces cuando se calcula el incremento en el ancho de la grieta $(\Delta kd)_{DD}$ sobre la deformación de fluencia de A_x .

El valor límite de σ_2 correspondiente al aplastamiento después de la primera fluencia de A_x , se denomina σ_{2DB}^U . El valor de σ_{2DB} que se relaciona con el incremento en el ancho de la grieta $(\Delta kd)_{DB}$, se obtiene de la forma como se describe en la sección de las fallas del tipo DB.

$$\sigma_{2DB}^U = -r_2 R_B f_c \quad (20)$$

El nivel de carga σ_{1DB} correspondiente al valor de $\sigma_2 = \sigma_{2DB}^U$ se obtiene de la siguiente manera.

$$\sigma_{1DB} = (\sigma_1/\sigma_2) \sigma_{2DB}^U \quad (29)$$

El hecho de que la falla suceda en la modalidad DD (fluencia de A_y después de la fluencia de A_x), o en la modalidad DB (aplastamiento de la membrana después de la fluencia de A_x), depende de las magnitudes relativas de los niveles de carga σ_1^{**} y σ_{1DB} establecidos anteriormente para dichas modalidades.

Si...

$$\sigma_1^{**} \leq \sigma_{1DB} \quad (30)$$

la falla será del tipo DD y A_y fluirá, el índice de falla por carga es σ_1^{**} y los valores anteriores de α y kd serán aplicables. Las componentes de los esfuerzos se obtienen mediante estos valores de σ_1^{**} y α en la ec. (5) y (6).

Sin embargo, si la desigualdad (ec. (30)) se puede revertir, la membrana se aplastará antes de que A_y fluya. En este caso, la magnitud anterior del nivel de carga σ_{1DB} no es válida, ya que no corresponde al incremento del ancho de la grieta Δkd que se calculó para el nivel de carga mayor con A_y fluyendo. El valor adecuado del nivel de carga σ_{1DB} se debe establecer con el fin de provocar un incremento en el ancho de la grieta el cual, a su vez, definirá una fuerza de aplastamiento correspondiente al mismo nivel de carga que se aplicó.

El valor adecuado de σ_{1DB} se determina mediante iteraciones que se repiten hasta que el valor de la carga del principio y final de la iteración sean lo suficientemente parecidos. Los cálculos para cada iteración, son similares a aquellos que se utilizaron para establecer el criterio, ec. (30). No obstante, cada iteración inicia con un valor de carga supuesto $(\sigma_{1DB})_i$, para que las incógnitas de la ec. (28a) y (28b) sean α y la magnitud de f_y . Después de haber determinado estos valores, el incremento en el ancho de la grieta $(\Delta kd)_i$, la resistencia al aplastamiento $(\sigma_{2DB}^U)_i$ y el nivel de carga $(\sigma_{1DB})_i$ se calculan como se estableció anteriormente. El nivel de precisión D_i , relacionado con cada carga de prueba, es la diferencia entre los niveles de carga al inicio y final de la iteración.

$$D_i = (\sigma_{1DB})_j - (\sigma_{1DB})_i \quad (31)$$

Aquí, los valores calculados para establecer los criterios (ec. (30)), sirven como valores iniciales $(\sigma_{1DB})_i$, $(\sigma_{1DB})'_i$ y D_i . Para la siguiente prueba se supone que la carga será el promedio de los valores iniciales.

$$(\sigma_{1DB})_1 = 0.5 ((\sigma_{1DB})_i + (\sigma_{1DB})'_i) \quad (32)$$

Se calculan los valores relacionados $(\sigma_{1DB})'_i$ y D_i .

Después, se adoptan cargas de pruebas sucesivas con interpolación mediante el uso de los resultados calculados con D_i como medida de precisión. En los cálculos que involucran a las muestras de Vecchio y Collins, se requirieron de tres iteraciones después de los valores iniciales para reducir D a menos de 1% de la carga.

Con el nivel de carga anterior o σ_{1DB} que se determinó para la falla del tipo DB, los valores relacionados calculados para α y kd , serán aplicables. Entonces, se determinan los valores de las componentes de los esfuerzos mediante la ec. (5) y (6) utilizando estos valores de σ_1 y α .

TABLA 4. Programa de pruebas de Vecchio y Collins. Predicción de resultados

Spec. no.	Elastic phase, first yield or crushing			Post-elastic phase second yield or crushing			Failure		
	α , deg	f_y , MPa	f'_c , MPa	α , deg	$(f_y)_{pr}$, MPa	$(f'_c)_{pr}$, MPa	v_p , test	v_p , predicciones	Mode
4	43.0	2.37		43.0	2.37		1.12		DD
6	43.0	4.73		43.0	4.73		0.96		DD
9	43.0		3.60				1.04		B
10	41.4	2.13		36.8	2.28		1.08		DD
11	43.1	3.28		40.3	3.38		0.99		DD
12	36.1	1.64		23.3		2.77	1.13		DB
14	43.0	1.89		43.0	1.89		1.13		DD
16	33.8	1.64		23.0		1.06	0.99		DB
19	39.1	2.37		28.3		1.37	1.01		DB
20	40.3	2.37		30.6		1.37	0.96		DB
21	43.0	2.37		36.7		3.31	0.96		DB
22	44.0		6.02				1.00		B
23	43.0		0.91				1.00		B
25	43.0		9.87				1.01		B
26	41.4	3.30		37.8		6.02	0.98		DB
27	43.0		4.38				1.00		B
28	43.0		3.28				1.02		B

1 MPa = 143 psi.

COMPARACION CON LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

Los resultados del programa de experimentos de la Referencia 7 se comparan con las predicciones de las modalidades de fallas, cargas y ángulos de las grietas, con base en la metodología aquí descrita. Los resultados de las pruebas correspondientes a las características de estas fallas se encuentran en la Tabla 1 y la predicción de resultados se encuentra en la Tabla 4. El procedimiento de cálculo para la predicción de resultados se ilustra mediante los ejemplos que aparecen en el Apéndice.

La comparación de los resultados de las 17 muestras, expresan un éxito casi total en la predicción de la modalidad de la falla. Únicamente en un caso, la muestra SV10 manifiesta una diferencia en los resultados; la muestra indica una falla del tipo dúctil en la modalidad DB, mientras que la predicción indica una falla del tipo dúctil en la modalidad DD. La falla de las seis muestras por compresión (modalidad B) se predijo correctamente. Asimismo, en las modalidades dúctiles, se realizaron predicciones correctas correspondientes a seis de siete muestras que presentaron rupturas debido a la fluencia del refuerzo en una dirección, seguida por el aplastamiento (modalidad DB), y también a cuatro muestras que presentaron rupturas debido a la fluencia del refuerzo en ambas direcciones, (modalidad DD).

Las cargas de falla calculadas y los ángulos de las grietas, muestran una correspondencia satisfactoria con los resultados de las pruebas. Las relaciones de las cargas de fallas de las pruebas y predicciones aparecen en la Tabla 4. Estas relaciones se encuentran en el rango de 0.90 y 1.13 con un promedio de relación de 1.02 para cada muestra. Los ángulos de grietas calculados se

pueden compararse con los ángulos de la dirección de la deformación unitaria principal dada en la Referencia 7 y que aparecen en la lista de la Tabla 1.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se elaboró una metodología para determinar el comportamiento de las membranas de concreto reforzado sujetas a cargas crecientes hasta provocar la falla. En este documento se mostró que el funcionamiento general se encuentra regido por tres modalidades de falla: dúctil (modalidad DD), dúctil - frágil (modalidad DB) y frágil (modalidad B). La modalidad dúctil se refiere a la fluencia del refuerzo con un esfuerzo equivalente al esfuerzo de fluencia. En este documento se proporciona el nivel de esfuerzo de la membrana relacionado con la modalidad frágil.

La resistencia de la membrana a la falla del tipo frágil por aplastamiento se evalúa como el esfuerzo principal de compresión de la membrana. Con base en las consideraciones teóricas y empíricas, la fuerza de compresión se expresa como una función de los esfuerzos de la membrana y el ancho de las grietas. Las ecuaciones para la evaluación de las fuerzas, se proporcionan para dos tipos de aplastamientos: Tipo B (en donde el aplastamiento sucede antes de cualquier fluencia del refuerzo) y Tipo DB (en donde el aplastamiento sucede después de la fluencia en una dirección).

Se proporcionaron criterios y metodologías para determinar la modalidad de las fallas, las cargas de falla, los esfuerzos en los materiales y las características de las grietas. Estos esfuerzos en el refuerzo y el concreto y la dirección y ancho de las grietas se pueden calcular a cualquier nivel de carga. Se mantiene el equilibrio entre los esfuerzos internos y los esfuerzos aplicables, y en la falla, los esfuerzos son iguales o menores que los valores resistentes. Por lo tanto, la carga de fallas representa límite seguro de la carga.

La metodología se confirmó satisfactoriamente mediante las predicciones y los resultados de las pruebas. Para el programa de pruebas de la Referencia 7, se realizaron predicciones con gran precisión en lo que se refiere a las modalidades de las fallas, las capacidades y las grietas de las muestras.

5.2 APLICACION DE LA TEORIA A LOS ENSAYES

En la experimentación que se llevó a cabo en los paneles, el planteamiento teórico que se siguió fue estudiar el comportamiento del cortante puro, en donde se hicieron de acuerdo al estado de esfuerzos que se muestran en la siguiente figura 5.6.

Analizado con la metodología antes vista, los mismos se compararán. El espécimen es un panel rectangular con refuerzo ortogonal (malla) paralelo a las orillas, sometido a cortante puro que se incrementa uniformemente hasta la falla.

La determinación del esfuerzo en el refuerzo y en el concreto, se hará en función del modo de la falla, y las características de las grietas estarán asociadas con los comportamientos límites de la falla.

5.2.1 CASO DEL MURO DE 2.63 m DE LARGO

El elemento diferencial que se idealizó en el muro de 2.63 m de longitud para éste estado de esfuerzos, se muestra a continuación:

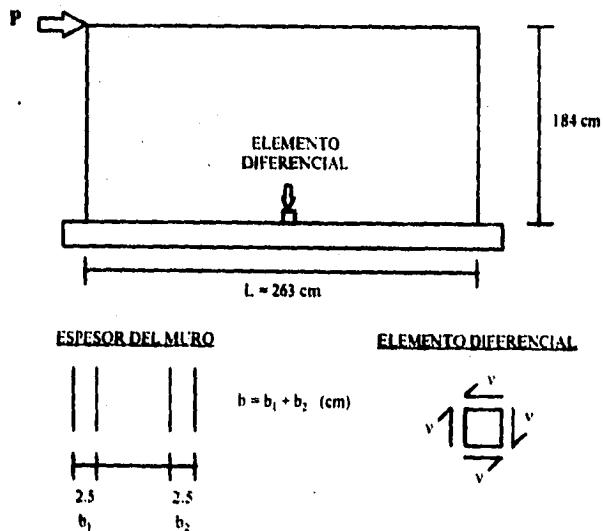


Figura 5.6 Elemento diferencial en el muro de 2.63 m de largo.

Las características físicas principales se enlistan continuación:

Esfuerzo de fluencia del acero de la malla:

$$f'_x = 5\ 000\ \text{Kg/cm}^2 = f'_y$$

Resistencia del mortero:

$$f'_c = 200\ \text{Kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2 \times 10^6\ \text{Kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del mortero:

$$E_c = 7\ 500 \sqrt{f'_c} = 106\ 066\ \text{Kg/cm}^2$$

Relación acero mortero ρ en 100 cm de ancho por 2.5 cm de espesor:

área total del acero (malla de 1/8):

$$\pi \times ((2.54/8)/2)^2 = 0.08\ \text{cm}^2\ (\text{Area de una varilla})$$

$$0.08 \times 7\ (\text{varillas}) = 0.56\ \text{cm}^2$$

área total del mortero:

$$250 - 0.56 = 249.44\ \text{cm}^2$$

se tiene entonces que:

$$\rho_x = \rho_y = 0.56/249.44 = 0.0024$$

Suponiendo:

$$\mu = 0.15$$

Para:

$$P = 12\ 000\ \text{Kg}$$

$$v = P/A = 12\ 000/(L \times b) = 9.12\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 9.12\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -9.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1/\sigma_2 = -1.0 \quad C_x = 0 \quad C_y = 0 \quad C_{xy} = 1.0$$

$$\theta = 45^\circ$$

En la solución que se siguió dentro de los cálculos fue el de la Fase Elástica, que consiste en determinar el esfuerzo de fluencia en donde debe cumplir que:

$$f_x \leq \bar{f}_x \quad \epsilon_x \leq \bar{\epsilon}_x / E_s$$

Enseguida se determina el ángulo de agrietamiento en el muro de acuerdo a la ec. (14).

$$\tan^2 \alpha ((1/0.0024) + (2 \times 10^6/106\ 066)) = (1/0.0024) + (2 \times 10^6/106\ 066)$$

El ángulo de agrietamiento es: $\alpha = 45^\circ$

De acuerdo con lo obtenido, nos llevará a un rango en la aplicación de las cargas, lo cual nos dirá si el refuerzo fluirá primero o se producirá un aplastamiento de la membrana.

