

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS  
DE BLOQUES DE CONCRETO**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**RICHARD HIPOLITO CRUZ GODOY**

**LIMA – PERU  
2005**

# “ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS DE BLOQUES DE CONCRETO”

por

Richard H. Cruz Godoy

## Resumen

En el Perú uno de los problemas sociales que más se ha agudizado en los últimos años es el de la vivienda, esto constituye un problema no solamente económico sino también tecnológico.

La mayoría de las edificaciones en general son construcciones de albañilería confinada sobre la base de unidades de arcilla. Sin embargo se sabe que en muchos lugares del país se emplea materiales diferentes a las unidades de arcilla, siendo una alternativa usada los bloques de concreto.

Dentro de este contexto se propone la alternativa de construir con bloques de concreto. Las construcciones con bloques de concreto están ampliamente difundidas en el mundo. Estos también son empleados en techos aligerados, pavimentos, muros de contención etc., de tal forma que su uso es una alternativa que puede ser muy bien empleada en todas las zonas del Perú (Costa, Sierra y Selva). Entre las ciudades del país que construyen con bloques de concreto se pueden mencionar Moquegua, Tacna, Marcona, La Oroya, Cerro de Pasco, Junín etc. Sin embargo existe el problema de un deficiente proceso constructivo.

Se busca a través de este estudio experimental, obtener información importante respecto al comportamiento de muros de bloques de concreto.

La presente investigación muestra los resultados del estudio experimental de 09 especímenes de muros construidos con bloques de concreto agrupados en 05 tipos. En cada espécimen se ha variado el refuerzo horizontal y vertical así como el relleno total o parcial de los alvéolos con concreto. Los resultados de los ensayos han podido establecer cuales de los cinco (05) tipos de muros tienen un comportamiento aceptable frente a cargas laterales (sísmicas) con una menor cuantía de acero.

Los parámetros investigados son resistencia, rigidez, cortante, desplazamiento, ductilidad y distorsión, los cuales son determinantes frente a las acciones verticales y principalmente para controlar sollicitaciones sísmicas, mas aun en el Perú país ubicado en zona sísmica.

Los resultados obtenidos constituyen un aporte al comportamiento de los bloques de concreto y muestran valores aceptables.

Posteriormente, se pretende determinar los parámetros adecuados para el diseño de edificaciones construidos con muros a base de bloques de concreto.

## Reconocimientos

Al Laboratorio del CISMID y a la UNI por su casi sacrificada labor de investigación en un país en donde la educación y la investigación no constituyen un objetivo importante de los distintos gobiernos, a todas las personas que directa o indirectamente contribuyen a la investigación.

Un especial agradecimiento a mi asesor Ing. Jorge Gallardo por su gran apoyo, constante motivación y enorme paciencia, al Dr. Carlos Zavala quien ejecuto los ensayos y facilito los datos de los mismos, a los colaboradores del Laboratorio de Estructuras del CISMID en la persona de Mónica Ramírez, Claudia Honma, Luis Lavado, Carlos Chunga, algunos de ellos compañeros de aulas y a los señores Larry y German personal técnico.

Agradecer a mi amigo Rafael Duran por haberme facilitado información técnica muy importante y por haber compartido sin mezquindad sus conocimientos sobre la albañilería.

A mi padre, mi madre quien estaría muy orgullosa con este logro y a mis hermanos por haberme apoyado siempre con cuanto pudieron, a ellos mi enorme agradecimiento.

A mi esposa Lily y a mi primogénito el pequeño Albert quienes hoy son la fuente de mi motivación.

Finalmente a Dios por permitir que todo haya sucedido como sucedió

*“El mas grande enemigo de los pueblos atrasados, en cuya población anida todo tipo de vicios y defectos indudablemente es la ignorancia. Si a ello sumamos que son posicionarios de ingentes riquezas, como muchos países de Latinoamérica, sus poblaciones mientras no se decidan a ser dueños de su destino, serán únicamente dueños de su famélica fuerza de trabajo y solo nominalmente dueños de su país.*

*Cuanto mas ignoran sus habitantes las riquezas que poseen, mejor para los extranjeros, pues los mismos nacionales participan con regalada mano de obra en depredar sus recursos.*

*Si la ignorancia es sinónimo de la oscuridad entonces el conocimiento es una poderosa antorcha que nos alumbra el futuro.*

*Ningún pueblo por mas riqueza que tenga se transformara de atrasado en adelantado mientras mantenga los ojos vendados.”*

# Indice General

## **Capitulo I : ESTADO DEL ARTE DE LA ALBAÑILERIA**

1.1.- Albañilería en la antigüedad	02
1.2.- La albañilería en la etapa de transición (siglo V a XIX)	08
1.3.- La albañilería contemporánea o moderna	10

## **Capitulo II : ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL**

2.1.- Albañilería Estructural	17
2.2.- Clasificación de la albañilería	17
2.3.- Últimos avances en Albañilería Estructural	26

## **Capitulo III : COMPONENTES DE LA ALBAÑILERIA ARMADA**

3.1.- Unidades de albañilería	36
3.2 Tecnología del mortero: clasificación, fluidez y retentividad	40
3.3 El Mortero y el Concreto Fluido ("grout")	47
3.4 El Acero	49

## **Capitulo IV : CRITERIOS DE ESTRUCTURACION SISMORESISTENTE**

4.1.- Introducción	54
4.2.- Comportamiento Sísmico de la Albañilería	54
4.3.- Fallas tipo Flexión y Cortante en muros estructurales	64
4.4.- Criterios Tradicionales o "Convencionales" de diseño sismorresistente	67
4.5.- Técnicas Avanzadas de diseño sismorresistente	77

## **Capitulo V : DISEÑO DE LA ALBAÑILERIA ARMADA**

5.1 Diseño según la Norma E.070 de Albañilería (1982)	85
5.2 Ejemplo Aplicativo de Diseño de un Muro de Albañilería Armada empleando la Actual Norma E.070	89
5.3 Diseño según Nueva Propuesta de la Norma E.070 de Albañilería (versión Dic-2004)	95
5.4 Ejemplo Aplicativo de Diseño de un Muro de Albañilería Armada Empleando la Nueva Propuesta de la Norma E.070	104

## **Capitulo VI : ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESPECIMENES CON BLOQUES DE CONCRETO**

6.1 Ensayo de Carga Lateral Cíclica	120
6.2 Consideraciones de Carga y patrones de distorsión del ensayo cíclico	124

6.3 Refuerzo y Dimensiones de los muros ensayados	125
6.4 Ensayo de Compresión en Pilas de bloques de concreto	132
6.5 Ensayo en Muretes sujetos a compresión diagonal	133

## **Capitulo VII : COMPARACION Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS**

7.1 Ensayo de Compresión en las Pilas de bloques de concreto	135
7.2 Ensayo de Compresión diagonal en muretes de bloques de concreto	138
7.3 Ensayo de los Muros de bloques de concreto a carga lateral cíclica	142

## **Capitulo VIII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

8.1.- Ensayo de Compresión de Pilas	157
8.2.- Ensayo en Muretes sujetos a compresión diagonal	157
8.3.- Ensayo en Muros sujetos a Carga Lateral Cíclica	

<b>Bibliografía</b>	160
---------------------	-----

## **Capitulo I**

# **ESTADO DEL ARTE DE LA ALBAÑILERIA**

## 1.1.- ALBAÑILERIA EN LA ANTIGÜEDAD

### 1.1.1.- Introducción

“Existen como patrimonio de la humanidad innumerables obras de arte hechas por nuestros antepasados los cuales en la actualidad serian muy costosos y complicados construir una replica aun con todos los adelantos del hombre moderno en cuanto a su conocimiento, herramientas de calculo y nuevos materiales <sup>(1)</sup>...”

La albañilería ha sufrido muchos cambios desde la época prehistórica hasta la actualidad, la mayor parte de esos cambios se debe en parte al conocimiento que el hombre ha adquirido y aun adquiere del comportamiento de estos materiales ante los efectos de las cargas a las cuales estará expuesta la albañilería y por ende un racional diseño de los mismos y no al uso intuitivo e irracional en algunos casos.

Lamentablemente muchos de esos conocimientos han estado relacionados con las lecciones aprendidas en desastrosas experiencias para la humanidad un ejemplo de esto lo constituyen las innumerables perdidas económicas y primordialmente vidas humanas en cada evento sísmico que azota algunas zonas de nuestro planeta.

Sin embargo a pesar de ello en muchos lugares aun se ignoran o simplemente se obvian estas importantes lecciones por diversas razones poniendo en grave riesgo la vida de las personas que habitan dichas construcciones.

En países como el nuestro donde el sistema educativo esta en crisis, la falta de conocimiento es quizá uno de los factores que obliga a sus pobladores mas humildes a realizar una autoconstrucción muchas veces deficiente y con el consiguiente riesgo de colapso de las mismas ante cualquier evento no solamente sísmico sino de alguna otra índole.

Pareciera ser que el único conocimiento que reciben estas personas es la que le fue transmitida por sus ancestros y sus ancestros construyeron como les enseñaron sus respectivos ancestros y así sucesivamente, de esta manera nos encontramos con que están construyendo como lo hacían en el pasado y se privan de todos los avances que a través del tiempo y de las lecciones que en su momento nos dejaron las desastrosas experiencias antes mencionadas y mas aun de los resultados y recomendaciones de numerosas investigaciones realizadas en este campo.

Considero que esta situación puede y debe cambiar y el estado peruano esta en la obligación de hacerlo ya que es él quien debe velar por la salud y seguridad de todos sus habitantes, creo también que hace falta una política de estado en ese sentido la cual se hace cada vez mas urgente, en países en desarrollo como el nuestro es imprescindible contar con una política de estado que invierta en investigación y su respectiva difusión considero que esa es la única forma de que un país se encamine hacia el desarrollo y esta demostrado por la experiencia de varios países.

En ese contexto el presente estudio pretende aportar con sus resultados al conocimiento del comportamiento de la albañilería frente a dichas acciones sísmicas que en nuestro país ha causado mucho daño, y promover la construcción de albañilería con métodos racionales de diseño basados en el conocimiento actual del estado del arte de la albañilería sin olvidar las lecciones aprendidas...

### 1.1.2.- Antecedentes

Exactamente no se sabe cuando fue que el hombre hizo la primera construcción de albañilería, sin embargo se han encontrado vestigios de lo que constituiría la primera unidad “primitiva” de albañilería en su concepción mas elemental, simple y genérica en las ruinas de Jericó (Medio Oriente) unos 7,350 años A.C., también se han encontrado unidades similares en la Mesopotamia unos 7,000 años A.C. y en Perú en la Huaca Prieta con unos 5,000 años de antigüedad <sup>(2)</sup>.

El hombre a través de su evolución en el tiempo ha hecho uso de este sistema para satisfacer sus diferentes necesidades las cuales están relacionadas principalmente con las construcciones de grandes obras de arte, tal es el caso de las grandes Pirámides de Egipto por citar un ejemplo, sin embargo, en la actualidad el hombre usa comúnmente este sistema para satisfacer una de sus mas grandes necesidades: la vivienda.

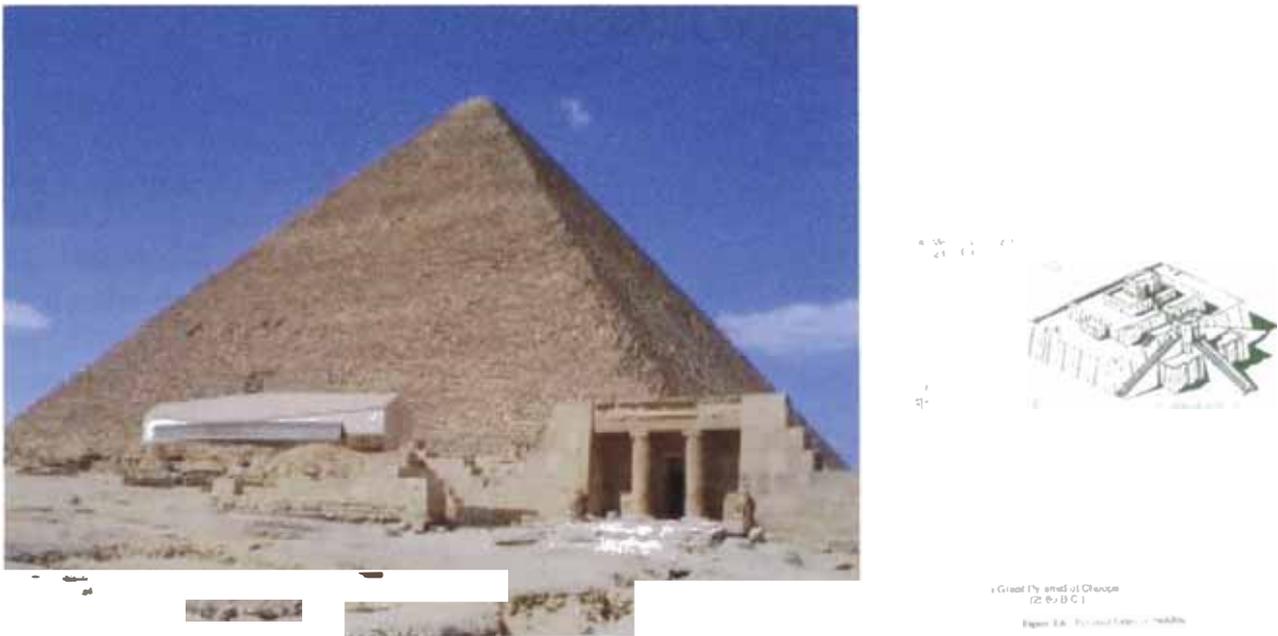


Figura 1.1.- Imponente Pirámide de Giza construidas por los Egipcios.

Muchas de estas grandes obras construidas antiguamente fueron hechas teniendo como única herramienta básica una intuitiva y aguda percepción de los fenómenos junto a una serie de reglas empíricas de “buena practica” compiladas y perfeccionadas en sucesivas generaciones de constructores y artistas <sup>(3)</sup>.

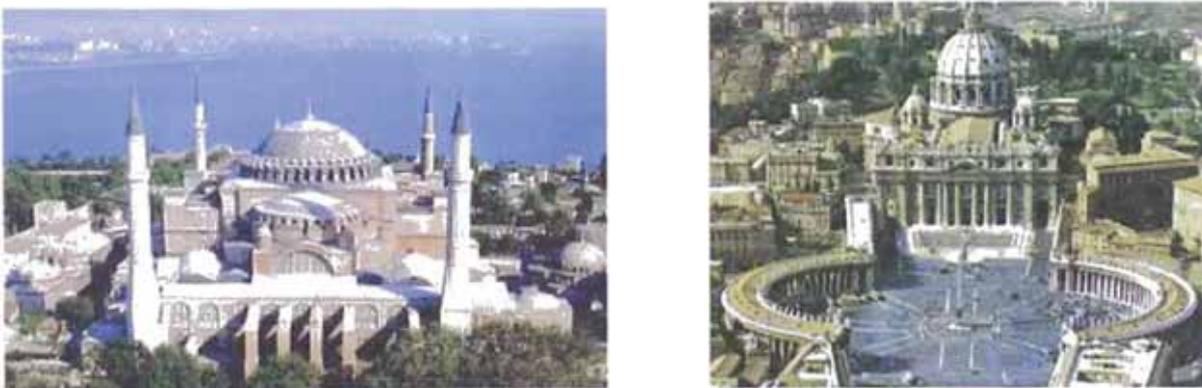


Figura 1.2.- Construcciones realizadas por el hombre en la antigüedad.

Es importante anotar que cuando Galileo Galilei (1564- 1642) deducía las primeras fórmulas de lo que hoy conocemos como Resistencia de Materiales muchas de estas edificaciones ya tenían siglos de haber sido construidas, tal es el caso del panteón romano y las maravillosas construcciones mostradas en las Figuras 1.1,1.2 y 1.3.

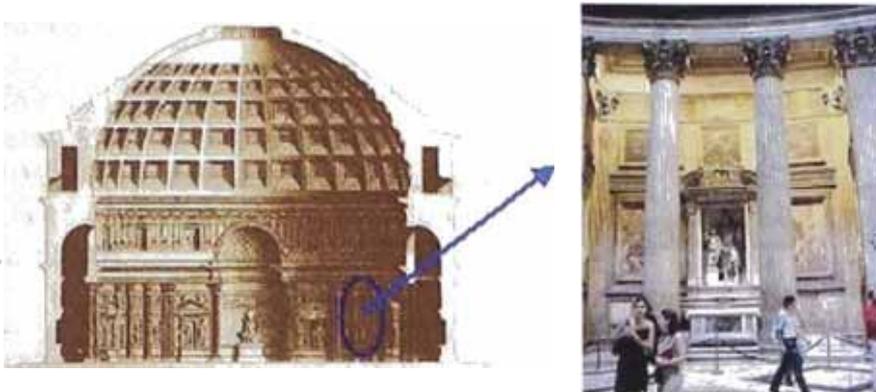


Figura 1.3.- El Panteón Romano construido antes que Galileo dedujera las fórmulas de la Resistencia de Materiales.

### 1.1.3.- Definición de Albañilería

La **Albañilería** es también conocida como **Mampostería**, una definición simple de la albañilería es aquella en la que se considera como un conjunto de unidades trabadas o unidas entre si con algún material, como el mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser piedras (naturales) o también adobe, tapias, ladrillos de arcilla y bloques de concreto (artificiales).

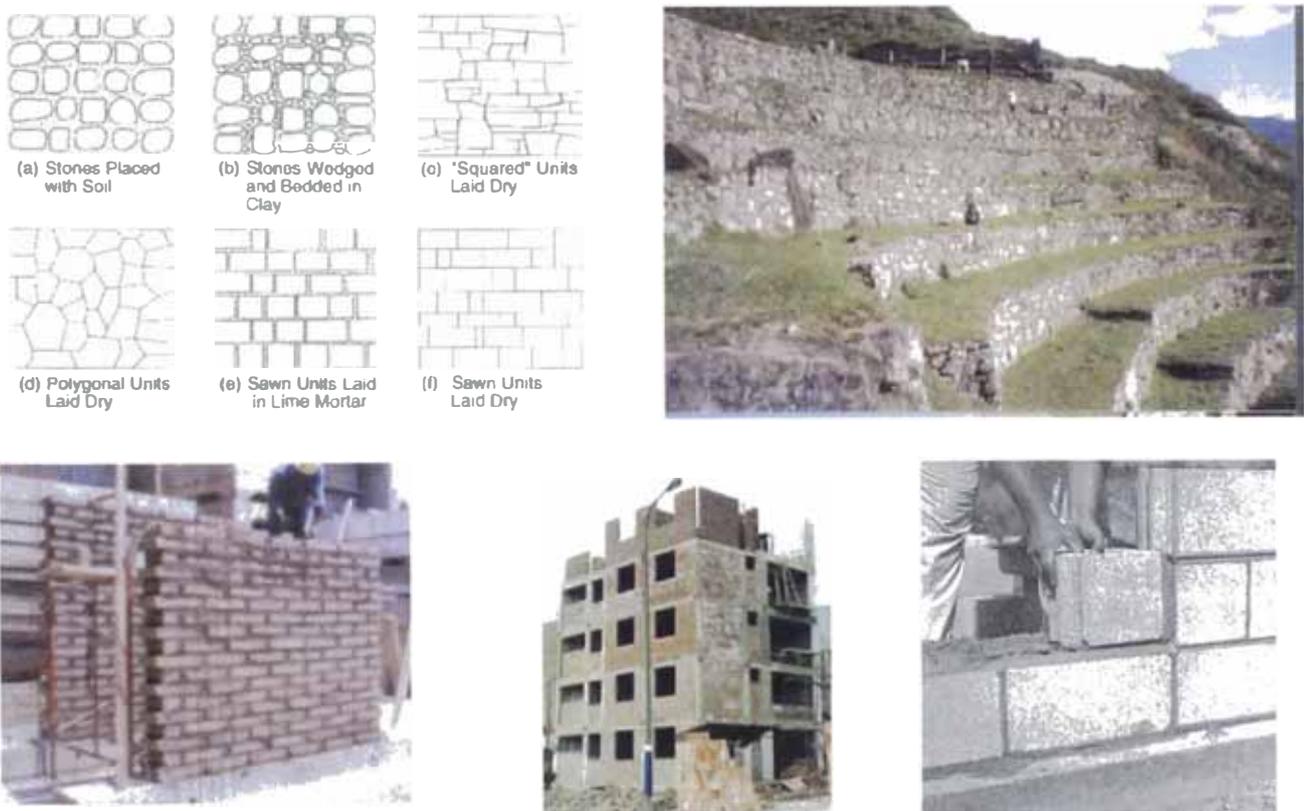


Figura 1.4.- Distintas formas de albañilería en la antigüedad pasando por los andenes Incas, el adobe actual, los ladrillos de arcilla y el ladrillo de concreto.

#### 1.1.4.- La Albañilería en la Etapa prehistórica

Se cree que un nómada antepasado nuestro haya inventado la Albañilería aproximadamente hace unos 15,000 años, al no encontrar refugio en la naturaleza para protegerse del frío y de las implacables bestias salvajes, entonces decidió apilar piedras para construir un lugar donde protegerse <sup>(4)</sup>.

Existen vestigios de poblados prehistóricos contruidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Huyuk, en Anatolia, también en Perú en otra época unos 10,000 años después el mismo sistema fue empleado por los incas en Ollantaytambo en el valle Urubamba, cerca del Cusco donde quedan construcciones importantes, algunas aun hoy son habitadas.

El uso de la masa de barro secado al sol como unidad de albañilería en reemplazo de la piedra debió ocurrir en lugares donde esta no existía en abundancia. El vestigio mas antiguo de una unidad de albañilería se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó en el Medio Oriente. La unidad encontrada tiene forma de un gran pan de barro, su peso es de unos 15 kilogramos y en ella aun se notan las huellas de los dedos del hombre neolítico que la fabricó.

Las formas de estas unidades son diversas y no siempre responden a una lógica, algunas de estas formas son cónicas y se encuentran en distintos lugares como por ejemplo en la Mesopotamia con una antigüedad de 7,000 años y en la zona norte de la costa del Perú, en Huaca Prieta, en el valle del río Chicama con una antigüedad de 5,000 años.

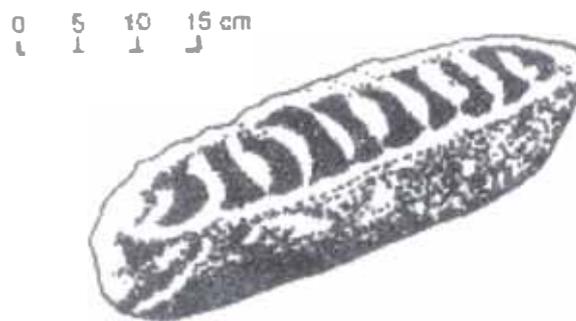


Figura 1.5.- Vestigio mas antiguo de una Unidad de Albañilería encontrado en Jericó.

#### 1.1.5.- La Albañilería en la Etapa histórica (Sumeria)

Esta etapa comienza a escribirse cuatro milenios antes de Cristo. En la aurora de la historia las unidades de barro formadas a mano y secadas al sol constituyeron el estado del arte de la construcción con albañilería.

Fueron los sumerios quienes lo hicieron, ellos habitaban una vasta comarca entre los cauces de los ríos Tigres y Eufrates. Allí esta la cuna de la civilización y de la ingeniería, ellos inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Con este molde que aun en Irak (Mesopotamia actual) y que esta hecho de madera se formaron los primeros adobes.

El adobe es básicamente una mezcla de una masa de barro con paja a la cual se da la forma de paralelepípedo que tiene el molde de madera en el cual se depositan a presión para luego dejarla secar al sol.

El primer gran templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2,900 A.C.). En excavaciones arqueológicas realizadas se han encontrado obras monumentales y los prototipos de torres escalonadas denominadas Zigurats los cuales eran parte fundamental de un templo sumerio.

A comienzos del tercer milenio antes de Cristo el adobe fue llevado al horno con la finalidad de lograr ladrillos cerámicos y para construir la albañilería esta unidad era asentada con mortero de betún o alquitrán sustancia abundante en el Medio Oriente. Esta albañilería se convirtió en el material principal de las construcciones y permitió que los Zigurats alcanzaran dimensiones espectaculares. En el libro del Génesis de la Biblia se relata la suntuosidad de uno de estos zigurats, el cual es conocido como la Torre de Babel.



Figura 1.6.- Imponente torre (Zigurats) de 60m de altura, ubicado en Gran Mezquita de Samarra actual Irak.

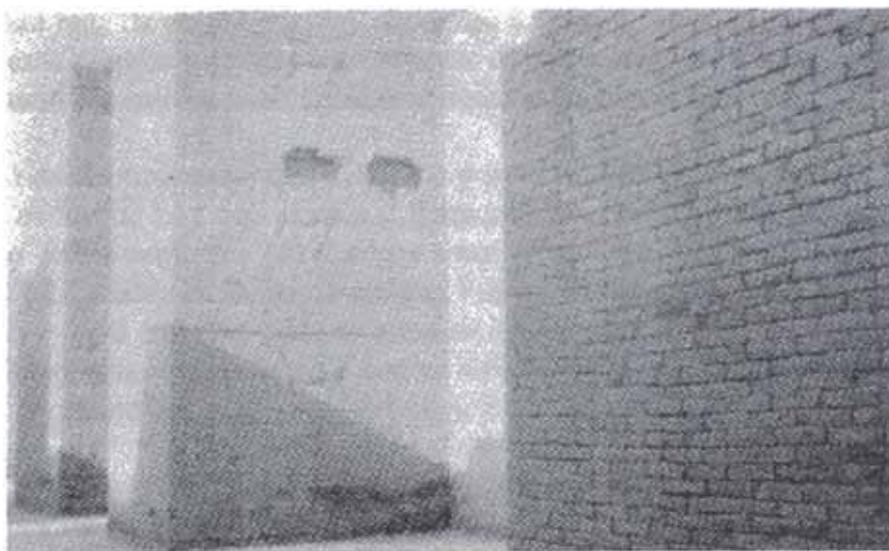


Figura 1.7.- Albañilería típica de las construcciones en Sumeria.

### 1.1.6.- La Albañilería en Egipto y Grecia

A diferencia de los sumerios donde no existían las rocas los egipcios pudieron escoger y prefirieron usar rocas para sus grandes obras, las cuales eran traídas desde las montañas a lo largo del río Nilo. Muchas canteras fueron explotadas donde se encontraban rocas calizas, areniscas, granitos, basaltos, y alabastro allí los bloques eran trabajados para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas como los usados en el núcleo de las pirámides mostradas en la Figura 1.1.

Sin embargo las obras comunes se construyeron de cañas o adobes, el ladrillo cerámico rara vez se usó.

En el caso de Grecia, ellos no poseían las abundantes canteras de piedras como los egipcios, pero si tenían los mejores mármoles para desarrollar una arquitectura de lujo y exteriores. Con estos mármoles ellos lograron revestir sus gruesos muros de albañilería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

Finalmente tanto en Egipto como en Grecia la principal unidad de albañilería en las construcciones de albañilería es la piedra y sus formas arquitectónicas eran rectilíneas, el arco era inexistente.

### 1.1.7.- La Albañilería en Roma

Fueron los romanos quienes con la invención del **mortero de cemento y el concreto** aportaron a la tecnología sumeria de construir con albañilería de ladrillos de arcilla una nueva racionalidad constructiva.

Vitruvio un arquitecto e ingeniero escribió en el año 25 a.C. un tratado sobre técnicas de construcción romanas en la que hacía referencia a esta reciente invención a la que denominó **“una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos”**.

Esta sustancia era hallada en los pueblos alrededor del monte Vesubio, y cuando era mezclada con cal, cascotes o piedras no solamente proveía de resistencia a diversas construcciones sino que además cuando era empleada en obras marítimas endurecía bajo el agua.

La composición de las tres sustancias descritas por Vitruvio; aglomerante hidráulico, agregado grueso y agua, es lo que hoy conocemos y llamamos **concreto**. El aglomerante hidráulico era pariente cercano de los cementos puzolanicos actuales, se elaboraba mezclando dos partes de la arena volcánica (abundante en Puzzuoli antigua Putuoli de donde deriva su nombre Puzolana) y una parte de cal, la cual era conocida por estas civilizaciones. Los óxidos de sílice que contiene la puzolana reaccionaban químicamente con el hidróxido de calcio (cal) en presencia del agua para formar los componentes básicos del aglomerante hidráulico.

Curiosamente los romanos no conocieron el cemento como tal, sino el mortero de cemento tanto así que la palabra latina **caementum** de la que deriva cemento, no significa aglomerante sino piedra pequeña. Si bien es cierto que los romanos no entendían por que la arena de Putuoli daba un resultado distinto y superior a las convencionales, lo aplicaron sabiamente en todas las construcciones de sus grandes obras.

Aquí algunos de los aportes de los romanos los cuales significaron una verdadera revolución tecnológica:

Posibilitaron construcción de cimentaciones más competentes.

Simplificaron la construcción del muro. La construcción tradicional del muro romano era albañilería de piedra o cerámico asentado con mortero de cal, y los más gruesos eran separados por dos muros delgados entre los cuales se rellenaban con albañilería de piedra acomodados con morteros de arena y cal. En ambos casos la carbonatación de la cal proveía el endurecimiento del muro y por ende el ritmo de aumento en la resistencia del muro era lento. Con la invención del mortero de cemento se incremento la rapidez en la construcción de los muros esto permitió que establecieran en poco tiempo la infraestructura para la expansión de su imperio.

Se pudo desarrollar tecnología para la construcción de estructuras tipo arco, bóvedas, y cúpulas, las cuales eran ya conocidas por los sumerios 3500 años antes, sin embargo su construcción estuvo restringida por las limitaciones de la piedra y el ladrillo.

Posibilitaron aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, previendo así una gran herramienta en el diseño de interiores.

Muchas de las grandes construcciones romanas fueron posibles gracias a la invención del mortero y el concreto. Una de las más notables de estas construcciones es el Panteón porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural y la aplicación sofisticada de la nueva tecnología constructiva de la época.

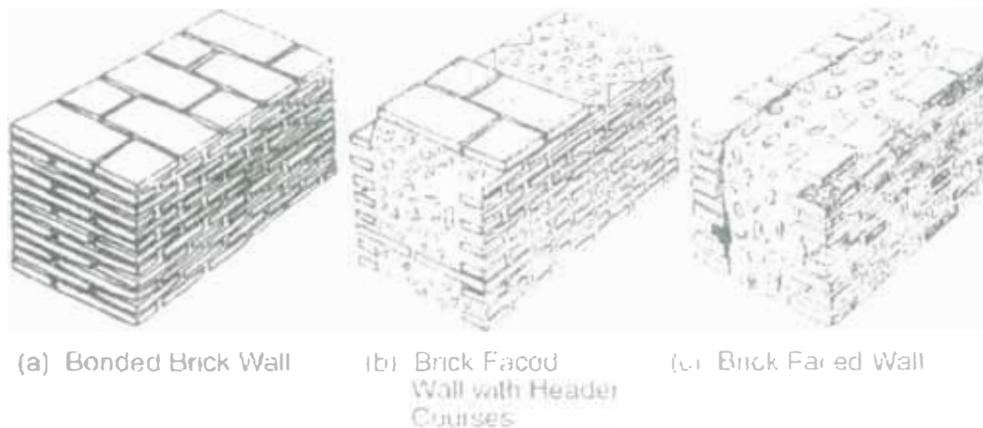


Figura 1.8.- Los muros romanos en sus diversas formas, nótese el núcleo de concreto el cual era empleado en los muros de gran espesor.

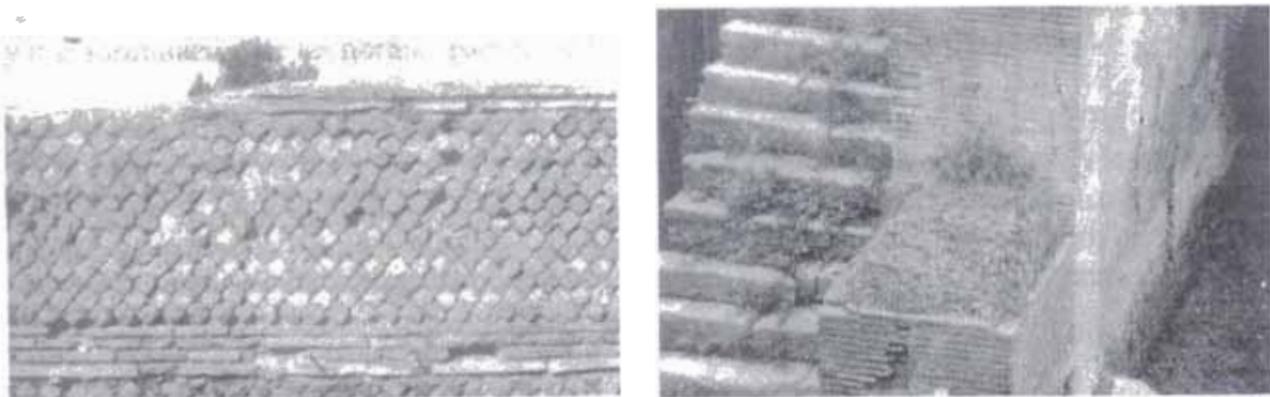


Figura 1.9.- Los muros romanos típicos, “opus reticulatum” y “opus testaceum”.

## 1.2.- LA ALBAÑILERÍA EN LA ETAPA DE TRANSICIÓN ( SIGLO V A XIX)

Roma y su imponente imperio llevaron a la albañilería a un nivel pico hasta ese entonces, sin embargo después de ellos la tecnología de la albañilería se detiene y quizás hasta retrocede por varios siglos. Esta es rescatada trece siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil, quien en el año 1756 reconoció la necesidad de usar una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de algunas partes del tercer faro de Eddystone en Inglaterra que estarían sumergidas por las mareas.

De otro lado en el siglo XII se sustituyen los gruesos muros laterales por muros más esbeltos que pueden transmitir la carga lateral, y la pequeña ventana románica cede el paso a grandes ventanas, el arco sumerio y romano de medio punto es reemplazado por el arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería que permiten cubrir grandes luces. Se alcanza así una arquitectura de equilibrio tensional visible y de luz.

En Europa Occidental la albañilería reemplazó a la madera como material de construcción ya que permitía controlar mejor el fuego que con frecuencia destruía ciudades medievales. Se sabe que después del gran fuego de 1666, Londres dejó de ser una ciudad de madera para convertirse en una ciudad de albañilería. Tal era la importancia de la albañilería que en 1620 el rey de Inglaterra, Jacobo I proclamó una ordenanza (antecesora de nuestros actuales reglamentos) que fijaba el espesor mínimo de los muros en sótanos y primeros niveles en dos y medio espesores de ladrillo, la cual fue seguida por otra ordenanza en 1625 en la que se especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

En el siglo XVIII la revolución industrial en Inglaterra tuvo un efecto impulsor sobre las construcciones ya que extendió la aplicación de la albañilería de ladrillos de arcilla. Los hornos industriales inicialmente fueron construidos sin tener en cuenta la eficacia del combustible (carbón) ya que este era abundante y barato debido a que los hornos estaban ubicados en los alrededores de las minas de carbón. A comienzos del siglo XIX se utilizaba más de un kilo de carbón para quemar medio kilo de arcilla.

Uno de los cambios más importantes fue el rediseño de los hornos así como el cambio de combustible, emprendido por países como Dinamarca donde la necesidad de economizar combustible era grande. Adicionalmente al rediseño del horno se desarrollaron maquinarias complementarias como: Molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas, extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades.

Sin embargo el mayor aporte de la revolución industrial fue el gradual cambio por métodos científicos de los empíricos seguidos por incontables generaciones pasadas. Por primera vez se realizó un análisis racional de las materias primas, medición exacta de las temperaturas del horno y una formulación de las normas para impedir el agrietamiento del ladrillo.

Fueron los europeos quienes llevaron la albañilería de ladrillo al nuevo mundo. En las colonias de la costa atlántica norteamericana se instalaron grandes operaciones artesanales, pero muy sistematizadas, para fabricar ladrillos de arcilla empleando prácticamente el mismo molde que inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados para construir los edificios que han dado formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de virginia.

En el Perú el ladrillo era traído como lastre en las embarcaciones que de regreso trasladarían el botín a España. Por ello que es que las construcciones son principalmente en adobe y caña hasta

mediados del siglo XX. Es excepción la gran Penitenciaría de Lima, construida entre 1856 y 1862, para la cual se instaló una fábrica donde se moldearon miles de ladrillos de cerámica, que fueron trasladados a pie de obra mediante una línea de ferrocarril. La albañilería se elaboró con mortero de cal, la idea de esta obra fue impulsar y posibilitar la construcción en Lima con albañilería.

A manera de resumen mencionamos los principales avances ocurridos entre finales del siglo XVIII y fin del siglo XIX

1796 Gran Bretaña. Parker patenta el cemento “romano” que básicamente era una cal hidráulica.

1824 Gran Bretaña. Aspdin inventa y patenta el cemento “portland”.

182? Europa. Se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla.

1825 Gran Bretaña. Brunel usa por primera vez albañilería reforzada.

1839 Dinamarca. Se inventa el horno de producción continua.

1850 Gran Bretaña. Gibas inventa y patenta el bloque de concreto.

1850 Francia. Lambot inventa el concreto armado.

1866 Gran Bretaña. Se inventa y patenta el ladrillo silito calcáreo.

1867 Francia. Monier patenta el concreto armado.

1880 Alemania. Inicio de la producción de industrial del ladrillo silito calcáreo.

1889 Francia. Cottancin patenta la albañilería reforzada.

### 1.3.- LA ALBAÑILERÍA CONTEMPORANEA O MODERNA

#### 1.3.1.- Antecedentes

En 1813 Brunel un insigne ingeniero británico propuso el refuerzo de una chimenea en construcción con **albañilería reforzada** con barras de hierro forjado. No obstante fue recién en 1825 que aplicó por primera vez dicho material en la construcción del túnel bajo el río Tamesis.

Construyó dos accesos verticales al túnel que tenían quince metros de diámetro y veinte metros de profundidad con paredes de ladrillo de arcilla de 75 cm. de espesor **reforzados** verticalmente con pernos de hierro forjado de 25mm de diámetro y zunchos circunferenciales de platabanda de 200mm de ancho y 12mm de espesor que se iban colocando conforme avanzaba la construcción.

Brunel y Pasley ensayaron posteriormente ensayaron vigas de **albañilería reforzada** con pernos de hierro forjado con luces de seis y siete metros cargándolas hasta la rotura. Sin embargo a pesar de intentarlo los investigadores no pudieron llegar a métodos racionales de diseño. Luego el tema de la albañilería reforzada desaparece por cincuenta años hasta que en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar albañilería y construyó edificios con este material en zonas prósperas y de moda de Paris.

#### 1.3.2.- Albañilería Reforzada

La primera investigación organizada de la **albañilería reforzada** se realizó en 1920, y se considera como el punto de partida en el desarrollo moderno de la **albañilería estructural**.

Se realizaron una gran cantidad de ensayos y se construyeron varias obras de albañilería **reforzada** en Bihar y en Orissa, en la India. Se ensayaron un total de 682 especímenes incluyendo vigas, losas, columnas y arcos. El informe final propuso procedimientos racionales de diseño.

Japón país con un alto índice de eventos sísmicos, siguiendo el trabajo realizado en India construyó en las primeras décadas de este siglo, un total de 300,000m<sup>2</sup> de muros de **albañilería reforzada** en edificios públicos y privados además de obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En el reporte de Skigeyuki Kanamori, ingeniero civil del gobierno imperial japonés se señalaba lo siguiente: “No existe duda de que la albañilería reforzada debe ser usada en lugar de la albañilería simple cuando hay esfuerzos de tracción en la estructura. De esta manera las podemos hacer más fuertes más seguras y más económicas. Mas aún he encontrado que la albañilería reforzada es mas conveniente que el concreto armado, y lo que es mas importante, conduce a un apreciable ahorro de tiempo.”

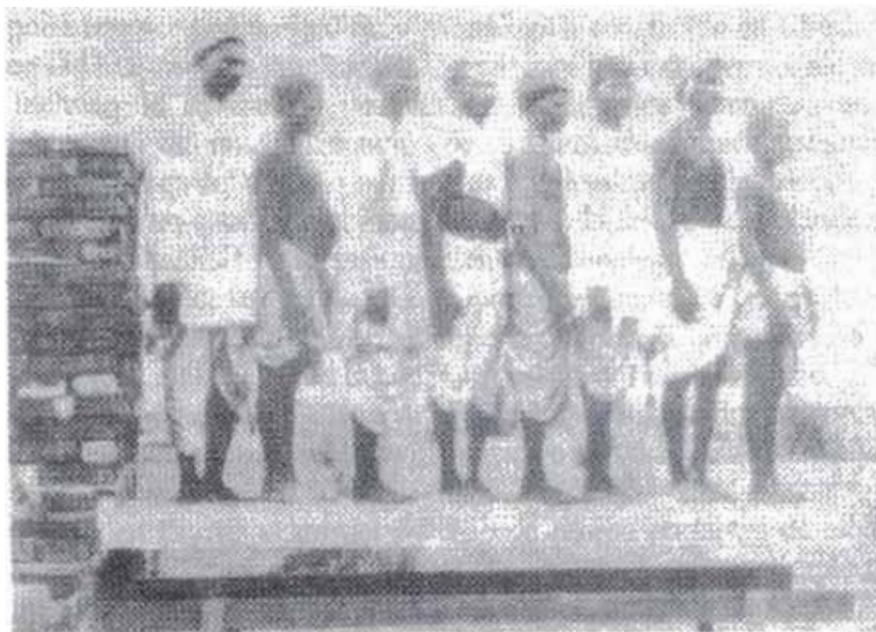


Figura 1.10.- Ensayos realizados en la India (1920). Se esta cargando un volado de albañilería reforzada.



Figura 1.11.- Ensayo a escala natural de muro de albañilería en Estados Unidos 1916.

La **albañilería confinada** en Italia fue creada por los ingenieros, luego de que el sismo de 1908 en Sicilia arrasara con las viviendas de albañilería no reforzadas.

En Perú la albañilería confinada ingresa después del terremoto de 1940, mientras que la armada lo hace en la década del sesenta, aun cuando esta última fue creada antes.

En Estados Unidos en 1913, la asociación de fabricantes de ladrillos de arcilla decide apoyar la investigación para salvar la industria que estaba camino a convertirse en productora de enchapes. El empleo de muros excesivamente gruesos, hacía que ése fuera el destino de la albañilería de ladrillos de arcilla, ya que la mayoría de las edificaciones construidas con este material ocupaba alrededor del 25% del área total.