Sustituyendo valores en las ecuaciones (15a), (15b) y (15c); obtenemos:

$$s = 1.0 \quad (15a)$$

$$r_1 = 1.0 \quad (15b)$$

$$s' = 1.0 \quad (15c)$$

De acuerdo con estos valores se obtiene:

$$R' = 0.31 \quad (17b)$$

$$R_B = 0.31 \quad (19)$$

$$\sigma_{zB}^U = -62 \quad (18)$$

Para la determinación en cual de las direcciones se inicia la falla, se aplica la ec. (23b):

$$0.0024 \leq 0.0024 (5\ 000/5\ 000)((1 \times \tan 45^\circ)/$$

$$(1 \times (\cos 45^\circ/\sin 45^\circ))) = 0.0024 \therefore \text{si cumple} \quad (23b)$$

entonces la dirección en la que se presentará la falla será en x antes que en y.

Ahora se determina que tipo de falla es la que se puede producir en la membrana, que puede ser de tipo frágil o dúctil. Calculando por medio de la ec. (25) y (26b) tenemos:

$$R_x = 1.0 \quad (25)$$

$$\rho_{xc} = 0.0124 \quad (26b)$$

$\rho_x = 0.0024 < \rho_{xc} = 0.0124$; A_x se produce antes de que la membrana se aplaste, el modo de la falla es dúctil (DD o DB).

Para este muro se tiene que:

$$\begin{aligned} 5\ 000 \times 0.0024 &= \sigma_y^Y, (0 + 1.0 \times \tan 45^\circ) \\ &= 12 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6a) \end{aligned}$$

obteniendo el esfuerzo principal en la dirección y.

$$v_{xy}^Y = 12 \times 1.0 = 12 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5e)$$

De acuerdo con la relación de acero y la cantidad de éste, se obtiene que el resultado de la resistencia al cortante estará dado por 12 Kg/cm^2 ; se obtiene una diferencia respecto al valor medido 9.12 Kg/cm^2 .

Con éste criterio también se puede determinar el ancho promedio de las grietas de acuerdo con lo siguiente:

$$f_y \times 0.0024 = 12/1 \quad f_y = 5\ 000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6b)$$

$$f_{c2} = 12/(\sin 45^\circ \times \cos 45^\circ) = 24 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5a)$$

$$kd \cos^2 45^\circ = (12 \times \tan 45^\circ)/(0.0024 \times 2 \times 10^6) +$$

$$(12/106\ 066)(\tan 45^\circ - 0.15 (\cos 45^\circ/\sin 45^\circ))$$

$$(kd)^Y = 0.00518 \text{ mm/mm} \quad (12)$$

Ahora se determinará el esfuerzo teórico para el cual se apreciará la falla de tipo dúctil del muro:

$$f_x = f^Y_x \quad \epsilon_x > f^Y_x / E_s$$

Con los valores de α , σ_1^{**} , $(\Delta kd)_{DB}$, σ_{2DB}^U , y aplicando las ec. (6a) y (6b), se llega a:

$$5\,000 \times 0.0024 = \sigma_1^{**} \times 1.0 \tan \alpha \quad (6a)$$

$$5\,000 \times 0.0024 = \sigma_1^{**} \times 1.0 (\cos \alpha / \sin \alpha) \quad (6b)$$

En donde: $\alpha = 45^\circ$ $\sigma_1^{**} = 12 \text{ Kg/cm}^2$

$$kd \sin^2 45^\circ = (12 \times \cot 45^\circ) / (0.0024 \times 2 \times 10^6) +$$

$$(12/106\,066)(\cot 45^\circ - 0.15 \tan 45^\circ)$$

$$(kd)^U = 0.00518 \quad ; \quad (\Delta kd)_{DB} = 0.00518 - 0.00518 = 0 \quad (13)$$

$$r_2 = 1.0 - (40 \times 0) = 1.0 \quad (22)$$

$$\sigma_{2DB}^U = -1.0 \times 0.31 \times 200 = -62 \text{ Kg/cm}^2 \quad (20)$$

Calculando el valor límite de aplastamiento después de la primera fluencia:

$$\sigma_{1DB} = 1/-1 \times (-62) = 62 \text{ Kg/cm}^2 \quad (29)$$

Aplicando la ecuación (30), obtenemos el modo de falla:

$$\sigma_1^{**} = 12 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{1DB} = 62 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto tenemos que el modo de falla obtenido es: Modo Dúctil. El ángulo de agrietamiento es $\alpha = 45^\circ$, la separación de abertura es $Kd = 0.00518$ mm/mm. El esfuerzo máximo estará dado por $\sigma_1^{**} = 12 \text{ Kg/cm}^2$, mientras que el esfuerzo resistente medido fue 9.12 Kg/cm^2 .

5.2.2 CASO DEL MURO DE 1.32 m DE LARGO

En este caso las condiciones del muro son las mismas que las anteriores, esto es:

$$f'_x = 5\,000 \text{ Kg/cm}^2 = f'_y$$

$$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 106\,066 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_x = \rho_y = 0.0024$$

$$\mu = 0.15$$

Para el caso del ancho de la membrana es también de 5 cm, pero las condiciones de carga y de cortante son diferentes:

$$P = 8\,500 \text{ Kg}$$

$$v = P/A = 8\,500/(L \times b) = 8\,500/(132 \times 5) = 12.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 12.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -12.60 \text{ Kg/cm}^2$$

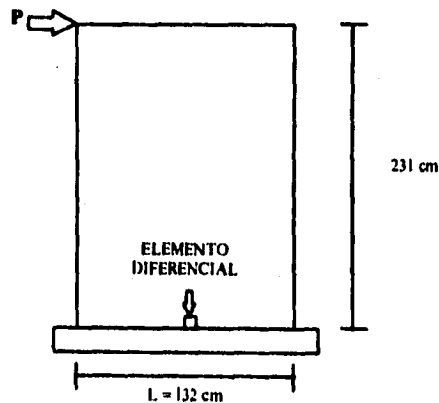


Figura 5.7 Elemento diferencial en el muro de 1.32 m de largo.

El elemento diferencial aplicado en este muro se dejó con las mismas condiciones que el muro anterior por lo que:

$$\sigma_1/\sigma_2 = -1.0 \quad C_x = 0 \quad C_y = 0 \quad C_{xy} = 1.0$$

$$\theta = 45^\circ$$

Este muro tiene las mismas condiciones que el muro anterior, por tanto la falla de este muro se presentará al igual que el anterior en el Modo Dúctil, con $\alpha = 45^\circ$, $kd = 0.00518$ en lo que respecta a la abertura de grieta.

Esto se verifica cuando al encontrar $\sigma_1 = 12 \text{ Kg/cm}^2$, en las ecuaciones simultáneas (6a) y (6b) nos da los mismos resultados y los mismos ángulos. La resistencia medida fue de 12.60 Kg/cm^2 .

En éste caso en particular la resistencia teórica a cortante de ambos muros es la misma ya que tienen el mismo refuerzo; sin embargo se cuestiona el porque el muro esbelto alcanzó esa capacidad y el muro bajo no lo hizo, siendo que deberá ser todo lo contrario. La respuesta está de que en el muro esbelto se omitirán las grietas por flexión, cosa que no sucedió en el otro muro como ya se indicó, lo cual produjo esfuerzos adicionales de tensión por flexión que disminuyeran la capacidad a cortante.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se verificó experimentalmente que paneles hechos a pie de obra, consistentes en dos mallas electrosoldadas unidas con alambón, a través de una capa de poliestireno, pueden funcionar estructuralmente como una membrana reforzada.

En un trabajo anterior (referencia 4), se comprobó mediante ensayos que estos paneles son capaces de soportar adecuados niveles de carga axial; en esta investigación, se verificó su capacidad para resistir cargas laterales y momentos flexionantes, como los inducidos por sismo.

Se comprobó que la Teoría de Vecchio y Collins puede predecir aceptablemente la resistencia y tipo de falla de muros cuyo comportamiento se asemeje a membranas reforzadas ortogonalmente y están sujetas a esfuerzos cortantes y normales, ya sea por flexión o carga axial, como fue el caso de los paneles aquí estudiados

El ensayo de los muros hechos con paneles aligerados hizo ver que éstos tienen buen comportamiento ante cargas laterales y son capaces de resistir efectos de flexión y cortante, por lo que es factible su utilización con fines estructurales.

Al colocar acero suficiente en los extremos para evitar la falla por flexión, por ejemplo con el criterio que marcan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, puede alcanzarse la capacidad teórica a cortante de los paneles esta capacidad está dada por la fluencia del acero de refuerzo.

La resistencia a cortante estará dada por la menor cuantía de refuerzo (ya sea horizontal o vertical) uniformemente distribuida que se tenga en el alma del muro, y puede de manera sencilla calcularse mediante la expresión:

$$v = p f_y$$

donde:

$$p = A_s/A_l$$

A_s es el área de acero de la malla por metro; A_l es el área efectiva de las capas de mortero; y f_y es el esfuerzo de fluencia de la malla. La expresión anterior es válida siempre y cuando se evite la falla por flexión, como anteriormente se dijo.

Como valor nominal de diseño a cortante se propone que se use:

$$v^* \cong 1/3 p f_y$$

Se recomienda que para los aplanados que cubren el refuerzo se usen morteros con una resistencia no menor a 150 kg/cm^2 , para evitar fallas de tipo frágil por aplastamiento bajo cargas verticales.

La fuerza cortante resistente calculada con este criterio es suficiente para que se puedan usar este tipo de paneles en construcción de vivienda sin ningún problema.

También se comprobó que los muros presentan gran resistencia a las temperaturas altas y al fuego directo, ya que la membrana de poliestireno no ayuda a la propagación del fuego, porque se desintegra sin producir flama al momento que hace contacto con el mismo.

En cuanto a la penetración de objetos en los muros, se pudo observar que existe cierta dificultad para ser penetrados, ya que la masa de poliestireno actúa como un amortiguador al recibir un impacto. Sin embargo, para la penetración de tornillos y brocas, el uso de una pequeña guala hace que esto se facilite, aunque en éstos casos se producen ciertos despostillamientos que son normales.

Es difícil que los clavos penetren ya que la dureza del mortero hace que éstos se doblen sin poder introducirse.

De las pruebas de extracción, se vió que los tornillos presentan gran dificultad cuando éstos se colocan con taquete. Este actúa como una masa expansiva dentro del muro y hace que el tornillo tenga una gran presión contra las paredes que lo rodean, evitando que sea fácilmente extraído; esto no es igual para el caso de extracción de clavos, que de introducirlos al muro, producen un despostillamiento de igual dimensión que el diámetro de éste, quedando sin ninguna presión de las paredes del muro contra el clavo, pudiendo así extraerlo de manera sencilla.

La membrana de poliestireno que tiene el muro sirve de aislante térmico y acústico.

Este sistema constructivo con paneles de tipo industrial se emplea actualmente para la construcción de diversos tipos de viviendas y en complejos residenciales, comerciales e industriales en sustitución de la mampostería tradicional.

La intención de este trabajo fue hacer ver que es también factible la utilización de estos paneles pero fabricados de una manera más rudimentaria, tal que sea factible la autoconstrucción de los mismos. Los resultados aquí encontrados son totalmente aplicables a los paneles industrializados

Por lo anteriormente analizado, podemos concluir que la aplicación de muros con alma de poliestireno envuelta con malla electrosoldada y cubierta ésta con una capa de mortero, es un sistema con ventajas considerables, ya que su construcción no requiere de cimbrado, ni de mano de obra calificada, y pueden fabricarse a pie de obra.

ANEXO

FALTA PAGINA

No 99.a la.....

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
43	1.476	1.483	0	I	-0.024	-0.017
44	1.489	1.437	2300	D	-0.001	-0.063
45	1.505	1.432	3059	D	0.005	-0.068
46	1.487	1.471	0	D	-0.013	-0.029
47	1.462	1.511		I	-0.038	0.011
48	1.485	1.521	-2668	I	-0.045	0.021
49	1.480	1.529	-3480	I	-0.050	0.029
50	1.445	1.538	-4280	I	-0.055	0.036
51	1.438	1.543	-5070	I	-0.062	0.043
52	1.428	1.555	-5880	I	-0.074	0.055
53	1.418	1.566	-6680	I	-0.082	0.066

MURO DE 2.63 m

ULTIMA ETAPA

FOTO 21P
FOTO 22F

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
1	1.500	1.500	0	I	0.000	0.000
2	1.481	1.548	-921	I	-0.019	0.048
3	1.478	1.555	-1837	I	-0.024	0.055
4	1.470	1.566	-2888	I	-0.030	0.066
5	1.484	1.577	-3450	I	-0.038	0.077
6	1.455	1.584	-4260	I>	-0.045	0.084
7	1.450	1.595	-3450	I	-0.050	0.095
8	1.488	1.519	0	D	-0.014	0.019
9	1.508	1.487	2451	D	0.006	-0.033
10	1.517	1.435	3058	D	0.017	-0.065
11	1.528	1.421	3855	D	0.028	-0.079
12	1.535	1.404	4640	D>	0.035	-0.086
13	1.539	1.401	4188	D	0.039	-0.089
14	1.508	1.477	0	I	0.008	-0.023
15	1.469	1.548	-921	I	-0.031	0.048
16	1.481	1.565	-1837	I	-0.039	0.065
17	1.487	1.575	-2668	I	-0.043	0.075
18	1.455	1.584	-3450	I>	-0.045	0.084
19	1.452	1.585	-2825	I	-0.048	0.085
20	1.488	1.502	0	D	-0.014	0.002
21	1.518	1.440	1150	D	0.018	-0.060
22	1.525	1.428	2300	D	0.025	-0.072
23	1.531	1.416	3058	D	0.031	-0.084
24	1.535	1.409	3693	D>	0.035	-0.091
25	1.535	1.408	3532	D	0.035	-0.092
26	1.502	1.479	0	I	0.002	-0.021
27	1.464	1.552	-921	I	-0.038	0.052
28	1.487	1.568	-1837	I	-0.043	0.068
29	1.455	1.573	-2200	I>	-0.045	0.073
30	1.454	1.574	-1837	I	-0.045	0.074
31	1.485	1.500	0	D	-0.015	0.000
32	1.522	1.434	1150	D	0.022	-0.066
33	1.527	1.425	2300	D	0.027	-0.075
34	1.534	1.414	3058	D	0.034	-0.086
35	1.535	1.411	3532	D>	0.035	-0.089
36	1.536	1.411	3210	D	0.036	-0.089
37	1.503	1.478	0	I	0.003	-0.022
38	1.465	1.551	-921	I	-0.035	0.051
39	1.468	1.565	-1837	I	-0.042	0.065
40	1.455	1.572	-2356	I>	-0.045	0.072
41	1.454	1.573	-2018	I	-0.045	0.073
42	1.484	1.598	0	D	-0.018	0.098

EMPEZO

N°	MF (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
43	1.524	1.434	1150	D	0.024	-0.066
44	1.528	1.427	2300	D	0.028	-0.073
45	1.534	1.415	3058	D	0.034	-0.085
46	1.539	1.406	3855	D	0.039	-0.094
47	1.544	1.395	4640	D	0.044	-0.105
48	1.552	1.381	5425	D	0.052	-0.119
49	1.560	1.365	6210	D	0.060	-0.135
50	1.562	1.360	5896	D	0.062	-0.140
51	1.508	1.462	0	I	0.008	-0.038
52	1.465	1.543	-921	I	-0.035	0.043
53	1.457	1.561	-1837	I	-0.043	0.061
54	1.452	1.572	-2668	I	-0.048	0.072
55	1.448	1.581	-3450	I	-0.052	0.081
56	1.443	1.592	-4260	I	-0.057	0.092
57	1.438	1.602	-5070	I	-0.062	0.102
58	1.431	1.613	-5880	I	-0.069	0.113
59	1.426	1.618	-5394	I	-0.072	0.115
60	1.479	1.495	0	D	-0.021	-0.002
61	1.528	1.424	1150	D	0.028	-0.076
62	1.536	1.411	2300	D	0.036	-0.089
63	1.543	1.397	3058	D	0.043	-0.103
64	1.550	1.384	3855	D	0.050	-0.116
65	1.555	1.374	4640	D	0.055	-0.126
66	1.560	1.366	5425	D	0.060	-0.134
67	1.562	1.364	5111	D	0.062	-0.136
68	1.506	1.463	0	I	0.006	-0.037
69	1.469	1.548	-921	I	-0.041	0.048
70	1.450	1.568	-1837	I	-0.050	0.068
71	1.443	1.584	-2668	I	-0.057	0.084
72	1.438	1.595	-3450	I	-0.062	0.095
73	1.434	1.604	-4260	I	-0.066	0.104
74	1.431	1.609	-4748	I	-0.069	0.109
75	1.429	1.609	-4260	I	-0.071	0.109
76	1.478	1.494	0	D	-0.022	-0.008
77	1.534	1.416	4326	D	0.034	-0.084
78	1.540	1.406	7950	D	0.040	-0.094
79	1.547	1.393	3058	D	0.047	-0.107
80	1.554	1.380	3855	D	0.054	-0.120
81	1.557	1.372	4640	D	0.057	-0.128
82	1.560	1.366	5268	D	0.060	-0.135
83	1.561	1.363	5111	D	0.061	-0.137
84	1.503	1.463	0	I	0.003	-0.037
85	1.454	1.550	-921	I	-0.046	0.050
86	1.443	1.572	-1837	I	-0.057	0.072
87	1.438	1.587	-2668	I	-0.062	0.087
88	1.434	1.597	-3450	I	-0.066	0.097
89	1.431	1.603	-4098	I	-0.069	0.103
90	1.431	1.604	-3936	I	-0.069	0.104
91	1.477	1.493	0	D	-0.023	-0.007

EMPEZO

N°	MF (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
92	1.541	1.401	2300	D	0.041	-0.099
93	1.552	1.378	3855	D	0.052	-0.122
94	1.560	1.362	5425	D	0.060	-0.138
95	1.573	1.335	6995	D	0.073	-0.165
96	1.590	1.295	8587	D	0.090	-0.205
97	1.593	1.288	8109	D	0.093	-0.212
98	1.512	1.433	0	I	0.012	-0.067
99	1.445	1.565	-1837	I	-0.055	0.085
100	1.434	1.591	-3450	I	-0.088	0.091
101	1.424	1.610	-5070	I	-0.078	0.110
102	1.411	1.633	-6690	I	-0.089	0.133
103	1.394	1.654	-8225	I	-0.106	0.154
104	1.391	1.657	-7457	I	-0.109	0.157
105	1.488	1.500	0	D	-0.032	0.000
106	1.549	1.379	2300	D	0.049	-0.121
107	1.574	1.345	3855	D	0.074	-0.155
108	1.577	1.319	5425	D	0.077	-0.181
109	1.587	1.299	6995	D	0.087	-0.201
110	1.589	1.295	7313	D	0.089	-0.205
111	1.589	1.293	7313	D	0.089	-0.207
112	1.502	1.443	0	I	0.002	-0.057
113	1.419	1.579	-1837	I	-0.081	0.079
114	1.405	1.611	-3450	I	-0.095	0.111
115	1.394	1.629	-4746	I	-0.105	0.129
116	1.395	1.629	-4422	I	-0.105	0.129
117	1.487	1.486	0	D	-0.043	-0.014
118	1.539	1.362	2300	D	0.038	-0.138
119	1.549	1.334	2855	D	0.049	-0.168
120	1.559	1.311	5425	D	0.059	-0.189
121	1.560	1.309	5205	D	0.060	-0.191
122	1.488	1.442	0	I	-0.015	-0.058
123	1.405	1.588	-1837	I	-0.095	0.088
124	1.393	1.614	-3450	I	-0.107	0.114
125	1.393	1.614	-2825	I	-0.107	0.114
126	1.451	1.482	0	I	-0.049	-0.018
127	1.533	1.381	-1837	I	0.033	-0.139
128	1.548	1.332	-3450	I	0.048	-0.168
129	1.558	1.311	-5070	I	0.058	-0.189
130	1.564	1.295	-6386	I	0.064	-0.205
131	1.482	1.440	0	I	-0.018	-0.060
132	1.402	1.584	-1837	I	-0.098	0.084
133	1.394	1.604	-2825	I	-0.108	0.104
134	1.450	1.479	0	D	-0.050	-0.021
135	1.542	1.343	3058	D	0.042	-0.157
136	1.555	1.307	5425	D	0.055	-0.193
137	1.571	1.277	7791	D	0.071	-0.223
138	1.592	1.227	10180	D	0.092	-0.273
139	1.626	1.144	12602	D	0.126	-0.356
140	1.650	1.111	10987	D	0.150	-0.389

N°	MF (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
141	1.532	1.368	0	I	0.032	-0.132
142	1.423	1.598	-2668	I	-0.077	0.088
143	1.404	1.651	-5070	I	-0.086	0.181
144	1.392	1.704	-7457	I	-0.108	0.204
145	1.375	1.748	-9760	I	-0.128	0.248
146	1.320	1.805	-12212	I	-0.180	0.305
147	1.310	1.706	-7304	I	-0.190	0.206
148	1.412	1.669	0	I	-0.088	0.069

MURO DE 2.63 m

CORTANTE = CARGA / AREA (ANCHO x GROSOR)

GAMA = (E1 - E2)