Como ejemplo podemos ver como el edificio Monadnock construido en Chicago EE.UU. en el que su diseñador D.H. Burnham empleando los criterios mas modernos alcanzados hasta ese momento que incluían la aplicación de fuerzas horizontales y recetas empíricas para la determinación del espesor del muro en función de su altura, determinó espesores de sus paredes de 1.80m para dieciséis pisos del edificio que hoy es un monumento histórico.

Sin embargo el problema no estaba en el material sino en la falta de conocimiento ingenieril del mismo, imposibilitaba su análisis y dimensionamiento racionales.

Esa investigación determinó, a través de importantes ensayos y evaluaciones teóricas, características importantes acerca de la albañilería reforzada y sentó las bases para las investigaciones realizadas en las últimas décadas, en varios países del mundo.

En los últimos cincuenta años, sobre la base de investigaciones en diferentes partes del mundo, la albañilería se ha racionalizado y ha adquirido el apelativo redundante de **albañilería estructural**.

En 1954 se construyó en Zurich el primer edificio de muros portantes de albañilería diseñado racionalmente. Su altura es de veinte pisos y los muros de albañilería simple tienen 32 cm. de espesor, determinado principalmente por condiciones de aislamiento térmico.

Sin embargo la destrucción de estos edificios de albañilería simple durante los eventos sísmicos ocurridos en California (EE.UU.) Colombia, China e Italia y el buen comportamiento de la albañilería correctamente reforzada y construida en sismos ocurridos en Nueva Zelanda, Chile y Perú han dado por su parte un fuerte impulso a la investigación, a la determinación de configuraciones estructurales y métodos de análisis, diseño y dimensionamientos racionales.

En zonas sísmicas activas de países en desarrollo es común el empleo de construcciones **multifamiliares** de mediana altura, hasta cinco o seis pisos de muros portantes de 12 a 24 cm. de espesor de albañilería reforzada con marcos de concreto armado (conocida como albañilería confinada), o de albañilería armada diseñados, especificados, construidos y supervisados con base en reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

En el Perú, los primeros ensayos sobre elementos de albañilería se realizaron en la década de los setenta y los escasos resultados alcanzados hasta 1982, fueron utilizados para la elaboración de nuestro primer reglamento relativo específicamente a la Albañilería (Norma E-070 ININVI-82).

Actualmente en el Perú, continúan las investigaciones y existe un nuevo Proyecto de Norma de Edificación E-070 albañilería, en la cual se incorporan criterios de diseño orientados a proteger a la estructura contra **daños** ante sismos frecuentes (sismo moderado) y a prever la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo al tipo de falla y limitando la degradación de la resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que estos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos <sup>(5)</sup>.

Es importante mencionar que a diferencia de los otros materiales tales como el acero o el concreto armado la adaptación de normas de diseño extranjeras resulta inaplicables al caso de la

albañilería peruana, esto debido a la enorme diferencia que se presenta en los materiales de construcción, así como en la mano de obra y las técnicas de construcción empleados en otros países.

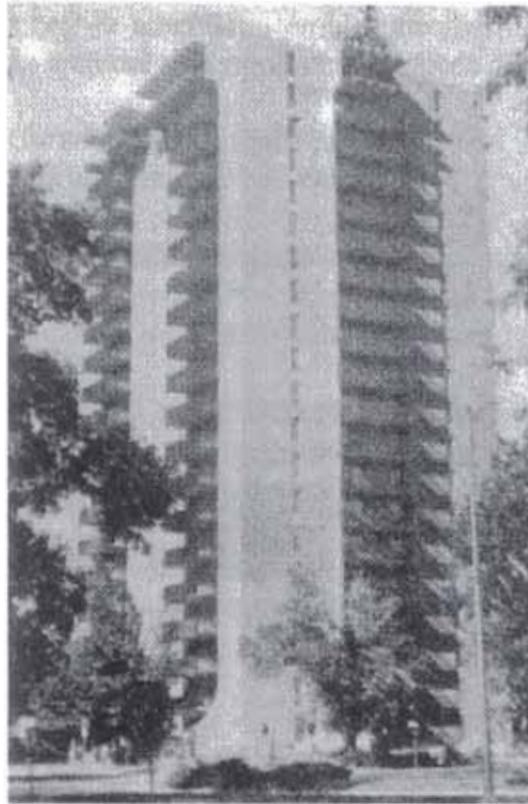


Figura 1.12.- Edificio de 20 pisos de albañilería armada laminar de 25cm de espesor, construido en Denver, Colorado, (EE.UU.) en 1970. La resistencia de los ladrillos usados fue de 100Mpa, y de la albañilería 28 Mpa a la compresión.



Figura 1.13.- Edificios de 3 y 4 pisos en Tintaya, Cusco, Perú construidos a 4000msnm de albañilería armada alveolar de 9 y 19 cm. de espesor. La resistencia de la albañilería fue de 6Mpa a la compresión.

### 1.3.3.- Albañilería Preesforzada (Pre-Tensada y Post -Tensada)

Los ladrillos de arcilla fueron el primer material de construcción artificial hecho por el hombre. Estos han sido usados exhaustivamente desde la época de los asirios y los babilonios a lo largo de todas las edades. Incluso hoy la albañilería empleando ladrillos de concreto o bloques de silicato de calcio es el segundo material mas importante después del concreto.

Recientemente sistemas de reforzamiento y preesforzado han sido introducidas en ese orden para mejorar el comportamiento de la albañilería y han extendido su rango de aplicabilidad.

Es indudable que el desarrollo de técnicas confiables de preesforzado ha sido la innovación más importante en el campo del concreto estructural. Esto permitió que la construcción de concreto compitiera con éxito en las áreas de la construcción que antes habían sido gobernadas por el acero.

Hoy el preesforzado y en particular el postensado es una tecnología ampliamente estudiada que provee soluciones estructurales eficientes, económicas y elegantes para un amplio rango de aplicaciones.

Sin embargo el análisis y el diseño de las estructuras de albañilería no han mantenido el mismo ritmo de desarrollo que los correspondientes campos de las estructuras de acero y concreto. Estas han sido gobernadas por mucho tiempo por fórmulas semi-empíricas y dudosas.

Solamente en los últimos años se han hecho intentos para investigar la albañilería como material estructural al igual que al acero y el concreto. En consecuencia los mismos estados límites de servicio y resistencia última también son aplicados para el diseño de las estructuras de albañilería.

Considero que en los próximos años esta técnica de preesforzado muy utilizada en estructuras de concreto será incorporada a las estructuras de albañilería ya que permite repotenciar cualidades de la albañilería volviéndola más eficiente, económica, práctica y simple.

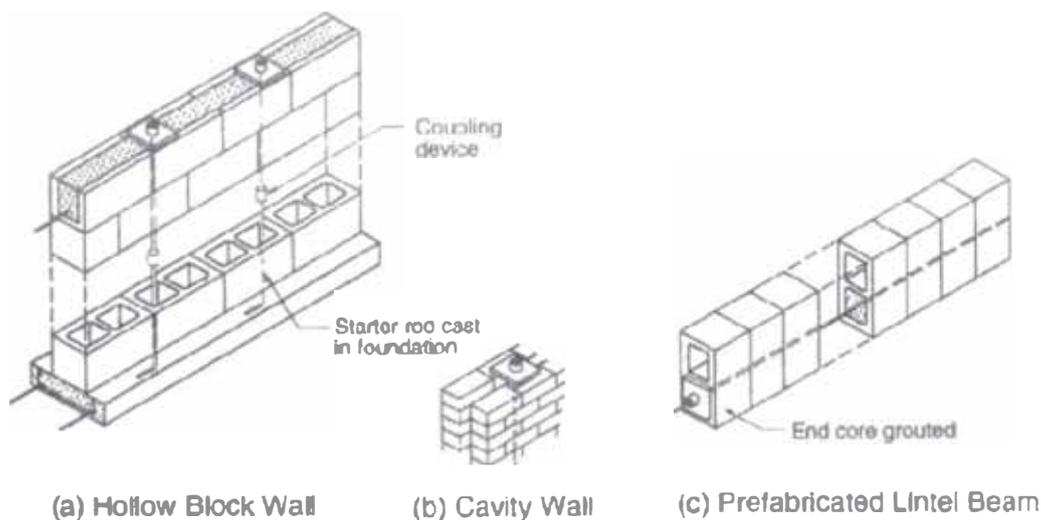


Figura 1.14.- Ejemplos de preesforzado de elementos de albañilería.

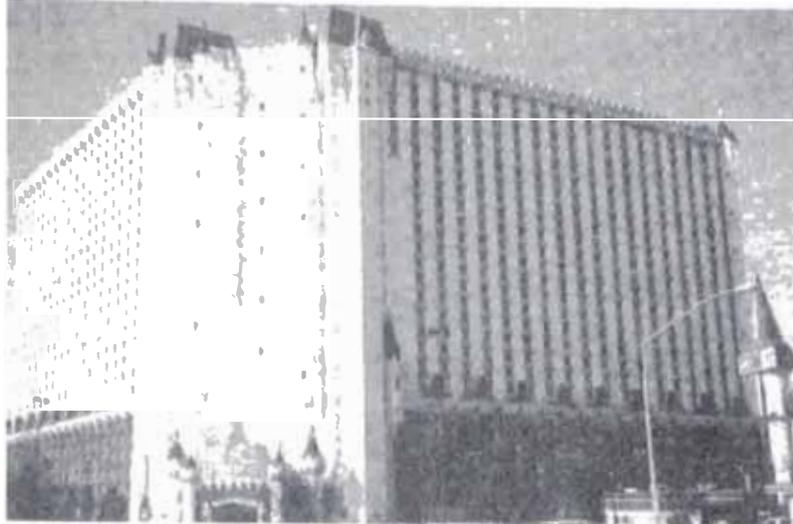


Figura 1.15.- El Hotel Excelsior en las Vegas (EE.UU.) con albañilería preesforzada.

### 1.3.3.- Albañilería Aislada y/o con Disipadores Sísmicos

En las últimas décadas el desarrollo de novedosos sistemas de protección sísmica han incursionado en el campo de la ingeniería sismorresistente, estos sistemas son sumamente importantes en países donde la sismicidad propia hace muy vulnerables a las edificaciones.

En ese contexto estas técnicas están siendo incorporadas en las distintas edificaciones que se construyen actualmente.

Una de esas técnicas es el denominado sistema de Aislamiento de Base, mediante este sistema literalmente se aísla a la edificación a través de unos aisladores los cuales hacen la función de interfase entre el suelo y la edificación. Así ante un evento sísmico la estructura se desacopla del movimiento del suelo, los desplazamientos se concentran en estos disipadores sísmicos y se minimiza la deformación de la estructura.

Otra de las nuevas técnicas de diseño sismorresistente es el sistema de Disipadores Sísmicos, este sistema supone una reducción de las fuerzas sísmicas basadas en el aumento del amortiguamiento de la estructura razón por la cual también se le conoce como sistemas de Amortiguadores Sísmicos.

Pienso que en un futuro el empleo de estos sistemas se masificarán haciéndose de uso común, quizás el único inconveniente sea el costo pero confío en que dicha masificación hará que futuras investigaciones logren sistemas similares pero más económicos, es importante introducir estas técnicas novedosas en el diseño de las edificaciones futuras ya que ante un evento sísmico debemos estar equipados con todas las herramientas que estén a nuestro alcance para que nuestras edificaciones tengan un óptimo comportamiento y eviten repetir las desastrosas experiencias del pasado las cuales llegan a invalorable pérdidas de vidas humanas. En ese sentido incluimos aquí algunos conceptos relacionados con estas técnicas en el capítulo II y IV.

En el Perú existe un Proyecto para el Ensayo de Simulación Sísmica de una Estructura de Albañilería con Aislamiento de Base <sup>(6)</sup>.

En los capítulos II y IV discutiremos más detalles relacionados con las nuevas tecnologías existentes como es el sistema de Preesfuerzos (Pre tensado y Postensado) así como los sistemas de protección sísmicas tales como los aisladores y disipadores sísmicos que actualmente existen.

## **Capítulo II**

# **ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL**

## 2.1.- ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL

Existe un consenso en la mayoría de las referencias revisadas en cuanto a una definición para la albañilería estructural y es también con la que concuerdo y ésta es aquella que la define como construcciones de albañilería que han sido **diseñadas racionalmente**, de tal manera que las cargas actuantes (cargas de gravedad, y cargas sísmicas, etc.) durante su vida útil se transmitan adecuadamente a través de los elementos de albañilería (convenientemente reforzadas) hasta el suelo de cimentación.

### 2.1.1.- Construcciones de albañilería

Se definirá por construcción de albañilería a todo aquel sistema donde se ha empleado básicamente elementos de albañilería (muros, vigas, pilastras, etc.) estos elementos a su vez están compuestos por unidades de arcilla, sílice-cal o de concreto, adheridas con mortero de cemento o concreto fluido (“grout”). La albañilería con unidades de tierra cruda (adobe, tapial) o de piedra natural, no han sido estudiadas en esta investigación; sin embargo, es también un sistema de uso común en muchos lugares del Perú.

Estas construcciones por lo general tienen diversos fines, como por ejemplo: viviendas, tanques de agua, muros de contención, etc. Sin embargo debe indicarse que nuestra norma y las investigaciones actuales están dirigidas principalmente a resolver el problema de la vivienda; en consecuencia, para construcciones distintas a los edificios, las disposiciones de la norma se aplicarán en la medida que sea posible.

Algunos investigadores recomiendan que para el caso de los edificios, el sistema estructural de albañilería debería emplearse sólo cuando estas edificaciones contengan una abundancia de muros; por ejemplo: en las viviendas uni y multifamiliares, los hoteles, etc. Esto no quiere decir que toda la estructura deba ser de albañilería, sino que pueden existir columnas aisladas de cualquier otro material que ayuden a los muros a transmitir la carga vertical, incluso podrían existir placas de concreto armado que en conjunto con la albañilería tomen la fuerza sísmica; sin embargo, el sistema estructural predominante estará conformado por los muros de albañilería.

## 2.2.- CLASIFICACION DE LA ALBAÑILERIA

A efectos de obtener una mejor descripción de los diferentes tipos de albañilería las clasificaremos de dos maneras:

- **Por su Función Estructural**
- **Por la distribución del Refuerzo**

### 2.2.1.- Por su Función Estructural

Estructuralmente los muros se clasifican en **Portantes** y **No Portantes**.

**2.2.1.1.-Muros No Portantes.-** Son los que no reciben carga vertical, como por ejemplo: los cercos, los parapetos, y los tabiques. Estos muros deben diseñarse básicamente ante cargas perpendiculares a su plano, originadas por el viento, sismo u otras cargas de empuje.

Mientras que los cercos son empleados como elementos de cierre en los linderos de una edificación (o de un terreno), los tabiques son utilizados como elementos divisorios de ambientes en los edificios; en tanto que los parapetos son usados como barandas de escaleras, cerramientos de azoteas, etc.

En nuestro medio los **tabiques** son hechos generalmente de albañilería, esto se debe a las buenas propiedades térmicas, acústicas e incombustibles de la albañilería. Por lo general, en estos elementos se emplea mortero de baja calidad y ladrillos tubulares (perforaciones paralelas a la cara de asentado) denominados “pandereta” cuya finalidad es aligerar el peso del edificio, con el consiguiente decrecimiento de las fuerzas sísmicas. Sin embargo, si los tabiques no han sido cuidadosamente aislados de la estructura principal haciéndolos “flotantes”, se producirá la interacción tabique-estructura en el plano del pórtico, problema que muchas veces no se toma en cuenta.

**2.2.1.2.-Muros Portantes.-** Los muros portantes son los que se emplean como elementos estructurales de un edificio. Estos muros están sujetos a todo tipo de sollicitación, tanto contenida en su plano como perpendicular a su plano, tanto vertical como lateral y tanto permanente como eventual.

## **2.2.2.- Por la distribución del Refuerzo**

Según el tipo de refuerzo que posean o no los muros se clasifican en:

- **Muros no reforzados o de albañilería simple**
- **Muros reforzados (armados, laminares y confinados).**

**2.2.2.1.-Muros No Reforzados o de Albañilería Simple.-** Son aquellos muros que carecen de refuerzo; o que teniéndolo, no cumplen con las especificaciones mínimas reglamentarias que debe tener todo muro reforzado.

De acuerdo a la norma E-070, su uso esta limitado a construcciones de un piso; sin embargo, en Lima existen muchos edificios antiguos de albañilería no reforzada, incluso de 5 pisos, pero ubicados sobre suelos de buena calidad y con una alta densidad de muros en sus dos direcciones, razones por las cuales estos sistemas se comportaron elásticamente (sin ningún tipo de daño) ante los terremotos ocurridos en los años de 1966,1970 y 1974.



Figura 2.1.- Vista de edificaciones con Muros No Reforzado o Albañilería Simple.

El espesor efectivo del muro se define como su espesor bruto descontando los acabados (por el posible desprendimiento del tarrajeo producto de las vibraciones sísmicas), las bruñas y otras indentaciones. De acuerdo a la norma E-070, el espesor efectivo mínimo a emplear en los muros no reforzados debe ser  $t = h / 20$  Donde  $h$  es la altura libre del piso a techo o altura de pandeo. Esta fórmula proviene de considerar posibles problemas de pandeo cuando los muros esbeltos se ven sujetos a cargas perpendiculares a su plano, o a cargas verticales excéntricas.

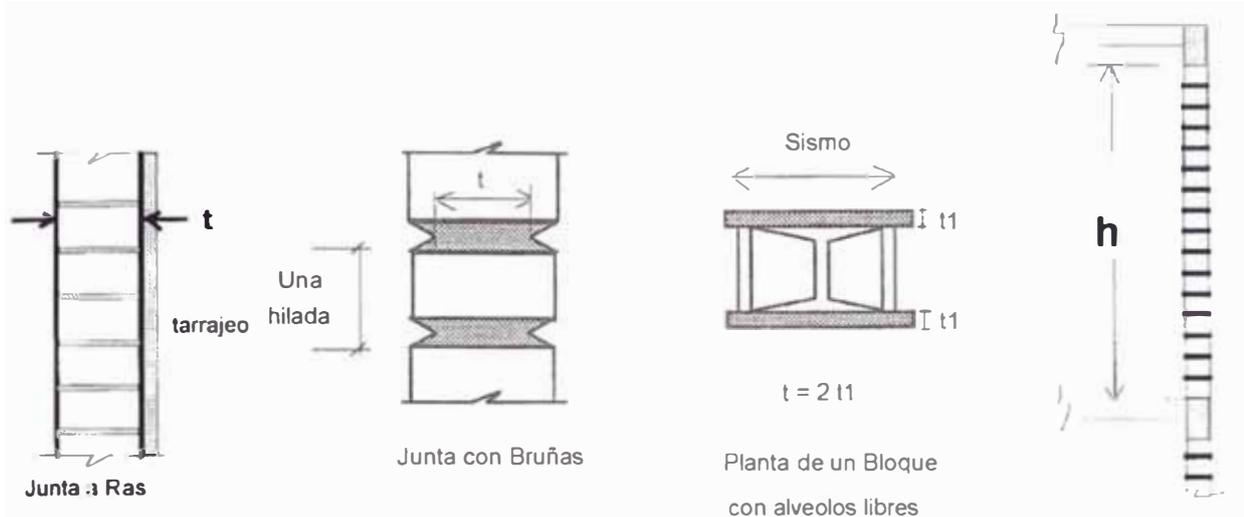


Figura 2.2.- Espesor efectivo de un muro “ t ”.

Aunque la norma E-070 no lo indique, es preferible que estos sistemas no reforzados estén ubicados sobre suelos de buena calidad, ya que la albañilería es muy frágil ante los asentamientos diferenciales.

La resistencia al corte y la rigidez en el plano de los muros no reforzados son comparables con las correspondientes a los muros reforzados; pero debido al carácter de falla frágil que tienen los muros no reforzados (por no existir refuerzo que controle el tamaño de las grietas), la norma adopta factores de seguridad para los muros no reforzados iguales al doble de los correspondientes a los reforzados.

### 2.2.2.2.-Muros Reforzados.

Los muros reforzados según la disposición del refuerzo se clasifican en :

- a).- Muros Armados
- b).- Muros Laminares (“sandwich”)
- c).- Muros Confinados

Según la norma E-070, en todo muro reforzado puede emplearse un espesor efectivo igual a :  $t = h / 26$  (para una altura libre  $h = 2.4$  m. se obtendría  $t = 9$  cm.) sin embargo algunos investigadores recomiendan un espesor efectivo mínimo igual a :  $h / 20$ , a fin de evitar problemas de excentricidades accidentales por la falta de verticalidad del muro y para facilitar la colocación del refuerzo vertical y horizontal.

## a).- Muros Armados

Los muros armados se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la albañilería. Este esfuerzo está generalmente distribuido a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) así como también en toda su longitud (refuerzo vertical).

Estos muros requieren de la fabricación de unidades especiales, con alvéolos donde se pueda colocar el refuerzo vertical; en tanto que dependiendo del diámetro del refuerzo horizontal, este se coloca en los canales de la unidad (cuando el diámetro es mayor de 1/4") o en la junta horizontal (cuando el diámetro es menor o igual a 1/4"). El diámetro del refuerzo horizontal depende de la magnitud de la fuerza cortante que tiene que ser soportada íntegramente por el acero.

De acuerdo a la norma E-070, todo muro armado debe satisfacer los siguientes requisitos mínimos :

- El recubrimiento de la armadura debe ser mayor que 1.5 veces el diámetro de la barra. y no debe ser menor de 10 mm.
- El espesor del mortero en las juntas horizontales no debe ser menor al diámetro de la barra horizontal (alojada en la junta) más de 6mm.
- El diámetro o dimensión mínima, de los alvéolos debe ser 5 cm. por cada barra vertical, o 4 veces el diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el alvéolo.
- La cuantía mínima del refuerzo total debe ser 0.0015; no menos de 2/3 del refuerzo total debe repartirse horizontalmente. Esto es :  $\rho_h (\text{min.}) = 0.001 = A_s / (s \times t)$ . Por ejemplo, para un espesor de  $t = 14\text{cm}$  y empleando  $1\phi \frac{1}{4}"$  ( $A_s = 0.32\text{cm}^2$ ), el espaciamiento máximo resulta  $s = 0.32 / (0.001 \times 14) = 22\text{cm}$ . Lo que equivale a :  $1\phi \frac{1}{4}" @ 2$  hiladas, cuando se emplee unidades silico-calcárea; o  $2\phi \frac{1}{4}" @ 2$  hiladas en escalerilla electrosoldada cuando se use bloques de concreto con 19cm de altura.
- En todos los bordes del muro y en las intersecciones de los muros ortogonales, debe colocarse el refuerzo especificado en la Tabla 3 de la Norma. Además, en los bordes de toda abertura que exceda los 60cm se colocara  $2\phi \frac{3}{8}"$ , o su equivalente  $1\phi \frac{1}{2}"$ .

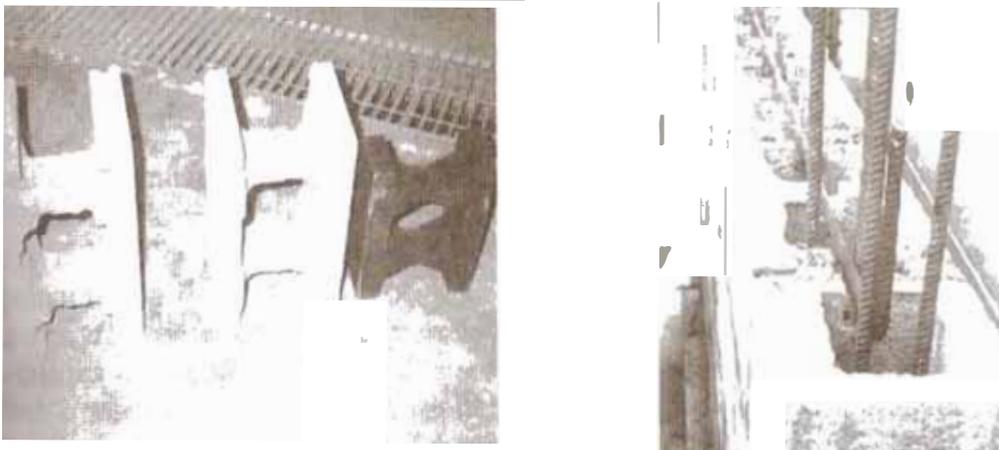


Figura 2.3.- Unidades típicas de Bloques de concreto y Muro Armado.



Figura 2.4- Procedimiento constructivo de un Muro Armado de Bloques de concreto.

**a.1) .- Consideraciones de la Norma Mexicana que no contempla la Norma Peruana E-070 para el caso de muros armados:**

- El refuerzo horizontal debe ser continuo en toda la longitud del muro y anclado en sus extremos.
- El espaciamiento máximo del refuerzo, vertical u horizontal, debe ser 90cm o 6 veces el espesor del muro.
- Por lo menos en cada extremo del muro, cada 3m y en las intersecciones ortogonales de los muros, debe colocarse  $1\phi \ 3/8''$  en 2 alvéolos consecutivos(una barra en cada alvéolo).
- La cuantía del refuerzo ( $\rho_h + \rho_v$ ) debe ser como mínimo 0.002 (en nuestro caso es 0.0015) y ninguna de las 2 cuantías debe ser menor a 0.0007 (en nuestro caso  $\rho_{v \ (min)} = 0.0005$ ).

En relación a las cuantías mínimas (0.002 y 0.0007) además de la Norma Mexicana, también lo establece la Norma Americana, la Chilena, y la de Nueva Zelanda. Inclusive en estas normas se especifica llenar todos los alvéolos (contengan o no refuerzo vertical) con grout de resistencia mínima  $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ , y utilizar como longitud de traslape 60 veces el diámetro de la barra. Existiendo mayor experiencia sobre muros armados en estos países algunos investigadores peruanos recomiendan tomar como cuantía mínima 0.001 para refuerzo horizontal o vertical, llenando con grout todos los alvéolos de los bloques en previsión de fallas frágiles por concentración de esfuerzos de compresión que se generan en los bloques vacíos.

### a.2) .- Concreto o Mortero Fluido “Grout”:

Este concreto a vaciar en los alvéolos debe tener una consistencia similar a la de una sopa de sémola, con un revenimiento (slump) comprendido entre 8” y 11”. La intención de emplear este gran revenimiento es que el concreto pueda circular y llenar todos los intersticios del muro, y para favorecer de este modo la integración entre el refuerzo y la albañilería.

Dependiendo del tamaño que tengan los alvéolos de la unidad, el grout a emplear clasifica en:

- Mortero Fluido.- usado cuando los huecos son pequeños, por ejemplo, el ladrillo silico calcáreo tiene alvéolos de 5cm y
- Concreto Fluido.- usado cuando los huecos son grandes, por ejemplo los bloques de concreto vibrado con 19cm de espesor tienen alvéolos de 12x13cm (ver figura 2.5).
- La diferencia entre el concreto fluido y el mortero fluido esta en los agregados; mientras que en el concreto fluido se emplea confitillo de 3/8” (comercializado como piedra de ¼”) mas arena gruesa, para el mortero fluido el agregado es solo arena gruesa.



Figura 2.5- Slump típico de Mortero o Concreto líquidos empleados en muros armados.

### b).- Muro Laminar (Tipo Sándwich)

Este tipo de muro esta constituido por una placa delgada de concreto, reforzado con una malla de acero central y por dos muros de albañilería simple que sirven como encofrado de la placa que dependiendo del espesor 1” a 4” se puede usar grout o concreto normal.

De esta forma se logra una integración de todo el sistema debido a la adherencia que se genera entre el concreto y los muros de albañilería, así como por el refuerzo transversal que se emplea para la conexión de los dos muros. Sin embargo en el Perú se ha realizado una única investigación hecha por el Ing. H. Gallegos, en la cual se utilizaron ladrillos silico calcáreos y se observó un buen comportamiento elástico con una elevada rigidez lateral y resistencia al corte, pero después de producirse el agrietamiento diagonal de la placa ocurrió una fuerte degradación de resistencia y rigidez (falla frágil) debido principalmente a que los muros de albañilería se separaron de la placa.

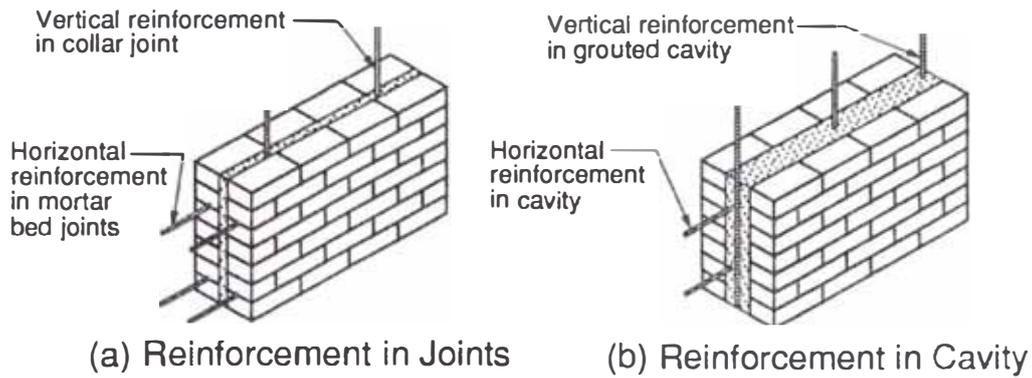


Figura 2.6- Diferentes formas de Muros armados Laminares tipo Sándwich.

En el Perú no se ha construido ningún edificio con este sistema sin embargo en zonas sísmicas de Estados Unidos (California) se ha empleado estos sistemas para construir edificios de hasta 20 pisos. Por otro lado la Norma Peruana no considera este tipo de estructuras.

### c).- Muros Confinados

Este sistema se emplea tradicionalmente en casi toda Latinoamérica para la construcción de edificios de hasta 5 pisos.

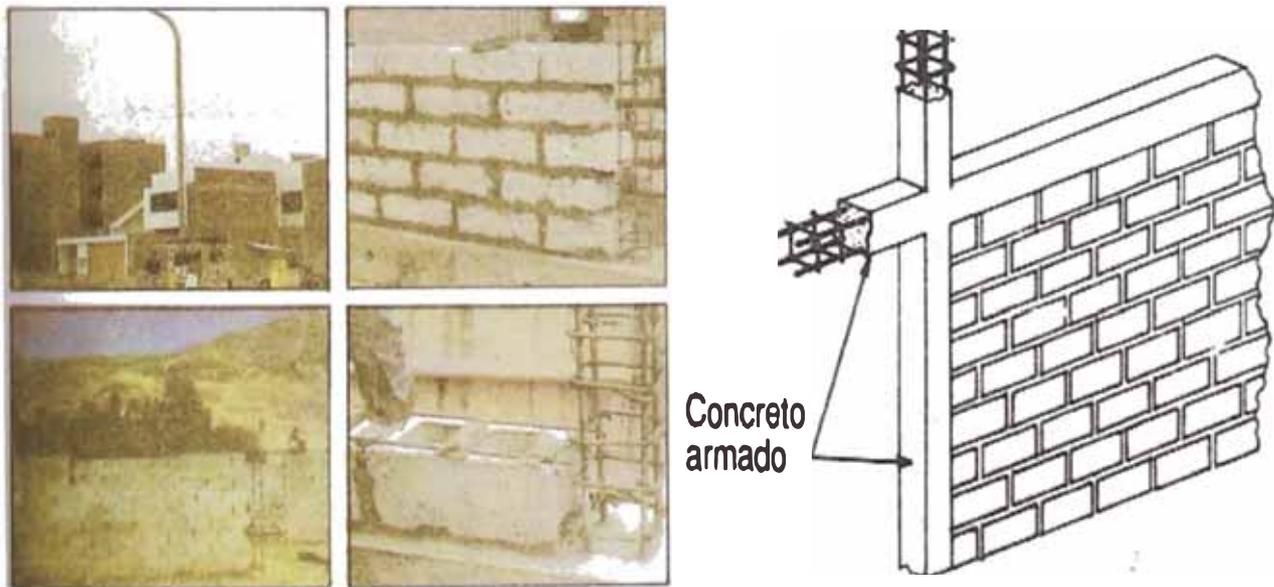


Figura 2.7- Diferentes tipos de Muros Confinados con unidades de arcilla, bloques de sillar y concreto.

La albañilería Confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por un pórtico conformado por columnas (de confinamiento, también llamadas columnetas) y vigas (también llamadas “vigas soleras”) de concreto armado, vaciadas con posterioridad a la construcción del muro.



Figura 2.8- Edificación típica de muros de albañilería confinada con unidades de arcilla.

En el Perú es práctica común emplear una conexión dentada entre la albañilería y las columnas, sin embargo, en Chile se utiliza una conexión a ras y las edificaciones así construidas tuvieron un buen comportamiento en el terremoto de 1985, ver Figura 2.9.

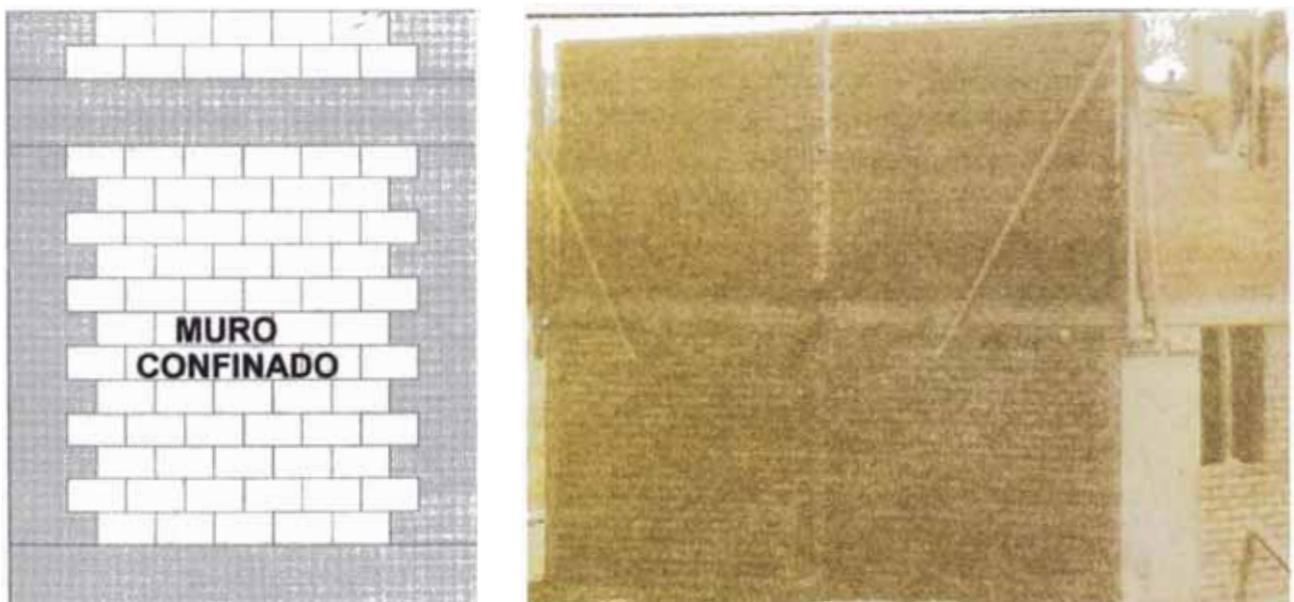


Figura 2.9- Detalle de unión muro columna típico en empleado en Perú, y Edificación típica en Chile con junta de unión muros columnas a ras.

El pórtico de concreto armado que rodea al muro sirve principalmente para ductilizar al sistema, esto es para otorgarle capacidad de deformación inelástica al muro, incrementando levemente su resistencia ya que las vigas soleras y las columnas de confinamiento son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Por otro lado el pórtico funciona como elemento de arriostre cuando la albañilería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano.

Es importante observar que el comportamiento sísmico de un tabique en el interior de un pórtico principal de concreto armado es totalmente diferente al comportamiento de los muros confinados. La razón fundamental de esa diferencia se debe al procedimiento de construcción, independientemente del tipo de unidad o mortero que se emplea en cada caso.

Mientras que en el caso de los tabiques primero se construye la estructura de concreto armado (incluyendo el techo que es soportado por el pórtico) y finalmente se levanta el tabique, en el caso de los muros confinados el proceso constructivo es al revés, es decir primero se construye la albañilería, posteriormente se procede al vaciado de las columnas y luego se vacían las soleras en conjunto con la losa de techo, con lo cual el muro confinado es capaz de transportar y transmitir cargas verticales, lo que no hacen los tabiques.

Con la técnica constructiva descrita arriba se logra que en los muros confinados se desarrolle una gran adherencia en las zonas de interfase columna-muro y solera -muro, integrándose todo el sistema con lo cual estos elementos trabajan en conjunto como si fuese una placa sub reforzada (es decir sólo con refuerzo en los extremos), evidentemente con otras características elásticas y resistentes.

Esto no ocurre en los tabiques ya que la zona de interconexión entre el concreto y la albañilería es débil (la interfase pórtico tabique es usualmente rellena con mortero) lo que hace que incluso ante la acción de sismos leves se separen ambos elementos, trabajando la albañilería como puntal en compresión (ver Figura 2.10) esto se debe a que la zona en contacto sólo se presenta en las esquinas, al deformarse el tabique básicamente por corte (panel de corte) mientras que el pórtico (mas flexible que el tabique ) se deforma por flexión.

En el Perú se han hecho numerosas investigaciones y ensayos de laboratorio de este tipo de muros llegándose a encontrar importantes lecciones sobre el comportamiento de estos muros y en la Norma E- 070 se señalan los requisitos mínimos para que un muro se considere confinado.

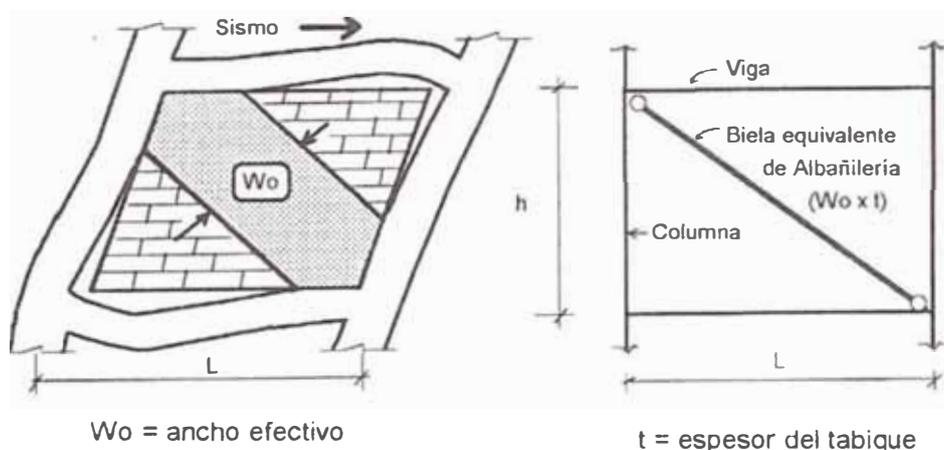


Figura 2.10- Detalle del desprendimiento del muro del pórtico de confinamiento y su efecto puntal.

## 2.3.- ULTIMOS AVANCES EN ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL

En las últimas décadas los avances en las investigaciones y en la tecnología han hecho que se desarrollen nuevos sistemas para mejorar el comportamiento de la albañilería es el caso de la técnica del preesforzado de elementos estructurales sean de concreto o de albañilería, por otro lado las nuevas técnicas en ingeniería sismorresistente han desarrollado sistemas de aislamiento de base de edificaciones y los denominados disipadores sísmicos para obtener un mejor comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos. El desarrollo de estos están ampliamente desarrollados y estudiados y su tratamiento en forma rigurosa escapa a los límites de la presente investigación, no obstante presento aquí algunos aspectos generales de estos avances que se ha dado y se viene dando en el mundo, en la convicción de el ingeniero debe usar todas las herramientas y conocimientos que estén a su alcance en busca de un diseño óptimo el cual evite repetir las catastróficas experiencias del pasado

### 2.3.1.- Albañilería Preesforzada

#### 2.3.1.1- Introducción

La albañilería Preesforzada no es nueva. Algunos constructores muy creativos lo usaron antes de 1800, aunque no lo llamaron albañilería preesforzada en ese momento. Desde 1980 y el advenimiento de investigación de la albañilería, la tecnología se ha desarrollado y es usado ahora en todo el mundo. Mientras los británicos adoptaron las primeras normas para la albañilería preesforzada en 1985, las normas de los Estados Unidos fueron introducidas en la edición de 1999 de la Masonry Standards Joint Committee (MSJC).

La albañilería preesforzada como mencionamos arriba no es nueva y su aplicación se puede ver en un detalle de los planos de diseño de un edificio del año 1960 en la cual se muestra el detalle del preesforzado de un parapeto de ladrillo.

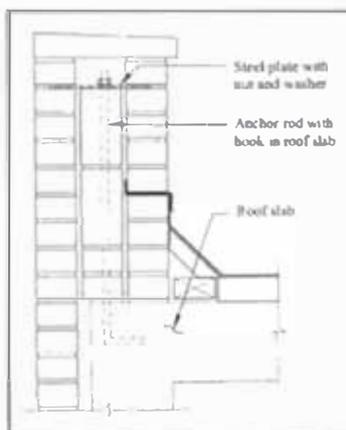


Figura 2.11.- Detalles del preesforzado de un parapeto de ladrillo de un edificio de 1960.

El Preesforzado es un método de reforzar el concreto, albañilería y otros elementos estructurales con esfuerzos (fuerzas) internos inducidos en ellos durante la fase de construcción con el propósito de contrarrestar anticipadamente las cargas externas que soportará durante su ciclo de vida.

El concreto, la albañilería, y la mayoría de los productos basados en cemento son muy resistentes a la compresión, o, en otras palabras, tienen una capacidad alta de resistir fuerzas de compresión. Las fuerzas de compresión pueden ser descritas como fuerzas de

aplastamiento. El concreto tiene una resistencia a la compresión muy alta. Sin embargo, el concreto es relativamente débil en tracciones es decir no resiste fuerzas de tracción muy bien. Las fuerzas de tracción son las fuerzas que jalan un elemento separadamente.

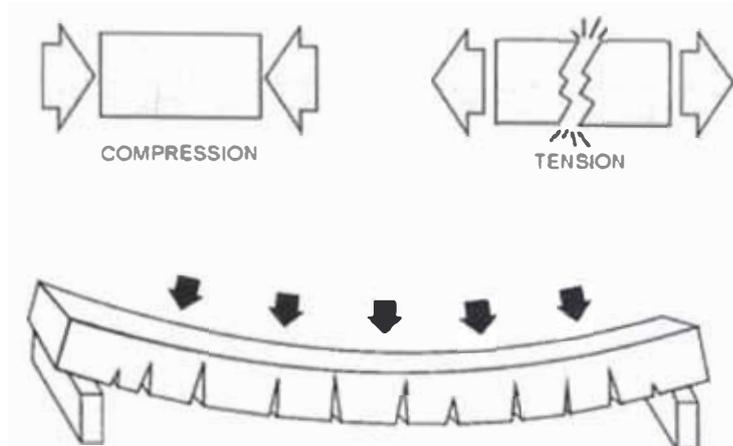


Figura 2.12.- Fuerzas de tracción en la zona inferior de la losa cuando esta se flexiona.

Contrariamente el acero es muy fuerte en tracción. Tiene una capacidad alta para resistir las fuerzas de tracción. Por lo tanto, combinando el acero de refuerzo con el concreto o mampostería resulta un producto que puede resistir ambas fuerzas de compresión como de tracción.

### 2.3.1.2.- Definiciones

- **Preesfuerzo** .- El preesfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

El concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El ACI propone la siguiente definición:

***Concreto preesforzado:** Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado*

En elementos de concreto reforzado el preesfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de refuerzo.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular con carga externa y presforzada por un tendón a través de su eje centroidal (Figura 2.13).

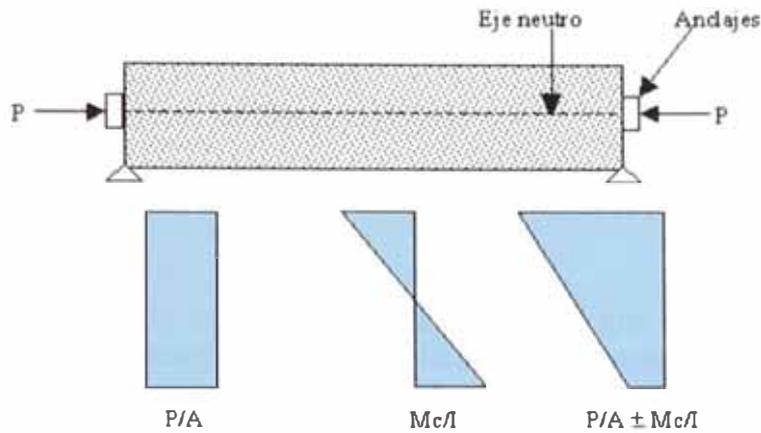


Figura 2.13. Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzada concéntricamente

Debido al preesfuerzo “P”, se producirá un esfuerzo uniforme a través de la sección que tiene un área “A” igual a P/A y si “M” es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a “M” es My/I dónde “y” es la distancia desde eje centroidal e “I” es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Sin embargo este sistema es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, Figura 2.14, donde “e” es la excentricidad.

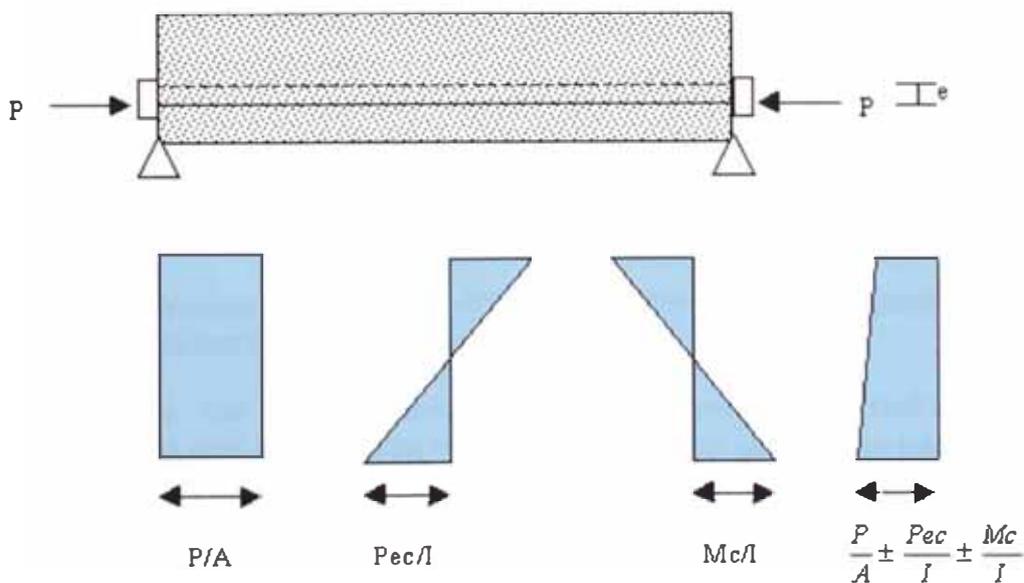


Figura 2.14.- Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente

Debido a un preesfuerzo excéntrico, el concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el preesfuerzo es  $P_e$ , y los esfuerzos debido a éste momento son:

$$f = \frac{P_e y}{I}$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{P_e y}{I} \pm \frac{M y}{I}$$

En el concreto presforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir (siempre y cuando la viga sea dúctil) antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle (Figura 2.15).

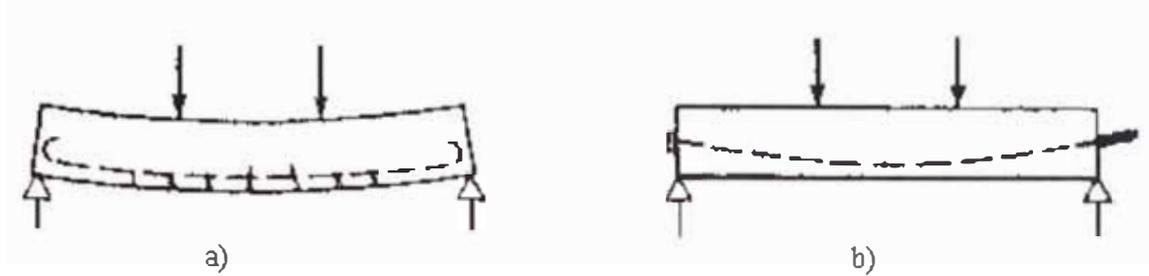


Figura 2.15.- Viga de concreto

- a) Simplemente reforzada - grietas y deflexiones excesivas.
- b) Presforzada – sin grietas y con pequeñas deflexiones.

De aquí que es necesario pre-estirar o preesforzar al acero. Preesforzando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para claros grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado.

### 2.3.1.3- Clasificación y Tipos

- **Pretensado**

El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto.

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se re-estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la Figura 2.16.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

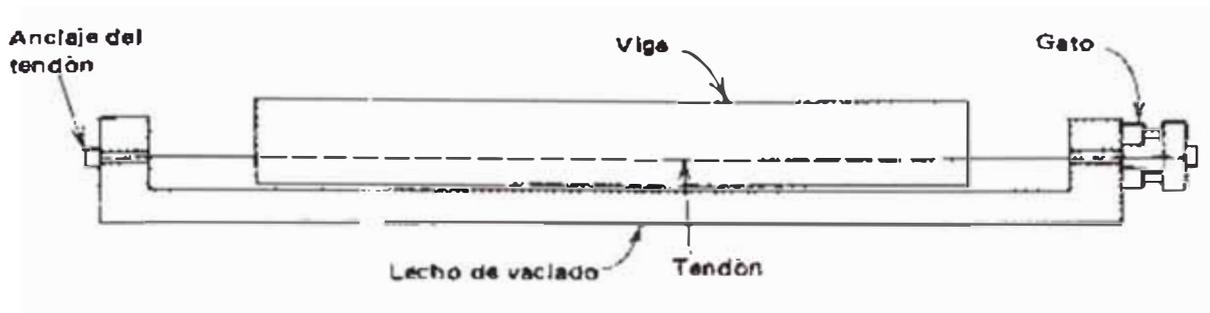


Figura 2.16. Fabricación de un elemento pretensado

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la forma de preesfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

1. Pieza prefabricada
2. El preesfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del preesfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

- **Postensado**

Contrario al pretensado el postensado es un método de presforzado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el preesfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del presforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colados en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto, como se ilustra en la siguiente figura:

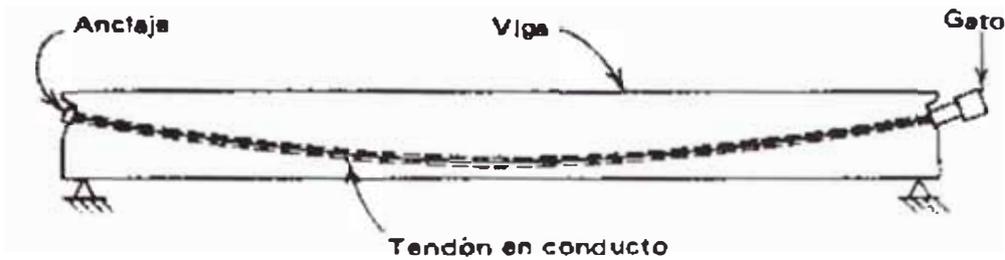


Figura 2.17. Fabricación de un elemento postensado

Características:

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el preesfuerzo después del colado.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del preesfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.

La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

#### 2.3.1.4- Ventajas y Desventajas del Concreto Preesforzado

##### • Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

##### • Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos

### **2.3.2.- Albañilería Aislada y/o con disipadores**

Aunque en el capítulo IV trataremos con más detalle este tema que está relacionado con las nuevas tendencias en cuanto al diseño sismorresistente, en este capítulo he considerado importante mencionar algunos avances en el Perú en relación a estos temas, en ese contexto describo aquí algunos conceptos y resultados del estudio teórico realizado en la Pontificia Universidad Católica denominado “Proyecto para el Ensayo de Simulación Sísmica de una estructura de Albañilería con Aislamiento de Base”.

#### **2.3.2.1- Introducción**

La Norma E-030 en su artículo 3 del capítulo 1 establece la Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente, el cual consiste en :

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad.

En concordancia con esta filosofía se establece los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Se establece como filosofía evitar la pérdida de vidas y se acepta la posibilidad de daños en las estructuras dentro de límites aceptables sin embargo muchas veces las edificaciones sufren daños irreparables tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales lo cual implica en algunos casos un enorme costo en su reparación y en otros que el edificio sea inservible y esto ocasiona pérdidas económicas a los propietarios.

En zonas de alta sismicidad como es el caso del Perú, el diseño convencional de sistemas sismorresistentes está basado en la elección de un adecuado sistema estructural y en el uso de materiales tradicionales (Albañilería, Concreto y Acero) a fin de proporcionar al edificio rigidez, resistencia y ductilidad adecuadas. Si bien es cierto que estos aspectos son importantes para el buen comportamiento de la estructura frente a los eventos sísmicos, muchas veces el diseño convencional no es suficiente para proteger adecuadamente a las estructuras.

#### **2.3.1.2.- Definiciones**

- **Aislamiento Sísmico**

El aislamiento sísmico surge como una alternativa interesante, sobre la base del concepto de reducir la demanda sísmica, más que incrementar la capacidad resistente de las estructuras.

El sistema de aislamiento sísmico desacopla a la estructura de la componente horizontal del movimiento por medio de una interfase entre la estructura y la cimentación, compuesta por elementos con poca rigidez lateral. Esto provee a la estructura de una frecuencia fundamental menor que la frecuencia natural de la estructura original y que la frecuencia predominante del suelo, siempre que el suelo sea rígido. El primer modo de la estructura involucra deformaciones

sólo en el sistema de aislamiento; los modos más altos no influyen de manera significativa en el movimiento y por lo tanto, la energía del sismo prácticamente no se trasmite a la estructura.

- **Aislador Sísmico**

Los aisladores de base consisten en capas intercaladas de acero y caucho, que en conjunto poseen gran rigidez vertical y flexibilidad lateral. Placas de acero en los extremos del aislador permiten fijarlo sólidamente a la estructura y a la cimentación. La Figura 2.18 muestra el esquema de un aislador.

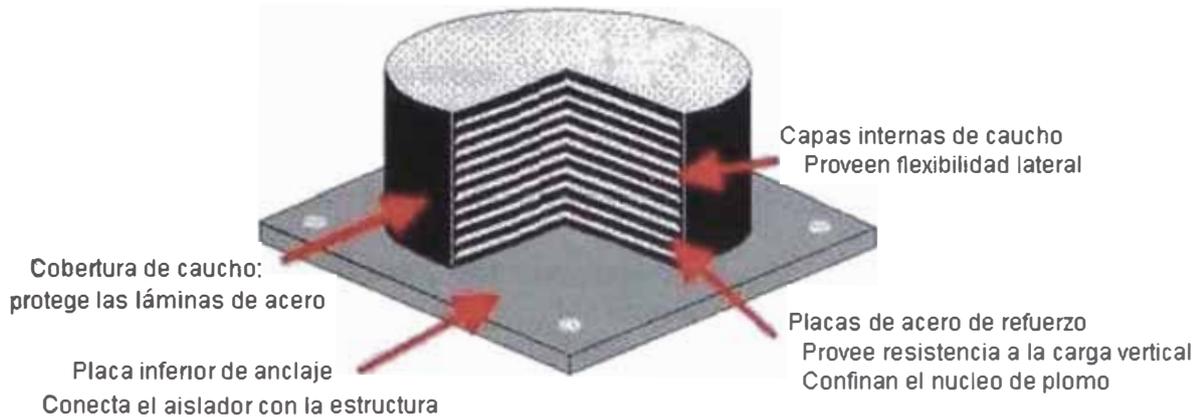


Figura 2.18.- Esquema de los aisladores

Las capas de caucho permiten que el aislador se deforme lateralmente, reduciendo las cargas de sismo en el edificio, y permiten que el edificio retorne a su posición original luego que el sismo ha cesado.

### 2.3.1.2.- Estudio del Problema

Debido a que un edificio convencional está cimentado sobre el suelo, al producirse un sismo severo la fuerza del sismo se trasmite directamente al edificio, pudiendo ocasionar daños estructurales y no estructurales cuantiosos e irreparables, y hasta pérdidas de vidas humanas. Un edificio con un sistema de aislamiento sísmico está soportado por una serie de aisladores. Al insertar esta interfase flexible al nivel de la cimentación, cuando se produce un sismo la estructura se desacopla del movimiento del suelo, los desplazamientos se concentran en el nivel de los aisladores y se minimiza la deformación de la estructura. La Figura 2.19 muestra el comportamiento de una estructura convencional y una estructura con aislamiento de base ante un movimiento sísmico.

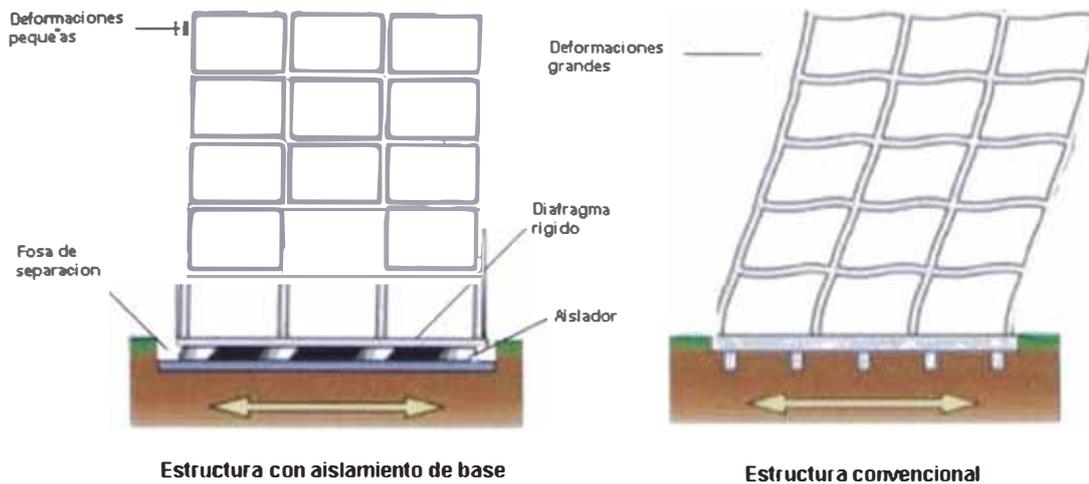


Figura 2.19.- Aislamiento sísmico de base vs. Cimentación convencional

Experimentos y observaciones del comportamiento de edificios con base aislada, han mostrado que las aceleraciones dentro de la estructura son reducidas a casi la cuarta parte de las aceleraciones que se presentan en edificios similares con base fija. Adicionalmente, a pesar de que el edificio con base aislada también se desplaza, éste no se deforma; son los aisladores los que toman toda la deformación.

## **Capitulo III**

### **COMPONENTES DE LA ALBAÑILERIA ARMADA**

### **3.1.- UNIDADES DE ALBAÑILERIA**

#### **3.1.1.- Fabricación de las Unidades de Albañilería**

Las unidades empleadas en las construcciones de albañilería son básicamente hechas de arcilla (cerámicas), arena-cal (sílico-calcáreo) y de concreto. De acuerdo a su tamaño, éstas son denominadas Ladrillos y Bloques. Se les llama ladrillos cuando pueden ser manipulados y asentados con una mano; y bloques, cuando por su peso y dimensiones se tiene que emplear ambas manos.

#### **3.1.2.- Clasificación de las Unidades de Albañilería**

A nivel internacional, las unidades se clasifican por el porcentaje de huecos (alvéolos o perforaciones) que tienen en su superficie de asentado y por la disposición que éstos tengan; de la siguiente manera:

**a) Unidades Sólidas o Macizas.-** Son las que no tienen huecos o, en todo caso, presentan alvéolos o perforaciones perpendiculares a la superficie de asiento que cubren un área no mayor al 25% del área de la sección bruta. Sin embargo, los experimentos indican que es posible emplear unidades hasta con 33% de vacíos, más allá del cual su comportamiento se torna muy frágil. Estas unidades se emplean para la construcción de muros portantes.

**b) Unidades Huecas.-** Son aquellas donde el área neta (en la cara de asiento) es menor al 75% del área bruta. En esta categoría clasifican los bloques de concreto vibrado (empleados en la albañilería armada) y también, las unidades con muchas perforaciones.

**c) Unidades Tubulares.-** Son las que tienen sus alvéolos o perforaciones dispuestos en forma paralela a la superficie de asiento; en este tipo clasifican los ladrillos panderetas, utilizados en los tabiques.

#### **3.1.3.- Unidades de Concreto**

La ventaja de las unidades de concreto sobre las otros dos tipos es que dependiendo de la

dosificación que se emplee (cemento-arena-confitillo-agua), pueden lograrse unidades con una resistencia que dependa del uso a que se destine.

Estas unidades pueden ser artesanales (ladrillos) o industriales (ladrillos y bloques), con un tono gris verdoso, aunque puede agregarse pigmentos que varíen su color. Su textura usual es gruesa, con poros abiertos, y su peso puede aligerarse empleando piedra pómez como agregado.



Figura 3.1.- Bloques con diferentes tonalidades y edificación construida con estos bloques.

### **Fabricación**

En los procesos artesanales la *dosificación* de los materiales se hace por volumen (usualmente 1:2:4, cemento-arena-confitillo de 1/4"); mientras que en los procesos industriales se dosifica por peso. En ambos casos, se utiliza una baja cantidad de agua (slump 1"), a fin de permitir el desmolde de la unidad sin que se desmorone.

El *mezclado* de los materiales se hace a mano (artesanal) o a máquina (industrial).

El *moldeo* se realiza por vibro-compresión (industrial), utilizando máquinas estacionarias o "ponedoras" (en obra), o chuceando la mezcla en moldes artesanales (Fig. 3.2).

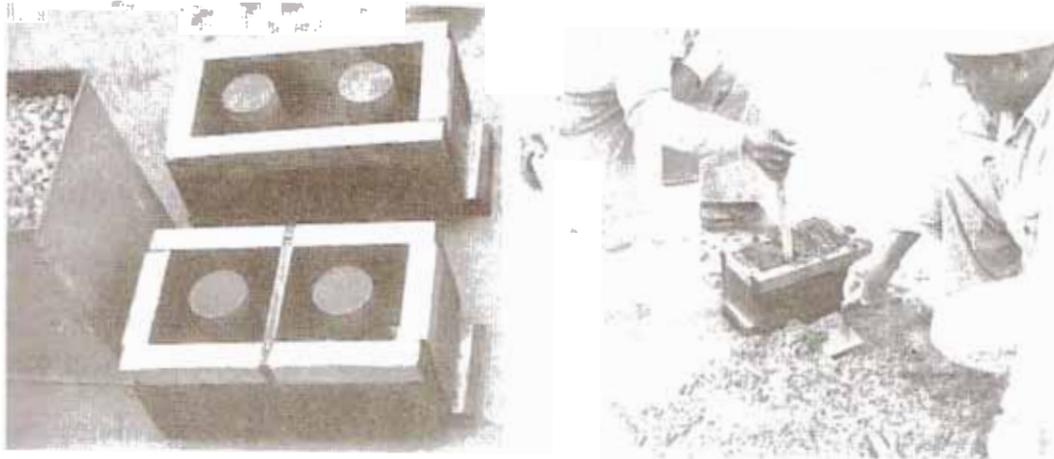


Figura 3.2.- *Moldes de madera forrados con lata y chuceo de la mezcla en tres capas, para la fabricación de bloquetas artesanales.*

El proceso de *curado* industrial se hace en cámaras de vapor (50°C, a baja presión), en cámaras autoclave (150°C. a presión de 6 a 10 atmósferas), o con riego por aspersión. Artesanalmente el curado se realiza echándoles agua durante una semana en un tendal. Estas unidades pueden utilizarse después de 28 días de su fabricación.

### 3.1.4.- Propiedades y Ensayos de Clasificación

Conocer las propiedades de las unidades es necesario básicamente para tener una idea sobre la resistencia de la albañilería, así como de su durabilidad ante el intemperismo. Sin embargo, no puede afirmarse que la mejor unidad proporcione necesariamente la mejor albañilería.

Las propiedades de la unidad que están asociadas, con la *resistencia de la albañilería* son:

- Resistencia a la Compresión y Tracción.
- Variabilidad Dimensional y Alabeo.
- Succión.

Las propiedades de la unidad que están relacionadas con la *durabilidad de la albañilería* son:

- Resistencia a la Compresión y Densidad
- Eflorescencia. Absorción y Coeficiente de Saturación

Las Normas peruanas que se siguen para determinar estas propiedades son:

- Unidades de Arcilla: ITINTEC 331.017. 331.018 Y 331.019.
- Bloques de Concreto: ITINTEC \_39.005. 339.006 y 339.007.
- Unidades Sílico-Calceas: ITINTEC 331.032. 331.033 Y 331.034.

**A.- Bloques de concreto.**

De acuerdo con la norma INTECTEC 339.005 los bloques se clasifican en:

**TIPO I:** Usados e la construcción de muros portantes. el espesor mínimo de las caras o paredes del bloque debe ser 15mm.

**TIPO II:** empleados para la construcción de tabiques, cercos y parapetos .el espesor mínimo de las cargas o paredes del bloque debe ser 13 mm.

Las dimensiones nominales (las reales más 1 cm. de junta) de los bloques enteros que usualmente se emplean en los muros portantes, son: 40x15x20 y 40x20x20 cm. (largo x ancho x altura); en tanto que las dimensiones de los medios bloques son 20x15x20 y 20x20x20 cm.

Puesto que los bloques son empleados en edificaciones con dimensiones modulares en sus ambientes, la Norma es rigurosa en el aspecto dimensional; se especifica que por cada lote de 2 millares debe hacerse la prueba de variación de dimensiones sobre una muestra de 20 unidades, admitiéndose tolerancias hasta de +- 3 mm en cada arista, con un alabeo máximo de 3 mm. Si se encuentra que dos bloques de esa muestra no cumplen con esas especificaciones, se ensaya otra muestra; si se vuelve a encontrar otras dos unidades defectuosas, se rechaza el lote.

De las 20 unidades anteriores se seleccionan tres bloques; dos se ensayan a compresión (velocidad de carga entre 20 a 30 kg/cm<sup>2</sup>-min) y uno a absorción (24 horas de inmersión). La absorción máxima permitida es 12 %; en tanto que la resistencia mínima (fb, en kg/cm<sup>2</sup>) especificada por las Normas ITINTEC 339.005 y E-070 es:

ITINTEC 339.005 (sobre área bruta)			E-070 (sobre área neta)		
Tipo	fb	Mínima por Bloque	Tipo	Denominación	fb
I	60	50	I	Portante	140
II	20	10	II	Tabique	60

Los ensayos realizados para la planta que produce en forma industrial bloques de concreto vibrado en Lima, proporcionaron una resistencia  $f_b$  de 115 kg/cm<sup>2</sup> sobre área neta y 65 kg/cm<sup>2</sup> sobre área bruta, con una absorción de 6% y una succión de 40 gr/200 cm<sup>2</sup>-min. Según la Norma E-070, esta unidad no clasificó como Tipo I, aunque sí lo hizo con la Norma ITINTEC. Puesto que los muros construidos con estos bloques tuvieron buen comportamiento en los ensayos de carga lateral, se considera suficiente las especificaciones de la Norma ITINTEC.

### **3.2 TECNOLOGIA DEL MORTERO. CLASIFICACION, FLUIDEZ y RETENTIVIDAD**

La función principal del mortero en la albañilería es adherir las unidades corrigiendo las irregularidades que la misma tiene, así como sellar las juntas contra la penetración del aire y de la humedad.

El mortero básicamente está compuesto por cemento portland tipo I, cal hidratada normalizada, arena gruesa y agua. El cemento y la cal funcionan como aglomerantes, mientras que la arena es un agregado inerte.

La función del cemento es proporcionar resistencia a la mezcla, en tanto que la cal le proporciona trabajabilidad y retentividad (evita que el agua se evapore rápidamente). La función de la arena es proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla, permitiendo el asentado de varias hiladas en una jornada de trabajo; adicionalmente, la arena atenúa la contracción por secado, por lo que se recomienda: no usar arena fina y lavar la arena gruesa (Figura 3.3) si ella tuviese mucho polvo. La función del agua es proporcionar trabajabilidad a la mezcla, así como hidratar al cemento.



Figura 3.3.- Lavado de la arena por la malla # 200

La Norma E-070 especifica las proporciones volumétricas de la mezcla, clasificándola con las siglas "P" para su empleo en muros portantes y "NP" para los muros no portantes; en ambos casos, se deja como alternativa emplear cal en el mortero:

Tipo	Cemento	Cal (*)	Arena	Tipo	Cemento	Arena
P1-C	1	1	4	P1	1	4
P2-C	1	1	5	P2	1	5
NP-C	1	1	6	NP	1	6

(\*) Es recomendable no usar más de 1/2 volumen de cal

Es necesario señalar que la Norma ASTM C-270 especifica 2 tipos de mortero (M y S) para la construcción de los muros portantes, de manera que el volumen de arena esté comprendido entre 2 1/4 y 3 veces la suma de los volúmenes de los aglomerantes (cemento y cal):

Tipo	Cemento	Cal	arena
M	1	1/4	2.8 a 3.8
S	1	1/4 a 1/2	2.8 a 4.5

En cuanto a la **adherencia unidad-mortero**, ésta se logra cuando los solubles del cemento (básicamente la *estringita*) son absorbidos por la unidad, cristalizándose (como agujas) en sus poros. La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones y rugosidades de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas; al respecto, ensayos realizados en la PUCP sobre muretes sujetos a compresión diagonal, indicaron que cuando el mortero se compactó especialmente en cada una de las 18 perforaciones de la unidad (cosa que no es posible realizar en obra), la resistencia al corte se incrementó en 50%.

Por otro lado, es necesario que el mortero se extienda sobre toda la superficie (vertical y horizontal) de la unidad por asentar, para lo cual debe ser trabajable. Una forma práctica de comprobar la extensión del mortero consiste en pegar dos unidades y separarlas después de un minuto, deberá observarse que el mortero cubra toda la superficie de la unidad superior.

Por lo expuesto, es necesario que la unidad tenga una succión adecuada al instante de asentarla, de manera que su superficie se encuentre relativamente seca (para que absorba el cementante del mortero) y su núcleo esté saturado, de modo que la misma unidad sirva para

curar al mortero (evita que se agriete al secarse). En las unidades que deban asentarse en seco (bloques de concreto y ladrillos sílicos-caláceos), se recomienda adicionar 1/2" volumen de cal hidratada y normalizada, para así mejorar la retentividad del mortero.

**La Consistencia (Temple o Fluides)** se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder discurrir (fluir), o de ser trabajable con el badilejo; en tanto que la **Retentividad** se define como la capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia, o de continuar siendo trabajable después de un lapso de tiempo.

Para determinar la **Fluides** en obra, se puede utilizar la prueba de revenimiento (slump o asentamiento) en el cono de Abrams, recomendándose que éste sea de 6 pulgadas. En el Laboratorio se realiza un ensayo en la mesa de sacudidas (Figura 3.4), la que consiste de un molde tronco-cónico (diámetro en su base =  $D_0 = 10$  cm.) sobre el cual se vacía y apisona en 3 capas la mezcla; luego se desmolda, se imprime 25 golpes verticales y se observa cuánto se incrementa el diámetro inicial (de  $D_0$  a  $D_1$ ). Se recomienda que la fluides (definida mediante la expresión  $100 (D_1 - D_0) / D_0$ ) sea del orden de 120%.

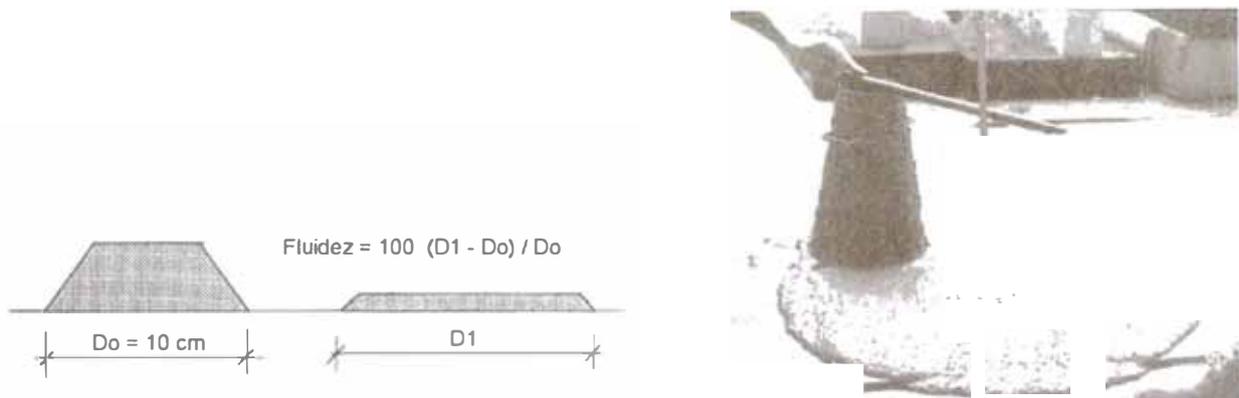


Figura 3.4.- Prueba típica en el cono de Abrams para determinar la fluides.

En realidad, la prueba en la mesa de sacudidas no se emplea en obra y sólo sirve con fines de investigación, las que terminan dando recomendaciones de carácter práctico, como el uso de la cal en unidades que se asientan en seco, o un slump apropiado en el cono de Abrams (Ver Figura 3.5).

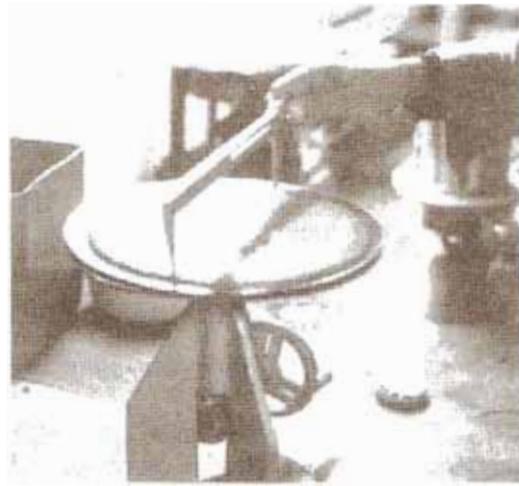


Figura 3.5.- Mesa de sacudidas y medición del diámetro final en un ensayo de fluidez.

La prueba de retentividad se realiza en la mesa de sacudidas empleándose la misma mezcla ensayada previamente a fluidez, pero extrayendo el agua en una cámara de vacíos durante un minuto (Figura 3.6). En este caso, se recomienda que la relación entre el diámetro final y el diámetro obtenido en la prueba de fluidez sea mayor que 0.8.

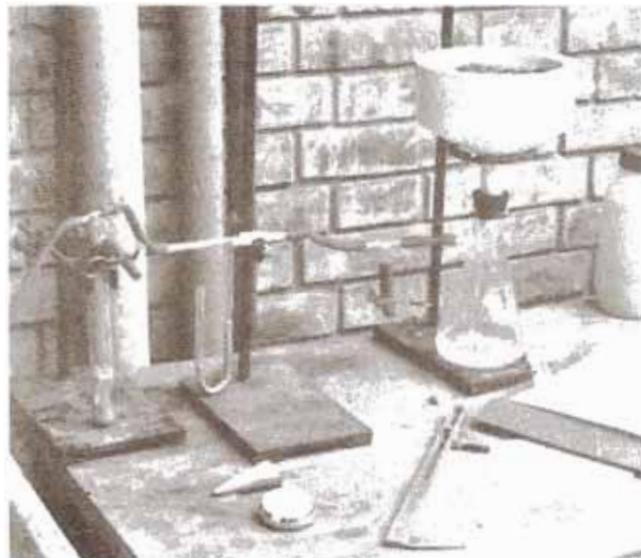


Figura 3.6.- Cámara de vacíos para extraer el agua del mortero en la prueba de Retentividad.

### 3.2.1.- Componentes del Mortero

#### A.- Cemento

Se utiliza básicamente el cemento portland tipo I y excepcionalmente, el cemento portland tipo II (resistente a los sulfatos). Cuando se emplee cemento puzolánico IP, se recomienda preparar una mezcla más rica (bajando 1/2 volumen a la arena) para lograr la misma

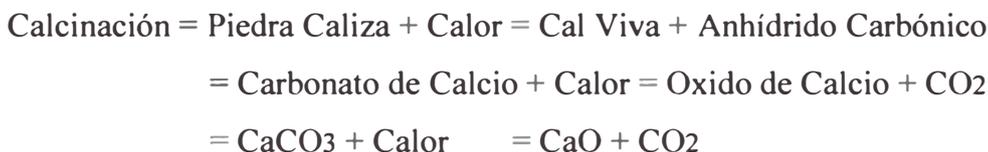
resistencia que con un cemento tipo I. El peso volumétrico del cemento es  $1500 \text{ kg/m}^3$ , y se vende en bolsas de 1 pie cúbico con 42.5 Kg. de peso.

En el Perú hubo dos intentos para introducir el *Cemento de Albañilería* (mezcla de cemento portland, puzolana, escorias, cal hidráulica con piedra caliza, tiza, talco, arcilla, conchas marinas, etc.) por parte de las compañías Cementos Lima y Cementos Yura, sin ningún éxito; observándose que mezclas 1:4 proporcionaban resistencias a compresión 10 veces menores que las obtenidas con cemento portland tipo I.

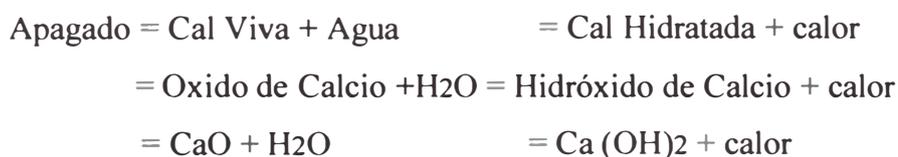
## **B. Cal Hidratada Normalizada**

De emplearse cal en el mortero, ésta debe ser hidratada y normalizada; la razón por la cual la cal debe ser normalizada se debe a que pueden existir partículas muy finas, que en vez de funcionar como aglomerante lo hacen como residuos inertes. El peso volumétrico de la cal es del orden de  $640 \text{ kg/m}^3$ .

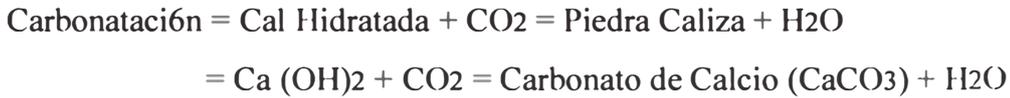
La cal viva proviene de la *calcinación* (quemado a temperaturas del orden de  $1000^\circ \text{ C}$ ) de la piedra caliza:



Luego se procede con el apagado (hidratación) de la cal viva, agregando agua para formar la **Cal Hidratada** (Hidróxido de Calcio):



Cuando se emplea cal en el mortero, ésta (a diferencia del cemento) endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico del ambiente, en un proceso llamado **Carbonatación**:



La carbonatación resulta beneficiosa para el mortero por 2 razones:

1. Las fisuras se sellan a lo largo del tiempo al formarse cristales de carbonato de calcio, los que proveen alguna resistencia adicional sobre la dada por el cemento.
2. Al endurecer lentamente se favorece la retentividad de la mezcla.

### **C.- Arena Gruesa**

Es conveniente que la arena sea gruesa, con granos redondeados y de una granulometría completa (con variedad en el tamaño de las partículas), ya que así se pueden llenar los espacios vacíos. Al respecto, existen diferencias entre la granulometría propuesta por la Norma ASTM C144-76 y la Nacional E-070, recomendándose usar la del ASTM por la variedad en el tamaño de las partículas que esa Norma especifica:

MALLA #	(mm)	PORCENTAJE QUE PASA	
		ASTM	E-070
4	(4.75)	100	100
8	(2.36)	95 a 100	95 a 100
16	(1.18)	70 a 100	
30	(0.60)	40 a 75	
50	(0.30)	10 a 35	
100	(0.15)	2 a 15	25% máx.
200	(0.075)	0	10% máx.



Figura 3.7.- *Determinación de la Granulometría de la arena empleando una mesa vibradora y mallas estándar AS TM.*

Adicionalmente, en la Norma ASTM se indica que no debe quedar retenido más del 50% de la arena entre 2 mallas consecutivas, ni más del 25% entre las mallas # 50 y # 100. Por otro lado, en las Normas ASTM y E-070 se especifica que el módulo de fineza (suma de los porcentajes retenidos por las mallas 100, 50, 30, 16, 8 Y 4, dividido entre 100) debe estar comprendido entre 1.6 y 2.5. Finalmente, no debe usarse arena de mar, en vista que las sales que ella contiene producirían la eflorescencia de la unidad.

#### **D. Agua.**

El agua deberá ser potable, libre de materias orgánicas y de sustancias deletéreas (aceite, ácidos, etc.). El uso de agua de mar produce eflorescencia en los ladrillos por las sales que contiene.

#### **3.2.2. Ensayos de Compresión**

El ensayo de compresión en probetas de mortero (usualmente cubos de 5 cm. de lado, vaciados sobre moldes metálicos, Figura 3.8, y curados durante 28 días en una poza con agua) se realiza sólo con fines de controlar la calidad del mortero.

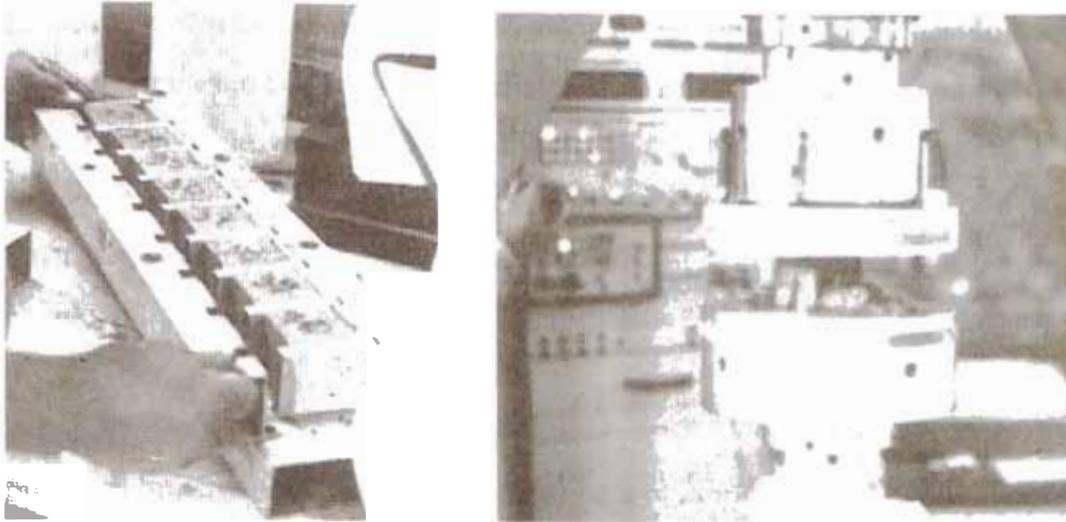


Figura 3.8.- Moldes de aluminio para la fabricación de probetas cúbicas de mortero y ensayo de compresión.

Lo expresado en el párrafo anterior se debe a que las probetas no reflejan las condiciones reales que se producen en la junta: 1) la interacción unidad-mortero, o pérdida de agua en la mezcla por succión de la unidad; 2) el espesor de la junta, a menor altura de la probeta se obtiene mayor resistencia; y, 3) la restricción al desplazamiento lateral impuesto por los cabezales de la máquina de ensayo. Respecto a la interacción unidad-mortero, en la Norma UBC (Uniform Building Code - California) se especifica utilizar como mezcla para las probetas, una capa de 15 mm de espesor colocada previamente sobre la unidad durante un minuto.

Es conveniente que el mortero tenga una resistencia a compresión semejante al de la unidad, a fin de evitar su falla por aplastamiento y tratar de dar homogeneidad a la albañilería. Por esta razón, se recomienda utilizar mortero 1:3 o 1:4 para edificaciones de 4 a 5 pisos (con unidades de alta resistencia a compresión), mientras que para edificaciones de 1 a 3 pisos puede usarse mortero 1:5.

Debe señalarse que el uso de cal en el mortero disminuye su resistencia a compresión; sin embargo, algunas investigaciones indican que un decrecimiento del 69% en la resistencia del mortero sólo afecta en un 10% a la resistencia a compresión de la albañilería.

### **3.3 EL MORTERO Y EL CONCRETO FLUIDO ("GROUT")**

Dependiendo del tamaño de los alvéolos de la unidad se emplea mortero fluido o concreto



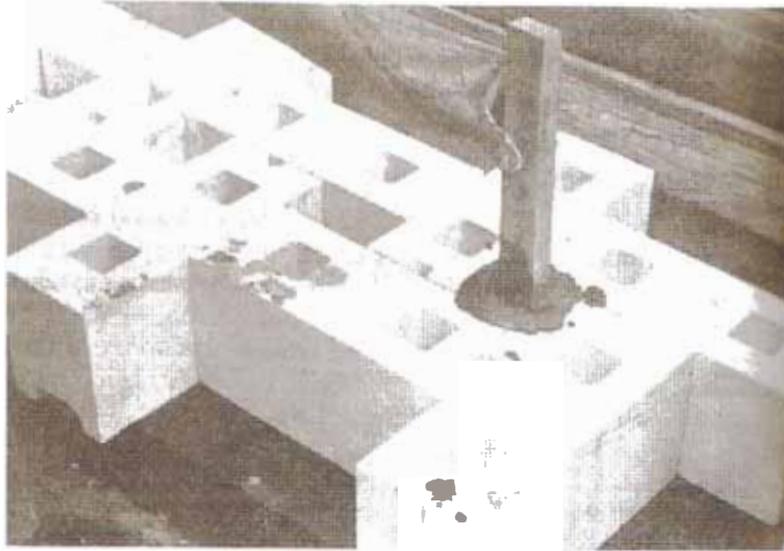


Figura 3.9.- Preparación de probetas de mortero fluido empleando como moldes unidades silico-calcáreas estándar.