E1=DIFER. F/ LONG. F

E2=DIFER. P/ LONG. P

LONGITUD DE LA DIAGONAL F = 234 cm

LONGITUD DE LA DIAGONAL P = 232.5 cm

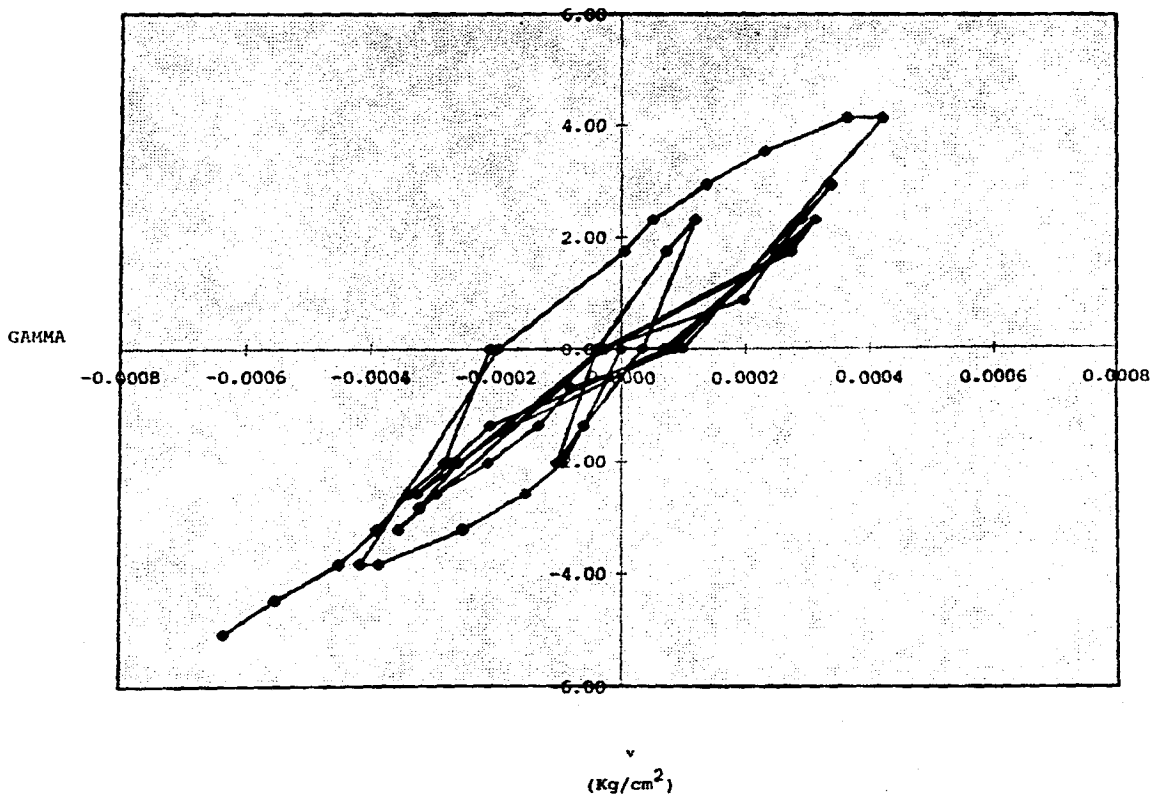
MURO DE 2.63 m

PRIMERA ETAPA

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	-0.000030	0.000030	-0.000060	-1.396958
3	-0.000051	0.000052	-0.000103	-2.028897
4	-0.000026	0.000013	-0.000039	0.000000
5	-0.000017	-0.000090	0.000073	1.749049
6	-0.000004	-0.000125	0.000120	2.325475
7	-0.000013	-0.000047	0.000034	0.000000
8	-0.000043	0.000017	-0.000060	-1.396958
9	-0.000056	0.000039	-0.000094	-2.028897
10	-0.000081	0.000073	-0.000154	-2.623574
11	-0.000128	0.000125	-0.000253	-3.239544
12	-0.000205	0.000181	-0.000386	-3.855513
13	-0.000222	0.000194	-0.000416	-3.855513
14	-0.000132	0.000065	-0.000197	0.000000
15	-0.000090	-0.000095	0.000005	1.749049
16	-0.000068	-0.000120	0.000052	2.325475
17	-0.000026	-0.000163	0.000138	2.931559
18	0.000009	-0.000224	0.000232	3.528517
19	0.000064	-0.000301	0.000365	4.125475
20	0.000085	-0.000335	0.000421	4.125475
21	-0.000043	-0.000142	0.000099	0.000000
22	-0.000098	-0.000017	-0.000081	-0.700380
23	-0.000115	0.000017	-0.000133	-1.396958
24	-0.000145	0.000069	-0.000214	-2.028897
25	-0.000179	0.000118	-0.000296	-2.623574
26	-0.000209	0.000146	-0.000356	-3.239544
27	-0.000094	-0.000060	-0.000034	0.000000
28	-0.000034	-0.000232	0.000198	0.874525
29	-0.000013	-0.000262	0.000250	1.749049
30	0.000009	-0.000284	0.000292	2.325475
31	0.000030	-0.000310	0.000340	2.931559
32	-0.000043	-0.000129	0.000086	0.000000
33	-0.000145	0.000030	-0.000175	-1.396958
34	-0.000175	0.000086	-0.000261	-2.028897
35	-0.000201	0.000120	-0.000321	-2.623574
36	-0.000094	-0.000069	-0.000025	0.000000
37	0.000004	-0.000271	0.000275	1.749049
38	0.000021	-0.000292	0.000314	2.326236
39	-0.000047	-0.000125	0.000075	0.000000
40	-0.000162	0.000047	-0.000210	-1.396958
41	-0.000184	0.000090	-0.000274	-2.028897
42	-0.000205	0.000120	-0.000326	-2.623574
43	-0.000103	-0.000073	-0.000029	0.000000

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ³)
44	-0.000004	-0.000271	0.000267	1.749049
45	0.000021	-0.000292	0.000314	2.326236
46	-0.000056	-0.000125	0.000069	0.000000
47	-0.000162	0.000047	-0.000210	0.000000
48	-0.000192	0.000090	-0.000283	-2.028897
49	-0.000214	0.000125	-0.000338	-2.623574
50	-0.000235	0.000165	-0.000390	-3.239844
51	-0.000265	0.000185	-0.000450	-3.855513
52	-0.000316	0.000237	-0.000553	-4.471483
53	-0.000350	0.000284	-0.000634	-5.087452

MURO 2.63 m
PRIMERA ETAPA



MURO DE 2.63 m

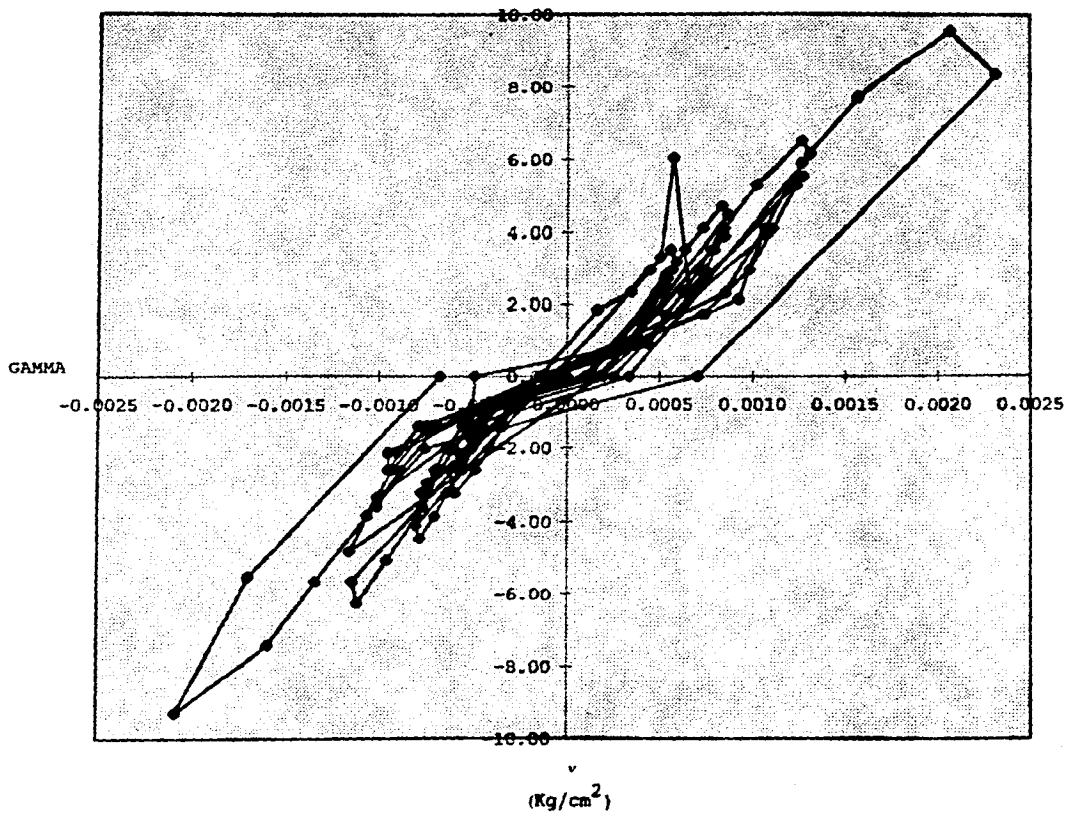
ULTIMA ETAPA

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	-0.000081	0.000198	-0.000279	-0.700380
3	-0.000103	0.000237	-0.000339	-1.396958
4	-0.000128	0.000284	-0.000412	-2.028897
5	-0.000164	0.000331	-0.000485	-2.623574
6	-0.000192	0.000404	-0.000597	-3.239544
7	-0.000214	0.000409	-0.000622	-2.623574
8	-0.000060	0.000082	-0.000142	0.000000
9	0.000026	-0.000142	0.000168	1.863878
10	0.000073	-0.000280	0.000352	2.325478
11	0.000111	-0.000340	0.000451	2.931559
12	0.000150	-0.000413	0.000562	3.528517
13	0.000167	-0.000426	0.000592	3.170342
14	0.000026	-0.000099	0.000125	0.000000
15	-0.000132	0.000206	-0.000339	-0.700380
16	-0.000167	0.000280	-0.000446	-1.396958
17	-0.000184	0.000323	-0.000508	-2.028897
18	-0.000192	0.000361	-0.000554	-2.623574
19	-0.000206	0.000368	-0.000571	-2.148289
20	-0.000060	0.000009	-0.000068	0.000000
21	0.000077	-0.000258	0.000335	0.874526
22	0.000107	-0.000310	0.000417	1.749049
23	0.000132	-0.000361	0.000494	2.325478
24	0.000160	-0.000391	0.000541	2.808368
25	0.000150	-0.000396	0.000545	2.685932
26	0.000009	-0.000090	0.000099	0.000000
27	-0.000164	0.000224	-0.000378	-0.700380
28	-0.000184	0.000292	-0.000476	-1.396958
29	-0.000192	0.000314	-0.000508	-1.673004
30	-0.000197	0.000318	-0.000515	-1.396958
31	-0.000084	0.000000	-0.000064	0.000000
32	0.000094	-0.000284	0.000378	0.874526
33	0.000116	-0.000323	0.000438	1.749049
34	0.000146	-0.000370	0.000516	2.325478
35	0.000150	-0.000383	0.000532	2.685932
36	0.000154	-0.000383	0.000537	2.441065
37	0.000013	-0.000095	0.000107	0.000000
38	-0.000160	0.000219	-0.000369	-0.700380
39	-0.000179	0.000280	-0.000459	-1.396958
40	-0.000192	0.000310	-0.000502	-1.791635
41	-0.000197	0.000314	-0.000511	-1.534601
42	-0.000068	0.000422	-0.000490	0.000000
43	0.000103	-0.000284	0.000386	0.874526
44	0.000120	-0.000314	0.000434	1.749049

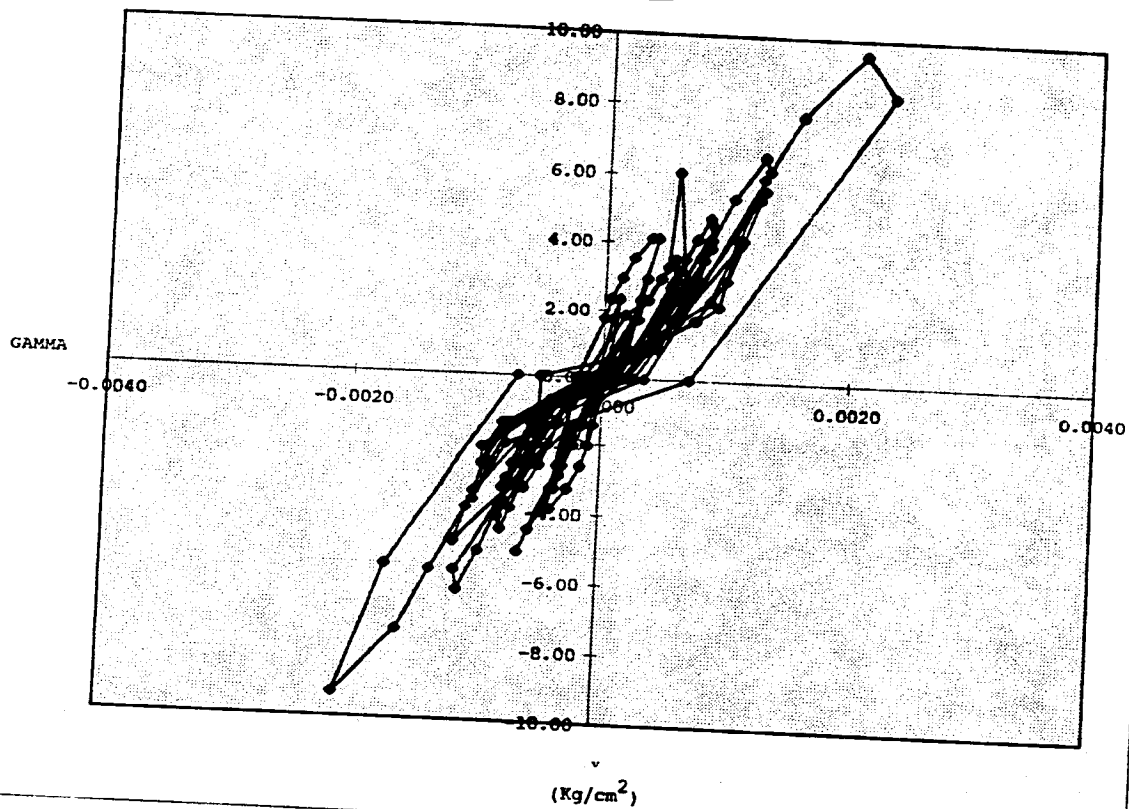
No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
45	0.000145	-0.000366	0.000511	2.325475
46	0.000167	-0.000404	0.000571	2.931559
47	0.000188	-0.000452	0.000640	3.528517
48	0.000222	-0.000512	0.000734	4.125475
49	0.000256	-0.000581	0.000837	4.722433
50	0.000265	-0.000602	0.000867	4.483650
51	0.000034	-0.000163	0.000198	0.000000
52	-0.000150	0.000185	-0.000335	-0.700380
53	-0.000184	0.000262	-0.000446	-1.396958
54	-0.000205	0.000310	-0.000515	-2.028897
55	-0.000222	0.000348	-0.000571	-2.623574
56	-0.000244	0.000396	-0.000639	-3.239544
57	-0.000265	0.000439	-0.000704	-3.855513
58	-0.000295	0.000486	-0.000761	-4.471483
59	-0.000308	0.000495	-0.000802	-4.101901
60	-0.000090	-0.000009	-0.000081	0.000000
61	0.000120	-0.000327	0.000447	0.874625
62	0.000154	-0.000383	0.000537	1.749049
63	0.000184	-0.000443	0.000627	2.325475
64	0.000214	-0.000499	0.000713	2.931559
65	0.000235	-0.000542	0.000777	3.528517
66	0.000256	-0.000576	0.000833	4.125475
67	0.000265	-0.000585	0.000850	3.886692
68	0.000026	-0.000189	0.000185	0.000000
69	-0.000175	0.000206	-0.000382	-0.700380
70	-0.000214	0.000292	-0.000506	-1.396958
71	-0.000244	0.000361	-0.000605	-2.028897
72	-0.000265	0.000409	-0.000674	-2.623574
73	-0.000282	0.000447	-0.000729	-3.239544
74	-0.000295	0.000469	-0.000764	-3.609125
75	-0.000303	0.000469	-0.000772	-3.239544
76	-0.000094	-0.000028	-0.000088	0.000000
77	0.000145	-0.000361	0.000507	3.289734
78	0.000171	-0.000404	0.000575	6.045627
79	0.000201	-0.000460	0.000661	2.325475
80	0.000231	-0.000516	0.000747	2.931559
81	0.000244	-0.000551	0.000794	3.528517
82	0.000256	-0.000581	0.000837	4.008084
83	0.000261	-0.000589	0.000850	3.886692
84	0.000013	-0.000189	0.000172	0.000000
85	-0.000197	0.000215	-0.000412	-0.700380
86	-0.000244	0.000310	-0.000553	-1.396958
87	-0.000265	0.000374	-0.000639	-2.028897
88	-0.000282	0.000417	-0.000699	-2.623574
89	-0.000295	0.000443	-0.000738	-3.116350
90	-0.000295	0.000447	-0.000742	-2.993156
91	-0.000098	-0.000030	-0.000066	0.000000
92	0.000175	-0.000426	0.000601	1.749049
93	0.000222	-0.000525	0.000747	2.931559
94	0.000256	-0.000594	0.000850	4.125475
95	0.000312	-0.000710	0.001022	5.319392
96	0.000385	-0.000882	0.001266	6.530038