Respecto al *confitillo*, la Norma ASTM especifica la siguiente granulometría:

MALLA	% QUE PASA
1/2"	100
3/8"	85 a 100
#4	10 a 30
#8	0 a 10
#16	0 a 5

Finalmente, de existir muchos finos (polvo que genera una alta contracción por secado) en el *confitillo*, éste deberá tamizarse o lavarse.

### 3.4 EL ACERO

#### 3.4.1.- Tipos

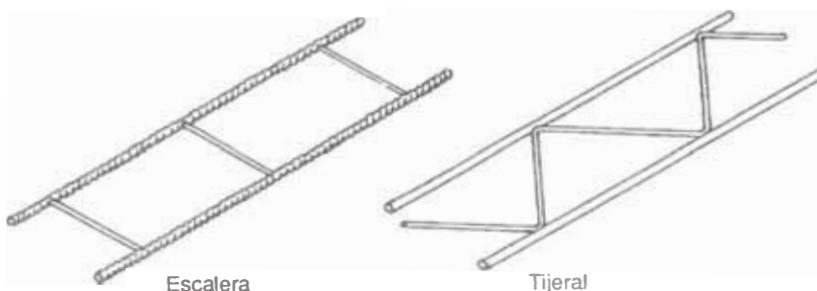
El tipo de acero empleado para reforzar los elementos de concreto que enmarcan la albañilería confinada y para reforzar la albañilería armada laminar y la albañilería armada esto es, aquella en que la armadura está colocada en alvéolos y canales, y no en la junta de mortero, es el mismo tipo empleado en concreto armado. Las barras redondas corrugadas pueden ser obtenidas en dos diferentes grados, definidos por su esfuerzo de fluencia: el grado 40, con un límite de fluencia mínimo de 280 MPa, y el grado 60, con 420 MPa. En general, en albañilería se debe procurar usar la mayor cantidad de barras con el menor diámetro prácticamente posible.

Lo que es peculiar de la albañilería es la utilización de refuerzo en la junta de mortero. Este inicialmente se incluía sólo para controlar el agrietamiento, pero diversas investigaciones han demostrado que, siempre y cuando se usen morteros que alcanzan en ensayos en moldes absorbentes resistencias características de 14 MPa o más, él puede ser considerado como

estructural. Es decir, el refuerzo en la junta puede ser diseñado para cumplir funciones resistentes y de carácter dúctil. Debe notarse, sin embargo, que las cuantías de acero máximas alcanzables con refuerzo en la junta difícilmente pasan de 0.3%.

El refuerzo en la junta de mortero debe hacerse, necesariamente, con alambres delgados cuyo diámetro no exceda la mitad del espesor nominal de la junta, o, preferiblemente, con mallas de refuerzo prefabricadas (Figura 3.10).

**Correctos:** El alambre está en un solo plano. Pueden ser alambres lisos o corrugados



**Incorrectos:** El alambre está en dos planos

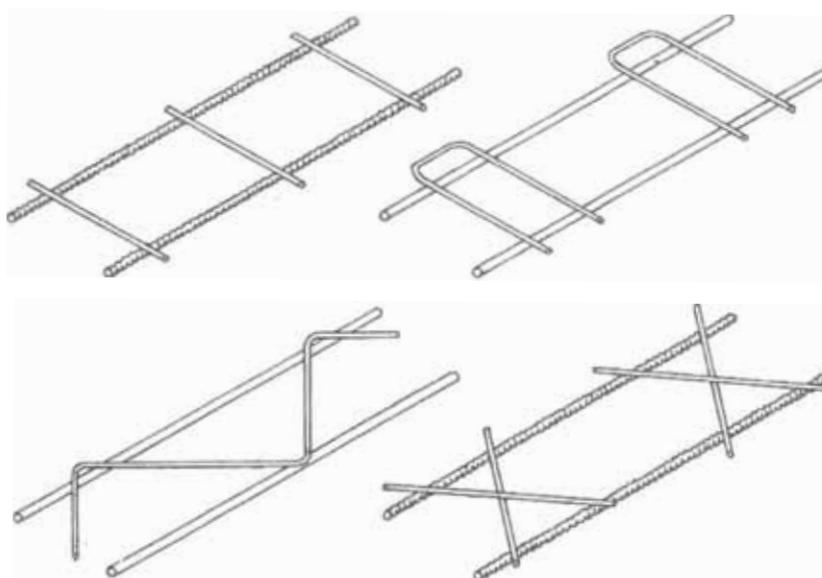


Figura 3.10.- Mallas para refuerzo colocado en hilada.

Estas últimas han de ser elaboradas con los alambres principales longitudinales y los alambres transversales ubicados en el mismo plano. En ambos casos el alambre puede ser liso o corrugado. El acero tiene típicamente un límite de fluencia mínimo de 500 MPa. Los diámetros más usados se muestran en la tabla siguiente:

**DIAMETROS DE ALAMBRES PARA REFUERZO DE ALBANILERIA**

TAMANO	DIAMETRO NOMINAL (mm)	AREA NOMINAL (mm <sup>2</sup> )
W1	3	7.1
W2	4	12.6
W3	5	19.6

En condiciones de exposición normales, el alambre o las mallas se usan sin ningún acabado de protección. En el caso de exposiciones severas -climas marinos, por ejemplo- deben ser galvanizados en caliente, con un mínimo de 400 gramos de zinc por metro cuadrado de área superficial protegida.

Es importante notar que la inclusión de acero en la junta reduce la resistencia a compresión de la albañilería, pues tiene el efecto de ocasionar una concentración importante de esfuerzos (Figura 3.11).

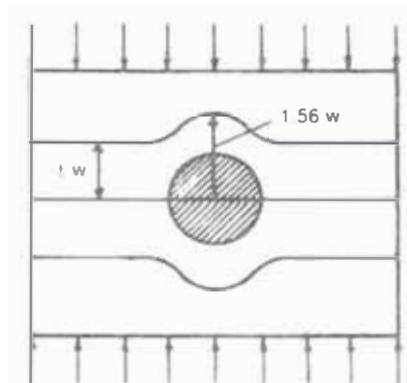


Figura 3.11.- Concentración de esfuerzos en un placa con inclusión rígida.

### 3.4.2.- Especificación y control

El refuerzo debe ser especificado en los documentos del proyecto, incluyendo:

- La ubicación y diámetro de cada barra, alambre o malla.
- El doblado, anclaje, empalme y cualquier otro detalle del refuerzo debidamente representado y acotado.
- Las ubicaciones de los empalmes.
- La indicación de si las barras son lisas o corrugadas.
- En el caso de mallas, todos los diámetros y dimensiones de fabricación;
- La especificación de la protección.
- La especificación del acero.

El control en obra consistirá en verificar (mediante la revisión de los ensayos certificados por los fabricantes o proveedores, o a través de un muestreo y de ensayos periódicos) la conformidad de los materiales con las especificaciones del proyecto.

Durante la construcción se verificará que todo el refuerzo, en los diámetros especificados, se coloque y esté ubicado de acuerdo a los planos.

En la mayor parte de los tipos de construcción de albañilería, cuando el refuerzo está en el mismo cuerpo de la albañilería y no en marcos de concreto armado, no es posible asegurar firmemente el refuerzo. Este es el caso en alvéolos verticales o canales horizontales donde éste se coloca libre. Lo esencial en estos casos es la correcta colocación del concreto líquido para asegurar el completo llenado de alvéolos y canales. En el caso de colocación en la hilada (Figura 3.12, 3.13), deberá controlarse los recubrimientos libres, admitiéndose una tolerancia de  $\pm 6$  mm en los mismos.

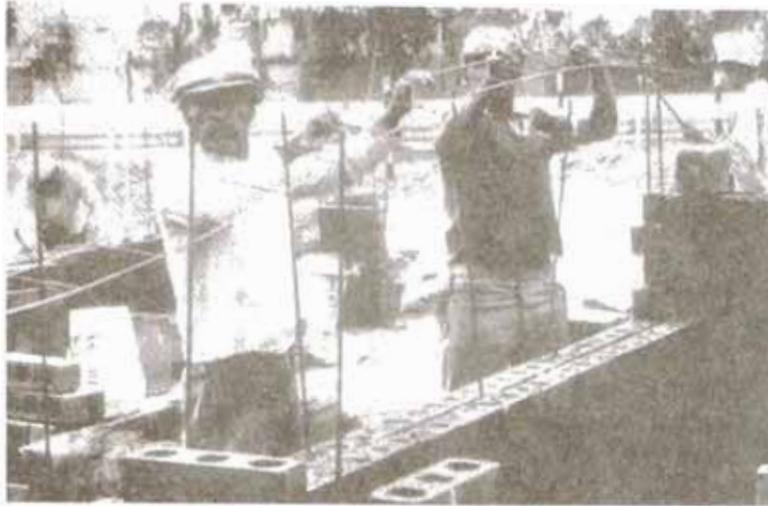


Figura 3.12.- Colocación de malla de acero en la hilada de albañilería.



Figura 3.13.- Escalerilla y horquillas en los extremos empleados en los bloques de concreto.

### 3.4.3.- Normas

- Acero de refuerzo ASTM A-615
- Alambre de refuerzo ASTM A-80
- Mallas prefabricadas para refuerzo de juntas de albañilería UBC 24-15

## **Capitulo IV**

# **CRITERIOS DE ESTRUCTURACION SISMORESISTENTE**

## **4.1.- INTRODUCCION**

Es frecuente, en la práctica, que la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y diseño, y que se examinen con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico, esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente las normas y/o reglamentos.

Lo anterior ha sido puesto de relieve en numerosos trabajos de investigación en los que se exponen diversos conceptos, que se deben tener presente al estructurar edificios que van a soportar sismos. Estos conceptos se tratan en este capítulo y constituyen una guía que se debe procurar seguir en el diseño sísmico de edificios, aunque, naturalmente, solo se trata de lineamientos generales, que deben conjugarse con el criterio y la experiencia ingenieriles. No obstante, en lo posible se debe evitar salirse de estos lineamientos; de no ser así, el edificio debe ser materia de análisis, dimensionamiento y detallado muy cuidadosos que consideren los efectos desfavorables a que el sismo daría lugar. Se encontrará en ciertos casos que el mismo análisis indicará la inconveniencia del sistema adoptado y la necesidad de cambiarlo.

## **4.2.- COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ALBAÑILERIA**

El comportamiento de estructuras de albañilería sometidas a sismos no siempre ha sido exitoso. Las principales razones de las fallas ocurridas, algunas de ellas de magnitud catastrófica se vienen sucediendo en cada evento sísmico.

Estudiaremos a continuación varios tipos de fallas ocurridos en las construcciones de albañilería muchos de los cuales se han puesto de manifiesto en los recientes sismos, las lecciones que estas fallas nos dejan se remarcan y se muestran para mejorar el comportamiento de estas edificaciones, así como también se muestra aquellas que tuvieron un buen comportamiento lo cual implica la validez de las recomendaciones de nuestras normas.

### **4.2.1.- Albañilería No Reforzada**

Los sismos fuertes que hasta la fecha han tenido lugar, han mostrado que en la mayoría de los casos las estructuras de albañilería no reforzada han sido las más afectadas y en muchos casos han producido considerables pérdidas de vidas humanas. El comportamiento catastrófico de estas edificaciones ha sido en muchos casos principalmente cuando estas edificaciones estaban cimentadas sobre suelos blandos. Entre las fallas típicas ocurridas en el Perú y en el extranjero que presentan los edificios de albañilería no reforzada se tiene:

- Deslizamiento de la losa de piso a través de la junta de construcción existente entre la última hilada del muro y el techo (viga solera). Esto debido a que no existen elementos de conexión entre el muro y el techo, la única conexión es la adherencia entre ambos y esta es mínima comparada con la fuerza de inercia que se genera en los movimientos sísmicos. Se recomienda crear una conexión dentada entre ambos.

- Volteo de muros perimétricos por efecto de fuerzas sísmicas perpendiculares a su plano, sumado a esto una débil conexión con los muros transversales, en estos encuentros se generan fuerzas de tracción, por lo que es necesario transmitirlos de un muro a otro a través de columnas de confinamiento (ver Figura 4.1).

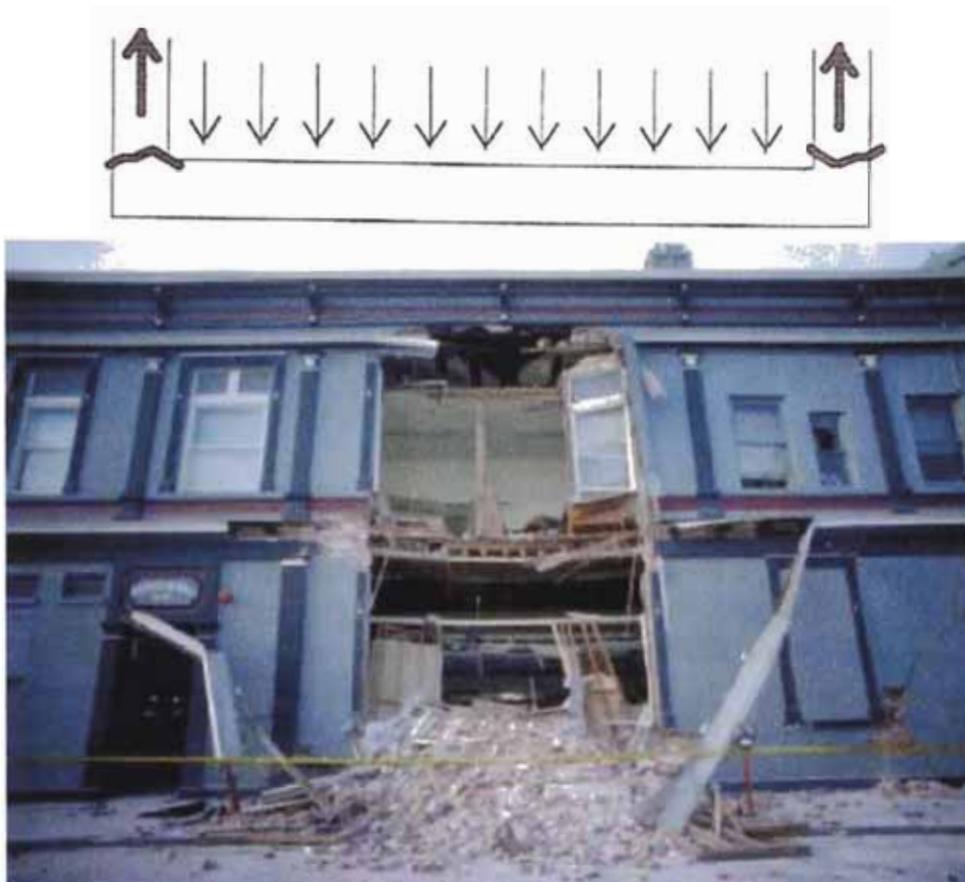


Figura 4.1.- Fuerzas fuera del plano que se generan en los encuentros de muros y consecuente colapso de los muros perimétricos de un edificio en Santa Cruz en el sismo de Loma Prieta.

- Agrietamiento diagonal del muro, esto produce cuando la sollicitación al corte excede la resistencia del muro. Al no existir refuerzo que controle las grietas la resistencia y rigidez se degradan rápidamente originando una falla frágil (Ver Figura 4.2).



Figura 4.2.- Agrietamiento diagonal de muros, por falta de confinamiento.

- Cambios en la sección del muro debido a los vanos de ventanas. El alfeizar de las ventanas generan muros de poca altura originando un problema similar al de las “columnas cortas” los cuales son muy rígidos originando problemas de torsión, esta gran rigidez hace que absorban gran parte de la fuerza cortante. (Ver Figura 4.3).



Figura 4.3.- Vanos típicos de los alfeizares de las ventanas.

- El empuje de las escaleras contra los muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina una falla por punzonamiento, se recomienda colocar columnas en los extremos del descanso (Ver Figura 4.4).



Figura 4.4.- Acción de la escalera perpendicular al plano del muro.

- Choque entre edificios vecinos debido a la falta de juntas sísmicas, a veces el construir edificios pegados unos a otros puede ser beneficioso porque se confinan entre ambas pero si una de ellas colapsa el resto puede colapsar en simultáneo (Ver Figura 4.5).



Figura 4.5.- Choque de dos edificaciones vecinas por falta de junta sísmica.

- Falta de continuidad de los muros en los pisos superiores. Este problema es muy común en las viviendas, lo cual trae como consecuencia una mala transmisión de los esfuerzos de los muros superiores a los inferiores (Ver Figura 4.6).



Figura 4.6.- Típica configuración en muchas viviendas primer piso libre de muros y a partir del segundo aparecen los muros, esto genera el denominado problema de “piso blando”.

- Distribución inadecuada de muros en planta lo que origina problemas de torsión.
- Asentamientos diferenciales. Estas fallas pueden ocurrir cuando los muros son muy alargados (mas de 30m); cuando el suelos de cimentación es arena suelta susceptibles de densificarse ante la acción de los sismos o cuando se cimienta en arcillas expansivas. En estos casos se recomienda emplear estructuras ligeras (Ver Figura 4.7).



Figura 4.7.- Vivienda en Chimbote sismo de 1970 licuefacción del suelo, y cimiento armado sobre suelos colapsable en ventanilla.

#### 4.2.2.- Albañilería Confinada

A raíz de los catastróficos resultados fruto de las muchas fallas vistas en el acápite anterior en el Perú se comenzó a confinar los muros de albañilería simple con elementos de concreto armado. Sin embargo también la naturaleza nos demuestra que aun estas edificaciones pueden fallar, ya sea por un mal diseño, o una mala construcción aunque no se ha reportado en el mundo el colapso total de este tipo de edificaciones. Algunas de las principales fallas y defectos de la albañilería confinada se muestran a continuación:

- Se piensa que una sola columna es suficiente para confinar un muro (esto no esta permitido por la norma E-070), lo cual es erróneo pues el sismo es de naturaleza cíclica. Esto ocurre con frecuencia en los muros con vanos (Ver Figura 4.8).



Figura 4.8.- Confinamiento típico por una columna en muros con vanos nótese la propagación sin control de las grietas.

- Espaciamiento de columnas exagerado, con esto se pierde el confinamiento de la región central del muro y el tamaño de las grietas diagonales se torna incontrolable deteriorándose la albañilería rápidamente (Ver Figura 4.9).



Figura 4.9.- Columnas de confinamientos con espaciamentos excesivos, generan debilidad al muro ante cargas fuera de su plano.

- Cangrejeras en las columnas, estas se originan por diversa razones entre ellas: el concreto se encuentra demasiado seco al momento del vaciado, tamaño de las piedras muy grandes en comparación con las dimensiones de la columna, ganchos de estribos que dificultan el paso del concreto. Esto reduce notablemente la resistencia de las columnas a compresión, tracción y corte.
- Propagación de la falla por corte desde la albañilería hacia los extremos de los elementos de confinamiento. La energía acumulada en un muro antes de su falla por corte es elevada y aunque se disipa en las grietas, también puede ser explosiva deteriorando los elementos de confinamientos, y si estos tienen sus estribos muy espaciados no podrán controlar el tamaño de dichas grietas (Ver Figura 4.10).



Figura 4.10.- Propagación de las grietas del muro hacia los extremos de las columnas de confinamiento.

- Muchas veces existe poco anclaje del refuerzo horizontal y/o vertical, lo que disminuye la resistencia al corte fricción en la junta solera – columna (Ver Figura 4.11).

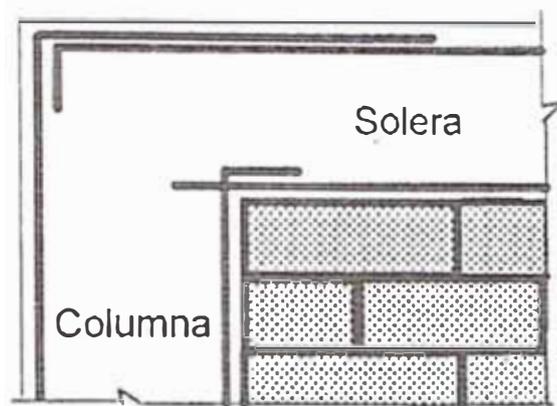


Figura 4.11.- Mala conexión entre la viga solera y columna de confinamiento. Nótese la falta de anclaje y la mala ubicación del doblado.

- Traslape del 100% del refuerzo en la misma zona. En estos casos según la norma E – 060, la longitud traslapada debe incrementarse considerablemente.
- Inadecuada transferencia de la fuerza cortante desde el piso del techo (viga solera) hacia el muro. En este caso la armadura vertical trabajara a corte – fricción, por lo que se recomienda que la última hilada del muro penetre 1cm en la viga solera en el caso de unidades no perforadas, y además crear una unión rugosa en la zona columnas viga solera (Ver Figura 4.12).



Figura 4.12.- Falla de un muro de la parte superior de un edificio por mala conexión entre muro y techo.

- La mayor carga axial genera un incremento de la resistencia al corte, pero disminuye ductilidad, flexionando a las columnas en el plano del muro deteriorando la unión muro columna, y la base de las columnas pueden fallar por compresión. Se recomienda en estos casos distribuir la carga en todos los muros para ello se debe usar losa aligerada en dos sentidos o losa maciza, o adicionar refuerzo horizontal al muro cuando el esfuerzo vertical actuante (el cual esta limitado a  $0.15f'm$ ) supere el valor de  $0.05f'm$  (Ver Figura 4.13).



Figura 4.13.- Vistas de dos muros sujetos a la misma carga axial de 9% de  $f'm$  y el mismo desplazamiento lateral 17.5mm. El de la izquierda no tiene refuerzo horizontal y el de la derecha si tiene refuerzo horizontal con una cuantía de 0.1%. (Ensayo realizado por el Ingeniero Angel San Bartolomé)

- Adicionalmente se tienen los problemas clásicos de : torsión por una mala distribución de los muros en planta, poca densidad de muros, asentamientos diferenciales y grandes ductos en la losa de techo que cambia la hipótesis de diafragma rígido.

#### 4.2.3.- Albañilería Armada

En este tipo de edificaciones si se han reportado el colapso total de algunas edificaciones como el ocurrido en el terremoto de Popayán – Colombia (Ver Figura 4.14).

Sin embargo en la mayoría de los casos, el colapso se ha debido a defectos en el proceso constructivo, fundamentalmente por la creación de bolsones de aire (cangrejeras) producto del mal llenado del concreto fluido en los alvéolos de la unidad.

En otros casos como el de Italia donde el empleo de unidades excesivamente perforadas convirtió a las unidades en frágiles y además posteriormente eran rellenadas con mortero en lugar de concreto fluido ocasionaron fallas explosivas tal como se muestra en la Figura 4.15 y 4.16.



Figura 4.14.- Colapso del primer piso de un edificio de albañilería armada de 04 pisos, en sismo de Popayán – Colombia.

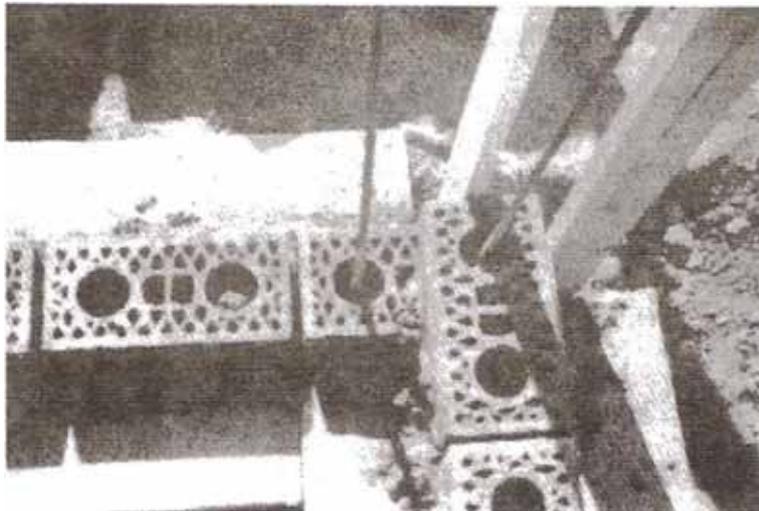


Figura 4.15.- Unidades con excesivas perforaciones empleadas que luego eran rellenas con mortero en lugar de concreto fluido con lo cual se conseguía una escasa o pobre integración de la armadura a la albañilería.



Figura 4.16.- Colapso de una iglesia en Nicaragua 23 de Setiembre de 1972 debido al uso de estas unidades y la falta de refuerzo.

En el Perú una de las razones por las cuales se discontinuó la producción de los bloques de arcilla ("PREVI") fue debido a la falla del edificio "INDUPERU" (La Molina) ante el terremoto de 1974, atribuible a defectos constructivos.

Entre los defectos más comunes observados en este tipo de sistemas tenemos los siguientes:

- La falta de supervisión en el proceso constructivo. Debido a que la albañilería armada no es un sistema tradicional, se requiere de una mano de obra calificada y a su vez supervisada por un especialista.
- Las bases extremas del muro constituyen el talón de Aquiles de estos sistemas. Esto se debe a que el refuerzo de estos muros es usualmente una malla de acero sin elementos de confinamiento, entonces en estos talones sujetos a flexo-compresión las caras de la unidad tienden a explotar por el efecto de expansión lateral que tiene el grout al comprimirse (efecto poisson). Se recomienda usar planchas metálicas que confinen el concreto fluido y con ello el refuerzo vertical (Ver Figura 4.17).



Figura 4.17.- Colapso explosivo del talón de un muro típico, y reforzamiento con planchas metálicas de confinamiento.

- Traslapes del 100% del refuerzo vertical en le primer nivel. Se sugiere evitar estos traslapes y que este nivel es el mas solicitado por flexión, cortante y fuerza axial (Ver Figura 4.18).

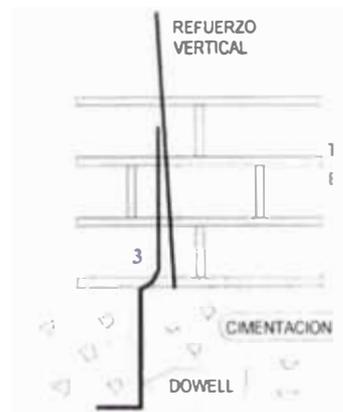


Figura 4.18.- Traslape del refuerzo vertical en el primer piso.

- Algunos investigadores recomiendan no emplear unidades con alvéolos pequeños y sugieren el uso de unidades de bloques de concreto vibrado con huecos grandes, que permitan introducir fácilmente el concreto fluido y el refuerzo vertical.
- Otro de los defectos es el uso de una sola malla de refuerzo. El ACI estipula al respecto que cuando la fuerza cortante actuante supere a la resistencia del concreto de las placas, se debe emplear una doble malla para seguir confinando al concreto y este pueda seguir aportando resistencia a corte – fricción.

#### 4.3.- FALLAS TIPO FLEXION Y CORTANTE EN MUROS ESTRUCTURALES

La mayoría de las fallas estructurales en los muros estructurales de las edificaciones ante eventos sísmicos han sido fallas de tipo cortante, aun cuando existe la posibilidad de que el muro presente una falla por flexión que sería lo deseado ya que las fallas por cortantes son frágiles.

Teóricamente el muro debería tener una forma de falla dependiendo de cual de las resistencias sea menor, sin embargo incluso en edificaciones reales de albañilería con muros no reforzados donde la ausencia total de refuerzo vertical hace que estos tengan una capacidad a flexión mínima en relación a la capacidad al corte proporcionada por lo muros la mayoría ha fallado por corte.

##### 4.3.1.- Falla tipo Flexión

Este tipo de falla producto de las usualmente reducidas cuantías de acero vertical, se inicia con la fluencia del acero en tracción y concluye con el aplastamiento del concreto en el talón comprimido del muro (Ver Figura 4.19).

Aunque es posible que previamente se hayan formado pequeñas fisuras diagonales por corte controladas por el refuerzo horizontal, las grietas principales se localizan en la parte inferior del muro y la degradación de la resistencia y la rigidez del muro se produce por los siguientes efectos: trituración de los talones flexo comprimidos, deslizamiento a través de la base del muro o la rotura del refuerzo vertical por tracción, pandeo o cizalle (Ver Figura 4.20).

Por otro lado la capacidad resistente a flexión esta dada por el refuerzo vertical, el peralte y el refuerzo de las vigas de borde, y la magnitud de las cargas verticales.

Las investigaciones sugieren que es posible forzar a un muro a fallar por flexión cuando la esbeltez  $H_r/L_w$  sea igual o mayor que 2.



Figura 4.19.- Aplastamiento típico del talón por flexo compresión en el muro.

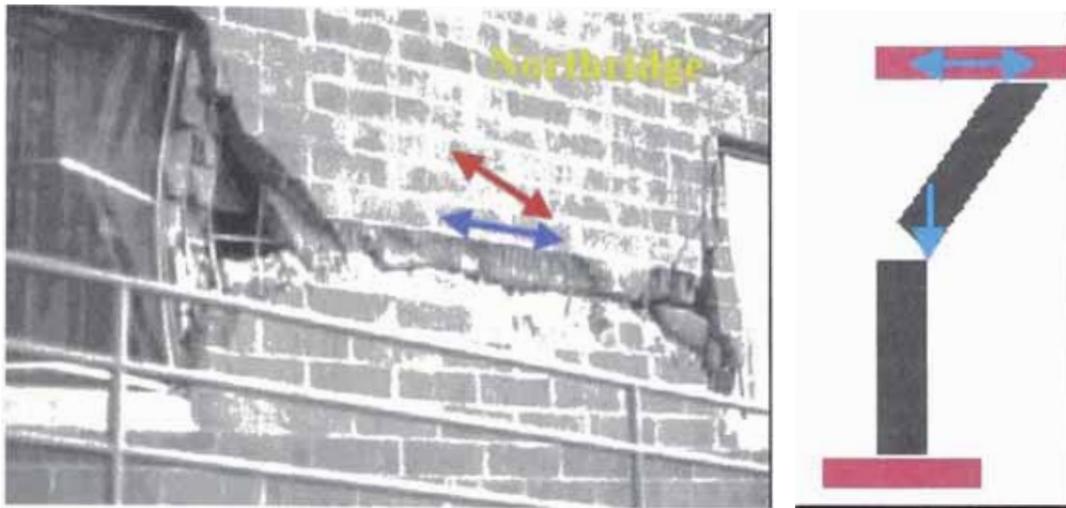


Figura 4.20.- Corte cizalle de muro en el sismo de Northridge, nótese además el efecto de las cargas en la dirección perpendicular al plano del muro.

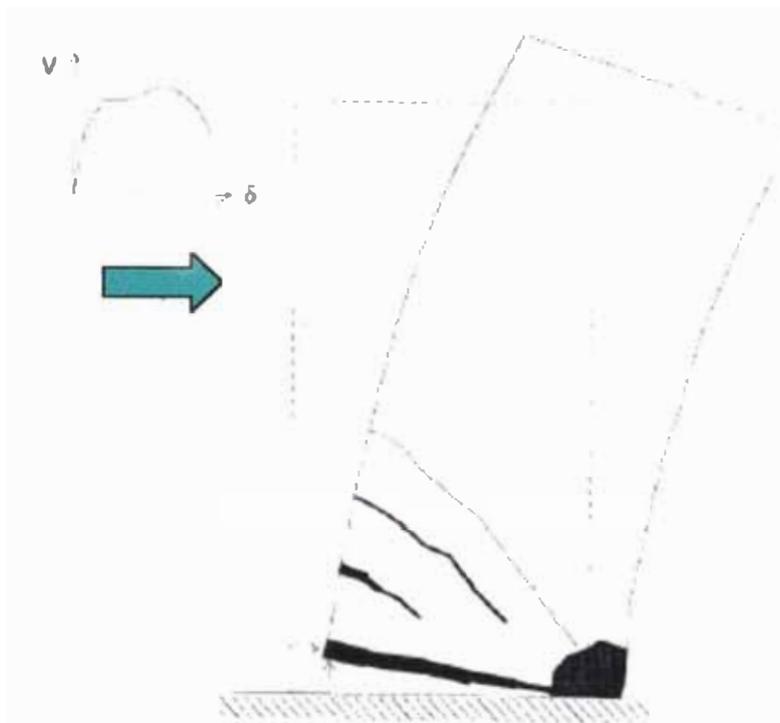


Figura 4.21.- Esquema de falla por flexión típica en muros de albañilería.

#### 4.3.1.- Falla tipo Cortante

Este tipo de falla se caracteriza por la ocurrencia de grietas diagonales. La falla por corte es frágil y debe ser evitada, para ello es necesario proveer la cantidad adecuada de acero horizontal para absorber el integro del corte y un correcto detallado y anclado del mismo además de una sobre resistencia por flexión.

Aunque es posible que en una falla por corte primero se originen fisuras por flexión degradando la rigidez, pero no la capacidad de carga. Luego se producen las grietas diagonales y a partir de ese momento el muro se desplaza manteniendo su capacidad de carga, posteriormente se tritura

la región central de la albañilería y los extremos del muro, produciéndose finalmente una severa degradación de la resistencia (Ver Figura 4.22).

La resistencia al corte en el caso de los muros reforzados esta proporcionada por la resistencia de la albañilería en sí, con una baja influencia del refuerzo horizontal. Respecto de esto último los ensayos han demostrado que mientras se emplee cuantías mínimas este refuerzo mejora la ductilidad pero no la resistencia, a no ser que se use cuantías elevadas por encima de 0.0025 similares a una placa de concreto armado.



Figura 4.22.- Trituración de la zona central del muro y aplastamiento de la columna de confinamiento.

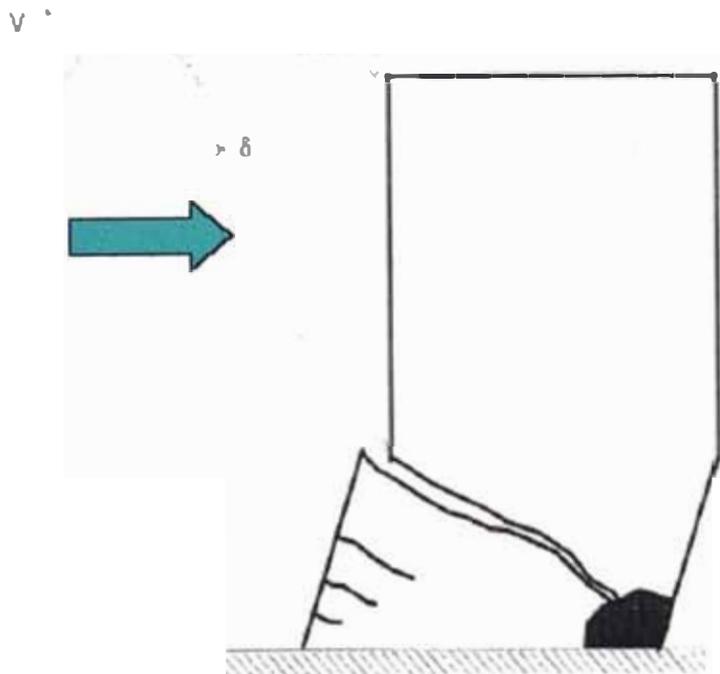


Figura 4.23.- Esquema de falla por cortante típica en muros de albañilería.

#### **4.4.- CRITERIOS TRADICIONALES O CONVENCIONALES DE DISEÑO SISMORESISTENTE**

A raíz de las observaciones del comportamiento de las edificaciones durante los diferentes eventos sísmicos en el Perú y en el mundo se han obtenido invalorable lecciones muchas de las cuales se han implementado en las normativas sísmicas de cada país. Por otro lado los diferentes ensayos en los laboratorios se han visto incrementados y sus resultados son valorados notablemente también por los resultados obtenidos de muchos especímenes ensayados y que han tenido un buen comportamiento ante estos eventos.

Las normas que están vigentes en la mayoría de los códigos y normas sísmicas, tienen un objetivo principal, el cual es que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo, el mismo que se define mediante estudios de peligrosidad sísmica, considerando una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10% de probabilidad de excedencia. Este sismo tiene un periodo de retorno que está alrededor de 475 años. Para este evento que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse. De tal forma que el objetivo principal de la mayor parte de los códigos es salvar vidas para el sismo severo.

Basados en los objetivos de las normativas y en concordancia con la filosofía de diseño sísmico que en ellas se expone, teniendo en cuenta las lecciones aprendidas respecto del comportamiento de las edificaciones que diseñamos ante los eventos sísmicos, se mencionan a continuación algunas características generales que deberían tenerse en cuenta en la configuración de las edificaciones a fin de obtener un buen comportamiento sísmico.

##### **4.4.1.- Características Generales deseables para el buen desempeño sísmico**

- **Poco peso**

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

Es importante además observar que en voladizos, o en vigas que tengan claros sumamente largos, el peso excesivo también puede producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable, que se sumarían a las de gravedad, y que conviene reducir al mínimo.

- **Sencillez, simetría y regularidad en planta**

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración. En primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Además, la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente, a falta de simetría, ya sea en masas, rigideces o resistencias y produce efectos de torsión difíciles de evaluar con precisión y, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños que pueden ser muy apreciables.

De acuerdo con lo anterior, no son convenientes formas muy alargadas en planta y, en lo posible, deben evitarse las plantas con entrantes o salientes. En la Figura 4.24a se muestran algunas plantas con entrantes o salientes con dimensiones que, según algunas investigaciones ya deberían considerarse como irregularidades. En el caso de plantas de forma de T, L, H, U

etc., puede resultar conveniente utilizar juntas de construcción que dividan a la planta global en varias formas rectangulares.

Aun cuando geoméricamente la planta sea simétrica, también puede ser irregular debido a una distribución excéntrica de rigideces o de masas, como se muestra en la Figura 4.24b. También esto constituye una fuente de torsiones indeseables.

La Figura 4.24c ilustra un tercer caso de irregularidad en planta, debido a que los pisos tienen diferentes rigideces en su plano, lo cual da lugar a distribuciones irregulares de las fuerzas de inercia de los pisos entre los elementos verticales resistentes a sismo.

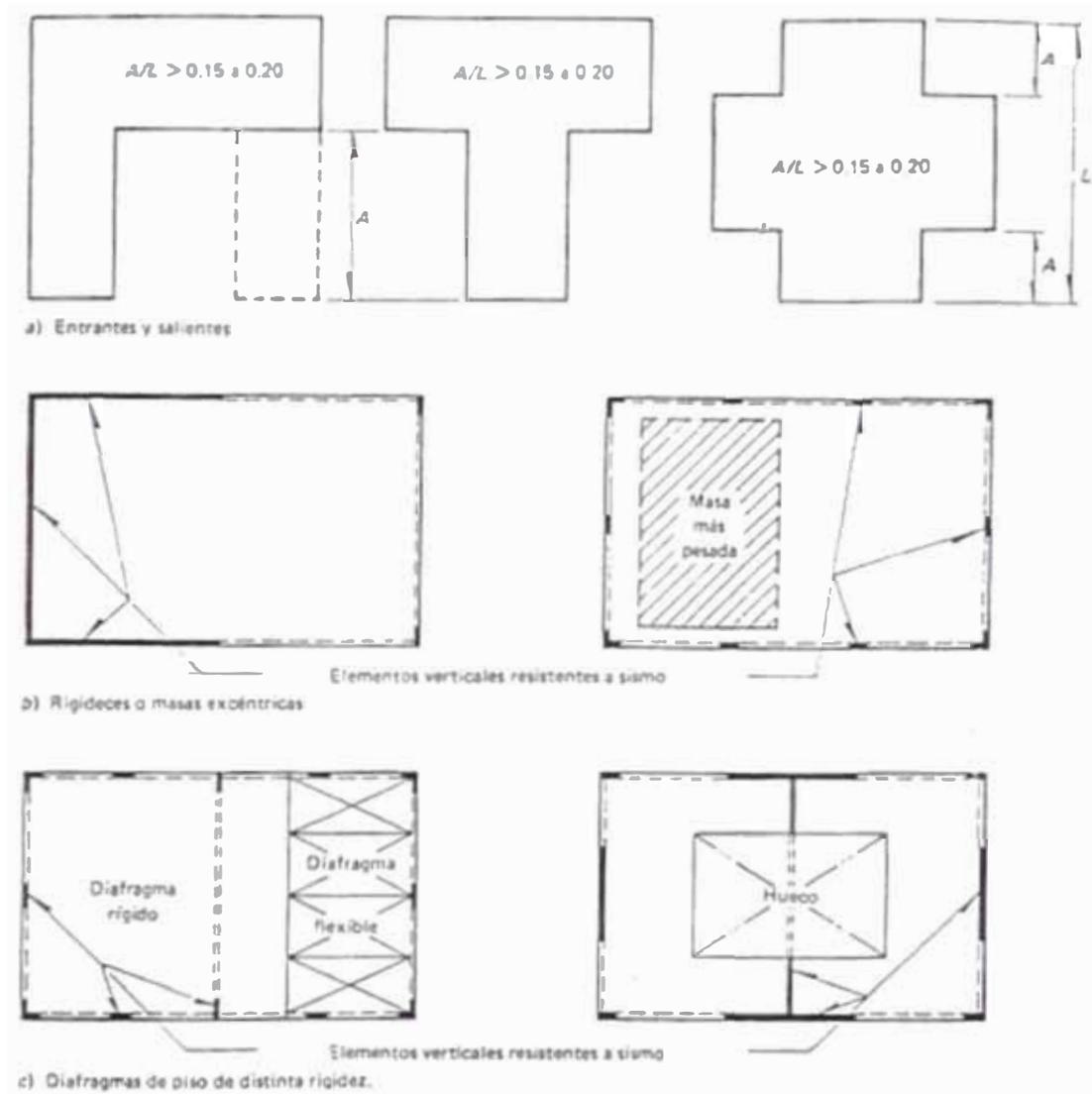


Figura 4.24.- Configuraciones deseables en planta.

Una recomendación adicional es la de no concentrar los elementos más rígidos y resistentes en la zona central de las plantas, porque son menos efectivos para resistir torsiones. Así, aunque son aceptables las plantas (a) de la Figura 4.25, son preferibles las plantas (b) que difieren de las anteriores en que tienen elementos de mucha rigidez en la periferia. Las columnas de los casos (a) podrían verse sujetas a cortantes por torsión sensiblemente mayores que las de los casos (b), en donde reciben importante ayuda de los muros periféricos. Para evitar al máximo las incertidumbres, también conviene que los elementos rígidos, muros o marcos contraventeados, situados en un lado del edificio, se compensen con elementos del mismo tipo y material, colocados en el lado opuesto.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuraciones sensiblemente simétricas son

tanto mayores cuanto mas alto sea el edificio. Ello obedece a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son mas importantes en estructuras flexibles y existen menor posibilidad de que sean limitadas por absorción de energía en el intervalo inelástico. La atención que se preste a la simetría estructural debe ser, por tanto, función creciente de la altura del edificio.

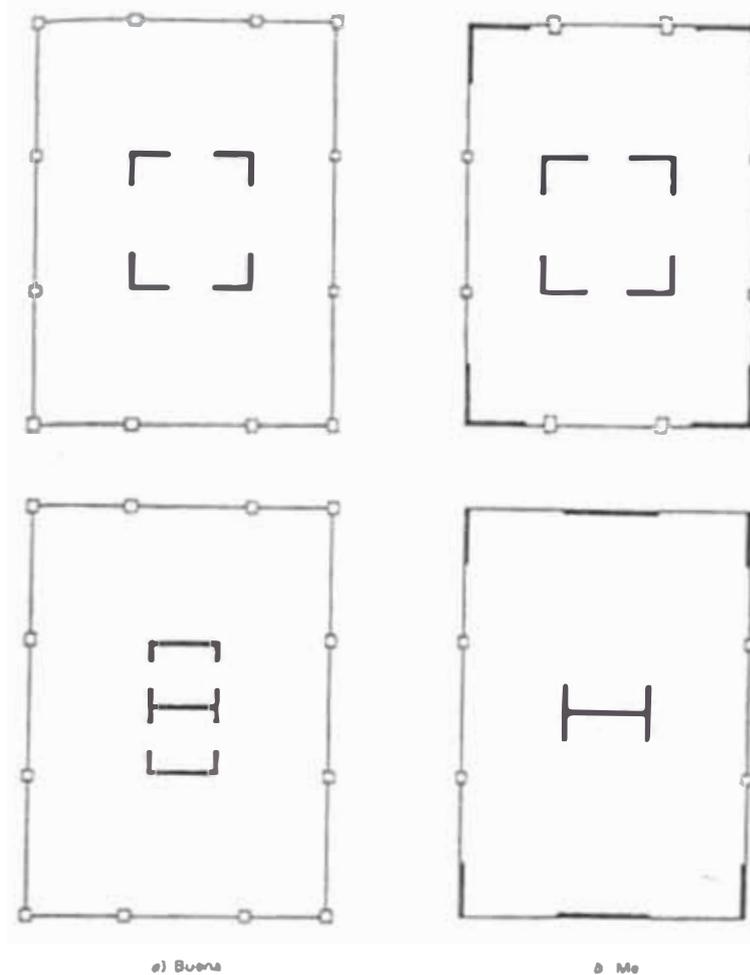


Figura 4.25.- Distribución en planta Buena y Deseable de elementos rígidos.

- **Plantas poco alargadas**

También es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas; mientras mayor sea la dimensión, mayor es la probabilidad de que actúen sobre el edificio movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo, lo cual es opuesto a la suposición usual de análisis sísmico, y puede producir en el edificio efectos perjudiciales. Nuevamente, se sugieren en casos extremos, juntas que dividan al edificio en varios cuerpos de formas no alargadas.

El uso de una planta alargada puede originar otros problemas. Por ejemplo, podría pensarse que la solución de la Figura 4.26a es satisfactoria, pues el muro del eje *E* introduce torsiones que aparentemente serán resistidas por los ejes 1 y 3. Pero, con las dimensiones que a escala muestra la figura, la eficacia de los muros longitudinales es en verdad pequeña para movimientos transversales. En rigor la planta giraría como muestra la flecha arqueada, con muy poca participación de los muros, tanto longitudinales como transversales. Esta desventaja se verá incrementada por las deformaciones que sufran la losa en su propio plano. Además la amplificación dinámica de la torsión acentuará aun más el fenómeno. El saldo será que el pórtico del eje *A* se hallará en condiciones más desfavorables que si se hubiera omitido el muro *E* (1-3).

En cambio, una solución análoga puede ser plenamente satisfactoria en edificios de planta

sensiblemente cuadrada Figura 4.26b, si el número de pisos no es excesivo y si los fenómenos derivados de la torsion se toman en cuenta en el análisis.

En el ejemplo de la Figura 4.26a conviene desligar el muro  $E(1-3)$  del resto de la estructura y diseñar ésta como pórticos paralelos en la dirección transversal. Por el contrario, en el ejemplo de la Figura 4.26b el muro  $C(1-3)$  puede ser útil si se liga al resto de la estructura y ancla en ella.

Otro tipo de problema que es usual en plantas alargadas se ilustra en la Figura 4.26c. Aquí se han aprovechado los muros de cabecera para resistir fuerzas transversales. En edificios bajos esta solución puede ser poco eficiente. Las deformaciones de la losa en su propio plano, con las dimensiones a escala que muestra la figura, generalmente serian tales que el pórtico  $C(1-2)$  se vería sujeto a una fuerza cortante apenas inferior a la que tendría de haberse omitido los muros. En una planta aún mas alargada, el beneficio derivado de los muros, en cuanto a reducir las fuerzas cortantes en la mayoría de los pórticos transversales, será despreciable; en esas condiciones, el afán de aprovechar los muros de cabecera sólo habrá producido una estructura mas frágil sin que por ello se haya logrado una resistencia muy superior.

En edificios de varios pisos, la solución de la Figura 4.26c será aun mas objetable pues, si los muros de cabecera tienen cierta efectividad en absorber fuerzas laterales, concentrarán en la cimentación los efectos del momento de volteo y causarán problemas difíciles de resolver.

Todas las objeciones esgrimidas desaparecerían en el caso de la Figura 4.26c si se aprovecharan varios muros interiores transversales, además de los dos extremos.

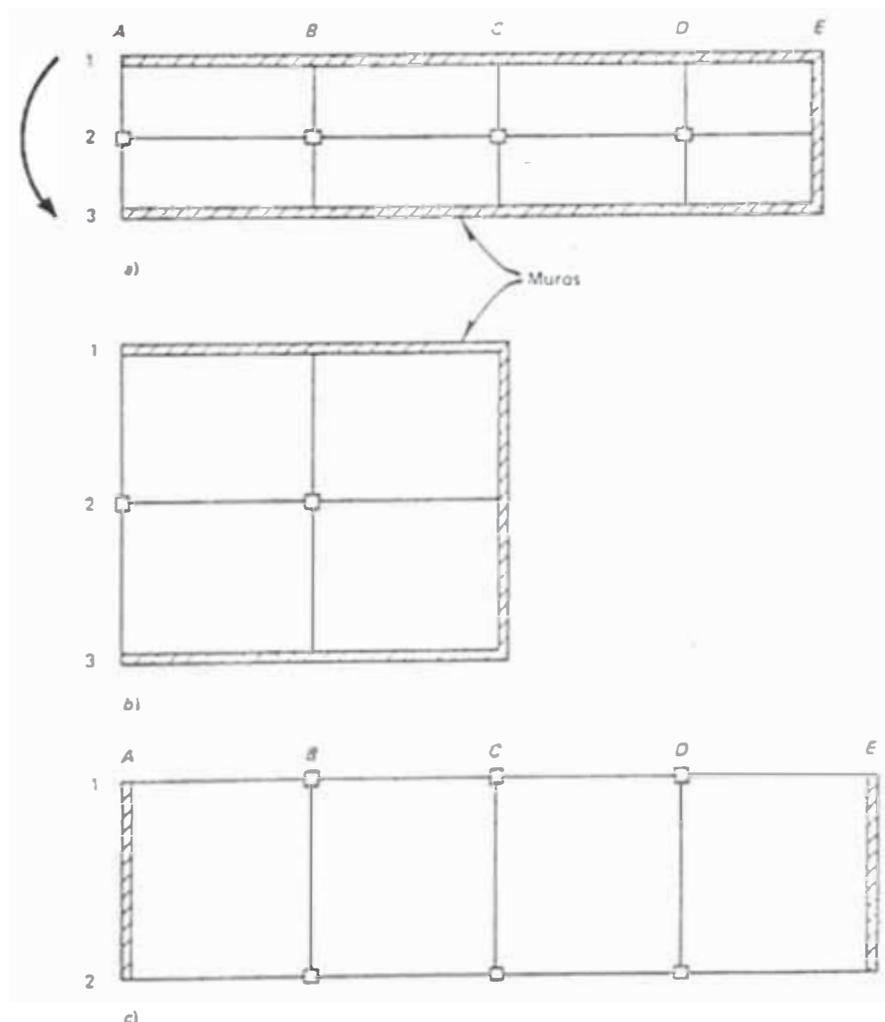


Figura 4.26.- Distribución de muros en edificaciones con Plantas alargadas.

- **Sencillez, simetría y regularidad en elevación**

La sencillez y simetría en elevación son deseables por los mismos motivos que lo son en planta. Además, en elevación es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás, esto puede dar lugar a que en un solo piso se forme un mecanismo de desplazamientos laterales (Figura 4.30b) con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel; en estas secciones es probable que se generen demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de soportar, por lo que se producirá el colapso del piso entero.

Procede llamar la atención sobre la sugerencia que se ha hecho de usar un primer piso flexible como procedimiento para impedir la propagación de las fuerzas sísmicas a los pisos superiores de un edificio. Esta práctica podría llevar a excesivas demandas de deformaciones inelásticas en dicho piso, que se agravan por ser el nivel en el que puede tener mayor importancia los momentos que producen las cargas verticales al desplazarse lateralmente las columnas (efecto P- $\Delta$ ) y en donde tienen que transmitirse las mayores fuerzas cortantes y momentos de volteo.

Los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como chicoteo, que en sismos reales ha mostrado ser muy dañino.

La Figura 4.27 muestra algunos cambios de geometría, y distribuciones de masas y rigidez que se deben considerar como irregularidades. Además de los inconvenientes antes señalados, estos casos son difíciles de analizar por sismo, aun con computador y difíciles de detallar adecuadamente.

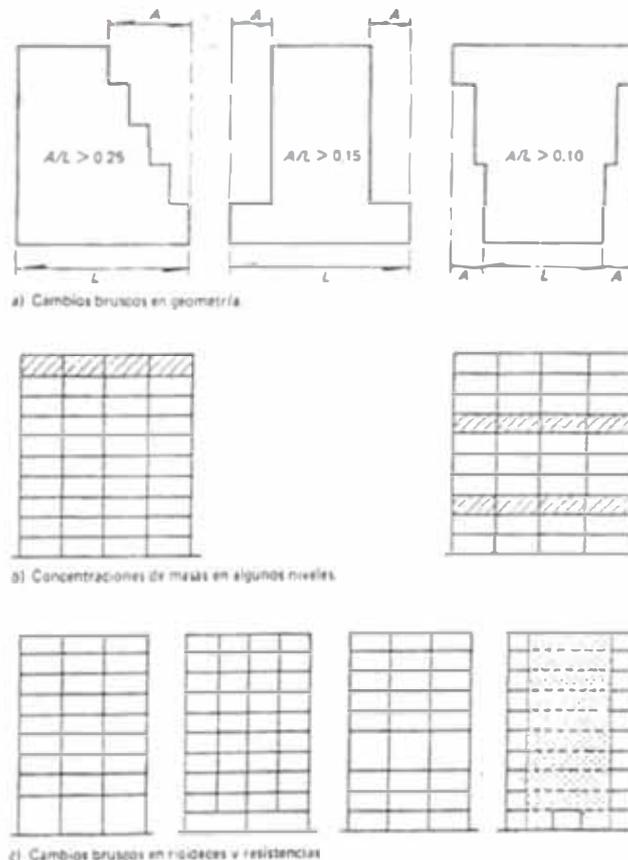


Figura 4.27.- Irregularidades en elevación.

En cuanto a la relación entre la altura total y la dimensión mínima de la base del edificio, Dowrick sugiere que ésta no pase de cuatro, con el objeto de poder transmitir adecuadamente los momentos de volteo a los pisos inferiores y a la cimentación y, en particular, de reducir las fuerzas que estos momentos producen en las columnas exteriores de los primeros niveles.

- **Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad**

Esta recomendación esta ligada a las de regularidad y simetría en planta y elevación. Hay además algunas reglas de uniformidad que darán a la estructura mejores posibilidades de comportarse bien ante un sismo. Entre ellas están: que los elementos que soportan las cargas verticales (columnas y/o muros) estén distribuidos uniformemente y sean continuos desde la cimentación hasta el ultimo nivel; que en lo posible, las luces tengan dimensiones similares; que las vigas y columnas estén en *el* mismo plano y que sus ejes se intersecten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos; para este fin también es deseable que las columnas y vigas contiguas sean de dimensiones similares, lo que además facilita el detallado de las uniones.

Es adicionalmente recomendable que ningún elemento estructural importante cambie bruscamente de dimensiones ni de refuerzos.

Aún en los casos en que el proyecto arquitectónico imponga ciertas irregularidades, se pueden tomar medidas que mejoren el comportamiento sísmico. Así, el empleo de luces muy desiguales en un mismo pórtico ocasiona fuerzas cortantes y momentos flexionantes elevados en las vigas de luces mas cortas. Estos elementos mecánicos pueden alcanzar valores excesivos en edificios altos e incluso provocar variaciones inconvenientes en la carga axial de las columnas adyacentes, variaciones que a su vez repercuten hasta en el diseño de la cimentación. En edificios bajos, estos efectos pueden ser insignificantes. Por ello el grado de uniformidad que es deseable en los edificios altos puede ser innecesario en los bajos. Por ejemplo, en la planta de la Figura 4.28, correspondiente a una estructura formada por pórticos de concreto, las columnas 2, 2' y 3 del eje C', y 2' del D, que la disposición de muros de servicios permite que se coloquen, serian deseables para reducir luces en edificios de dos pisos y quizás en uno de cinco. Las mismas serian objetables en un edificio de 20 pisos y probablemente también en uno de ocho.

A pesar de lo expuesto, por diversas razones pueden justificarse columnas en puntos que ocasionen marcadas desigualdades en las luces de uno o más pórticos de un edificio alto. Conviene entonces disminuir la rigidez de las vigas que los ligan, principalmente reduciendo su peralte, como en la Figura 4.29.

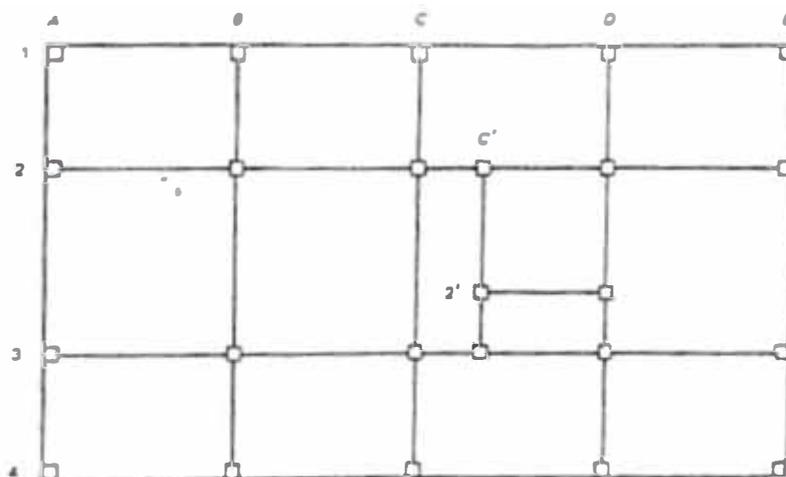


Figura 4.28.- Estructuración con luces desiguales.

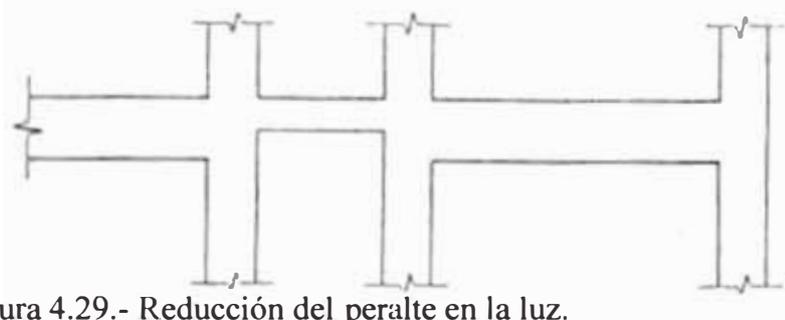


Figura 4.29.- Reducción del peralte en la luz.

- **Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural**

La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía. Mientras mayor continuidad y monolitismo tenga el sistema estructural, esto es, mientras más hiperestático sea, mayor será su posibilidad de que, sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos. En otras palabras, la redundancia y el comportamiento inelástico hacen posible que las estructuras hiperestáticas tengan varias líneas de defensa ante los temblores, ya que varios elementos *pueden fallar* pero quedan los elementos restantes para seguir resistiendo el sismo. Siguiendo la misma idea, puede convenir diseñar la estructura para que durante un sismo intenso los daños se concentren en zonas previstas para servir como *fusibles estructurales*, disipadores, mediante deformaciones inelásticas, de la mayor parte de la energía que introduce el temblor, sin que produzcan daños graves en el resto de la estructura.

Como consecuencia de los conceptos anteriores, es poco favorable el uso de uno o pocos muros como elementos resistentes principales a cargas laterales, y es preferible emplear una serie de muros acoplados por vigas que se diseñen para que en ellas se formen articulaciones plásticas (Figura 4.32).

#### 4.4.2.- Sistemas Estructurales y tipos de cimentación

- **Pórticos**

Uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para resistir sismos, son los marcos con nudos rígidos continuos. En la Figura 4.30, en la que se muestra esquemáticamente un marco sujeto a cargas laterales, junto con las articulaciones plásticas correspondientes a dos posibles mecanismos que dichas cargas pueden inducir. En el peor de los casos las articulaciones se forman en las columnas de un solo entrepiso dando lugar al que puede llamarse mecanismo de movimiento lateral de columna (Figura 4.30b), que demanda ductilidades muy grandes en las articulaciones en cuestión, casi seguramente imposibles de lograr, sobre todo en los niveles inferiores en los que las cargas axiales son altas.

Por otra parte, si la fluencia se presenta en las vigas (salvo en la base del edificio) se desarrolla un mecanismo de desplazamiento lateral de viga, para el que la demanda de ductilidad es mucho más moderada. Además, es más fácil diseñar las vigas para satisfacer dichas demandas y los daños en ellas son más fáciles de reparar que en las columnas.

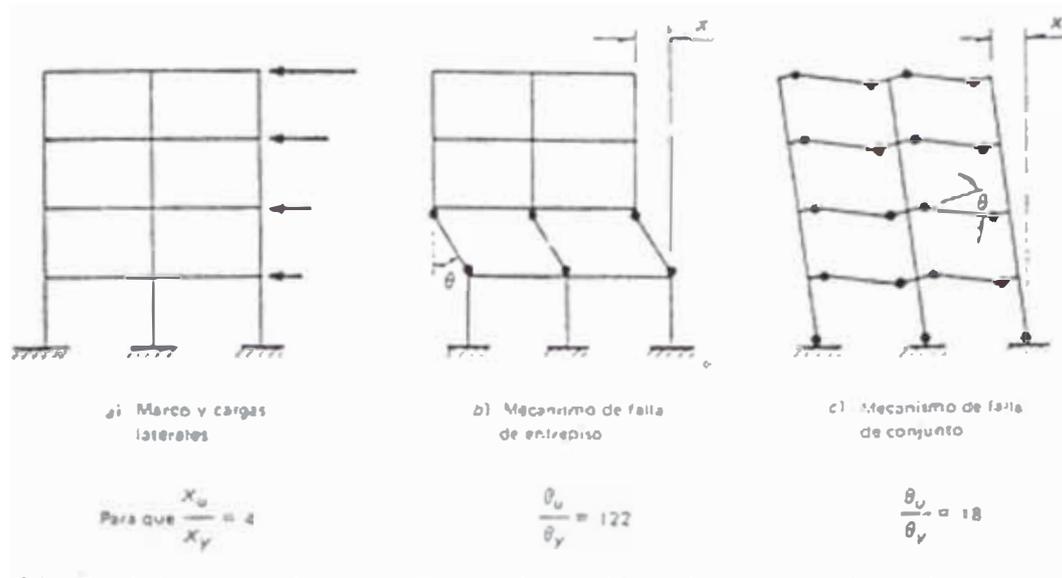


Figura 4.30.- Posibles mecanismos en un pórtico rígido sujeto a carga lateral.

$X_u$  = desplazamiento último

$X_y$  = desplazamiento en la primera fluencia

- = articulación plástica

Para tener una idea cuantitativa de las demandas de ductilidad requeridas para los mecanismos descritos en las Figuras 4.30b y 4.30c, se tiene referencias que para lograr una ductilidad global de 4, el mecanismo de movimiento lateral de columna requiere una ductilidad de 122 en las articulaciones plásticas, en un edificio de diez pisos; mientras que el mecanismo de desplazamiento lateral de viga exige, en el mismo caso, ductilidad de 18. Aunque estas deducciones están hechas para el caso idealizado de la Figura 4.30a, en que las cargas laterales están aplicadas en una dirección, dan una clara indicación de la diferencia de magnitud entre las demandas de ductilidad que pueden ocurrir durante un temblor, si se forma uno u otro mecanismo.

- **Muros rígidos**

Otro sistema ampliamente empleado para resistir cargas laterales es el de muros de rigidez, en especial en edificios de cierta altura, en los que sirven para limitar los desplazamientos laterales. En la Figura 4.31a se muestra el caso en que la estructura consiste en un solo muro en voladizo, en el cual los momentos de volteo máximo ocurren en la base, con la posibilidad de que allí se forme una articulación plástica, como se ilustra en la Figura 4.31b. Se puede esperar que las demandas de ductilidad que impone este mecanismo puedan ser satisfechas por los muros si se cuida que las cargas axiales no sean altas y que no se produzcan problemas de inestabilidad lateral. Recuérdese la conveniencia de concentrar el refuerzo en los extremos, y téngase presente que la longitud que puede abarcar la articulación en la base es del orden de uno o dos pisos, y que es allí precisamente donde ocurren los cortantes máximos, por lo que hay que detallar con precaución estas zonas para prevenir fallas por adherencia, por compresión de algún extremo, o por cortante y lograr que rijan la falla de tensión por flexión.

Con frecuencia los muros de rigidez están acoplados por vigas a pórticos o a otros muros. Un caso particular es el de dos muros ligados entre sí por una hilera de vigas (Figura 4.32a). En

estos casos, las cargas laterales generan en las vigas de acoplamiento fuerzas cortantes y momentos flexionantes altos. Es conveniente reforzar y detallar estas vigas de forma tal que tengan capacidad de rotación suficiente para que la energía introducida por el sismo se disipe mediante un mecanismo como el de la Figura 4.32b. Hay que tener cuidado especial cuando las vigas de acoplamiento entre dos muros tienen una relación luz a peralte menor que aproximadamente dos, porque en estas circunstancias no se puede prevenir la falla por cortante mediante el refuerzo convencional de estribos verticales, mientras que se ha encontrado experimentalmente que es muy efectivo un refuerzo diagonal dentro de las vigas, porque permite desarrollar grandes ductilidades, con ciclos de histéresis estables, prácticamente sin deterioro, si se evita el pandeo de las varillas diagonales en compresión.

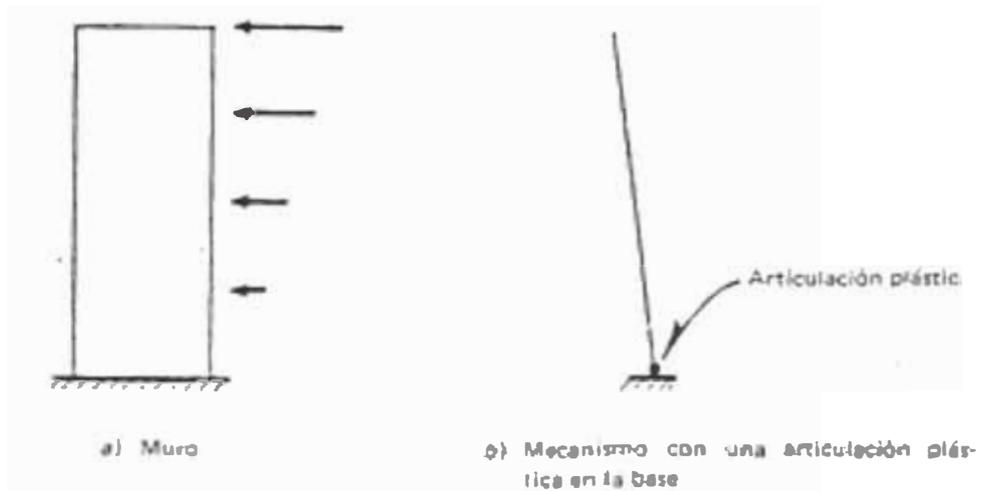


Figura 4.31.- Mecanismo de falla de un muro rígido aislado sujeto a cargas laterales.

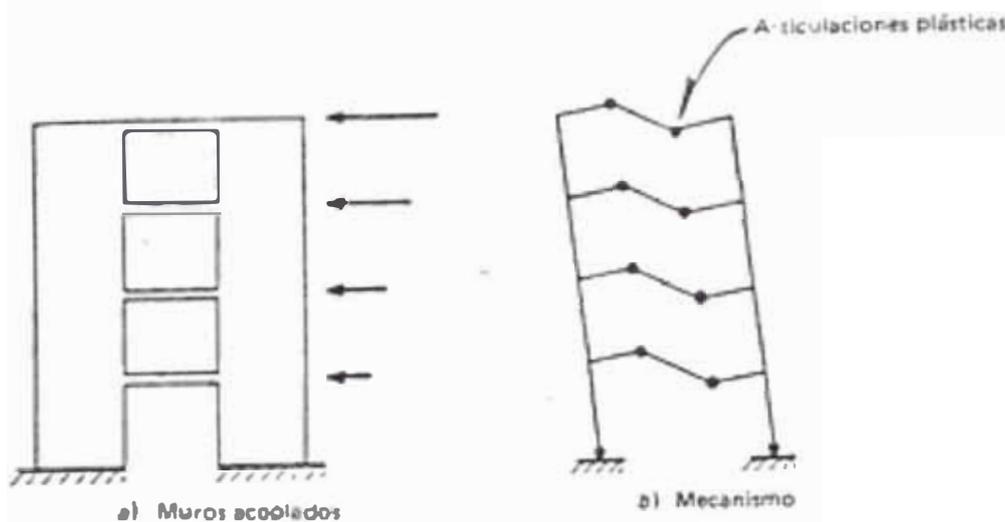


Figura 4.32.- Mecanismo de falla de dos muros rígidos acoplados por vigas.

- **Cimentaciones**

El objetivo principal de una cimentación durante un sismo, es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo circundante.

En general, para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos que se han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme, por las mismas razones que entonces se expresaron. Así por ejemplo debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos, se procurara que las cargas verticales se distribuyan simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

Otro principio general que debe seguirse es el de buscar que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales; resulta pues recomendable ligar entre si las zapatas, ya sea que estén sobre el suelo o sobre pilotes, mediante vigas; salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos de unión deben poder resistir al menos 10% de la mayor carga vertical de las columnas adyacentes según algunos investigadores.

Las acciones que derivan de las fuerzas producidas en la estructura son momentos de volteo y fuerzas cortantes. Los primeros usualmente no constituyen un problema para el edificio completo a menos que este sea muy esbelto; sin embargo, si pueden presentarse dificultades en los casos de muros que tomen la mayor parte de las cargas laterales. Naturalmente, en estos casos debe ponerse cuidado especial en que las presiones verticales no excedan de los valores permisibles del terreno o de los pilotes que constituyen el sistema de cimentación.

El otro aspecto, con frecuencia olvidado por los diseñadores, es que la cimentación debe poder transmitir las cortantes basales al terreno. En cimentaciones superficiales es usual suponer que la mayoría de la resistencia a la carga lateral la proporciona la fricción entre el suelo y la base de los elementos que resisten la carga lateral. Así, la resistencia total al movimiento de la estructura puede tomarse igual al producto de la carga muerta mas la carga viva media de la estructura, multiplicada por el coeficiente de fricción correspondiente.

En suelos relativamente blandos con cimentaciones superficiales es particularmente difícil evitar los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales durante un temblor, por ello es imperativa la practica de unir entre si las zapatas aisladas mediante vigas de conexión.

Las cimentaciones mas profundas normalmente constan de un cajón, cuya resistencia y rigidez naturales son útiles para distribuir las fuerzas sísmicas en el suelo, evitando los desplazamientos diferenciales. Para transmitir las fuerzas cortantes se cuenta en este caso también con las presiones pasivas del suelo en las paredes laterales del cajón, aunque para aprovechar esta acción deben tomarse medidas adecuadas como cuidar que el suelo este bien compactado, y que los muros estén adecuadamente diseñados para resistir dichas presiones pasivas. En el caso de dimensiones grandes pueden necesitarse muros interiores además de los periféricos para dar suficiente rigidez y resistencia a la cimentación.

Cuando el suelo es tan blando que se requiere el uso de pilas o pilotes como sistemas de cimentación, es nuevamente importante unir entre si las zapatas que descansan en las pilas o pilotes para obtener una acción integral de la cimentación. Las cargas que actúan en cada pila o pilote individual dependen de su posición con relación a las demás. En particular las pilas o pilotes colocados en la periferia de la cimentación, y mas aun las ubicadas en las esquinas, pueden verse sometidas a cargas axiales de tensión o compresión elevadas, en cuyo caso se debe examinar si los estratos de suelo adyacentes a las pilas o pilotes tienen la capacidad suficiente para resistir tales acciones.

#### 4.5.- TECNICAS AVANZADAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

Como una evolución de las metodologías de diseño sismo-resistente convencionales, basadas en el concepto de permitir deformaciones plásticas y degradación de la rigidez de las estructuras para disipar la energía impuesta por un sismo de gran magnitud, se encuentran estrategias de diseño alternativo como el **control pasivo** y el **control activo** del movimiento estructural. Estas alternativas pretenden mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, manteniéndolas en un estado de operación y servicio, y cumpliendo con unos límites tolerables de deformación, velocidad o aceleración máxima, durante y después de la ocurrencia de un terremoto de magnitud considerable.

Aun cuando lo concerniente a las técnicas de Modelamiento y Análisis Estructural Sismorresistente no ha sido tratados por escapar a los límites y objetivos trazados en esta investigación, mencionaremos que en las últimas décadas con el arrollador avance y evolución de las computadoras a nivel de software y hardware la han convertido en una herramienta poderosa para el cálculo y análisis de modelos que anteriormente eran casi imposible.

Con ello se han desarrollado nuevas teorías y métodos de análisis avanzados que la distinguen de los métodos convencionales y que marcan la dirección hacia donde se dirige las nuevas tendencias en el Análisis Sísmico Avanzado de Estructuras.

Actualmente encontramos dos **Métodos Convencionales de Análisis Sísmico de Estructuras** los cuales son aceptados y figuran en la mayoría de los códigos y/o normas sísmicas estas son:

**Análisis Estático Equivalente y,  
Análisis Dinámico Modal, por Espectros de Respuesta.**

Ambos métodos son bastantes familiares para la mayoría de ingenieros cada uno de los cuales con sus respectivas ventajas y desventajas (**Estático vs. Dinámico**) las cuales no detallaremos por ser de conocimiento práctico y escapan del alcance de la presente investigación.

Sin embargo estas dos metodologías están enmarcadas dentro del comportamiento **Lineal y Elástico**, ya que realizar un análisis fuera de este campo era antiguamente un imposible, pero hoy en día con el apoyo de las computadoras poco a poco se hace más factible realizar análisis fuera de ese campo y en el futuro estos métodos serán tan cotidianos como los de ahora, estos métodos son los siguientes:

**Análisis Sísmico No Lineal de Estructuras**

Al igual que los dos métodos convencionales existen dos propuestas para realizar el análisis No Lineal:

**Análisis Estático No Lineal y,  
Análisis Dinámico No Lineal**

De los dos el más desarrollado actualmente es el Análisis Estático existen propuestas de varios autores y es conocido como el método del **Pushover**, en este método se considera el comportamiento no lineal de la estructura, relacionando la respuesta global de la estructura con una estructura Equivalente de 1GDL. El segundo método es considerado mejor que el primero sin embargo una de las desventajas que presenta es que es muy complejo y no lo hace apropiado para el dimensionamiento práctico de las estructuras.

#### 4.5.1.- DISEÑO SISMICO CONVENCIONAL

El diseño sísmico convencional de edificios esta basado en la ductilidad y la redundancia estructural. Esta simplificación desarrollada en los 70's permite una reducción de fuerzas sísmicas de diseño entre 1 y 10 (Factor R en el "Uniform Building Code (UBC)" Americano) en relación con las fuerzas lineal elásticas. Esta reducción depende del material y el sistema estructural que se emplee para cargas laterales. Esta metodología permite secciones mas reducidas y proporciona sistemas seguros en la medida que se proporcione ductilidad global y local. Dicho análisis esta basado en una respuesta elástica lineal que reduce las fuerzas directamente sin tener en cuenta la naturaleza no lineal del problema.

Esta simplificación permite un enfoque simple del problema, usando la superposición modal del análisis dinámico aplicable a muchas situaciones practicas. Sin embargo este enfoque tiene varios inconvenientes como el que la demanda de ductilidad global puede requerir una ductilidad local grande y por consiguientes pueden ocurrir fallos locales. Por otro lado el refuerzo mínimo de acero necesario para proporcionar la ductilidad local se aplica a todos los elementos en el sistema de cargas laterales, resultando estructuras de mayor costo.

Además una reducción grande en las fuerzas implica daño estructural (el daño estructural es controlado limitando los desplazamientos laterales de entrepiso), esto se ha venido cumpliendo en la practica en estructuras bien diseñadas, sin embargo cuando se han registrado sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las esperadas en el sismo severo se ha visto que el daño estructural y no estructural es demasiado grande, en las estructuras con alto nivel de diseño sísmico, de tal manera que las perdidas registradas han sido cuantiosa, inaceptables para la sociedad y sus gobiernos.

#### 4.5.1.- DISEÑO SISMICO AVANZADO

##### a.- Control Pasivo del Movimiento

Este requiere de artefactos cuyas propiedades físicas y mecánicas sean invariables, y que además no necesiten una fuente externa de energía. Entre las estrategias más sobresalientes que conforman la gama del control pasivo, se encuentran el aislamiento de las cimentaciones, el uso de amortiguadores visco elásticos, y la utilización de amortiguadores de masa calibrados para actuar ante una frecuencia de vibración especifica. El aislamiento de las cimentaciones es un procedimiento basado en la idea de reducir la demanda sísmica en vez de incrementar la capacidad de resistencia sísmica de las estructuras. Dicha demanda, es una función de las propiedades dinámicas de la estructura, como el periodo natural de vibración y el amortiguamiento, aunque también depende de las características del suelo y de las fallas activas que amenazan una zona en particular. La capacidad, por su parte, es una función compleja de resistencia, rigidez y ductilidad dada por las propiedades de los materiales y por la configuración estructural del sistema de resistencia sísmica. Para lograr la nombrada reducción en la demanda sísmica de las estructuras, es necesario desacoplarlas del suelo al nivel de su fundación e incrementar su periodo natural de vibración a través de rodillos, esferas, sistemas de fricción tipo péndulo o tambores elastométricos de caucho, siendo estos últimos los que han dado un empuje importante para la aplicación práctica del concepto. Los amortiguadores visco elásticos, por su parte, son instalados generalmente en las diagonales de la edificación, para que disipen la energía impuesta por el sismo a las estructuras a través de sus ciclos de histéresis; mientras que los amortiguadores de masa lo hacen al moverse en dirección opuesta a la estructura cuando ésta vibra a la frecuencia para la que el amortiguador fue calibrado. Estos últimos amortiguadores son masas concentradas que se pueden desplazar libremente en dirección horizontal, y que están ubicadas en los pisos superiores de la edificación, oponiéndose

por inercia al movimiento de la estructura. La magnitud de dichas masas calibradas puede oscilar entre un 0.5% a un 5% la masa de la estructura. Una modificación al sistema de masas calibradas consiste en atar las masas a cables y suspenderlas, simulando el efecto de un péndulo. Aquí la longitud de los cables permite calibrar el periodo al cual las masas deben vibrar para oponerse al movimiento de la estructura. Por lo general las masas son contenedores con plomo, aunque de manera ingeniosa se podría utilizar la masa de los equipos y maquinaria de la edificación, como centrales de aire acondicionado o calefacción, compresores, bombas y plantas eléctricas. Por lo anterior, cualquiera que sea el sistema pasivo seleccionado para mejorar el comportamiento sísmico de una estructura, una vez que es instalado, no puede modificar sus propiedades a través del tiempo, por lo tanto, requiere de un acertado estimativo de las cargas de diseño y de un preciso modelo numérico de las propiedades físicas de la estructura para que su efecto sea positivo. También, su inhabilidad para cambiar dinámicamente y compensar cargas o sollicitaciones inesperadas redundan en diseños muy conservadores. Además, estudios sobre el comportamiento de estructuras con control pasivo de su movimiento han demostrado que su efectividad se ve reducida por los efectos de sismo cercano, es decir, cuando la estructura se encuentra muy cerca de la falla geológica que libera la energía en forma de ondas sísmicas.

### **A.1.- Muros Acoplados y Arriostres Excéntricos**

Un mejor enfoque que el descrito líneas arriba lo constituyen los sistemas que localicen la respuesta no-lineal de la estructura. Como ejemplos de estos sistemas en las estructuras de hormigón armado podemos citar los muros acoplados o los arriostros excéntricos en pórticos de estructuras metálicas. En el primero el “**link**” o unión entre muros actúa como un “**fusible sísmico**” que controla la respuesta durante los terremotos. Similarmente en el segundo la unión horizontal entre los elementos diagonales proporciona una respuesta dúctil basada en la respuesta histerética estable del acero bajo tensiones de cortante. Sin embargo ambas alternativas tienen dos inconvenientes importantes puesto que la interacción con los elementos circundantes puede afectar la respuesta ideal del “fusible sísmico” o “link” y ellos son difíciles de reparar ya que son una parte integral de la estructura global.

### **A.2.- Aisladores de Base**

Por otra parte las alternativas para el diseño sísmico que usan el llamado aislamiento de base y disipadores de energía se han desarrollado en los 80's. El aislamiento de base es una técnica establecida para edificios de poca altura que permiten una reducción significativa en las fuerzas sísmicas cambiando el periodo natural fundamental del edificio o introduciendo una interfase de baja fricción que limita las fuerzas transmitidas a la súper-estructura. Hay centenares de edificios construidos con esta técnica que sin embargo tienen algunos inconvenientes importantes, entre ellos la respuesta no-lineal de la estructura puede ser condicionada por la conexión del aislamiento de base luego el costo se incrementa, se debe proporcionar una junta flexible (normalmente cerca de 30cm) alrededor del edificio y para todas las líneas de servicios, la efectividad se reduce cuando el número de pisos (o el periodo natural) se incrementa.

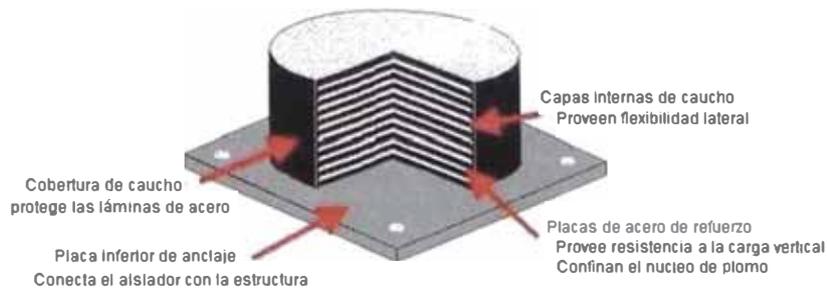


Figura 4.33.- Esquema típico de un aislador.

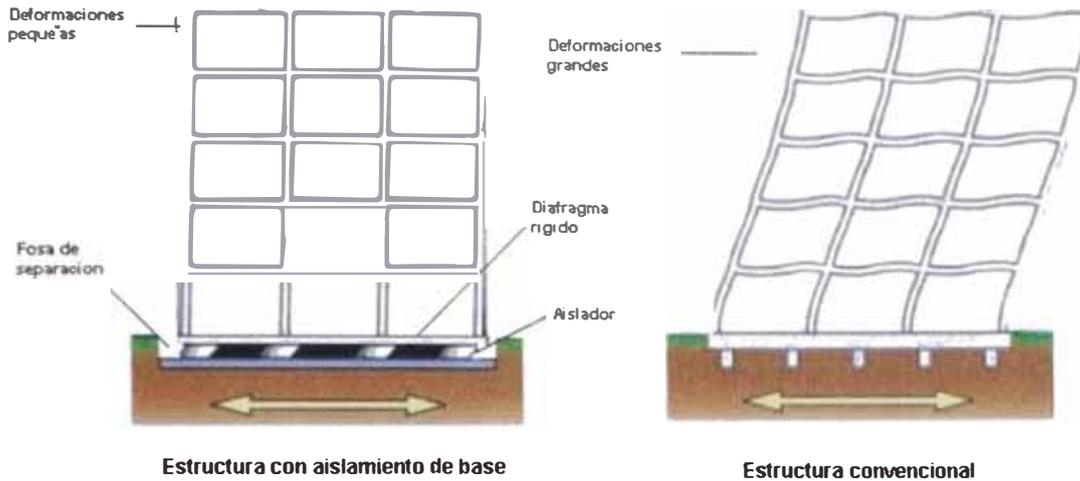


Figura 4.34.- Aislamiento Sísmico de Base vs. Cimentación Convencional

### A.3.- Disipadores Sísmicos

Los Disipadores de energía son una alternativa diferente y muy conveniente para edificios de altura media o alta y que no requiere análisis o técnicas de construcción especiales. La reducción en las fuerzas sísmicas para edificios que usan estos sistemas tradicionalmente se asume por el aumento del amortiguamiento. Por consiguiente, estos sistemas son también llamados **amortiguadores**. Sin embargo, se sabe que la reducción en las fuerzas sísmicas logradas por un aumento significativo en el amortiguamiento estructural no es significativa comparada con las reducciones que logran proporcionando ductilidad. Por consiguiente la adición de amortiguamiento por los disipadores no logra una reducción grande de fuerzas sísmicas comparada con el aislamiento de base o un diseño convencional basado en ductilidad.



Figura 4.35.- Modelo típico de amortiguadores.