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
97	0.000397	-0.000912	0.001309	6.166540
98	0.000051	-0.000288	0.000339	0.000000
99	-0.000235	0.000280	-0.000515	-1.396958
100	-0.000282	0.000391	-0.000673	-2.623574
101	-0.000325	0.000473	-0.000798	-3.855513
102	-0.000380	0.000572	-0.000952	-5.087452
103	-0.000453	0.000662	-0.001115	-6.254753
104	-0.000466	0.000675	-0.001141	-5.670722
105	-0.000137	0.000000	-0.000137	0.000000
106	0.000209	-0.000520	0.000730	1.749049
107	0.000316	-0.000667	0.000983	2.931559
108	0.000329	-0.000778	0.001108	4.125475
109	0.000372	-0.000865	0.001236	5.319392
110	0.000380	-0.000882	0.001262	5.661217
111	0.000380	-0.000880	0.001271	5.661217
112	0.000009	-0.000245	0.000254	0.000000
113	-0.000348	0.000340	-0.000688	-1.396958
114	-0.000406	0.000477	-0.000853	-2.623574
115	-0.000453	0.000555	-0.001008	-3.855513
116	-0.000449	0.000555	-0.001004	-3.362758
117	-0.000184	-0.000060	-0.000124	0.000000
118	0.000180	-0.000594	0.000743	1.749049
119	0.000209	-0.000714	0.000923	2.171103
120	0.000252	-0.000813	0.001088	4.125475
121	0.000288	-0.000922	0.001078	3.955175
122	-0.000064	-0.000249	0.000185	0.000000
123	-0.000406	0.000375	-0.000784	-1.396958
124	-0.000457	0.000490	-0.000946	-2.623574
125	-0.000457	0.000490	-0.000949	-2.149289
126	-0.000209	-0.000077	-0.000132	0.000000
127	0.000141	-0.000555	-0.000759	-1.396958
128	0.000205	-0.000723	-0.000928	-2.623574
129	0.000248	-0.000813	-0.001061	-3.855513
130	0.000274	-0.000882	-0.001155	-4.841068
131	-0.000077	-0.000256	0.000151	0.000000
132	-0.000419	0.000361	-0.000760	-1.396958
133	-0.000453	0.000447	-0.000900	-2.149289
134	-0.000214	-0.000060	-0.000123	0.000000
135	0.000179	-0.000676	0.000655	2.325475
136	0.000235	-0.000830	0.001065	4.125475
137	0.000303	-0.000859	0.001263	5.624718
138	0.000393	-0.001174	0.001567	7.741448
139	0.000538	-0.001531	0.002070	9.583270
140	0.000641	-0.001675	0.002314	8.355153
141	0.000137	-0.000568	0.000704	0.000000
142	-0.000329	0.000422	-0.000751	-2.028597
143	-0.000410	0.000549	-0.001060	-3.855513
144	-0.000462	0.000677	-0.001359	-5.670722
145	-0.000534	0.001058	-0.001592	-7.422053
146	-0.000769	0.001312	-0.002081	-9.286692
147	-0.000812	0.000888	-0.001898	-5.554373
148	-0.000376	0.000297	-0.000673	0.000000

MURO 2.63 m
ULTIMA ETAPA



**MURO DE 2.63 m
AMBAS ETAPAS**



MURO DE 1.32 m

PRIMERA ETAPA

N°	MF (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
1	1.498	1.497	0		0.000	0.000
2	1.520	1.492	1380	D	0.022	-0.005
3	1.504	1.487	0		0.006	0.000
4	1.480	1.511	-1475	I	-0.018	0.014
5	1.491	1.499	0		-0.007	0.002
6	1.510	1.491	1380	D	0.012	-0.006
7	1.520	1.467	2300	D	0.022	-0.010
8	1.501	1.492	0		0.003	-0.005
9	1.474	1.511	-1475	I	-0.024	0.014
10	1.490	1.497	0		-0.008	0.000
11	1.515	1.488	1380	D	0.017	-0.009
12	1.519	1.486	2300	D	0.021	-0.011
13	1.518	1.475	2906	D	0.020	-0.022
14	1.516	1.473	3058	D	0.018	-0.024
15	1.518	1.469	2906	D	0.020	-0.028
16	1.504	1.481	0		0.006	-0.016
17	1.471	1.512	-1475	I	-0.027	0.015
18	1.462	1.520	-1937	I	-0.036	0.023
19	1.438	1.534	-2512	I	-0.060	0.037
20	1.479	1.492	0		-0.019	-0.005
21	1.520	1.469	1610	D	0.022	-0.028
22	1.494	1.481	0		-0.004	-0.016
23	1.494	1.529	-2200	I	-0.004	0.032
24	1.428	1.534	-2625	I	-0.070	0.037
25	1.422	1.516	-2625	I	-0.076	0.019
26	1.469	1.486	0		-0.029	-0.009
27	1.513	1.463	1380	D	0.015	-0.034
28	1.514	1.461	2300	D	0.016	-0.036
29	1.512	1.452	3058	D	0.014	-0.045
30	1.515	1.447	3210	D	0.017	-0.050
31	1.488	1.488	0		-0.010	-0.029

MURO DE 1.32 m

SEGUNDA ETAPA

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
32	1.500	1.500	0	D	0.000	0.000
33	1.543	1.472	1150	D	0.043	-0.028
34	1.542	1.470	2300	D	0.042	-0.030
35	1.539	1.464	3058	D	0.039	-0.036
36	1.537	1.455	3855	D	0.037	-0.045
37	1.541	1.453	3855	D SOST	0.041	-0.047
38	1.512	1.483	0	D	0.012	-0.017
39	1.463	1.515	-921	I	-0.037	0.015
40	1.426	1.524	-1837	I	-0.074	0.024
41	1.398	1.535	-2668	I	-0.102	0.035
42	1.345	1.547	-3450	I	-0.155	0.047
	1.339	1.548	-3450	I SOST	-0.161	0.048
43	1.439	1.508	0	D	-0.061	0.008
44	1.509	1.460	1150	D	0.009	-0.040
45	1.486	1.483	0	D	-0.014	-0.017
46	1.376	1.535	-921	I	-0.124	0.035
47	1.355	1.543	-1837	I	-0.145	0.043
48	1.339	1.548	-2512	I	-0.161	0.048
49	1.445	1.507	0	D	-0.055	0.007
50	1.509	1.459	1150	D	0.009	-0.041
51	1.512	1.457	2300	D	0.012	-0.043
52	1.515	1.454	3058	D	0.015	-0.046
53	1.516	1.453	3285	D	0.016	-0.047
54	1.491	1.480	0	D	-0.009	-0.020
55	1.368	1.540	-921	I	-0.135	0.040
56	1.352	1.545	-1837	I	-0.148	0.045
57	1.345	1.548	-2200	I	-0.155	0.048
58	1.455	1.506	0	I	-0.045	0.006
59	1.514	1.455	1150	D	0.014	-0.045
60	1.495	1.478	0	D	-0.005	-0.022
61	1.361	1.543	-921	I	-0.139	0.043
62	1.345	1.547	-2018	I	-0.152	0.047
63	1.450	1.506	0	I	-0.050	0.006
64	1.514	1.455	920	D	0.014	-0.045
65	1.484	1.484	0	D	-0.016	-0.016
66	1.361	1.543	-921	I	-0.139	0.043
67	1.351	1.547	-837	I	-0.149	0.047
68	1.451	1.505	0	I	-0.049	0.005
69	1.514	1.455	920	D	0.014	-0.045
70	1.485	1.484	0	D	-0.015	-0.016
71	1.362	1.543	-920	I	-0.138	0.043
72	1.351	1.547	-1837	I	-0.149	0.047

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
73	1.482	1.505	0	I	-0.048	0.005
74	1.511	1.483	1150	D	0.011	-0.047
75	1.516	1.482	2300	D	0.016	-0.048
76	1.517	1.480	3058	D	0.017	-0.050
77	1.518	1.443	3855	D	0.018	-0.057
78	1.519	1.429	4640	D	0.019	-0.071
79	1.505	1.470	0	D	0.005	-0.030
80	1.387	1.531	-921	I	-0.143	0.031
81	1.345	1.536	-1837	I	-0.155	0.036
82	1.313	1.544	-2668	I	-0.187	0.044
83	1.283	1.550	-3450	I	-0.217	0.050
84	1.173	1.575	-4260	I	-0.327	0.075
85	1.372	1.514	0	I	-0.128	0.014
86	1.513	1.418	1150	D	0.013	-0.082
87	1.523	1.408	2300	D	0.023	-0.092
88	1.528	1.402	3058	D	0.028	-0.098
89	1.530	1.399	3855	D	0.030	-0.101
90	1.532	1.397	4640	D	0.032	-0.103
91	1.535	1.387	5425	D	0.035	-0.113
92	1.533	1.353	6995	D	0.033	-0.147
93	1.510	1.448	0	D	0.010	-0.062
94	1.287	1.532	-921	I	-0.203	0.032
95	1.262	1.537	-1837	I	-0.238	0.037
96	1.214	1.546	-2668	I	-0.286	0.046
97	1.156	1.554	-3450	I	-0.344	0.054

MURO DE 1.32 m

TERCERA ETAPA

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
98	1.671	1.384	1150	D	0.000	0.000
99	1.679	1.368	2300	D	0.008	-0.018
100	1.692	1.340	3058	D	0.021	-0.044
101	1.708	1.315	3855	D	0.037	-0.069
102	1.710	1.314	3855	D	0.039	-0.070
103	1.492	1.517	0	D	-0.179	0.133
104	1.392	1.661	-921	I	-0.279	0.177
105	1.366	1.665	-1837	I	-0.305	0.181
106	1.350	1.668	-2668	I	-0.321	0.184
107	1.333	1.672	-3450	I	-0.338	0.188
108	1.326	1.676	-2825	I	-0.345	0.192
109	1.439	1.537	0	D	-0.232	0.153
110	1.658	1.388	1150	D	-0.013	0.004
111	1.669	1.366	2300	D	-0.002	-0.018
112	1.680	1.343	3058	D	0.009	-0.041
113	1.690	1.329	3855	D	0.019	-0.055
114	1.705	1.314	4640	D	0.034	-0.070
116	1.705	1.314	4169	D	0.034	-0.070
116	1.548	1.490	0	I	-0.123	0.106
117	1.360	1.664	-921	I	-0.311	0.200
118	1.341	1.665	-1837	I	-0.330	0.201
119	1.467	1.536	0	I	-0.214	0.152
120	1.660	1.381	1150	D	-0.011	-0.003
121	1.668	1.369	2300	D	-0.005	-0.015
122	1.679	1.345	3058	D	0.008	-0.039
123	1.685	1.328	3855	D	0.014	-0.056
124	1.690	1.314	4483	D	0.019	-0.070
125	1.693	1.314	4169	D	0.022	-0.070
126	1.546	1.489	0	D	-0.125	0.106
127	1.482	1.626	0	I	-0.189	0.142
128	1.661	1.378	-921	I	-0.010	-0.006
129	1.667	1.366	-1837	I	-0.004	-0.018
130	1.676	1.346	-2668	I	0.005	-0.038
131	1.681	1.331	-3450	I	0.010	-0.053
132	1.688	1.308	-4260	I	0.017	-0.076
133	1.692	1.277	-5070	I	0.021	-0.107
134	1.697	1.241	-5880	I	0.026	-0.143
135	1.638	1.453	0	D	-0.133	0.069
136	1.628	1.348	1150	D	-0.043	-0.036
137	1.635	1.331	2300	D	-0.036	-0.053
138	1.650	1.293	3058	D	-0.021	-0.091
139	1.655	1.266	3855	D	-0.016	-0.118

N°	MP (cm)	MP (cm)	Carga (Kg)	LADO	DIFER. (cm)	DIFER. (cm)
140	1.663	1.233	4640			
141	1.666	1.206	5425	D	-0.008	-0.151
142	1.670	1.169	6210	D	-0.006	-0.178
143	1.675	1.126	6995	D	-0.001	-0.215
144	1.679	1.070	8887	D	0.004	-0.258
145	1.680	0.978	8269	D	0.008	-0.314
146	1.498	1.055	0	D	0.009	-0.406
147	1.541	1.002	0	I	-0.173	-0.329
148	1.549	0.977	-921	I	-0.130	-0.362
149	1.564	0.915	-1837	I	-0.122	-0.407
150	1.550	0.863	-2668	I	-0.117	-0.469
151	1.612	0.701	-3450	I	-0.121	-0.531
			-4260	I	-0.159	-0.683

MURO DE 1.32 m

CORTANTE = CARGA / AREA (ANCHO x GROSOR)

$$\text{GAMA} = (E1 - E2)$$

LONGITUD DE LA DIAGONAL F = 178 cm

LONGITUD DE LA DIAGONAL P = 180 cm

$$E1 = \text{DIFER. F} / \text{LONG. F}$$

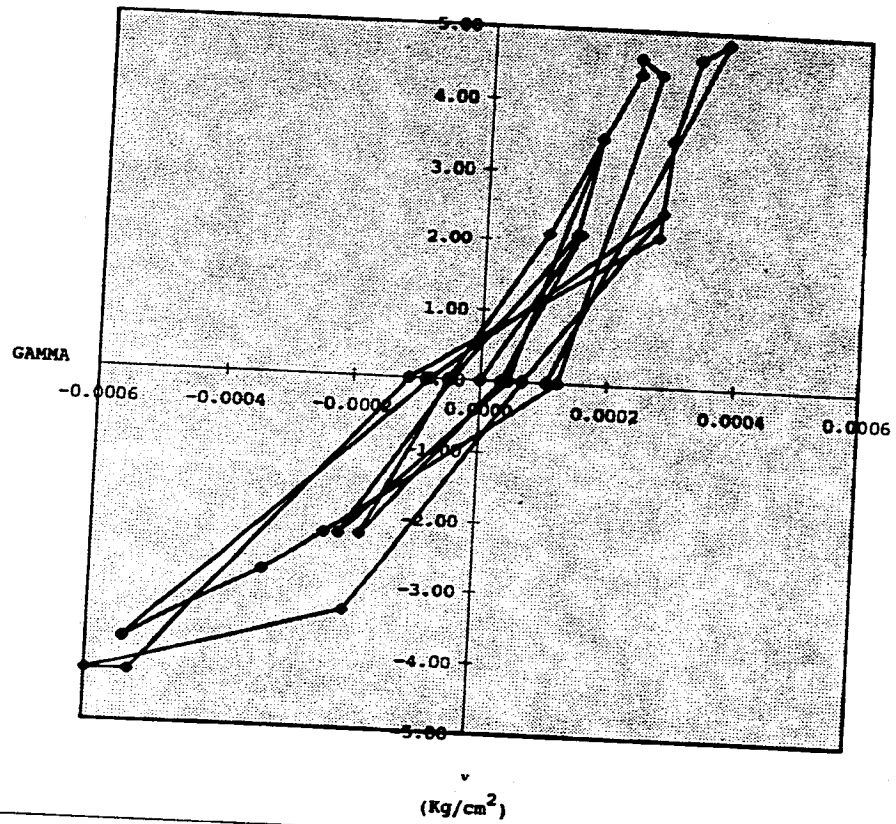
$$E2 = \text{DIFER. P} / \text{LONG. P}$$

MURO DE 1.32 m

PRIMERA ETAPA

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000124	-0.000028	0.000151	2.090909
3	0.000034	0.000000	0.000034	0.000000
4	-0.000101	0.000078	-0.000179	-2.234848
5	-0.000039	0.000011	-0.000050	0.000000
6	0.000067	-0.000033	0.000101	2.090909
7	0.000124	-0.000056	0.000179	3.484848
8	0.000017	-0.000028	0.000048	0.000000
9	-0.000136	0.000078	-0.000213	-2.234848
10	-0.000045	0.000000	-0.000045	0.000000
11	0.000096	-0.000050	0.000148	2.090909
12	0.000118	-0.000061	0.000179	3.484848
13	0.000112	-0.000122	0.000235	4.403030
14	0.000101	-0.000133	0.000234	4.633333
15	0.000112	-0.000156	0.000268	4.403030
16	0.000034	-0.000089	0.000123	0.000000
17	-0.000162	0.000083	-0.000235	-2.234848
18	-0.000202	0.000128	-0.000330	-2.783333
19	-0.000337	0.000206	-0.000543	-3.806061
20	-0.000107	-0.000028	-0.000079	0.000000
21	0.000124	-0.000156	0.000279	2.439394
22	-0.000022	-0.000089	0.000066	0.000000
23	-0.000022	0.000178	-0.000200	-3.333333
24	-0.000393	0.000206	-0.000599	-4.280303
25	-0.000427	0.000106	-0.000533	-4.280303
26	-0.000163	-0.000050	-0.000113	0.000000
27	0.000084	-0.000189	0.000273	2.090909
28	0.000090	-0.000200	0.000290	3.484848
29	0.000078	-0.000250	0.000329	4.633333
30	0.000096	-0.000278	0.000373	4.863636
31	-0.000056	-0.000161	0.000108	0.000000

MURO DE 1.32 m
PRIMERA ETAPA



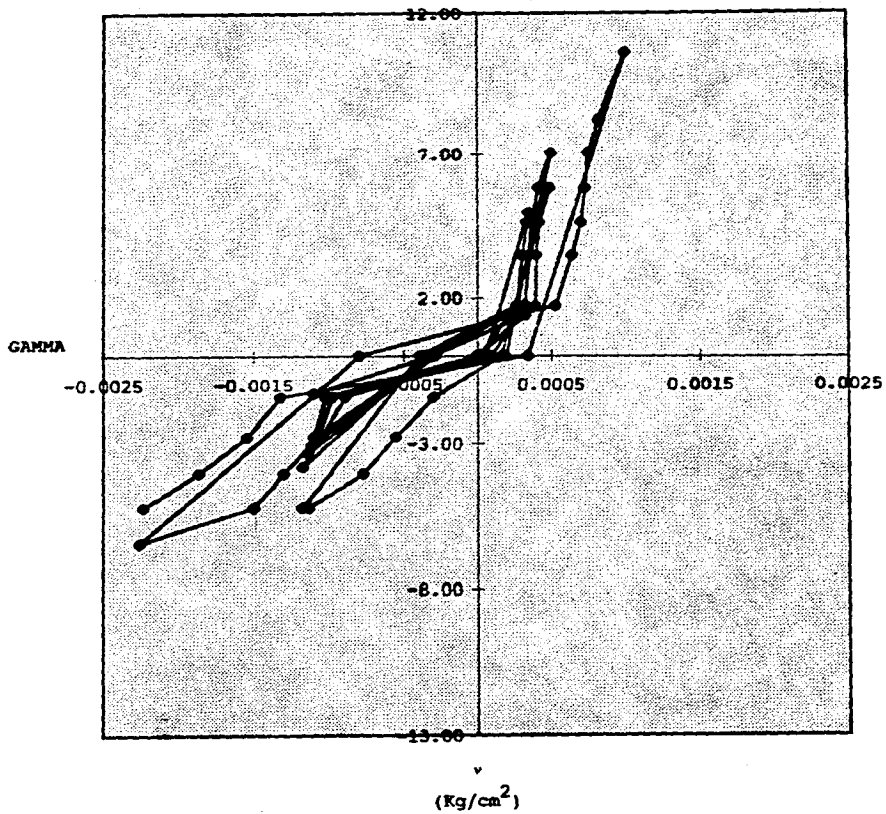
MURO DE 1.32 m

SEGUNDA ETAPA

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
32	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
33	0.000242	-0.000156	0.000397	1.742424
34	0.000236	-0.000167	0.000403	3.484848
35	0.000219	-0.000200	0.000419	4.633333
36	0.000208	-0.000250	0.000458	5.840909
37	0.000230	-0.000281	0.000491	5.840909
38	0.000067	-0.000094	0.000162	0.000000
39	-0.000208	0.000083	-0.000291	-1.395455
40	-0.000416	0.000133	-0.000549	-2.783333
41	-0.000573	0.000194	-0.000767	-4.042424
42	-0.000871	0.000281	-0.001132	-5.227273
43	-0.000904	0.000287	-0.001171	-5.227273
44	-0.000343	0.000044	-0.000387	0.000000
45	0.000051	-0.000222	0.000273	1.742424
46	-0.000079	-0.000094	0.000016	0.000000
47	-0.000697	0.000194	-0.000891	-1.395455
48	-0.000815	0.000239	-0.001053	-2.783333
49	-0.000904	0.000287	-0.001171	-3.806061
50	-0.000309	0.000039	-0.000348	0.000000
51	0.000051	-0.000228	0.000278	1.742424
52	0.000067	-0.000239	0.000306	3.484848
53	0.000084	-0.000256	0.000340	4.633333
54	0.000090	-0.000261	0.000351	4.977273
55	-0.000051	-0.000111	0.000061	0.000000
56	-0.000756	0.000222	-0.000981	-1.395455
57	-0.000831	0.000250	-0.001081	-2.783333
58	-0.000871	0.000287	-0.001137	-3.333333
59	-0.000253	0.000033	-0.000286	0.000000
60	0.000079	-0.000250	0.000329	1.742424
61	-0.000028	-0.000122	0.000094	0.000000
62	-0.000781	0.000239	-0.001020	-1.395455
63	-0.000854	0.000261	-0.001115	-3.057576
64	-0.000281	0.000033	-0.000314	0.000000
65	0.000079	-0.000250	0.000329	1.393939
66	-0.000090	-0.000089	-0.000001	0.000000
67	-0.000781	0.000239	-0.001020	-1.395455
68	-0.000837	0.000261	-0.001098	-1.288182
69	-0.000275	0.000028	-0.000303	0.000000
70	0.000079	-0.000250	0.000329	1.393939
71	-0.000084	-0.000089	0.000005	0.000000
72	-0.000775	0.000239	-0.001014	-1.393939
73	-0.000837	0.000261	-0.001098	-2.783333
74	-0.000270	0.000028	-0.000297	0.000000