#### A.4.- Disipador Sísmico Shear Link (SL)

Basado en las ideas de Rai y Wallace quienes propusieron un dispositivo (SL) de aluminio para aumentar la resistencia sísmica se propone un dispositivo distinto fabricado de acero en lugar de aluminio con forma, geometría y dimensiones distintas. Estos disipadores comienzan a plastificar para fuerzas cuyo rango esta entre 10 – 500kN y desplazamientos entre 2-3mm. Estas conexiones son introducidas como articulaciones plásticas en los edificios permitiendo significativas reducciones en las fuerzas sísmicas. Otra ventaja es que el disipador SL presenta dos tipos de comportamientos, inicialmente disipa la energía en el alma debido a las tensiones uniformes de cortante “**modo de cortante**” luego de la degradación del alma los disipadores continúan trabajando en “**modo de flexión**” este comportamiento constituye un factor adicional de seguridad ya que en el diseño solo se considera la primera forma de trabajo “**modo de cortante**”.

En el Perú la **empresa Miguel Bozzo Ch. Ings. E.I.R.L.** esta terminando de construir el primer edificio incorporando los disipadores sísmicos Shear Link (SL). El edificio consta de 1 sótano y 7 pisos aunque en esta primera etapa solo se ha construido los tres primeros niveles tal como se puede apreciar en las figuras siguientes. Este edificio llamado Casino Mubarak es el primer y único edificio construido hasta la fecha en Perú diseñado con las técnicas de diseño sísmico avanzado que actualmente rigen el estado del arte en el Diseño Sismorresistente. Los disipadores denominados GERB-BOZZO fueron distribuidos por la firma alemana GERB.

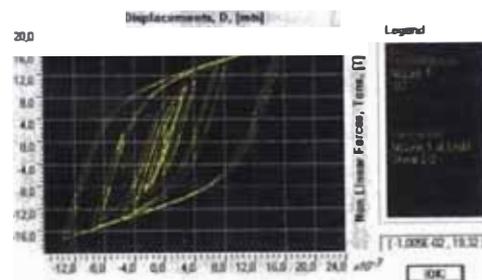


Figura 4.36.- Disipador sísmico fabricado de acero y Curva Histerética Fuerza de plastificación 20Ton, desplazamiento 1mm.

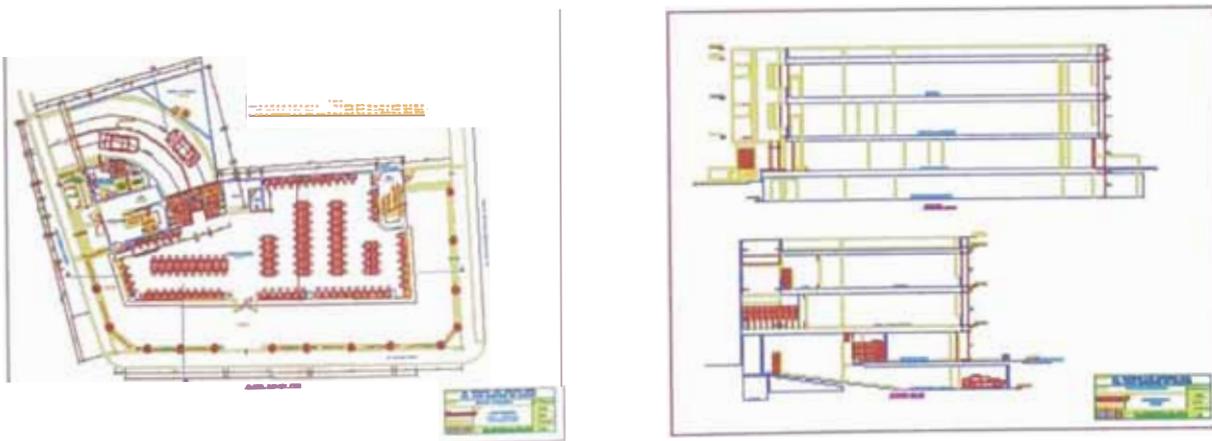
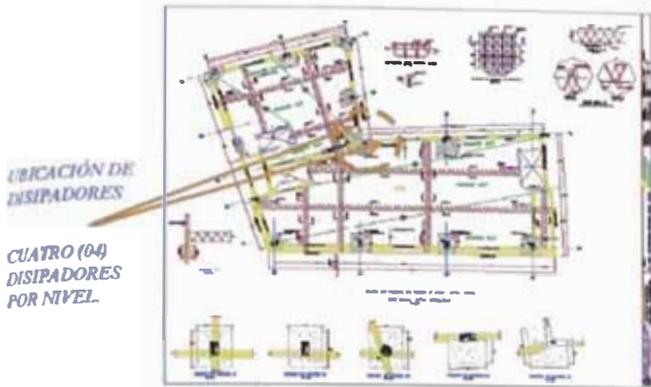


Figura 4.37.- Edificio Casino Mubarak (1º Etapa) Planta típica y elevación.

PRIMER EDIFICIO CON DISPADORES SISMICOS EN EL PERU : CASINO - MUBARAK



Plano Típico de Tridilosa E.E.C y Capiteles.

Figura 4.38.- Planta estructural típica con sistema Tridilosa (E.E.C.) y ubicación de disipadores sísmicos SL.

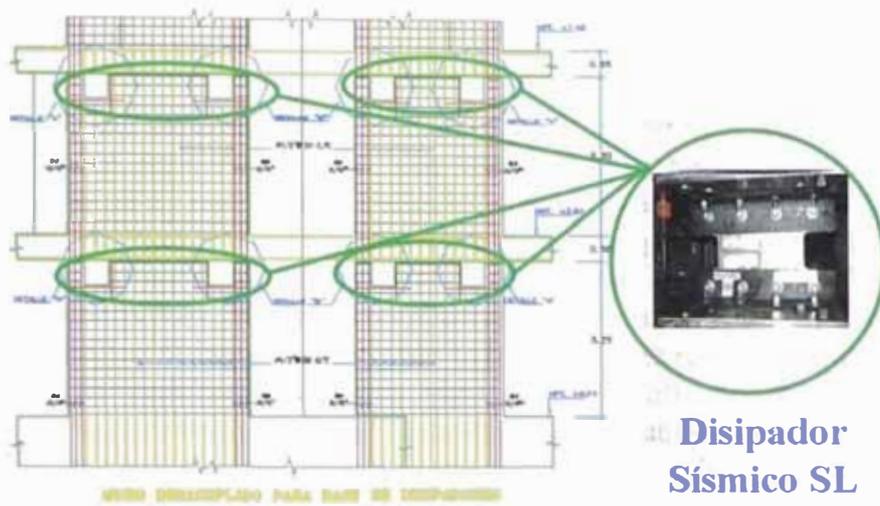


Figura 4.39.- Detalles de para la ubicación e instalación de Disipadores en muros desacoplados.



Figura 4.40.- Disipadores instalados, los cuales serán cubiertos posteriormente, se aprecia también la losa de techo con E.E.C.



Figura 4.41.- Vista del casino terminado en su primera etapa.

### b.- Control Activo del Movimiento

Un sistema activo, en cambio, tiene la habilidad de determinar el estado actual de la estructura, decidir una serie de acciones que cambiarían su estado a uno más deseable, y ejecutar dichas acciones de una manera controlada en un periodo de tiempo muy corto. Estos sistemas de control podrían en teoría manejar cambios insospechados en su entorno, cumplir con estrictos límites de resistencia y servicio dentro de una amplia gama de condiciones de operación, y hasta compensar la falla de un número limitado de componentes estructurales. El control activo se obtiene al integrar dentro de la estructura un sistema de control constituido por un elemento de monitoreo (sistema para adquirir información), por un elemento controlador (módulo cognoscitivo que decide acciones de manera racional), y por un elemento actuador (paquete de artefactos físicos que ejecutan las acciones decididas por el controlador). En el control pasivo la sollicitación  $p$ , es transformada en una respuesta de desplazamiento  $u$ , mediante la operación del sistema,  $h(p)$ , correspondiente a la flexibilidad de la estructura.

$$\underline{u=h(p)}$$

La estrategia para control pasivo del movimiento, consiste en determinar una flexibilidad  $h(p)$ , tal que la respuesta de desplazamiento debido a una sollicitación esperada, esté contenida dentro de unos límites de diseño; y luego diseñar la estructura para esa flexibilidad específica. El control activo, por su parte, involucra el monitoreo de la sollicitación y de la respuesta, para luego ajustar dicha sollicitación, posiblemente las propiedades del sistema estructural, y corregir la respuesta misma, con el fin de llevarla lo más cerca posible de los límites deseados. Asumiendo que las correcciones a la sollicitación, respuesta y modificaciones al sistema son introducidas instantáneamente, la relación entrada - salida para el sistema activo corresponde a:

$$u=h'(p + p_e + p_s)$$

Modificar las propiedades del sistema estructural, cuando sea posible, significa cambiar su flexibilidad y por ende su rigidez través de variaciones en la geometría, conexiones y propiedades mecánicas de los elementos en tiempo real. Adicionalmente se podría pensar en agregar un controlador capaz de modificar el sistema de decisión por medio de un proceso de autoaprendizaje, lo cual conduciría a un sistema adaptativo de control activo, alcanzando el máximo nivel concebible de control del movimiento estructural.

## **Capítulo V**

### **DISEÑO DE LA ALBAÑILERÍA ARMADA**

## 5.1 DISEÑO SEGÚN LA NORMA E.070 DE ALBAÑILERIA (1982)

La Norma Técnica de Edificación E.070 actualmente en vigencia fue aprobada con Resolución Ministerial N° 053-82-VI-3500 del 29 de Enero de 1982, en ella se detalla los procedimientos de análisis y diseño de las estructuras de albañilería sea armada, confinada o no reforzada. Los procedimientos de diseño están regidos por el método de los Esfuerzos Admisibles y en términos generales dicho procedimiento es relativamente sencillo, esta norma obedece al nivel de conocimiento sobre la albañilería hasta ese entonces.

En los párrafos siguientes se muestran las partes más relevantes de la actual norma E.070 que rige el diseño de la albañilería, y posteriormente se desarrolla un ejemplo aplicativo.

### 5.1.1.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA NORMA E.070 VIGENTE

En la sección E referente a CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA se establece los siguientes alcances

#### Muro Portante (Ver B21)

- Las disposiciones de este acápite aplican a albañilería confinada, armada y no reforzada.
- Los muros portantes podrán ser de unidades sólidas a huecas asentadas con mortero P1 o P2, con cal o sin cal.
- El espesor mínima de los muros portantes será:

Para muros de albañilería reforzada :  $t = h/26$

Para muros de albañilería no reforzada :  $t = h/20$

en la que:  $t$  es el espesor efectivo del muro (ver B13).

$h$  es la altura efectiva (ver B6)

- Los muros portantes serán diseñados para las siguientes acciones y combinaciones de acciones:
  1. Carga vertical axial
  2. Carga vertical axial actuando conjuntamente con fuerzas transversales al plano del muro y con los momentos originales por excentricidades de la carga vertical.
  3. Carga vertical axial actuando conjuntamente con momentos de volteo en el plano del muro.
  4. Fuerzas cortantes en el plano del muro.

- Para los casos de flexocompresión (casos E3, d2 y d3), la compresión combinada de la carga vertical y el momento será tal que:

$$f_a/F_a + f_m/F_m \leq 1$$

en la que:

$f_a$  : es el esfuerzo resultante de la carga vertical axial.

$F_a$  : es el esfuerzo admisible para carga axial.

$f_m$  : es el esfuerzo resultante del momento.

$F_m$  : es el esfuerzo admisible para compresión por flexión.

- Para el caso de albañilería armada y las condiciones de tracción por flexión (E3: d2 y d3), se colocara armadura que absorba íntegramente los esfuerzos de tracción.
- En el caso de fuerzas cortantes, el esfuerzo actuante se obtendrá de la expresión:

$$v = V/(Lt)$$

en la que:

$V$  = Fuerza cortante en el muro.

$L$  = Largo del muro.

$t$  = espesor efectivo del muro (ver B13).

### **Albañilería Armada (Ver B2)**

La albañilería armada será diseñada de acuerdo al detalle siguiente:

- En las zonas Sísmicas 1 y 2, se armará como mínimo cualquier muro que lleve 10% de la fuerza sísmica y un conjunto de muros que lleven 70% de la fuerza sísmica total incluyendo, necesariamente, dentro de éstos los muros perimetrales de cierre.
- En la zona Sísmica 3, se armará como mínimo los muros perimetrales de cierre.
- Las edificaciones de albañilería armada se diseñarán con los esfuerzos admisibles indicados en E.12.2.

Se considerará como muro armado aquel que satisfaga las siguientes condiciones:

- Que la cantidad de armadura incorporada en el muro no sea menor que la exigida en el acápite E.7.3.
- Que la albañilería y el acero de refuerzo se combinen de modo tal que actúen conjuntamente ante las diferentes solicitaciones.

- Que todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollen plena capacidad a la tracción.
- Que el recubrimiento mínimo libre de las armaduras sea de 1 1/2 vez el diámetro de la barra y no menor de 1 cm.
- Que el espesor del mortero de las juntas horizontales no sea menor que el diámetro de la barra más 6mm.
- Que en el caso de incorporarse la armadura en alvéolos de la unidad de albañilería, estos tengan como diámetro o dimensión mínima en cualquier dirección 5cm por cada barra o 4 veces el diámetro de cada barra por el número de barras, el que sea mayor.
- Que en el caso de emplearse unidades de albañilería huecas la armadura horizontal necesaria no se ubique en las hiladas.

La armadura de un muro armado se determinará de acuerdo a lo siguiente:

- La armadura horizontal no será menor que el valor dado por la expresión:

$$A_v(H) = 2V \cdot S / (f_y \times L)$$

En ésta fórmula:

V = Fuerza cortante en el muro (Kg.)

L = Largo del muro (cm)

A<sub>v</sub>(H) = Área del refuerzo horizontal (cm<sup>2</sup>)

S = Espaciamiento del refuerzo horizontal (cm)

f<sub>y</sub> = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>) pero no más de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

- La cuantía mínima total será 0.015. No menos de dos tercios de la misma será dispuesta horizontalmente.
- Adicionalmente se reforzarán todos los bordes horizontales y los extremos e intersecciones de los muros armados con las armaduras indicadas en la TABLA N°3, y se colocará 2 ϕ 3/8" en todo borde de abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

TABLA N° 3

Edificaciones de Piso	5 pisos	4 pisos	3 pisos	2 pisos	1 piso
5	2 ϕ 3/8	---	---	---	---
4	2 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	---	---	---
3	4 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	---	---
2	4 ϕ 3/8	4 ϕ 3/8	4 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	---
1	6 ϕ 3/8	4 ϕ 3/8	4 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8

- En el caso de losas macizas de concreto armado la armadura horizontal (ver E7.3.c) podrá considerarse como parte integral del techo, sin necesidad de sumarse a las

armaduras necesarias por otros motivos. En el caso de no emplearse losas macizas será necesario colocar «vigas» collar como elementos de refuerzo horizontal, las que pueden ser parte integral del techo.

Cuándo la armadura de un muro armado deba cumplir la función resistente exigida por las condiciones E3, d2, y d3, ella pasará a formar parte de la armadura necesaria por dichos conceptos.

## Esfuerzos Admisibles

### Calculo de esfuerzos

- Para el cálculo de esfuerzos se emplearán las dimensiones reales de la unidad de albañilería definida como las nominales menos las tolerancias dimensionales y el espesor efectivo (ver B13) de la albañilería.
- En el caso de unidades de albañilería sólida se empleará la sección bruta sin descontar vacíos.
- En el caso de unidades de albañilería hueca se empleará la sección neta, teniéndose en cuenta como sección resistente aquellas cavidades que se especifican llenas de mortero, mortero fluido o concreto.

### albañilería Armada

- Compresión axial (Fa)

$$0.20 f' m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

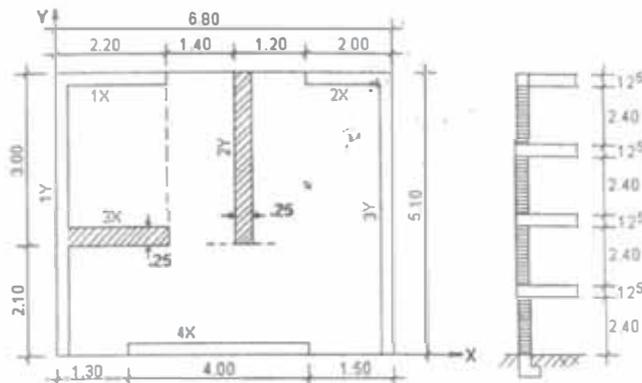
- Compresión por flexión (Fm)      0.40fm.
- Corte (Vm)  
Morteros con cal :  $1.8 + 0.18 f_d$ , pero no mas de  $3.3 \text{ Kg/cm}^2$   
Morteros sin cal :  $1.2 + 0.18 f_d$ , pero no mas de  $2.7 \text{ Kg/cm}^2$ , donde  $f_d$ , es el esfuerzo de compresión causado por las cargas muertas actuantes sobre el muro en  $\text{Kg/cm}^2$ .
- Compresión de apoyo (Fca)
 

Carga en toda el área	0.25f'm.
Carga en 1/3 del área o menos con distancia de los bordes mayores de 1/4 del espesor	0.375 f'm.
- Acero (fs)    0.5fy pero no mas de  $2100 \text{Kg/cm}^2$ .
- Modulo de elasticidad (Em)                      500 f'm.
- Modulo de rigidez (Ev)                              0.4 Em.

## 5.2.- EJEMPLO APLICATIVO DE DISEÑO DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA ARMADA EMPLEANDO LA ACTUAL NORMA E.070.

Haciendo uso de lo indicado en la Norma E-070 y empleando la nomenclatura allí establecida, con el siguiente ejemplo se muestra la aplicación de la norma en el procedimiento de diseño de un muro típico de albañilería armada.

El muro a diseñar es parte de un modelo teórico con fines didácticos se muestra la planta típica del modelo analizado debidamente por los procedimientos que manda la norma. Las especificaciones para el diseño así como los resultados del análisis (el cual no vamos a describir por estar fuera de los alcances de esta investigación) se muestran en las siguientes líneas:



### ESPECIFICACIONES:

- Albañilería:  $f'_m = 50 \text{ Kg / cm}^2$
- pp. Albañilería:  $\gamma = 1800 \text{ Kg / m}^3$
- Entre pisos y techo: losa maciza  $e = 12.5 \text{ cm}$
- Piso terminado  $= 100 \text{ Kg / m}^2$
- Sobre carga entrepisos  $= 200 \text{ Kg / m}^2$
- Sobre carga techo  $= 100 \text{ Kg / m}^2$
- Edificación en Lima
- Uso: Vivienda
- Suelo: Tipo 2
- No existen vigas ni parapetos
- $R = 6.0$

Todos los muros son de 15 cm de espesor con excepción de los indicados en planta (3X, 2Y)

### Unidad de albañilería

$$f'_m = 80 \text{ Kg / cm}^2$$

$$h = 2.525 \text{ m}$$

$$t = 0.14 \text{ m}$$

$$L = 4.00 \text{ m}$$

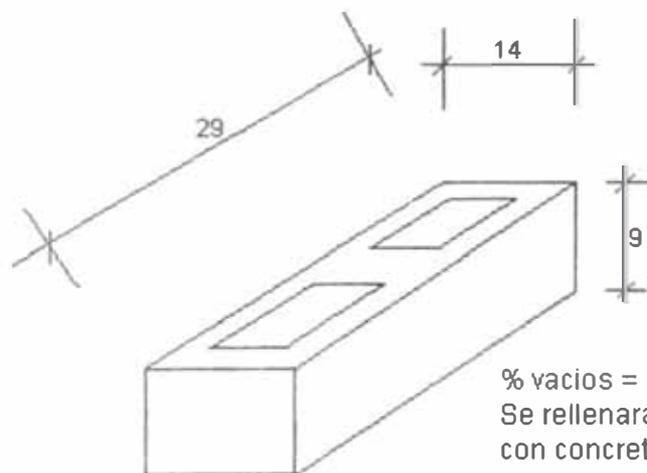
$$V = 13.40 \text{ ton.}$$

$$P_D = 19.5 \text{ ton.}$$

$$P_L = 4.5 \text{ ton.}$$

$$M = 101.5 \text{ ton x m}$$

(muro de sección rectangular)



% vacios = 25 %  
Se rellenará los huecos  
con concreto líquido

Esfuerzos admisibles:

$$F_u = 0.2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 9.55 \text{ Kg / cm}^2$$

$$F_m = 0.4 f'_m = 32 \text{ Kg / cm}^2$$

$$V_m = 1.8 + 0.18 fd \leq 3.3 \text{ Kg / cm}^2 \quad (\text{mortero con cal})$$

$$E_m = 500 f'_m = 40,000 \text{ Kg / cm}^2$$

$$E_s = 2'100,000 \text{ Kg / cm}^2$$

Diseño por corte:

$$v \leq v_m$$

$$v = \frac{V}{L t} = \frac{13,400}{400 (14)} = 2.39 \text{ Kg / cm}^2$$

$$v_m = 1.8 + 0.18 fd = 1.8 + 0.18 \left( \frac{19,500}{400 \times 14} \right) = 2.42 \text{ Kg / cm}^2$$

$$v_m > v \quad \text{OK !!}$$

Cuantía mínima total de armadura  $\rho_{total} = 0.0015$

Se debe colocar no menos de 2/3 horizontalmente

$$A_{STmin} = 0.0015 (100) (14) = 2.10 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{SH min} = \frac{2}{3} (2.10) = 1.40 \text{ cm}^2 m$$

$$A_{SVmin} = \frac{1}{3} (2.10) = 0.70 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \text{Ø}3/8 @ 100 \text{ cm}$$

La armadura horizontal no debe ser menor que:

$$A_{SH} = \frac{2 V s}{f_y L}$$

$$A_{SH} = \frac{2 (13400) s}{4200 (400)} = 0.01595 s$$

$$p = \frac{A_{SH}}{s t} = \frac{0.0159}{14} = 0.0011 \approx p \text{ min horizontal}$$

Basta con colocar la armadura mínima horizontal  $A_{SH} = 1.40 \text{ cm}^2 / m$

2 Ø3 / 16" c / 2 hiladas.....

$$A_{SH} = 2 \left( \frac{100}{20} \right) (0.178) = 1.78 \text{ cm}^2 / m$$

### Diseño por flexión paralela al plano del muro:

Como la sección es simétrica sólo analizamos un sentido del sismo.

#### Caso I

Consideramos la acción simultánea de cargas verticales y de sismo, cuando la fuerza sísmica vertical disminuye la compresión. ( $P = D - E$ ).

$$P = D - 0.30 D = 13.65 \text{ Ton.}$$

$$M = 101.5 \text{ T x m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$\sigma = \frac{13,650}{14 \times 400} \pm \frac{10'150,000}{373,333} = 2.44 + 27.18$$

$$\sigma_c = 29.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = -24.74 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura por tracción (Condición crítica)

$$Y = \frac{24.74}{24.74 + 29.61} 400 = 182.07 \text{ cm.}$$

$$T = \frac{182.07 (24.74)}{2} (14) = 31,532 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{1.25 T}{0.9 f_y} = 10.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset \text{ 5/8}$$

Verificación de la compresión:

Como esta no es la peor condición no se analizará. Las compresiones en el muro se analizarán en el caso en que el sismo vertical aumenta la compresión (  $P = D + E$  )

## Caso II

Consideramos la acción simultánea de cargas verticales y de sismo, cuando la fuerza sísmica vertical incrementa la compresión. (  $P = D + E$  )

$$P = D + 0.3 D = 25.35 \text{ ton.}$$

$$M = 101.5 \text{ T x m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$\sigma = \frac{25,350}{14 \times 400} + \frac{101,500,000}{373,333} = 4.52 + 27.18$$

$$\sigma_c = 31.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 22.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura por tracción (No es condición crítica)

$$Y = \frac{22.66}{22.66 + 31.70} 400 = 166.74 \text{ cm}$$

$$T = \frac{166.74(22.66)}{2} (14) = 26,448 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{1.25 T}{0.9 f_y} = 8.75 \text{ cm}^2 < \text{ que el caso I}$$

Verificación de la compresión:

Debemos verificar la fórmula:

$$\frac{f_n}{F_n} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1.33$$

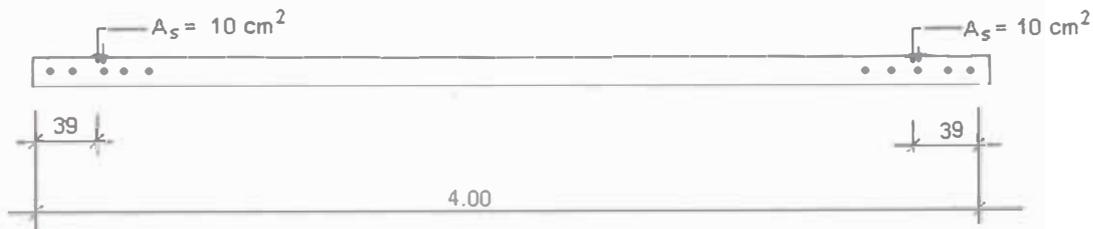
En nuestro caso:

$$\frac{4.52}{9.55} + \frac{27.18}{32} = 0.47 + 0.84 = 1.31 \approx 1.33$$

Cuando los esfuerzos de compresión en el muro exceden los valores admisibles se puede considerar la contribución de la armadura.

A pesar de que en este caso no es necesario hacer esta consideración, la haremos para ilustrar un ejemplo:

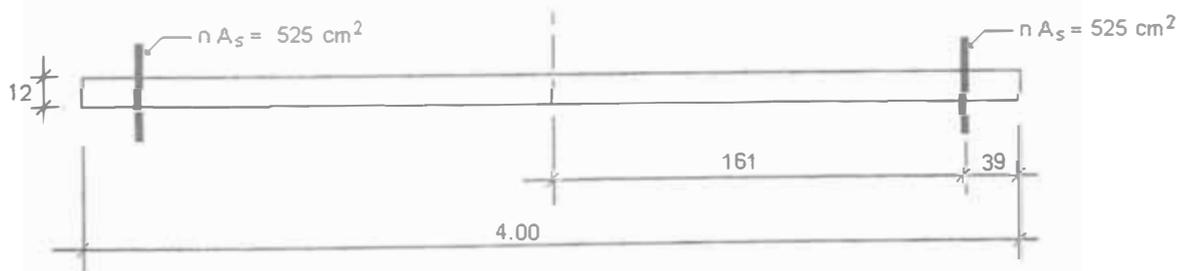
La armadura por tracción obtenida fue 5 Ø 5 / 8" ( $A_s = 10.0 \text{ cm}^2$ ). Esta armadura la colocamos en los dos extremos del muro, porque el sismo es reversible. Asumimos las cinco barras de 5 / 8" concentradas en un punto a 39 cm. del extremo.



Cambiamos la sección a albañilería

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2'100,000}{40,000} = 52.5$$

La sección será:



El momento de inercia y el área son:

$$I = \frac{1}{12} (14) (400)^3 + 2 (525) (161)^2 = 101'883,717 \text{ cm}^4$$

$$A = (400 \times 14) + 2(525) = 6650 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{25,350}{6650} \pm \frac{10'150,000 \times 200}{101'883,717}$$

$$\sigma = 3.81 \pm 19.92$$

Verificamos compresiones:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_a} = \frac{3.81}{9.55} + \frac{19.92}{32} = 0.40 + 0.62 = 1.02 < 1.33$$

Si aún así se obtuvieran esfuerzos de compresión mayores que el admisible se puede recurrir a planchas de acero o confinamientos de concreto.

### 5.3.- DISEÑO SEGÚN NUEVA PROPUESTA DE LA NORMA E.070 DE ALBAÑILERÍA (Versión Dic-2004)

Aun cuando todavía no ha sido aprobada por el ministerio existe una propuesta para la nueva Norma E.070 en espera de dicha aprobación, en esta nueva norma se puede notar claramente que se ha tratado de ponernos acorde con las nuevas tendencias en cuanto a diseño se refiere. La Norma en actual vigencia, elaborada el año 1982, admite (de acuerdo al "estado del arte" en ese momento) que ante la posibilidad de que ocurran sismos, la estructura de albañilería se comportaría en el rango elástico (sin daños).

Si se analiza esta norma, en conjunto con la norma Sísmica (E-030) se encontrará algunas incongruencias importantes, las fuerzas sísmicas empleadas en el diseño están asociadas a sismos leves (con aceleraciones del orden de 0.1 g) en tanto que en la norma Sísmica, se indica que en el Perú, pueden ocurrir sismos severos (con aceleraciones del orden de hasta 0.4 g), cuando la estructura está cimentada sobre suelos de buena calidad y aceleraciones mayores cuando se ubican sobre suelos blandos. Esto llevado a fuerzas, se traduce en que las fuerzas sísmicas elásticas se incrementarán más de cuatro veces, sobrepasando el factor de seguridad ( $FS = 2$ ) que se utiliza en la actual norma E-070, lo que causaría la fractura de la albañilería con la consecuente disminución de su resistencia, ya que los elementos de refuerzo no estarían preparados para absorber la energía acumulada en la albañilería.

La nueva norma propuesta por la comisión a sido elaborado teniendo en cuenta el "documento base" hecha por el Ingeniero Angel San Bartolomé en base a múltiples ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica, además de las enseñanzas dejadas por los sismos en nuestro país y en el exterior, en el propone un método de diseño estructural que se basa en que los muros de albañilería puedan soportar, en el rango elástico los **SISMOS MODERADOS** (con aceleraciones de hasta 0.2 g, como el ocurrido en 1974 en Lima) y con daños que puedan repararse, ante los **SISMOS SEVEROS** especificados en la Norma E-030.

En este contexto nos encontramos con un enfoque diferente de diseño en el cual se presentan dos niveles de diseño para la albañilería, es decir se tiene un nivel de sismo moderado ( $R=6$ ) y un segundo nivel para sismo severo ( $R=3$ ).

Para lograr esto, deberá proporcionarse a la edificación de albañilería una adecuada **DENSIDAD DE MUROS** y los elementos que los refuerzan deberán ser capaces de absorber la energía que la albañilería disipa al fracturarse.

Adicionalmente se utiliza como elementos disipadores de energía sísmica, antes que ocurra la fractura de los muros, a los dinteles adecuadamente reforzados. El método es aplicable para edificaciones con un número ilimitado de pisos y además contempla la posibilidad, dependiendo de la densidad y la resistencia de los muros, de que la estructura se comporte en el rango **ELÁSTICO** aún ante los **SISMOS SEVEROS**.

Los procedimientos expuestos no son muy fáciles de asimilar si se tiene en consideración que la mayoría de ingenieros proyectistas esta largamente familiarizado con el procedimiento sencillo descrito en la actual norma vigente y en ese sentido la comisión tendrá una labor de difusión importante posterior a la aprobación de dicho proyecto de norma. A modo de contribuir al entendimiento de esta nueva propuesta a continuación transcribo los aspectos y detalles más importantes de un trabajo presentado por el Ingeniero Julio Arango y un ejemplo de diseño didáctico preparado por el Ingeniero Angel San Bartolomé miembro de dicha comisión.

En los párrafos siguientes se muestran las partes mas relevantes de la nueva propuesta de norma E.070 que rige el diseño de la albañilería, y posteriormente se desarrolla un ejemplo aplicativo.

### **5.3.1.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA NUEVA NORMA E.070 PROPUESTA**

En el Capítulo 8 de la nueva propuesta de norma se dan los lineamientos para el ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL de la Albañilería, a continuación presentamos un resumen de un trabajo publicado por el Ing. Julio Arango Ortiz del cual hemos rescatado solamente lo concerniente a la albañilería armada.

#### **H. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

##### **H.1. DEFINICIONES**

Para los propósitos de esta norma se utilizará las siguientes definiciones:

**SISMO SEVERO.** Es aquél proporcionado por la Norma Sismo-resistente E-030, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica  $R = 3$ .

**SISMO MODERADO.** Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.

##### **H.2. HIPÓTESIS**

Para el diseño estructural, en esta Norma se han adoptado las siguientes hipótesis:

Los elementos aislados de concreto armado (dinteles, placas, etc.) deben funcionar como una primera línea resistente sísmica, disipando energía antes que fallen los muros de albañilería, por lo que esos elementos deberán fallar dúctilmente por flexión.

El “sismo moderado” no debe generar la falla de ningún muro portante hecho de albañilería.

Dependiendo del nivel de resistencia que se asigne al edificio (artículo H.5.1.2), el “sismo severo” podrá producir fallas en los muros portantes. En el caso de que estas fallas se produzcan, se han considerado que los muros de albañilería confinada fallarán por corte y los de albañilería armada fallarán por flexión.

La albañilería se agrieta diagonalmente para una distorsión angular del orden de  $1/800$ , por lo que ante el “sismo severo”, la distorsión angular inelásticas deberá ser menor que  $1/200$ , de manera que el sistema sea reparable; para lograr este objetivo, los elementos de refuerzo del muro deberán diseñarse de tal modo que puedan soportar la carga que produce la falla de la albañilería, para así evitar la degradación de resistencia del sistema y además deberá proporcionarse al edificio la resistencia indicada en el artículo H.5.1.2.

##### **H.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

1. El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará sometiéndolos a la acción del “sismo moderado” mediante métodos elásticos

que contemplen las deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial de los muros. Además se considerará la acción de diafragma rígido que brindan las losas de techo y la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal.

2. La rigidez lateral de un muro confinado deberá evaluarse transformando el concreto de sus columnas en área equivalente de albañilería (multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad  $E_c / E_a$ ). Tanto para los muros armados como para los confinados, se agregará a su sección transversal el 25% de la sección transversal de aquellos muros que ortogonalmente concurren al muro en análisis o 6 veces su espesor, lo que sea mayor.
3. El módulo de elasticidad ( $E_a$ ) y el módulo de corte ( $G_a$ ) a emplear para la albañilería serán:

Ladrillos de arcilla:	$E_a = 500 f'm$
Ladrillos y bloques Silico-calcáreos:	$E_a = 600 f'm$
Ladrillos y Bloques de concreto vibrado:	$E_a = 700 f'm$
Para todo tipo de unidad de albañilería:	$G_a = 0.4 E_a$

- Donde  $f'm$  es la resistencia característica a compresión axial de la albañilería. (Esta se indica en la tabla 9).
- Opcionalmente, los valores de " $E_a$ " y " $G_a$ " podrán calcularse experimentalmente según se especifica en E.2 y E.3, respectivamente.

#### H.4. DISEÑO PARA EL SISMO MODERADO

1. Empleando los resultados del "sismo moderado", el efecto de las cargas gravitacionales y los factores de amplificación de carga y de reducción de resistencia especificados en la Norma de Concreto Armado E-060, se diseñarán: 1) los elementos aislados de concreto armado (dinteles, placas, etc.) en condiciones de rotura por flexión, controlando la falla por corte mediante estribos (vigas) y refuerzo horizontal (placas); y, 2) la cimentación, dimensionada bajo condiciones de servicio (por esfuerzos admisibles del suelo).
2. Con los resultados del "sismo moderado", deberá verificarse que en cualquiera de los entrepisos "i" los muros no se agrieten por corte, mediante la siguiente expresión en la que se permite hasta 5% de error:

$$V_{ei} \leq \frac{VR_i}{\dots} = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

Donde “Ve” es la fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro en análisis y “VR” es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería (ver H.4.3).

3. Las siguientes expresiones, a calcularse en cada entrecaposo de cada muro para determinar su resistencia al corte (VR), son aplicables incluso para los muros no reforzados:

**Unidades de Arcilla y de Concreto:**  $VR = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 Pg$

**Unidades Sílico-calcáreas:**  $VR = 0.35 v'm \alpha t L + 0.23 Pg$

Donde:

$v'm$  = resistencia característica a compresión diagonal de la albañilería  
<  $\sqrt{f'm}$  (Tabla9)

$Pg$  = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (Norma E-030)

$t$  = espesor efectivo del muro (ver B1.13)

$L$  = longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas, si existiesen)

$\alpha$  = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{Ve L}{Me} \leq 1$$

Donde:

“Ve” es la fuerza cortante obtenida del análisis elástico para el muro en análisis; y,

“Me” es el momento flector obtenido del análisis elástico para el muro en análisis.

## H.5. DISEÑO PARA EL SISMO SEVERO

### H.5.1. Requisitos Generales

Los siguientes requisitos se aplicarán a los edificios compuestos tanto por muros armados como confinados:

- 1.- Para efectos del diseño ante acciones coplanares podrá suponerse que los muros son de sección rectangular ( $t \times L$ ) y cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomará como elemento de refuerzo

vertical (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

2. **Verificación de la Resistencia al Corte Mínima.** Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección del edificio (X, Y) se deberá cumplirse la siguiente expresión:

$$\sum V R i \geq V E i$$

- La sumatoria de resistencias al corte ( $\sum V R i$ ) se realizará contemplando sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de las placas de concreto armado (si existiesen). En esta sumatoria la resistencia al corte de una placa será calculada como:  $V_p = 0.53 \sqrt{f'c} t L$  (en kilogramos, para  $f'c$  en Kg / cm<sup>2</sup> y t, L en centímetros), reservando el aporte de su refuerzo horizontal para la situación inelástica.
- El valor “VEi” corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo” (el doble de la correspondiente al “sismo moderado”).
- Cumplida la expresión  $\sum V R i = V E i$  por los muros portantes de carga sísmica, el resto de los muros que componen al edificio podrán ser no reforzados (muros armados con albañilería parcialmente rellena, muros sin columnas o con una columna de borde, etc).
- En el caso de que los muros de albañilería reforzados y las placas de concreto armado (si existiesen) proporcionasen una resistencia al corte en todos los entrepisos “i” del edificio:  $\sum V R i > 2.5 V E i$ , se considerará que el edificio se comporta elásticamente, bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaces de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver capítulo I). En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

### **H.5.3 Albañilería Armada**

En principio, ante los sismos severos, se trata de obtener en el primer piso de los muros armados una falla final por flexión, evitando la falla por corte, para lo cual es necesario que el refuerzo vertical en los muros sea diseñado para soportar las acciones del “sismo moderado” amplificadas por un factor de carga, mientras que el refuerzo horizontal será diseñado de tal manera que pueda soportar la fuerza cortante que se origina en el muro al instante de formarse el mecanismo de falla por flexión, o la fuerza cortante que produce el agrietamiento diagonal, la que sea mayor. Para alcanzar este objetivo, deberá cumplirse los siguientes requisitos:

1. El refuerzo horizontal a utilizar en el primer piso deberá ser continuo, corrugado y su cuantía deberá ser mayor que 0.0025, para que sea capaz de aportar resistencia al corte; de otro modo, el refuerzo horizontal sólo aportará ductilidad.
2. Todos los alvéolos de las unidades que se utilicen en los muros portantes de carga sísmica deberán estar totalmente rellenos de “grout” ( $f'_c \geq 140 \text{ Kg/cm}^2$ ).
3. Al fin de evitar la falla por flexo-compresión en los talones libres del muro, será necesario añadir en las juntas horizontales planchas de acero estructural con perforaciones u otros elementos que confinen el talón. Estas planchas se colocarán sólo en los bordes libres (sin muros transversales) de aquellas zonas donde el esfuerzo axial último exceda de 0.3 f'm.
4. Los muros secundarios (tabiques, parapetos y muros portantes no contabilizados en el aporte de resistencia sísmica) podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena.
5. En las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer piso), se tratará de evitar el traslape del refuerzo vertical, o se tomará las precauciones especificadas en D.3.1.
6. Para evitar las fallas por deslizamiento en el muro (cizalle), el refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo del muro, espaciando las barras a no más de 45 cm.

#### **Paso 1. Verificación de la Necesidad de Planchas en los Talones del Muro**

- Se verificará la necesidad de colocar planchas en las juntas horizontales de los bordes libres de los muros, evaluando el esfuerzo de compresión último

( $\sigma_u$ ) con la fórmula de flexión compuesta de Resistencia de Materiales. En esta fórmula se utilizará la máxima carga axial posible:  $P_u = 1.25 P_m$ .

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u y}{I}$$

- En todas las zonas del muro (horizontal y vertical, así como en todos los pisos), donde se tenga  $\sigma_u > 0.3 f'm$ , deberá colocarse planchas de acero estructural A-36 de 3 mm de espesor, con perforaciones de ½ pulgada de diámetro por donde penetre el mortero, estas planchas tendrán la forma de la cara de asiento de la unidad respectiva. Ver D.3.10.
- En el caso que se utilice planchas, el refuerzo vertical existente en el borde libre deberá tener un diámetro  $D_b > sp / 13$ , donde "sp" es el espaciamiento entre planchas.

### Paso 2. Cálculo del Factor $\phi$ de Reducción de Resistencia por Flexo compresión

- Los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) por flexo compresión son:

Para  $P_u = 0$  -----  $\phi = 0.85$

Para  $P_u = 0.1 f'm t L$  ----  $\phi = 0.65$

Para valores intermedios de  $P_u$ , calcular  $\phi$  por interpolación lineal.

### Paso 3. Diseño por Flexión y Evaluación de la Capacidad Resistente "Mn"

- Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión "Mn" se calculará aplicando la fórmula siguiente:

$$M_n = \frac{1}{2} ( A_s f_y D + P_u L ) > M_u / \phi$$

Donde:  $D = 0.8 L$

$A_s$  = área del refuerzo vertical total existente en el muro

- Para obtener el área del refuerzo vertical en cualquier piso " $A_s = (2 M_u / \phi - P_u L) / (f_y D)$ ", deberá emplearse la menor carga axial posible existente en ese piso:  $P_u = 0.9 P_g$ .
- El refuerzo vertical mínimo tendrá una cuantía de 0.001, debiéndose colocar por lo menos  $2 \phi \frac{1}{2}$ ", o su equivalente, en los bordes libres del muro y en las intersecciones entre muros.

- El valor “Mn” se calculará sólo para el primer piso (Mn1), debiéndose emplear la máxima carga axial posible existente en ese piso:  $P_u = 1.25 P_m$ .
- Opcionalmente, para otro tipo de sección transversal, podrá dibujarse el Diagrama de Interacción para las acciones nominales ( $P_n$  vs.  $M_n$ ), el cual depende de la distribución del refuerzo vertical así como de los valores  $f'_m$ ,  $f_y$  y  $\epsilon_m$  (deformación unitaria máxima de la albañilería armada en compresión). Luego se ingresará al diagrama con  $P_u / \phi$  para calcular “Mn”. Si el par de valores  $M_u / \phi$  y  $P_u / \phi$  cae fuera del diagrama, deberá modificarse el refuerzo vertical, el espesor del muro o la calidad de la albañilería ( $f'_m$ ).
- El trazado del diagrama de interacción (opcional) se realizará proporcionando diversas posiciones del eje neutro, asumiendo que el extremo de la sección tiene una deformación unitaria igual a  $\epsilon_m$ , luego se calculará por equilibrio las resistencias nominales  $M_n$ ,  $P_n$ . La deformación unitaria máxima de la albañilería armada es  $\epsilon_m = 0.0025$ . De usarse planchas en los talones del muro, puede adoptarse  $\epsilon_m = 0.0055$  y una resistencia  $f'_m = (1 + \rho_s f_y / f'_m) f'_m$  donde  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica proporcionada por las planchas:  $\rho_s = (A_p p) / (s A_c)$ ; donde:

$A_p$  = área de la sección neta de la plancha

$p$  = perímetro de la plancha

$s$  = espaciamiento vertical entre las planchas y

$A_c$  = área de la albañilería confinada por la plancha.