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ³)
75	0.000062	-0.000261	0.000323	1.742424
76	0.000090	-0.000267	0.000357	3.484848
77	0.000096	-0.000278	0.000373	4.633333
78	0.000101	-0.000317	0.000418	5.840909
79	0.000107	-0.000394	0.000501	7.030303
80	0.000028	-0.000167	0.000195	0.000000
81	-0.000803	0.000172	-0.000976	-1.395455
82	-0.000871	0.000200	-0.001071	-2.783333
83	-0.001051	0.000244	-0.001295	-4.042424
84	-0.001219	0.000278	-0.001497	-5.227273
85	-0.001837	0.000417	-0.002254	-6.464645
86	-0.000719	0.000078	-0.000797	0.000000
87	0.000073	-0.000456	0.000529	1.742424
88	0.000129	-0.000511	0.000640	3.484848
89	0.000157	-0.000544	0.000702	4.633333
90	0.000169	-0.000561	0.000730	5.840909
91	0.000180	-0.000572	0.000752	7.030303
92	0.000197	-0.000628	0.000824	8.219697
93	0.000185	-0.000617	0.001002	10.598485
94	0.000056	-0.000289	0.000345	0.000000
95	-0.001140	0.000178	-0.001318	-1.395455
96	-0.001337	0.000208	-0.001543	-2.783333
97	-0.001607	0.000256	-0.001862	-4.042424
98	-0.001833	0.000300	-0.002233	-5.227273

**MURO DE 1.32 m
SEGUNDA ETAPA**



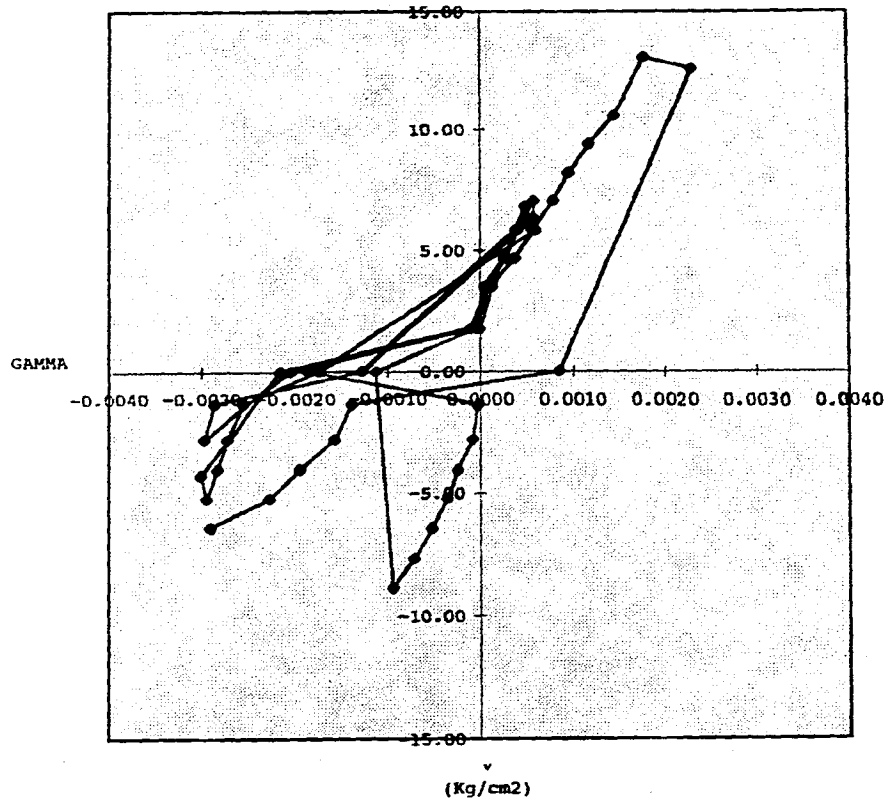
MURO DE 1.32 m

TERCERA ETAPA

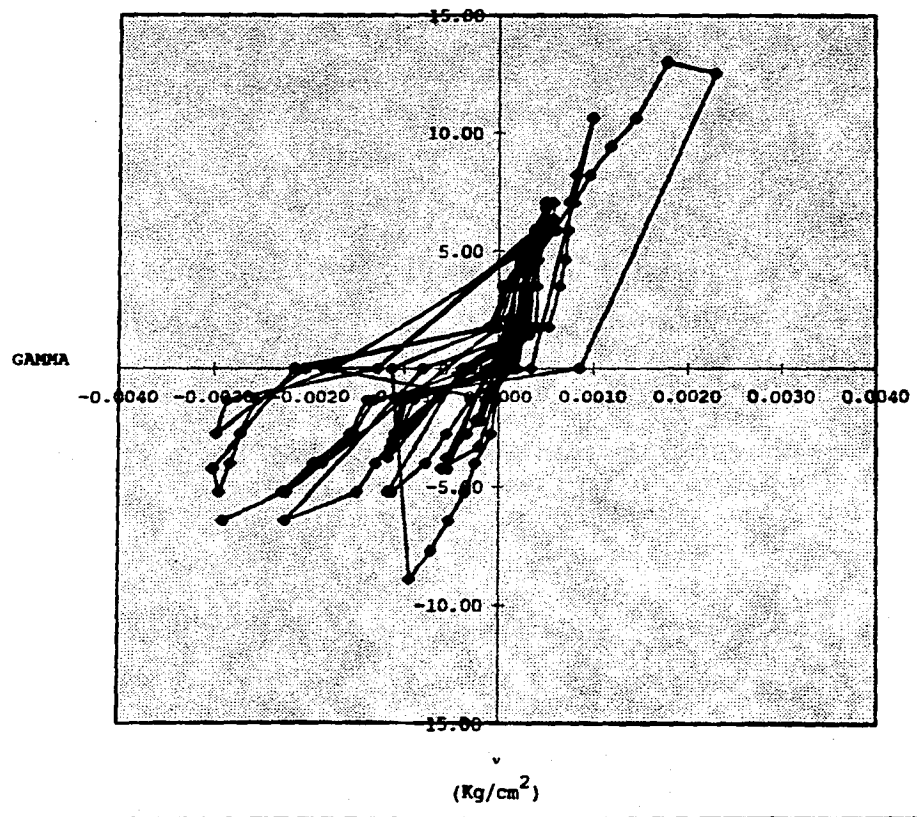
No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ²)
98	0.000000	0.000000	0.000000	1.742424
99	0.000045	-0.000089	0.000134	3.484848
100	0.000118	-0.000244	0.000362	4.633333
101	0.000208	-0.000383	0.000591	5.840909
102	0.000219	-0.000389	0.000608	5.840909
103	-0.001006	0.000739	-0.001745	0.000000
104	-0.001587	0.000983	-0.002561	-1.398455
105	-0.001713	0.001006	-0.002719	-2.783333
106	-0.001803	0.001022	-0.002826	-4.042424
107	-0.001899	0.001044	-0.002943	-5.227273
108	-0.001938	0.001067	-0.003008	-4.280303
109	-0.001303	0.000850	-0.002153	0.000000
110	-0.000073	0.000022	-0.000095	1.742424
111	-0.000011	-0.000100	0.000089	3.484848
112	0.000051	-0.000228	0.000278	4.633333
113	0.000107	-0.000306	0.000412	5.840909
114	0.000191	-0.000389	0.000580	7.030303
115	0.000191	-0.000389	0.000580	6.316667
116	-0.000891	0.000589	-0.001280	0.000000
117	-0.001747	0.001111	-0.002858	-1.398455
118	-0.001854	0.001117	-0.002971	-2.783333
119	-0.001202	0.000844	-0.002047	0.000000
120	-0.000062	-0.000017	-0.000045	1.742424
121	-0.000028	-0.000083	0.000055	3.484848
122	0.000045	-0.000217	0.000262	4.633333
123	0.000079	-0.000311	0.000390	5.840909
124	0.000107	-0.000389	0.000496	6.792424
125	0.000124	-0.000389	0.000512	6.316667
126	-0.000702	0.000583	-0.001286	0.000000
127	-0.001062	0.000789	-0.001851	0.000000
128	-0.000058	-0.000033	-0.000023	-1.398455
129	-0.000022	-0.000100	-0.000078	-2.783333
130	0.000028	-0.000211	-0.000239	-4.042424
131	0.000056	-0.000294	-0.000351	-5.227273
132	0.000096	-0.000422	-0.000518	-6.454545
133	0.000118	-0.000594	-0.000712	-7.681818
134	0.000146	-0.000794	-0.000941	-8.909091
135	-0.000747	0.000383	-0.001131	0.000000
136	-0.000242	-0.000200	-0.000042	1.742424
137	-0.000202	-0.000294	0.000092	3.484848
138	-0.000118	-0.000506	0.000388	4.633333
139	-0.000090	-0.000656	0.000566	5.840909
140	-0.000045	-0.000839	0.000794	7.030303
141	-0.000028	-0.000989	0.000961	8.219697

No.	E1	E2	GAMA	v (Kg/cm ³)
142	-0.000006	-0.001194	0.001189	9.409091
143	0.000022	-0.001433	0.001466	10.598485
144	0.000045	-0.001744	0.001789	13.010606
145	0.000051	-0.002266	0.002306	12.628788
146	-0.000972	-0.001828	0.000866	0.000000
147	-0.000730	-0.002122	-0.001392	-1.398485
148	-0.000685	-0.002261	-0.001676	-2.783333
149	-0.000657	-0.002606	-0.001948	-4.042424
150	-0.000680	-0.002860	-0.002270	-6.227273
151	-0.000893	-0.003784	-0.002901	-6.454545

**MURO DE 1.32 m
TERCERA ETAPA**

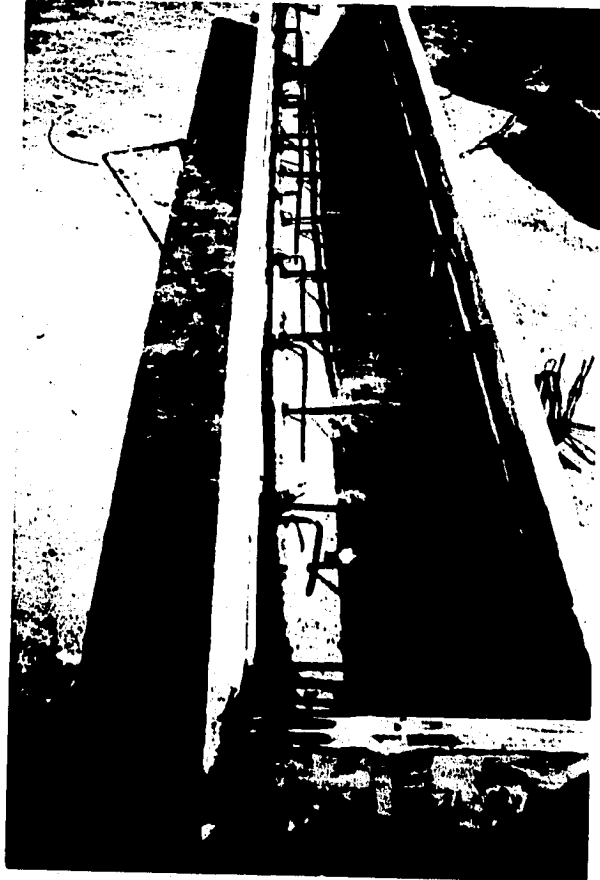


MURO DE 1.32 m
TODAS LAS ETAPAS



MEMORIA

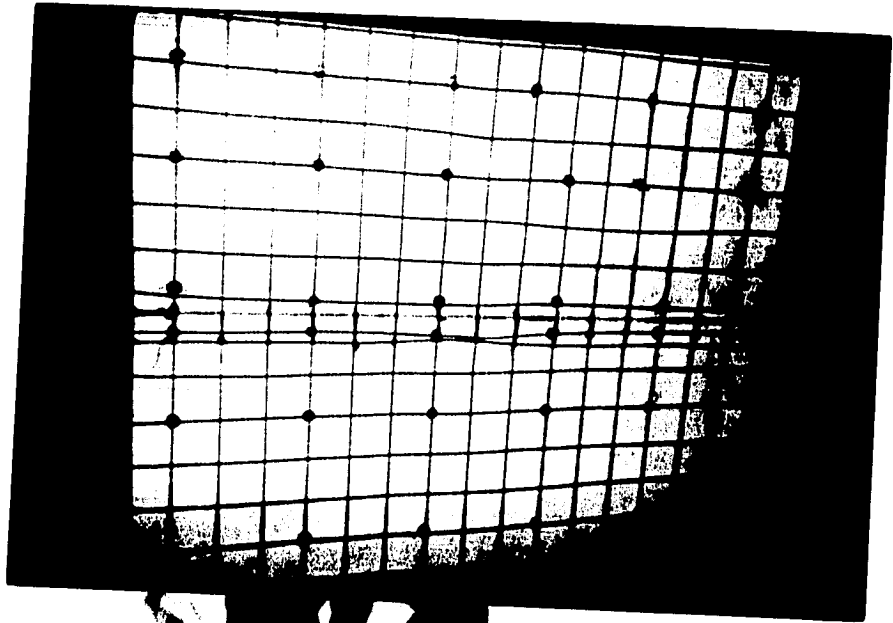
FOTOGRAFICA



1. Armado de la dala (Ambos muros).



2. Armado de la trabe (Ambos muros).



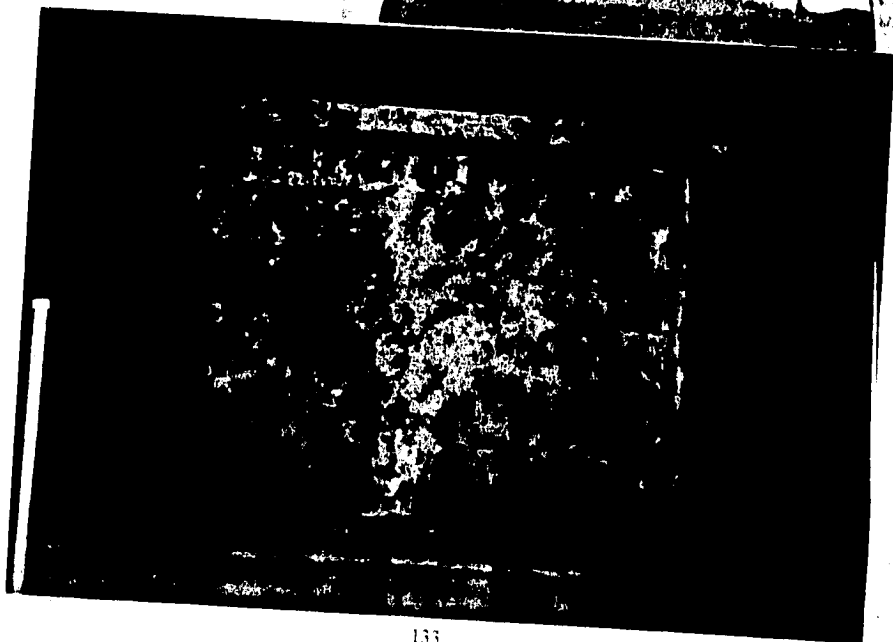
**3. Armado de los paneles
(arriba).**

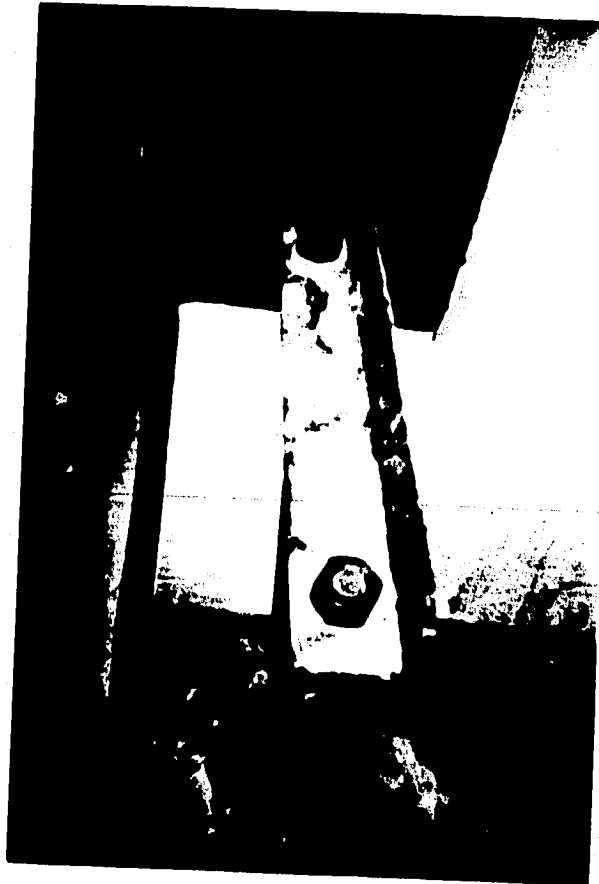


**4. Refuerzo de los castillos
(izquierda).**

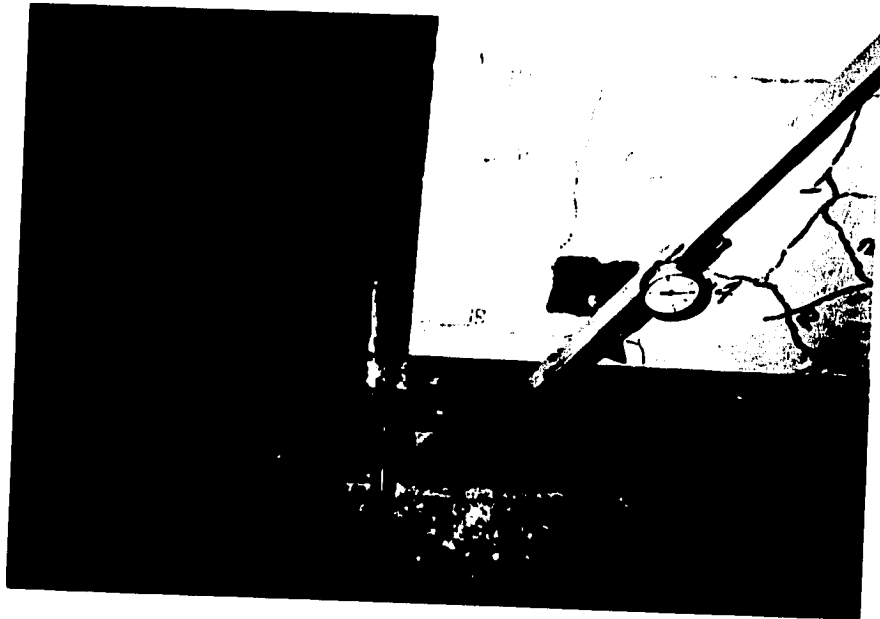
5. Colocación de repellado (derecha).

6. Muro terminado (abajo).

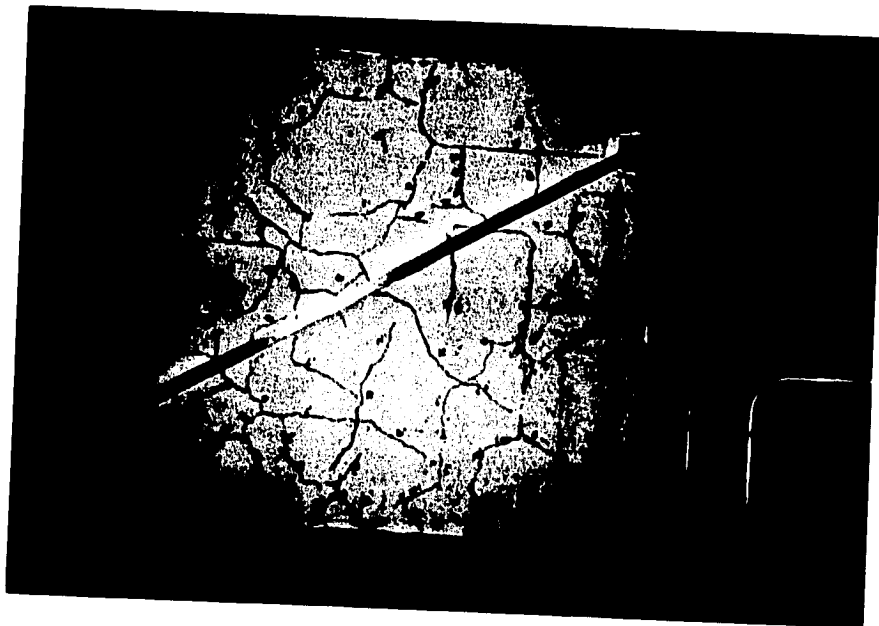




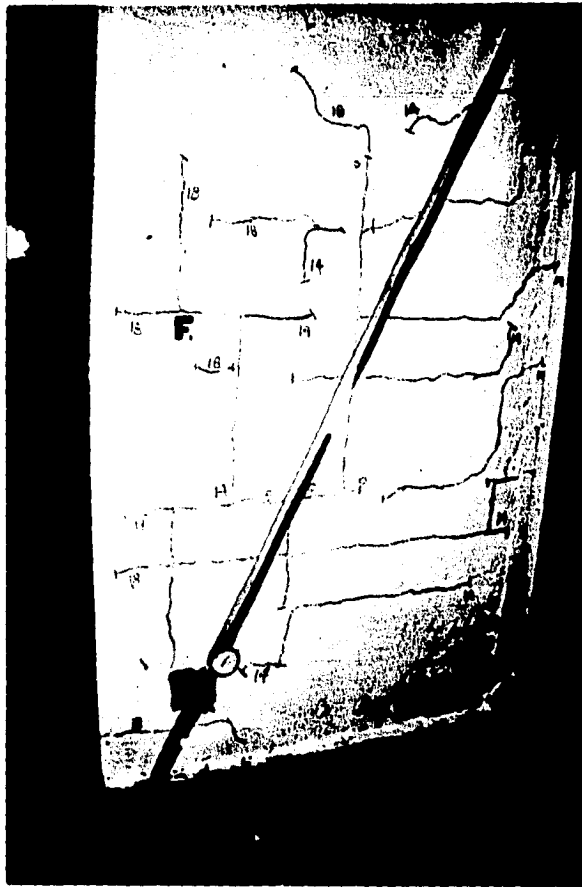
7. Colocación del ángulo de acero en la dala.



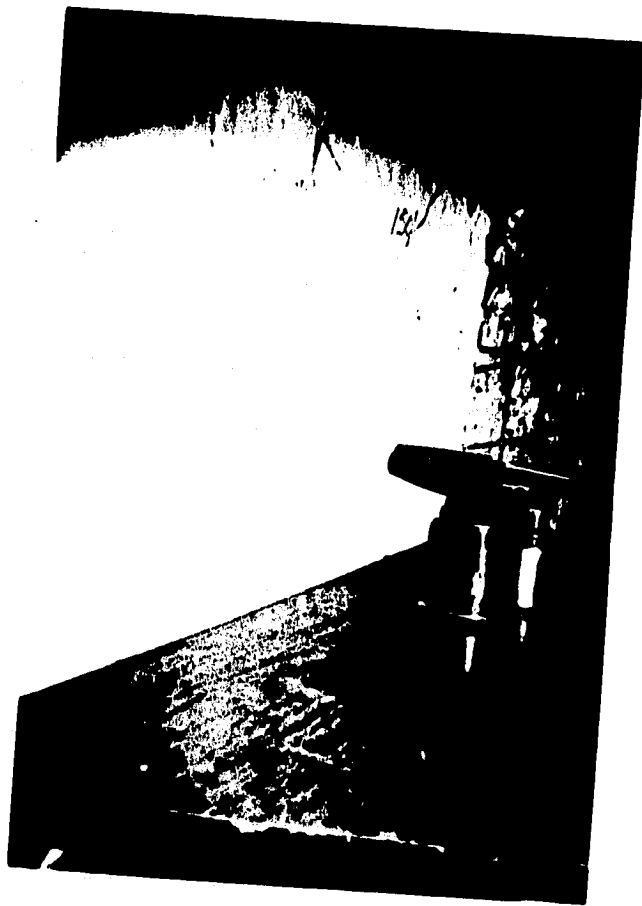
8. Detalle de los micrómetros.



9. Aplicación de la carga lateral.



10. Agrietamiento en el panel.



11. Aplicación de fuego.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

The Macmillan Prees Limited Londres. WALLS. Editorial Blume. Barcelona 1976.

James Ambrose. SIMPLIFIED DESIGNE OF BUILDING FOUNDATION. Editorial Wiley. NY 1981.

Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López" (CICM). LEYES Y REGLAMENTOS RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION EN EL D.F.

Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López" (CICM). NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL D.F.

Fialkow, Morris N. DESIGNE AND CAPACITY EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE SHELL MEMBRANES, ACI STRUCTURAL JOURNAL, Procediengs V. 82, No. 6, Nov. - Dec. 1985, pp. 844-852.

Fialkow, Morris N. CRUSHING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE MEMBRANES, ACI STRUCTURAL JOURNAL. Title no. 85-D46, Sept.-Oct. 1988, pp. 485-491.

REFERENCIA 4. Facultad de Ingeniería (UNAM). ESTUDIO EXPLORATORIO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A COMPRESION DE PANELES ALIGERADOS REFORZADOS CON MALLAS. Tesis. Marzo 1995