#### Paso 4. Diseño por Fuerza Cortante

- El diseño por fuerza cortante se realizará suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. Como fuerza cortante se empleará el valor “Vm” asociado al mecanismo de falla por flexión producido en el primer piso, considerado un factor de amplificación de 1.5, que involucra un factor de endurecimiento del refuerzo vertical (1.25) y otro de amplificación por efectos dinámicos (1.2). Para los muros del primer piso, “Vm” no será menor a la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal del muro “VR1” (ver H.4.3). El valor “Vm” se calculará con las siguientes fórmulas:

**Primer Piso:**  $V_{m1} = 1.5 V_{u1} ( M_{n1} / M_{u1} ) \dots$  no menor que  $VR1$

**Pisos Superiores:**  $V_{mi} = 1.5 V_{ui} ( M_{n1} / M_{u1} ) \dots$  no mayor que  $VRi$

- En cada piso, el área del refuerzo horizontal ( $A_{sh}$ ) se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_m s}{f_y D}$$

Donde:  
 $s$  = espaciamiento del refuerzo horizontal  $\leq 45$  cm  
 $D = 0.8 L$  ... para muros esbeltos, donde:  $M_e / (V_e L) \geq 1$   
 $D = L$  .. para muros no esbeltos, donde:  $M_e / (V_e L) < 1$

- En el primer piso, la cuantía de refuerzo horizontal corrugado será:

$$\rho_h = A_{sh} / (s t) \geq 0.0025$$

- En los pisos superiores podrá emplearse acero liso con cuantía:

$$\rho_h = A_{sh} / (s t) > 0.001$$

#### Paso 5. Diseño de la Viga Solera

- La armadura horizontal ( $A_s$ ), alojada en la viga solera (de área  $A_{cs}$ ), se diseñará a tracción para soportar una fuerza de magnitud igual a:

$$T = V_m h / L < V_m$$

$$A_s = T / (1.5 f_y) > 0.1 f'_c A_{cs} / f_y \dots \text{mínimo } 4 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8''$$

- Los estribos a utilizar en la viga solera podrán ser:  $\square$   $\varnothing$  1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.
- El peralte de la viga solera no necesitará ser mayor que el espesor de la losa de techo.

## 5.4.- EJEMPLO APLICATIVO DE DISEÑO DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA ARMADA EMPLEANDO LA NUEVA PROPUESTA DE LA NORMA E.070

Haciendo uso de lo indicado en la Nueva Propuesta de Norma E-070 y empleando la nomenclatura allí establecida, con el siguiente ejemplo se muestra la aplicación de la norma, en el procedimiento de diseño de un muro típico de albañilería armada.

El muro a diseñar es parte de un trabajo preparado con fines didácticos por el Ing. Angel San Bartolomé, se muestra la planta típica del modelo analizado debidamente por los procedimientos que manda la nueva propuesta de norma. Las especificaciones para el diseño así como los resultados del análisis se muestran en las siguientes líneas:

### CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

#### I. Características Geométricas:

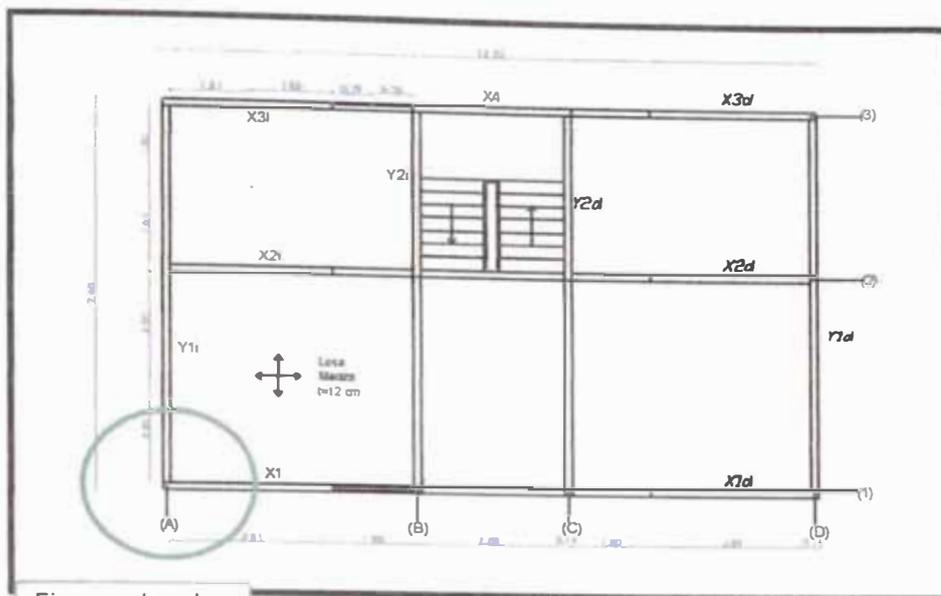
- Altura de Piso a Techo :  $h = 2.40 \text{ m}$
- Losa Maciza :  $t = 0.12 \text{ m}$
- Vigas soleras y dinteles :  $0.14 \text{ m} \times 0.12 \text{ m}$
- Altura libre de la albañilería :  $h = 2.58 \text{ m}$
- Vigas (ejes B, C, 2, 1) :  $0.14 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$
- Espesor del bloque de concreto :  $t = 0.14 \text{ m}$
- Alfeizar y parapetos en la azotea :  $h = 1.00 \text{ m}$
- Garganta de escalera :  $t = 0.12 \text{ m}$
- Descanso de la escalera :  $t = 0.16 \text{ m}$

Se decidió utilizar vigas soleras y dinteles del mismo espesor de la losa (vigas chatas) a recomendación del Proyecto de Norma E070 (Art. 6.2.6), esto es debido a que la norma busca que los muros de albañilería armada fallen por flexión y si se usan vigas dinteles peraltadas estas reducirían el momento actuante en los muros, lo que va en contra de la falla por flexión que se busca. Se colocó viga peraltada en el eje 2 porque dicha viga recibe el peso de la escalera.

#### II. Características de los Materiales:

- Concreto :  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Acero :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$
- Albañilería
  - Pilas :  $f'm = 1200 \text{ ton/m}^2$
  - Muretes :  $v'm = 109 \text{ ton/m}^2$  (artículo 5.1.9)
- Grout :  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$  (artículo 3.3.5)
- Bloques (vacíos): Concreto Vibrado Tipo 1,  $f'b = 85 \text{ kg/cm}^2$  sobre área bruta (artículo 3.1.5)
- Mortero: cemento – cal – arena gruesa: 1:  $\frac{1}{2}$  : 4 (artículo 3.2.4)

La norma recomienda que el valor de  $f'c$  mínimo del concreto es de  $175 \text{ kg/cm}^2$  para elementos de confinamiento (Art. 3.5.).



Ejes coordenados ubicados en la intersección de los ejes 1 y A.

Fig.1 PLANTA TÍPICA

### 3. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO.

La estructura emplea como sistema de techado una losa maciza armada en 2 sentidos, con 12 cm de espesor como se indicó en las características geométricas.

Empezamos estimando el espesor mínimo que deben de tener los muros para cumplir con el artículo 7.1.1 a del Proyecto de Norma:

$$t \geq h/20 \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2 y 3}$$

Donde:

- t : espesor efectivo
- h: altura libre entre los elementos de arrioste horizontales.

Para nuestro caso:

h (m)	t mínimo (cm)
2.40	12

Con el resultado anterior, vemos que los 14 cm de espesor del bloque cumplen con el espesor mínimo establecido, por lo cual el aparejo a usar será de sogá.

Seguidamente, se procede a la revisión por compresión del muro más esforzado con lo especificado en el artículo 7.1.1b. Por inspección de la planta el muro más esforzado es X2.

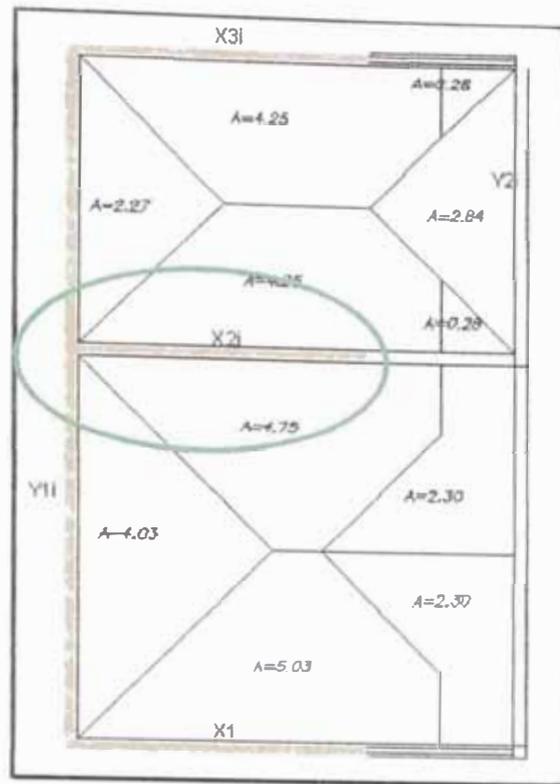


FIG.2 DETALLE MURO X2

$$P_{X2} = 9x(2.4x.12 + 0.10)x4 + 2.3x0.14x2.40x3.15x4 + 2.4x0.14x0.12x3.15x4 + 0.9x0.1 + 0.9x0.25x3 = 25.7 \text{ ton}$$

$$\sigma_{X2} = \frac{P_{X2}}{L.t} = \frac{25.7}{3.15x0.14} = 58.3 \text{ ton/m}^2 \leq 0.15 f' m = 0.15x1200 = 180 \text{ ton/m}^2$$

Con el resultado obtenido, se comprueba que el nivel de compresión en el primer piso del muro X2 es menor al establecido en la norma (0.15f'm). Esto es básicamente por el uso de la losa maciza que reparte uniformemente las cargas en los muros en los cuales se apoya.

Además:

$$Fa = 0.2 f' m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2 f' m \left[ 1 - \left( \frac{2.58}{35x0.14} \right)^2 \right] = 0.145 f' m = 173.5 \text{ ton/m}^2$$

Vemos que este valor también está muy por encima de la compresión obtenida (58.3 ton/m<sup>2</sup>).

La norma recomienda para edificios de albañilería armada revisar el borde libre más solicitado por concentración de esfuerzos. Analizando la planta vemos que el extremo libre del muro Y2, además de la carga de losa y viga, recibe del tramo central de la viga del eje 2, el peso de la escalera como carga puntual, esto causa que sea el borde con mayor concentración de esfuerzos y por tanto el que se verificará por aplastamiento.



FIG.3 DETALLE EXTREMO MURO Y2

$$\sigma_m = \frac{F}{Am} = \frac{F}{tx3t} < 0.375 \cdot fm \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

- F : Carga de gravedad concentrada no acumulada.
- t : Espesor efectivo.

Para obtener F, realizamos el metrado de cargas del extremo libre del muro Y2:

Losa + acabado + s/c	=	5.3(0.288+0.1+0.25)	=	3.38	Ton
Dintel	=	0.75x2.4x0.14x0.12	=	0.03	Ton
Vigas	=	(1.36+2)x2.4x0.14x0.30	=	0.34	Ton
Acabados y s/c en vigas	=	(1.36+2+0.75)x(0.10+0.25)x0.14	=	0.2	Ton
Escalera (*)	=	RD+RL = 0.97+0.82	=	1.79	Ton
			F=	5.74	Ton

(\*) El metrado de la escalera se detallará mas adelante.

Reemplazando en la ecuación (1) se tiene:

$$\sigma = \frac{5.74}{0.14 \cdot (3 \times 0.14)} = 97.62 \text{ Ton/m}^2 < 0.375 \cdot m = 450 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots \text{Cumple.}$$

A continuación, se verificará la densidad de muro según el artículo 7.1.2 b.

$$\frac{\text{Areadecortedelosmuros Re forzado}}{\text{AreadelaPlantaTípica}} = \frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

- Z = factor de zona (Lima está en zona 3)
- U = factor de uso (oficinas)
- S = factor de suelo (cascajo duro)
- N = número de pisos del edificio
- Ap = área de la planta típica = 7.45 x 12.30 = 91.635 m<sup>2</sup>
- L = longitud total del muro
- t = espesor efectivo del muro = 0.14 m

Los valores de Z, U y S son los especificados en la norma Sismorresistente E030.

Parámetros de diseño	Valores
Z	0.4
U	1
S	1
N	4
Ap	91.64

El siguiente cuadro es un listado de los muros, con sus dimensiones (t, L, H) y la ubicación de sus centroides (Xc, Yc), referidos a la planta mostrada anteriormente (Fig. 1).

Muro	Dirección	t (m)	L (m)	Xc (m)	Yc (m)	H (m)
x1i	X	0.14	3.15	1.51	0.00	2.40
x1d	X	0.14	3.15	10.66	0.00	2.40
x2i	X	0.14	3.15	1.51	4.16	2.40
x2d	X	0.14	3.15	10.66	4.16	2.40
x3i	X	0.14	3.15	1.51	7.31	2.40
x3d	X	0.14	3.15	10.66	7.31	2.40
x4	X	0.14	2.99	6.08	7.31	2.40
y1i	Y	0.14	7.45	0.00	3.66	2.40
y1d	Y	0.14	7.45	12.16	3.66	2.40
y2i	Y	0.14	3.30	4.66	5.73	2.40
y2d	Y	0.14	3.30	7.51	5.73	2.40

Con dichos valores, en la ecuación (2) se obtiene:

Z.U.S.N.Ap/56	2.62
En X-X	
Σ L.t	3.06
	CUMPLE
En Y-Y	
Σ L.t	3.01
	CUMPLE

En ambos sentidos se cumple con la densidad de muros establecida en la norma.

## 6. VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS AXIALES EN EL PRIMER PISO.

Se debe verificar que todos los muros presenten un valor de  $\sigma_m = P_m/L_t = 0.15 f_m$ , donde  $f_m = 1200 \text{ ton/m}^3$ , con lo cual se tiene  $\sigma_m = 180 \text{ ton/m}^2$

Muro	Pm (ton)	L (m)	t (m)	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (ton/m <sup>2</sup> )
X1	22.85	3.15	0.14	0.44	51.81
X2	31.35	3.15	0.14	0.44	71.09
X3	21.65	3.15	0.14	0.44	49.09
X4	29.09	2.99	0.14	0.42	69.49
Y1	39.73	7.45	0.14	1.04	38.09
Y2	38.42	3.30	0.14	0.46	83.16

Donde:

$$P_{m1} = 3 \times (PD+PL)_{\text{PISO 1} \text{ PISO}} + (PD+PL)_{\text{AZOTEAS}}$$

Los resultados anteriores muestran que todos los muros tienen un  $\sigma_m < 180 \text{ ton/m}^2$ . Por lo tanto el edificio cumple con lo establecido en el Proyecto de Norma.

## 7. CARGAS AXIALES ACUMULADAS EN CADA MURO CON 25% DE SOBRECARGA.

Muro	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1
X1	4.52	9.62	14.72	19.82
X2	5.17	11.96	18.75	25.54
X3	4.32	9.20	14.08	18.96
X4	4.58	11.20	17.82	24.44
Y1	8.09	17.30	26.51	35.72
Y2	7.17	15.04	22.91	30.78
Columna	3.36	6.81	10.26	13.71

Nota: Valores en ton.

## 10. FUERZAS Y MOMENTOS FLECTORES MÁXIMOS.

Sismo en X:

Muro	X1		X2	
	Ve	Me	Ve	Me
1	6.84	43.23	8.23	51.47
2	5.86	26.71	7.22	32.05
3	4.36	13.07	5.45	15.88
4	1.83	3.38	2.64	4.46

Muro	X3		X4	
	Ve	Me	Ve	Me
1	6.52	40.38	9.04	55.53
2	5.84	25.29	8.27	35.02
3	4.43	12.64	6.32	17.69
4	2.46	3.84	3.89	5.76

Sismo en Y:

Muro	Y1		Y2	
	Ve	Me	Ve	Me
1	25.51	180.07	2.93	14.68
2	21.66	115.79	3.42	11.28
3	16.3	61.2	2.57	6.63
4	7.99	20.12	1.69	2.94

Unidades: Fuerza Cortante (ton), Momento Flector (ton.m)

## 11. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y CONTROL DE FISURACIÓN.

Para evitar que los muros se fisuren en sismos moderados, que son los más frecuentes, la norma establece que la fuerza cortante elástica ( $V_e$ ) sea menor a 0.55 veces la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería ( $V_m$ ).

$$V_e \leq 0.55V_m \dots\dots\dots(1)$$

La ecuación anterior debe verificarse en todos los muros de albañilería.

Siendo:

$$V_m = 0.5v'm \alpha tL + 0.23Pg \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e}{M_e} L \leq 1 \dots\dots\dots(3)$$

Donde:

- $V_e$  : Fuerza Cortante del muro obtenido del análisis elástico
- $M_e$  : Momento Flector del muro obtenido del análisis elástico
- $v'm$  : Resistencia característica al corte de la albañilería.
- $T$  : Espesor efectivo.
- $L$  : Longitud del muro.
- $Pg$  : Carga gravitacional con 25% de sobrecarga.

Para la columna cuya sección es 35x14 cm, se tiene:

Para la columna

$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210
a (cm)	14
b (cm)	35
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	784
VC (ton)	3.23

(Despreciando el incremento debido a la carga axial)

Con las ecuaciones (1), (2) y (3) se obtienen los siguientes cuadros:

$v'm$	109	ton/m <sup>2</sup>
-------	-----	--------------------

### Primer Piso

Muro	$V_B$	$\alpha$	$V_m$	$0.55 V_m$	Resistencia del Edificio	
					Dirección X	Dirección Y
X1	104.50	0.50	16.54	9.10	125.38	183.90
X2		0.50	17.98	9.89		
X3		0.51	16.59	9.12		
X4		0.49	16.73	9.20		
Y1		1.00	65.06	35.78		
Y2		0.66	23.66	13.01		
Col			3.23			

Unidades en ton.

### Segundo Piso

$V_E$	93.43	Resistencia del Edificio			
Muro	$\alpha$	$V_m$	$0.55 V_m$	Dirección X	Dirección Y
X1	0.69	20.00	11.00	150.83	193.23
X2	0.71	21.37	11.75		
X3	0.73	20.72	11.40		
X4	0.71	20.21	11.11		
Y1	1.00	62.94	34.62		
Y2	1.00	30.45	16.75		
Col		3.23			

Unidades en ton.

Se observa que todos los muros pasan el control de fisuración (ec. 1)

## 12. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO.

La resistencia al corte en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio deberá ser mayor o igual que la fuerza cortante producida por el sismo severo en cada entrepiso, con lo cual aseguramos un aporte de resistencia y rigidez al edificio. Establecido en el artículo 8.5.4 del Proyecto de Norma.

En los cuadros expuestos anteriormente, se verifica que las resistencias de los muros son mayores a la fuerza cortante del sismo severo, cumpliendo con lo especificado por el proyecto de norma, además con lo verificado hasta este punto, se puede decir que a partir del segundo piso, los muros interiores pueden ser parcialmente rellenos.

También se observa que en el cuarto piso la  $V_m$  es mayor a tres veces el  $V_E$ , por lo tanto este entrepiso se comportará elásticamente ante un sismo severo, según lo estipulado en el artículo 8.5.4 del Proyecto de Norma. Por tal motivo se usará refuerzo mínimo y su diseño culminará con la verificación por cargas ortogonales a su plano.

Cabe resaltar que también se pudo haber utilizado muros rellenos parcialmente en este piso.

Del análisis se puede concluir:

### ▪ Primer Piso.

En la dirección X el único muro que podría dejarse de rellenar con grout es el muro X4, pero por ser éste un muro perimetral se decide relleno completamente, aunque no es requisito obligatorio, si es que el edificio cuenta con una adecuada rigidez torsional.

En la dirección Y se opta por rellenar parcialmente los muros Y2, ya que sin su aporte de resistencia se tiene que  $sV_m = 136.57 \text{ ton} > V_E = 104.50 \text{ ton}$ .

### ▪ Segundo Piso.

En la dirección X se opta por rellenar parcialmente los muros X2, ya que con la resistencia del resto de los muros es suficiente para que se cumpla con  $sV_m = 108.09 \text{ ton} > V_E = 93.43 \text{ ton}$ . Si bien se podría dejar de rellenar otros muros, como los muros X1 y X3, se prefiere no hacerlo para dotar de buena rigidez torsional al edificio en toda su altura.

En la dirección Y, al igual que en el primer piso se rellenarán parcialmente los muros Y2 (sin considerar su aporte de resistencia también se cumple  $sV_m=132.33 \text{ ton} > V_e=93.43 \text{ ton}$ ).

En resumen:

1. Los muros perimetrales estarán rellenos totalmente con grout en toda la altura del edificio y de esta manera se le dará rigidez torsional.
2. Los muros Y2 estarán rellenos parcialmente con grout, sólo se rellenan aquellos alvéolos que contengan refuerzo vertical. Esto se repetirá en todos los pisos.
3. A partir del 2do piso también los muros X2 estarán parcialmente rellenos.

### 13. DISEÑO DE LOS MUROS DEL ANTE SISMO SEVERO.

Parámetros comunes:

$$f_m = 1200 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2.$$

$$h = 2.52 \text{ m (altura de entrepiso).}$$

$$t = 0.14 \text{ m = espesor efectivo.}$$

#### PRIMER PISO

Para el diseño se tendrá en cuenta lo siguiente:

- 1º Refuerzo mínimo horizontal =  $1 \phi 3/8" @ 0.20$
- 2º Refuerzo mínimo vertical (0.1%) =  $1 \phi 3/8" @ 0.40$
- 3º Muros Portantes totalmente rellenos con grout.
- 4º Por lo menos  $2 \phi 3/8"$  en los extremos y en los encuentros.
- 5º Para muros secundarios la cuantía mínima es de 0.07%.
- 6º El diseño de los muros X1 y X3 es el mismo.

Muro	L (m)	t (m)	$V_m$ (ton)	$1/\alpha$
X1	3.15	0.14	16.54	2.01
X2	3.15	0.14	17.98	1.99
X3	3.15	0.14	16.59	1.97
X4	2.99	0.14	16.73	2.05
Y1	7.45	0.14	65.06	0.95

Esfuerzos en rotura:

Muro	$V_u$ (ton)	$M_u$	$P_{g_u}$	$P_{m_u}$
X1	8.55	54.04	17.84	28.56
X2	10.29	64.34	22.99	39.19
X3	8.15	50.48	17.06	27.06
X4	11.30	69.41	22.00	36.36
Y1	31.89	225.09	32.15	49.66

Donde:

$$P_{g_u} = 0.9 (PD+0.25PL), \text{ en ton.}$$

$$P_{m_u} = 1.25(PD+PL), \text{ en ton.}$$

$$V_u = 1.25 V_e$$

$$M_u = 1.25 M_e.$$

**Verificación de la necesidad de confinamiento en los extremos libres del muro.**

Con el esfuerzo de compresión último se verificará si es necesario o no el confinar los extremos libres comprimidos sin considerar los muros transversales, según lo establece el artículo 8.7.4 del Proyecto de Norma.

Para los muros que tienen extremos libres se debe verificar que el esfuerzo de compresión último  $\sigma_u$ , calculado con la fórmula de flexión compuesta, sea menor que el 30% del valor de  $f'_m$ , es decir:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u y}{I} \leq 0.3 f'_m$$

Donde:

$P_u$  : Carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1.25.

Se tiene:

$f'_m$	1200	ton/m <sup>2</sup>
$0.3f'_m$	360	ton/m <sup>2</sup>
$f_y$	42000	ton/m <sup>2</sup>

Muro	$\sigma_u$ Compresión (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ Tracción (ton/m <sup>2</sup> )	Distancia a confinar (cm)
X1	298.17	-168.63	-41.73
X2	366.75	-189.03	3.82
X3	279.38	-156.64	-58.25

Del cuadro anterior se observa que el único muro en que se supera el límite establecido en el Proyecto de Norma es el X2, pero la zona en que este valor es superado no llega a los 4 cm, por lo que se considera innecesario el uso de planchas metálicas de confinamiento.

**Cálculo del Factor de Reducción de Resistencia  $\phi$  :**

El factor de reducción  $\phi$  se calculará mediante la siguiente expresión, según el artículo 8.7.3 del Proyecto de Norma:

$$\phi = 0.85 - 0.2 \frac{P_u}{P_o} \dots\dots\dots (i)$$

Donde:  $0.65 \leq \phi \leq 0.85$

$$P_o = 0.1 f'_m t L \dots\dots\dots (ii)$$

$P_u$  : Carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1.25.

Con (i) y (ii) se tiene:

Muro	Po (ton)	Pu (ton)	$\phi$
X1	52.92	28.56	0.74
X2	52.92	39.19	0.70
X3	52.92	27.06	0.75
X4	50.23	36.36	0.71
Y1	125.16	49.66	0.77

**Cálculo del Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos:**

La capacidad resistente a flexión  $M_n$ , para muros de sección rectangular, se calculará con la siguiente fórmula, según lo indica el art. 8.7.3 del Proyecto de Norma:

$$M_n = (A_s \cdot f_y \cdot D + P_u \frac{L}{2}) \dots\dots\dots(iii)$$

Donde:

D = 0.8L

$A_s$  = Área del refuerzo vertical del muro.

De la expresión (iii) también se obtiene el área del acero a concentrar en el extremo del muro, considerando un valor de  $P_u=0.9.P_g$  que representa la menor carga axial. ( $P_g$ : carga acumulada)

El momento nominal sólo se deberá calcular para el primer piso ( $M_{n1}$ ), considerando  $P_u=1.25.P_m$ , que representa la máxima carga axial con el 100% de sobrecarga.

Muro	D (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{n1}$ (tonxm)	$\phi M_n$ (tonxm)	$M_{n1}/M_{u1}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) (*)
X1	2.52	4.23	89.71	66.57	1.66	4 $\phi$ 1/2"
X2	2.52	5.24	117.18	82.25	1.82	4 $\phi$ 1/2"
X3	2.52	3.84	83.25	62.25	1.65	3 $\phi$ 1/2"
X4	2.39	6.52	119.90	84.56	1.73	5 $\phi$ 1/2"
Y1	5.96	6.88	357.32	275.37	1.59	5 $\phi$ 1/2"

(\*) Este acero corresponde a aquel que proporciona un momento resistente superior al momento último, despreciando para su cálculo el aporte del acero repartido en el alma del muro.

**Diseño por Corte:**

$A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	0.71
-----------------------------	------

Donde  $A_{sh}$  es el refuerzo horizontal.

Con la expresión (iv) se obtiene el valor de  $V_{ur1}$  para el primer piso:

$$V_{uf} = 1.5.V_{u1} \left( \frac{M_{u1}}{M_{u1}} \right) \dots\dots\dots(iv)$$

Si el valor de  $V_{uf}$  resulta menor que  $V_m$ , se colocará el valor de  $V_m$ .

Muro	$V_{u1}$ (ton)	$V_i$ (ton)	D (m)	S (cm)
X1	21.29	0.04	2.52	35.29
X2	28.11	0.05	2.52	26.74
X3	20.16	0.04	2.52	37.27
X4	29.28	0.06	2.39	24.36
Y1	75.93	0.06	7.45	29.26

Se empleará  $2\phi 1/4" @ 0.20$  m que es el refuerzo mínimo horizontal.

**Diseño de Soleras:**

h (m)	2.52
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210

$$T = \frac{V_m * h}{L} \quad A_s = \frac{T}{1.5 * f_y}$$

Muro	$A_{sol}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	T (ton)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
X1	744	3.72	13.23	2.10
X2	1320	6.6	14.38	2.28
X3	744	3.72	13.27	2.11
X4	744	3.72	14.10	2.24
Y1	744	3.72	22.01	3.49

Se emplearán  $3\phi 1/2"$  en las soleras de todos los muros con ganchos de  $1/4"$  ( $1@5,4@10$ ,  $r@25cm$  c/ext).

**SEGUNDO PISO.**

Para el diseño del segundo piso se tendrá en cuenta lo siguiente:

- 1° Refuerzo mínimo horizontal =  $1\phi 3/8" @ 0.40$
- 2° Refuerzo mínimo vertical ( 0.1%) =  $1\phi 3/8" @ 0.40$
- 3° Muros Portantes totalmente rellenos con grout.
- 4° Por lo menos  $2\phi 3/8"$  en los extremos y en los encuentros.
- 5° Para muros secundarios la cuantía mínima es de 0.07%.
- 6° EL diseño de los muros X1 y X3 es el mismo.

Muro	L (m)	t (m)	$V_m$ (ton)
X1	3.15	0.14	20.00
X3	3.15	0.14	20.72
X4	2.99	0.14	20.21
Y1	7.45	0.14	62.94

Para este piso y los siguientes ya no es necesario calcular el esfuerzo de rotura, ni hacer la verificación del confinamiento en los extremos libres del muro ya que en el primer piso no se requería.

#### Cálculo del Factor de Reducción de Resistencia $\phi$ :

Muro	Po (ton)	Pu (ton)	$\phi$
X1	52.92	21.08	0.77
X3	52.92	19.98	0.77
X4	50.23	26.43	0.74
Y1	125.16	36.68	0.79

#### Cálculo del Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos:

Muro	D (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mn (tonxm)	$\phi$ Mn (tonxm)	Mn1/Mu1	As (cm <sup>2</sup> )
X1	2.52	2.12	55.67	42.88	1.66	2 $\phi$ 1/2"
X3	2.52	1.97	52.32	40.52	1.65	2 $\phi$ 1/2"
X4	2.39	3.46	74.30	55.34	1.73	3 $\phi$ 1/2"
Y1	5.96	3.76	230.63	182.52	1.59	3 $\phi$ 1/2"

#### Diseño por Corte:

Ash (cm <sup>2</sup> )	0.71
------------------------	------

Muro	V <sub>ur1</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	D (m)	S (cm)
X1	18.24	0.03	2.52	41.20
X3	18.07	0.03	2.52	41.59
X4	20.21	0.04	2.39	35.30
Y1	62.94	0.05	7.45	35.30

Se empleará 1  $\phi$  3/8" @ 0.40 m.

#### Diseño de Soleras:

Se usarán 3  $\phi$  1/2" como en el 1º Piso.

#### 14. DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO.

Los muros portantes y los no portantes se deben de verificar debido a cargas que actúan perpendicularmente a su plano. Estas verificaciones se realizan con el fin de saber si los muros bajo el sismo moderado sufrirán algún agrietamiento. Por tal razón, se verifica bajo cargas de sismo en servicio.

Según el proyecto de Norma la magnitud de la carga de sismo uniformemente distribuida  $\omega$  es la siguiente:

$$\omega = 0.8 \times ZUC \gamma_e$$

En donde:

C1: coeficiente sísmico especificado en la Norma E030 (depende si el muro es portante o no)

Z: factor de zona

U: factor de importancia

e: espesor bruto en metros

$\gamma$  : peso específico de la albañilería

El momento flector distribuido por unidad de longitud generado por la carga de sísmica  $\omega$  se halla de la siguiente manera:

$$Ms = m.\omega.a^2$$

En donde:

m: coeficiente de momento (adimensional)

a: dimensión crítica del paño de albañilería (m)

Los valores de m se obtuvieron de la tabla 12 del artículo 9.1.7 del proyecto de norma, en donde se ingresa con la relación b/a, en donde b es la longitud mayor del paño de albañilería y dependiendo del tipo de arriostramiento se obtiene el valor m.

Con los siguientes valores, se hallan los valores de la carga sísmica distribuida para cada tipo de muro:

Z	0.4	
U	1	
C1t	0.75	Para tabiques y muros portantes
C1p	2	Para parapetos
$\gamma_t$	2300	Peso específico del Bloque de Concreto Totalmente Relleno (kg/m <sup>3</sup> )
$\gamma_p$	2000	Peso específico del Bloque de Concreto Parcialmente Relleno (kg/m <sup>3</sup> )
E	0.14	m

w =	77.28	kg/m <sup>2</sup>	Para muros totalmente rellenos
w =	67.2	kg/m <sup>2</sup>	Para muros parcialmente rellenos
w =	179.2	kg/m <sup>2</sup>	Para parapetos parcialmente rellenos

Seguidamente, se halla el momento flector distribuido por unidad de longitud producido por la carga sísmica:

**Muros totalmente rellenos con Grout:**

Muro	L (m)	t (m)	b	a (dimensión crítica)	b/a	Bordes Arriostrados	m	Ms (kg.m/m)
X1	3.15	0.14	3.15	2.4	1.31	3	0.122	54.31
X2	3.15	0.14	3.15	2.4	1.31	3	0.122	54.31
X3	3.15	0.14	3.15	2.4	1.31	3	0.122	54.31
X4	2.99	0.14	2.99	2.4	1.25	4	0.066	29.33
Y1	4.00	0.14	4.00	2.4	1.67	4	0.089	39.62
Y1	3.00	0.14	3.00	2.4	1.25	4	0.066	29.33

Muros parcialmente rellenos con Grout:

Muro	L (m)	t (m)	b	a (dimensión crítica)	b/a	Bordes Arriostrados	m	Ms
X2	3.15	0.14	3.15	2.4	1.31	3	0.122	47.22
Y2	3.30	0.14	3.30	2.4	1.38	3	0.124	48.00

A continuación, se verifica que los muros portantes no se fisuren por acciones transversales a su plano, ya que disminuyen su capacidad portante para cargas sísmicas coplanares. Para ello se debe de cumplir que:

- Para el último piso (por tracción por flexión):  $fm - fa < ft$
- Para el primer piso (por flexocompresión):  $fa + fm \leq 0.25 f'm$

En donde:

fa: esfuerzo resultante de la carga axial producido por la carga gravitacional Pg

$$fa = \frac{Pg}{L.t}$$

fm: esfuerzo resultante del momento flector Ms debido a la carga de sismo ω

$$fm = \frac{6 * Ms}{l^2}$$

ft: esfuerzo admisible en tracción por flexión

f'm: resistencia característica a compresión axial de albañilería

Con lo comentado anteriormente, se tiene los siguientes cuadros:

Para el Primer Piso:  
 $0.25f'm = 300 \text{ ton/m}^2$

Muro	Pg1	L (m)	t (m)	fa (ton/m <sup>2</sup> )	Mt (ton.m/m)	fm (ton/m <sup>2</sup> )	fa + fm (ton/m <sup>2</sup> )
X1	19.82	3.15	0.14	44.94	0.054	16.62	61.57
X2	25.54	3.15	0.14	57.91	0.054	16.62	74.54
X3	18.96	3.15	0.14	42.99	0.054	16.62	59.62
X4	24.44	2.99	0.14	58.39	0.029	8.98	67.36
Y1	19.18	4.00	0.14	34.25	0.040	12.13	46.37
Y1	14.38	3.00	0.14	34.25	0.029	8.98	43.23

Se puede observar que todos los muros del primer piso, incluido los muros interiores que son los más cargados axialmente, cumplen con ser menores de  $0.25f'm$  (Art.9.2.7 del Proyecto de Norma). No se analizó el muro Y2 porque es un muro relleno parcialmente con Grout, por lo tanto, no se le considera como muro portante.

## **Capitulo VI**

# **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESPECIMENES CON BLOQUES DE CONCRETO**

## 6.1 ENSAYO DE CARGA LATERAL CICLICA

Para obtener la respuesta del muro frente a solicitaciones de carga lateral cíclica se utilizó un mecanismo de carga esto es a través de un actuador lateral el cual se apoya sobre un muro de reacción se aplicaron las cargas laterales al muro. Para la aplicación de estas cargas se empleó un actuador electro hidráulico marca Shimadzu el cual es capaz de producir desplazamientos de  $\pm 200$ mm, y operando bajo un rango de cargas de  $\pm 25$  Ton (Ver fotos). Este actuador se manipula mediante un controlador marca Shimadzu 9525 y un computador IBM a través de un convertidor análogo / digital a través de una tarjeta de GPIB. De esta manera las señales de comando son enviadas desde el computador al controlador quien realiza el desplazamiento de comando. Adicionalmente se confinó verticalmente el muro con una carga constante que simula el efecto de la carga real de una losa de piso típica. Para ello se utilizó un pórtico de acero el cual rodeaba al espécimen, de tal manera que este pórtico sirviera de reacción a un actuador vertical el cual aplicaría la carga vertical de confinamiento de manera uniforme.



Figura 6.1.- Vista general del ensayo de un muro típico



Figura 6.2.- Actuador Vertical aplicando carga constante de confinamiento con distribución uniforme en la parte superior del muro típico.



Figura 6.3.- Actuador Horizontal aplicando carga cíclica lateral al muro típico.

El monitoreo del muro para la adquisición de datos, en el caso del ensayo cíclico de los muros se realizó con un sistema con 11 transductores de desplazamiento conectados a un sistema universal de adquisición de datos UCAM 5BT Kyowa el cual cuenta con un conector GPIB que transfiere los datos a un computador IBM donde se almacenan en cada paso las mediciones de los sensores. La Figura 6.4 muestra la posición de los sensores en el caso del ensayo cíclico del muro.

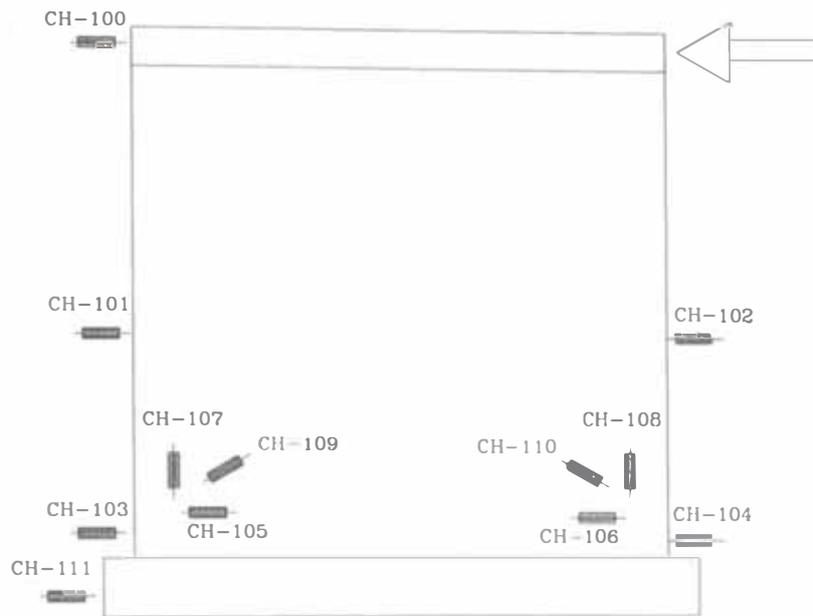


Figura 6.4.- Ubicación de los sensores en el muro típico.



Figura 6.5.- Transductores de desplazamiento empleados CH 103, CH 104.



Figura 6.6.- Sala de control y equipos de adquisición de datos del laboratorio.



Figura 6.7.- Monitoreo continuo de grietas.

## 6.2 CONSIDERACIONES DE CARGA Y PATRONES DE DISTORSION DEL ENSAYO CICLICO

Con la finalidad de evaluar el comportamiento estructural de los muros en condiciones lo mas cercanas a la realidad, los muros fueron sometidos a carga lateral cíclica y carga de confinamiento vertical, considerando diferentes niveles de distorsión angular a nivel del entrepiso.

A efectos de simular la carga vertical de un piso superior sobre el muro se ha considerado una carga vertical de confinamiento de 9 Ton. que fue aplicada con un actuador electro hidráulico y transmitida al muro a través de la viga del pórtico de reacción logrando una distribución uniforme, esta carga fue determinada siguiendo el criterio mostrado:

Se asumió la existencia de un segundo nivel cuyo peso debería ser soportado por el muro. Para tal efecto se consideraron la siguiente carga probable del nivel típico sobre el muro, considerando un área de influencia sobre el muro de 10.24 m<sup>2</sup> (3.2 m. x 3.2 m.):

- Peso del Muro	2112 Kg.
- Tabiquería	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Sobrecarga vivienda	200 Kg/m <sup>2</sup>
- Peso propio aligerado	350 Kg/m <sup>2</sup>

De esta manera se estima una carga de 9.0 Ton. que actuará sobre el muro simulando el efecto de un segundo nivel sobre éste, actuando verticalmente sobre el muro.

Confinado el espécimen por la carga axial de 9 Ton, se procedió a la acción de cargas laterales sobre el muro las cuales fueron aplicadas cíclicamente a través de un actuador electrohidráulico de 200 mm. de carrera del émbolo y actuando bajo un rango de cargas de 25 Ton.

En el monitoreo del muro con la finalidad de medir los desplazamientos que originan la carga lateral sobre el muro se utilizo un sistema de medición con sensores ubicados en las posiciones señaladas en la Figura 6.4.

Los ciclos de aplicación de carga se siguieron tratando de llegar a los siguientes niveles de distorsión angular del muro, como se observa en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1 Patrones de Distorsión**

Numero de Ciclo	Distorsión Angular
1	1/ 3200
2	1/ 1600
3	1/ 800
4	1/ 400
5	1/ 200
6	1/ 100

Se han realizado nueve ensayos cíclicos, los cuales corresponden a cinco tipos de muros cuyas características geométricas y distribución de refuerzo se presentan a continuación.

## 6.3 REFUERZO Y DIMENSIONES DE LOS MUROS ENSAYADOS

### 6.3.1.- GEOMETRÍA

Los nueve muros ensayados fueron de 3200mm de longitud, 2300mm de alto y un espesor de 140mm. La Figura 6.7, muestra un muro típico.

En la Tabla 6.2 se presenta las variaciones en el refuerzo y la nomenclatura para cada uno de los muros.

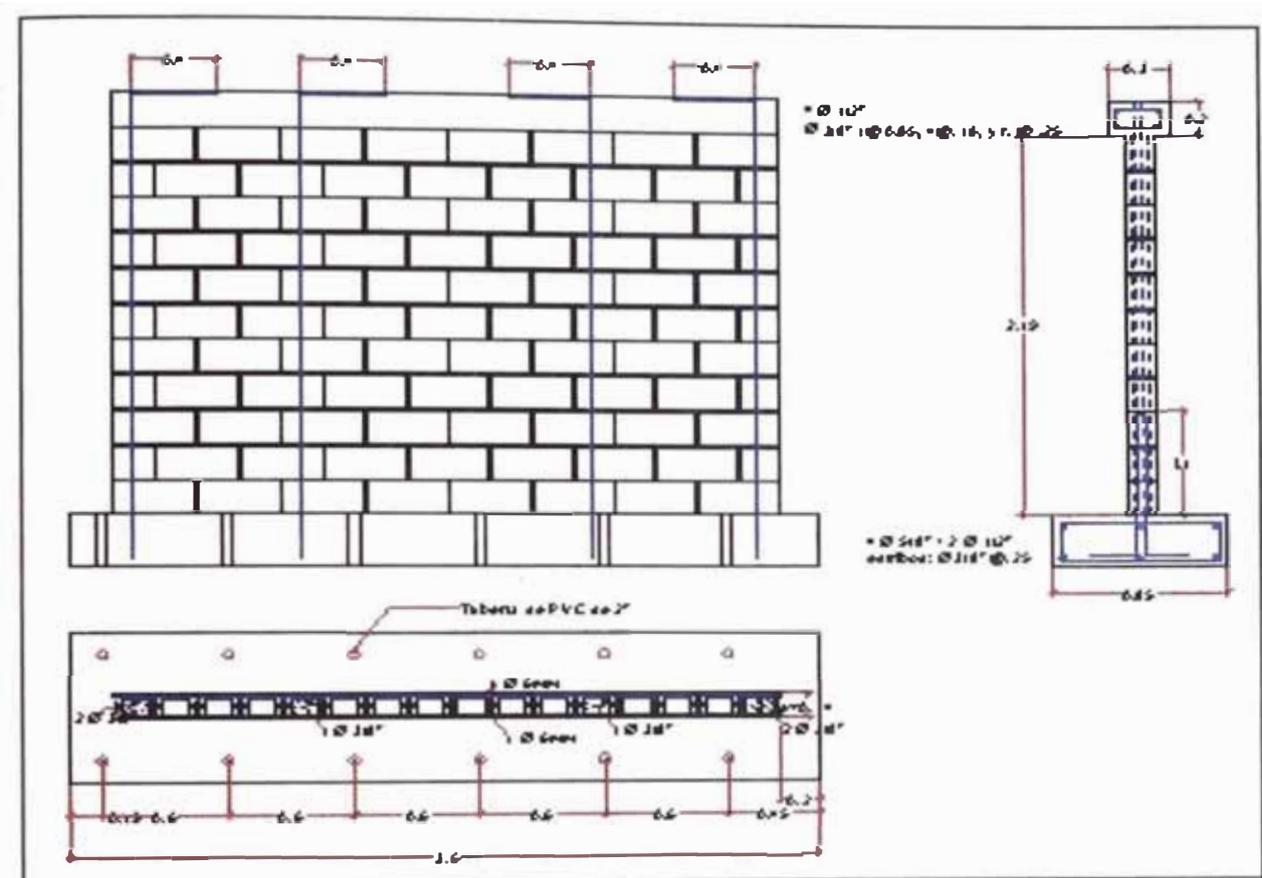


Figura 6.7.-Elevación, planta y corte de un muro típico.

### 6.3.2.-REFUERZO

En la Tabla 6.2 se muestra los diferentes refuerzos para cada tipo de muro, de acuerdo a esta distribución se ha considerado cinco tipos de muros cuya nomenclatura se muestra en la misma tabla. La distribución de dicho refuerzo se muestra en el anexo 1.

Se construyeron tres muros tipo 1 los cuales se ha denominado Muro tipo 1-1, 1-2 y 1-3; cuyo refuerzo vertical esta constituido por varillas de  $2 \text{ } \varnothing 3/8''$  en los extremos y en el interior y cuyo refuerzo horizontal es  $2 \varnothing 6 \text{ mm} @ 0.40 \text{ m}$ . Así también existen dos muros tipo 2 a los cuales se ha denominado Muro tipo 2-1, 2-2 y cuyo refuerzo vertical es  $2 \text{ } \varnothing 1/2''$  en los extremos y en el interior y refuerzo horizontal  $\varnothing 3/8'' @ 3 \text{ hiladas}$ .

Los muros tipo 3-1 y 3-2 tienen el mismo refuerzo vertical que los muros tipo 2 variando el refuerzo horizontal siendo este  $2\text{Ø } 6 \text{ mm @ } 0.40 \text{ m}$ .

Finalmente se construyeron solo un muro tipo 4 y uno tipo 5.

**Tabla 6.2- Características de Refuerzo en muros ensayados**

Especimen	Cantidad	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal
		Extremos	Interior	
Muro Tipo 1	03	$2 \text{Ø } 3/8''$	$2 \text{Ø } 3/8''$	$2\text{Ø } 6 \text{ mm @ } 0.40 \text{ m}$ .
Muro Tipo 2	02	$2 \text{Ø } 1/2''$	$2 \text{Ø } 1/2''$	$\text{Ø}3/8'' \text{ @ } 3 \text{ hiladas}$
Muro Tipo 3	02	$2 \text{Ø } 1/2''$	$2 \text{Ø } 1/2''$	$2\text{Ø } 6 \text{ mm @ } 0.40 \text{ m}$ .
Muro Tipo 4	01	$2 \text{Ø } 3/8''$	$2 \text{Ø } 3/8''$	$2\text{Ø } 6 \text{ mm @ } 0.40 \text{ m}$ .
Muro Tipo 5	01	$3 \text{Ø } 3/8''$	$2 \text{Ø } 3/8''$	$2\text{Ø } 6 \text{ mm @ } 0.40 \text{ m}$ .

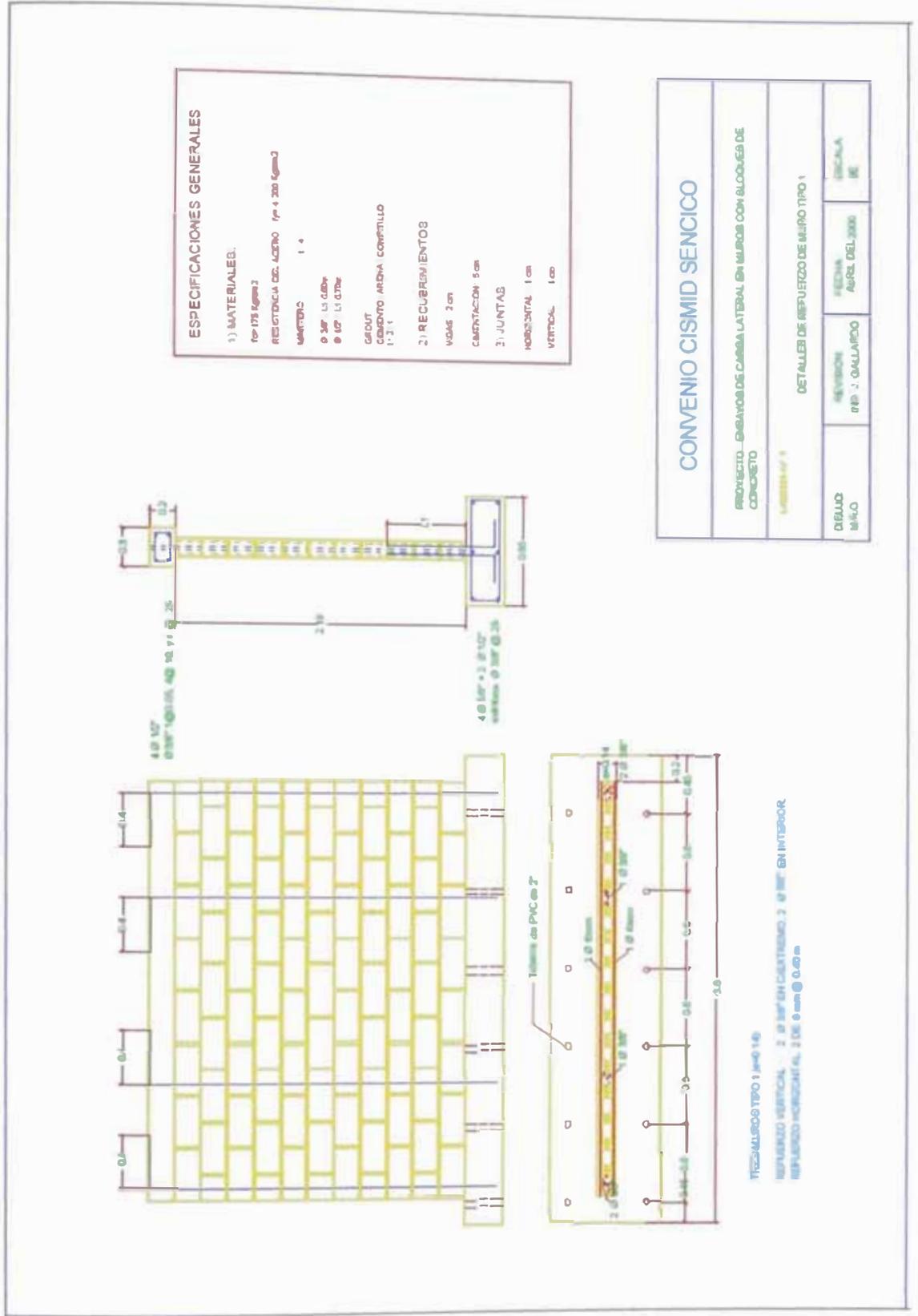


Figura 6.8.- Muro tipo 1 (03 especimenes).

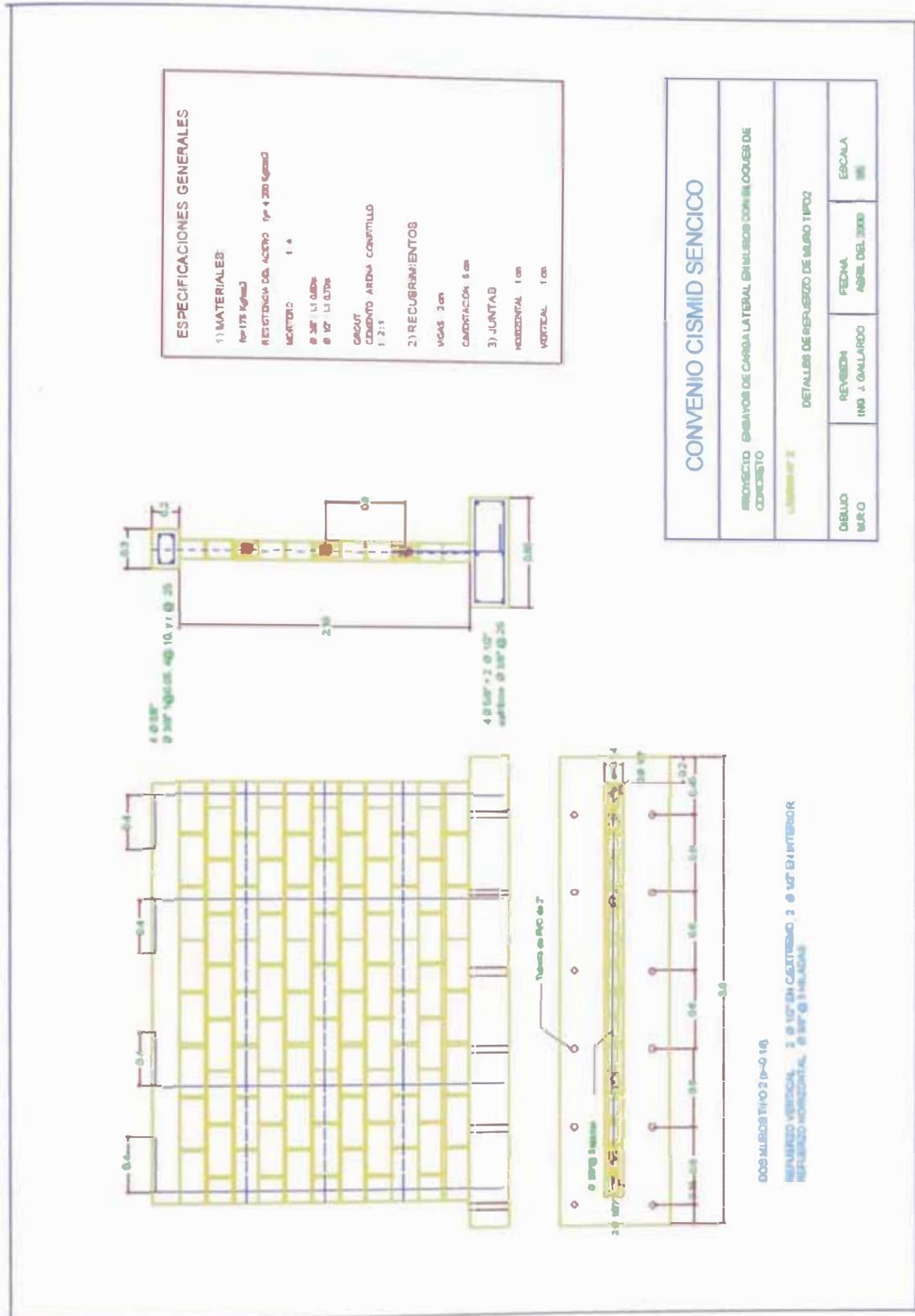


Figura 6.9.- Muro tipo 2 (02 especimenes).



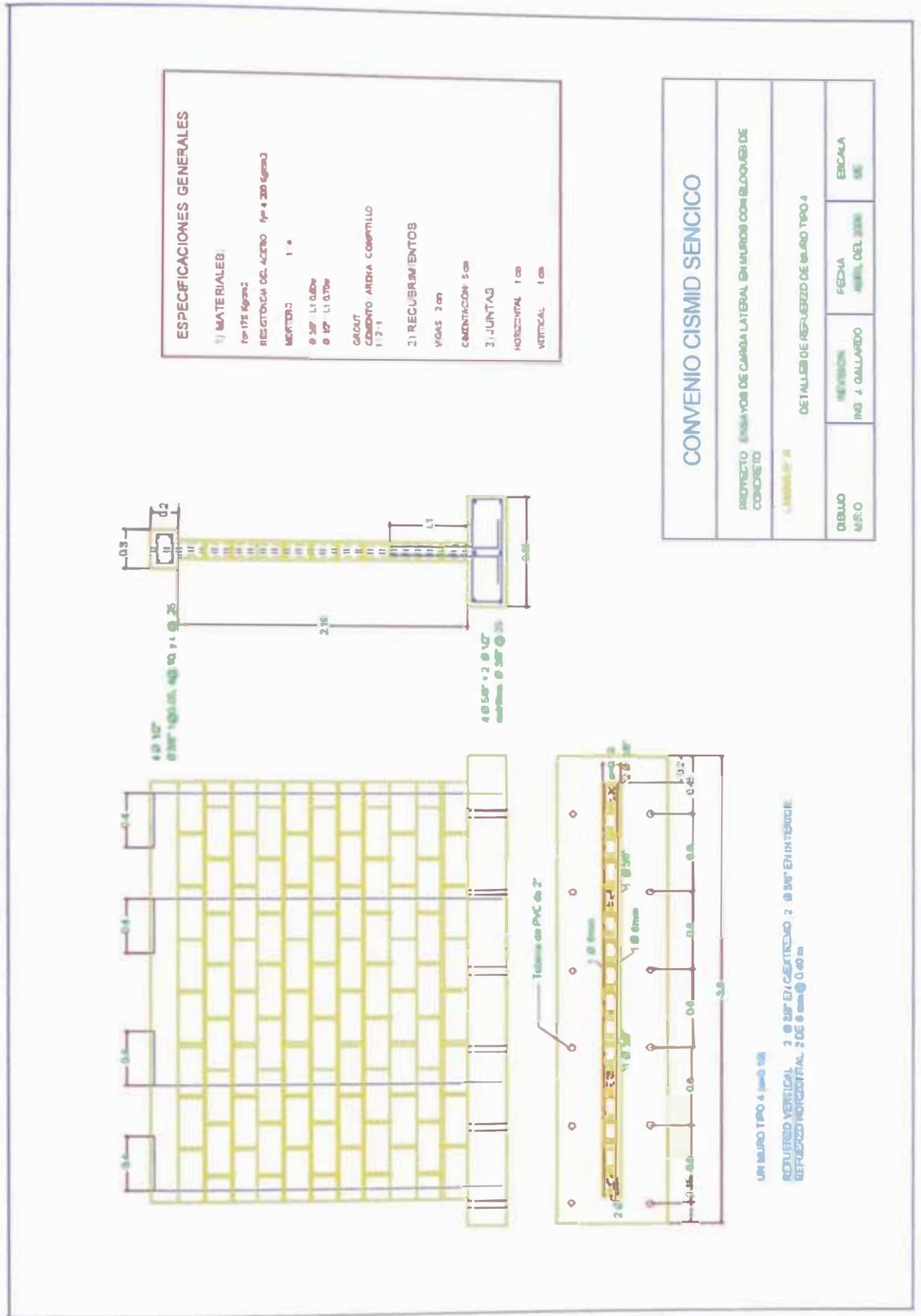


Figura 6.1.1.- Muro tipo 4 (01 espécimen).

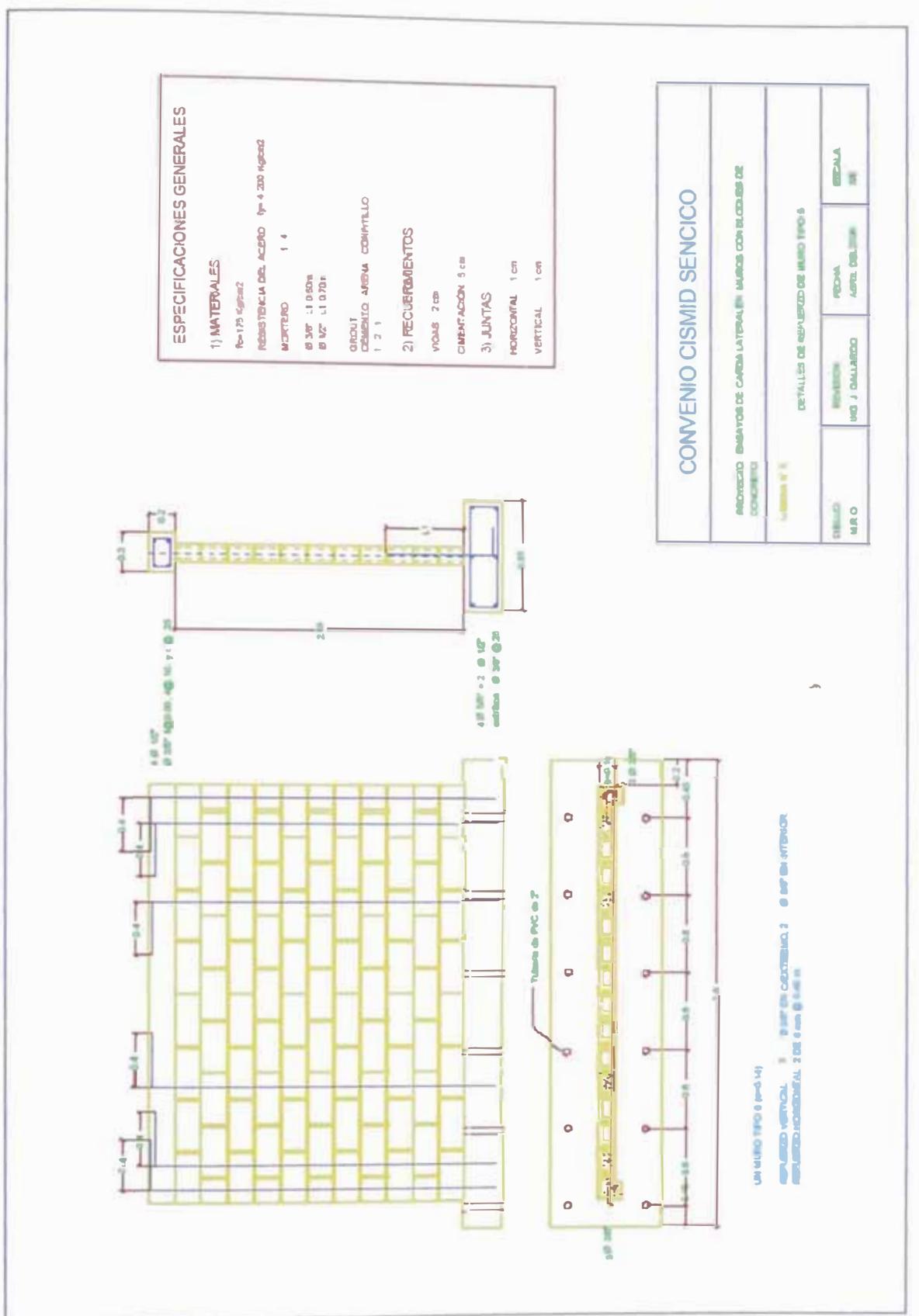


Figura 6.12.- Muro tipo 5 (01 espécimen).

## 6.4 ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS DE BLOQUES DE CONCRETO

### 6.4.1.- Ensayo de compresion en pilas con alveolos rellenos y sin rellenar con concreto liquido

Se realizaron ensayos en seis pilas de bloques de concreto, de las cuales tres estaban rellenas de concreto fluido. Los prismas fueron elaborados bajo las mismas consideraciones que los muros (bloques de concreto, consistencia del mortero, espesor de las juntas, calidad de la mano de obra). Para la ejecución del ensayo se colocó un capping de cemento-yeso (diablo fuerte). La velocidad de aplicación de carga fue de 5 toneladas por minuto aproximadamente.

Altura del prisma	:	Tres unidades más dos juntas de mortero.
Mortero	:	Dosificación en volumen 1:4  Equivalente a: 1 vol. de cemento portland tipo I 4 vol. de arena
Espesor de la junta	:	10 mm
Mano de obra	:	La construcción de pilas estuvo a cargo de un único albañil calificado.

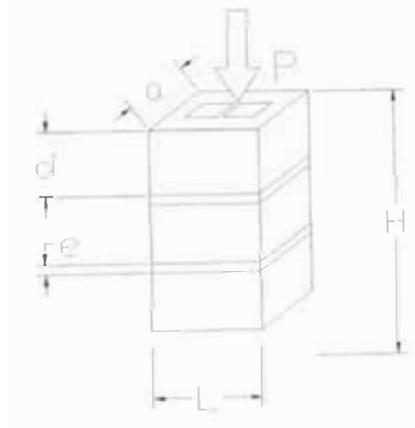


Figura 6.13.- Pila típica ensayada a compresión

## 6.5 ENSAYO EN MURETES SUJETOS A COMPRESION DIAGONAL

Se desarrollaron ensayos en muretes con 4 hiladas con 2 bloques de concreto, en donde se considero dos tipos de murete: muretes parcialmente rellenos en los alvéolos de bloque con concreto liquido (MP) y muretes con bloques totalmente rellenos con concreto liquido (MT).

Para realizar el experimento se utilizo un mecanismo de carga para soportar un gato hidráulico de 50 Ton. de capacidad, el mismo que funciona con una bomba eléctrica que impulsa el flujo de aceite para la aplicación de la carga. Con el propósito de medir las deformaciones verticales y horizontales se colocaron dos sensores de desplazamiento de 25 mm. de rango en cada dirección.

El ensayo ha seguido las recomendaciones ASTM E519 para los ensayos de prismas de concreto.

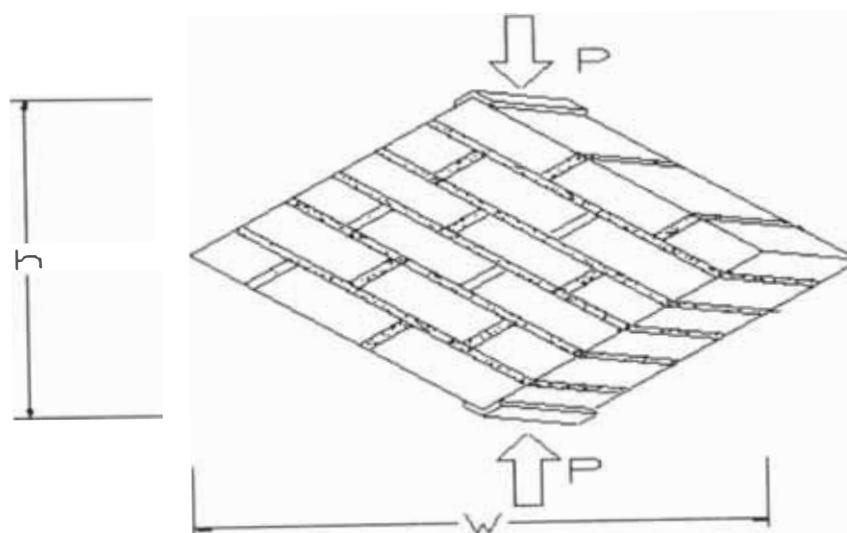


Figura 6.14.- Murete típica ensayada a compresión diagonal.

## **Capitulo VII**

### **COMPARACION Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS**

## 7.1 ENSAYO DE COMPRESION EN LAS PILAS DE BLOQUES DE CONCRETO

### 7.1.1.- Resultados de las pilas con y sin relleno de concreto líquido

Se ensayaron tres pilas antes descritas sin relleno y tres con relleno de concreto líquido, se obtuvieron resultados de  $f'm$  con respecto al área neta y al área bruta de la sección en ambos casos, los cuales se muestran a continuación:

#### CISMID LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

#### ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS

##### PILA SIN RELLENO

PILA	L (cm)	a (cm)	H (cm)	Aneta (cm <sup>2</sup> )	Esbeltez	F.C.	P (t)	f'm (Kg/cm <sup>2</sup> )	f'm* (Kg/cm <sup>2</sup> )
P-1	39	14	62.0	338	4.43	0.98	20.4	59.1	37.4
P-2	39	14	62.0	338	4.43	0.98	31.5	91.3	57.7
P-3	39	14	61.5	338	4.39	0.98	25.0	72.5	45.8
								74.30 Kg/cm <sup>2</sup>	46.94 Kg/cm <sup>2</sup>

F.C. es el factor de corrección por esbeltez del prisma.

$$\delta = \left( \frac{f'm_i - f'm_p}{f'm_p} \right)^2 / (n-1) \wedge 0.5$$

$$V = (\delta / f'm_p)$$

$$C = 1 - 1.5 * (V - 0.1) = 0.91$$

$\delta$  = desviación standar

V = Coeficiente de variación

C = Coeficiente de corrección cuando el coeficiente de variación excede a 0.1.

Area	V	C	Valor de f'm corregido
Aneta	0.16	0.91	68 Kg/cm <sup>2</sup>
Abruta	0.10	1.00	47 Kg/cm <sup>2</sup>

Notas: La esbeltez está dada por la relación altura/espesor (H/a).

El  $f'm^*$  fue obtenido para la pila sin relleno dividida entre el área bruta.

**CISMID**  
**LABORATORIO DE ESTRUCTURAS**  
**ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS**

**PILA CON RELLENO**

PILA	L (cm)	a (cm)	H (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	Esbeltez	F.C.	P (t)	f <sub>m</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
P-1	39	14	61.5	546	4.39	0.98	41.0	73.6
P-2	39	14	62.5	546	4.46	0.98	33.5	60.1
P-3	39	14	62	546	4.43	0.98	39.1	70.2
								<b>68 Kg/cm<sup>2</sup></b>

$$\delta = ( (f_{mi} - f_{mp})^2 / (n-1) )^{0.5}$$

$$V = (\delta / f_{mp})$$

$$V = 0.07$$

V = Coeficiente de variación

\* Cuando V es menor que 0.1 el valor promedio no necesita ser corregido.

### 7.1.2.- Patrón de agrietamiento que se presentaron en las pilas ensayadas

Los prismas presentaron en general fallas por tracción manifestada por grietas verticales tal como se muestra en las fotos que se muestran a continuación.



P-1



P-1 y P-2



P-3

Figura 7.1.- Prismas sin relleno.



P-1



P-2



P-3

Figura 7.2.- Prismas con relleno.

### 7.1.3.- Análisis de los resultados del ensayo de compresión de las pilas

El valor del  $f'm$  es referencial ya que el número de pilas que fueron ensayados para cada tipo (con relleno y sin relleno) es de tres.

Según la Norma E-060 de Albañilería los resultados deben ser calculados dividiendo la carga de rotura por compresión del prisma entre el área neta cuando se trate de unidades huecas y entre el área bruta cuando se trate de unidades sólidas o unidades huecas en las que se llenan los alvéolos con mortero, mortero fluido o concreto.

Los valores del  $f'm$  obtenidos tal como lo indica la Norma fueron de 68 Kg/cm<sup>2</sup> tanto para el prisma con relleno como para el prisma sin relleno. No obstante las cargas máximas son bastante menores para las pilas sin relleno al dividir las entre el área neta (área menor) se obtuvieron valores similares.

Se ha calculado el valor del prisma sin relleno con respecto al área bruta obteniéndose un  $f'm=47$  Kg/cm<sup>2</sup>

Aparentemente la pila sin relleno tiene un mayor  $f'm$ , lo cual se debe a que tiene un área transversal menor. Se obtienen resultados más aceptables para la pila sin relleno si calculamos los resultados con respecto al área bruta.

La Norma sugiere que para el caso que no se puedan realizar ensayos de compresión en pilas se asuman valores de  $f'm$  de 45 Kg/cm<sup>2</sup> para el bloque tipo I y de 25 Kg/cm<sup>2</sup> para el bloque tipo II cuando se usa el mortero tipo P-1 (1:4), el valor obtenido para la pila sin relleno supera dichas cifras.

## 7.2 ENSAYO DE COMPRESION DIAGONAL EN MURETES DE BLOQUES DE CONCRETO

### 7.2.1.- Resultados de las pilas con y sin relleno de concreto líquido

Las dimensiones de los especímenes parciales y totalmente rellenos con concreto líquido, así como los valores obtenidos en ambas muestras se presentan en el siguiente cuadro.

#### Dimensiones de Muretes y Esfuerzo de Corte Máximo Alcanzado ( $\tau$ )

$$A_v = \frac{(W+h) \cdot b \cdot n}{2}$$

$$\tau = 0.707 \cdot P / A_v$$

MUESTRA	W (cm)	h (cm)	b (cm)	n (cm)	P (Kg.)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
MP1	114.0	115.0	13.9	0.61	11700.0	970.8	8.5
MP2	115.0	114.0	14.1	0.61	10300.0	984.8	7.4
							8.0

<b>MUESTRA</b>	<b>W (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>n (cm)</b>	<b>P (Kg.)</b>	<b>Av (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\tau</math> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
MT1	115.0	113.5	13.9	1.0	26300.0	1588.1	11.7
MT2	114.0	113.5	14.0	1.0	23000.0	1592.5	10.2

11.0

## 7.2.2.- Patrón de agrietamiento que se presentaron en los muretes ensayados

### 7.2.2.1.- Muretes parcialmente rellenos (MP)

Luego del experimento los especímenes MP, presentaron configuraciones de agrietamiento como se muestra en la Figura 7.3.

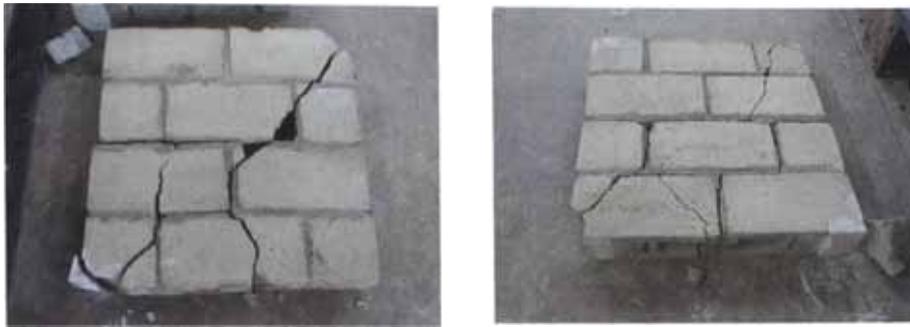


Figura 7.3.- Estado final de Muretes MP1 y MP2

### 7.2.2.2.- Muretes totalmente rellenos (MT)

Luego del experimento los especímenes MT1 y MT2, presentaron configuraciones de agrietamiento como se muestra en la Figura 7.4.



Figura 7.4.- Estado final de Muretes MT1 y MT2

### 7.2.3.- Análisis de los resultados del ensayo de compresión diagonal de los muretes

#### 7.2.3.1.- Muretes parcialmente rellenos (MP)

En la Figura 7.5 se presentan las gráficas de Desplazamiento versus Carga en cada dirección de respuesta frente a carga en los especímenes MP.

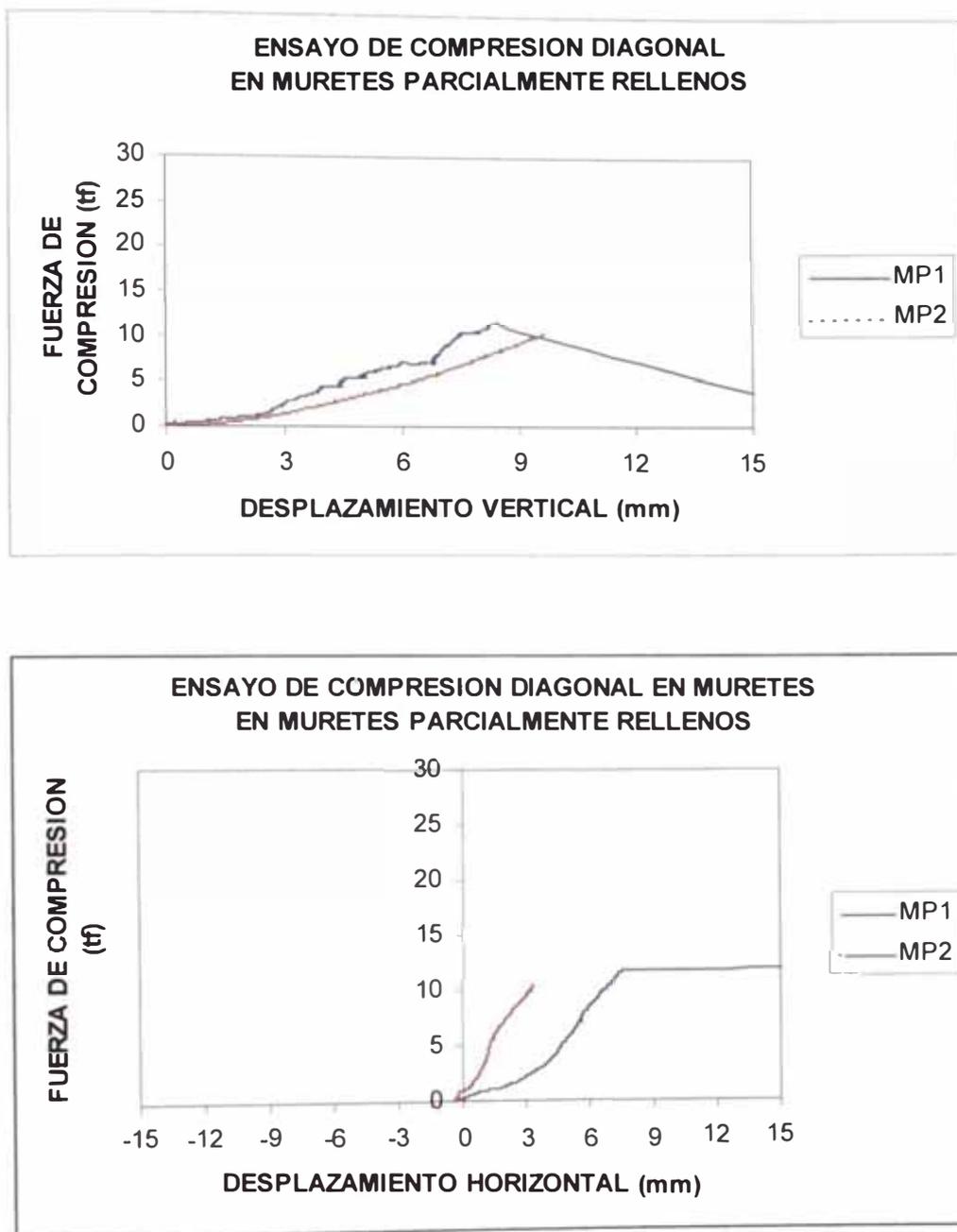


Figura 7.5.- Respuesta de especímenes MP1 y MP2.

### 7.2.3.2.- Muretes totalmente rellenos (MT)

Asimismo los especimenes MT1 y MT2 presentan sus respuestas frente a cargas en la Figura 7.6.

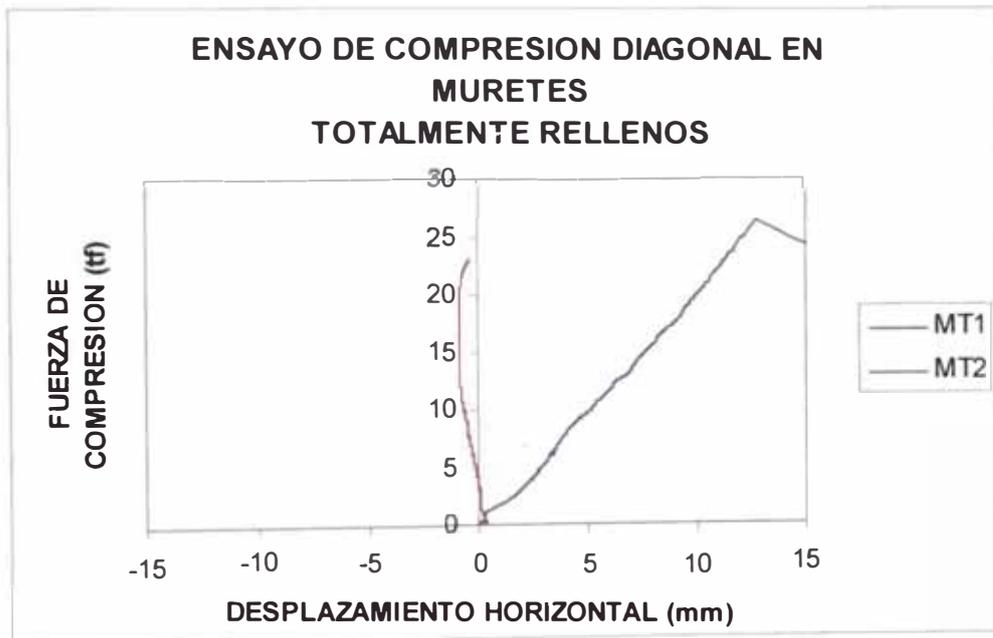
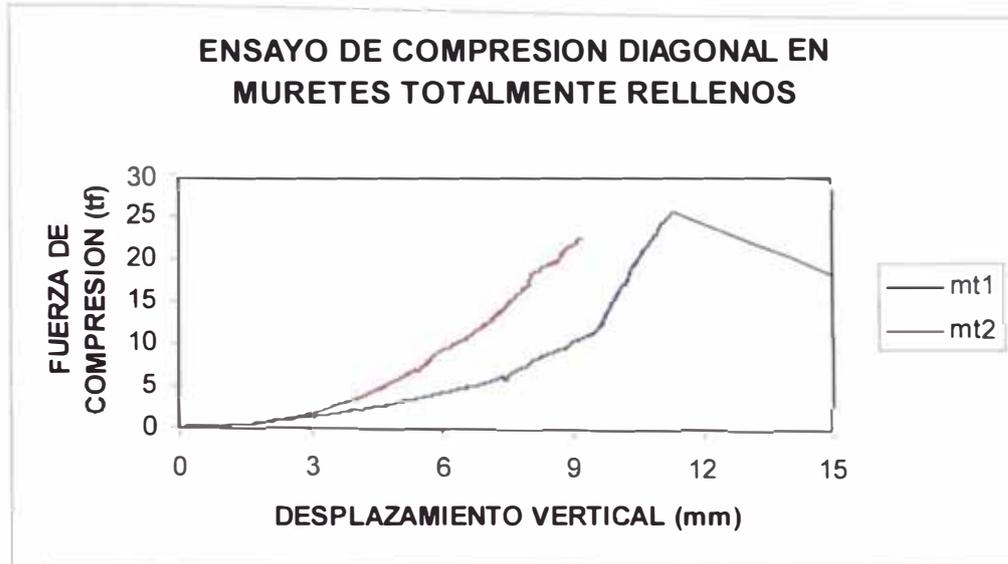


Figura 7.6.- Respuesta de especimenes MT1 y MT2.

### **7.2.3.3.- Análisis de los resultados del ensayo de los muretes**

- Se realizaron ensayos en dos tipos de murete: un tipo con los alvéolos parcialmente llenos de concreto líquido (MP) y otro tipo con los alvéolos totalmente llenos de concreto líquido (MT). Se realizaron los ensayos según la norma ASTM E519.

De los resultados que se muestran arriba puede leerse que el esfuerzo de corte promedio ( $\tau$ ) en los especímenes (MP), parcialmente llenos de concreto líquido, fue de 8.0 Kg./cm<sup>2</sup>. Asimismo, en los especímenes con alvéolos totalmente llenos de concreto líquido se encontró un esfuerzo de corte promedio ( $\tau$ ) en los especímenes (MT), del orden de 11.0 Kg./cm<sup>2</sup>.

Se demuestra que a más área efectiva, se obtiene un mayor esfuerzo de corte.

La Norma sugiere que para el caso de muros de albañilería de bloques de concreto, con bloques del Tipo I o tipo II, deberá utilizarse las fórmulas empíricas de la norma para el esfuerzo admisible de corte  $f_v$ , el mismo que tiene un valor máximo de 2.7 Kg/cm<sup>2</sup>. Si se considera un factor de seguridad de 2.2, podría aproximarse el valor del corte máximo el mismo que llegaría a un valor cercano a 6 Kg/cm<sup>2</sup>. Si se compara esta aproximación con los resultados de los ensayos en muretes por compresión diagonal, en el caso de especímenes MP, el esfuerzo de corte de 8Kg/cm<sup>2</sup> cuando se usa el mortero tipo P-1 (1:4), supera el valor máximo aproximado a partir de las recomendaciones de la norma E-70.

## **7.3 ENSAYO DE LOS MUROS DE BLOQUES DE CONCRETO A CARGA LATERAL CICLICA**

### **7.3.1.- Resultados de los muros sometidos a cargas laterales cíclicas**

A continuación se muestran las curvas de Histéresis y de Comportamiento obtenidas del ensayo. Considerando el patrón de distorsiones angulares dado en la Tabla 6.1 se efectuaron los nueve ensayos de los cinco tipos de muro, obteniéndose primero las curvas de histéresis a partir de las cuales también se ha construido la curva de comportamiento de cada muro la cual es la envolvente tomando los valores máximos en cada ciclo. También se muestran algunos valores de desplazamientos y cortantes máximos así como también las rigideces iniciales de cada muro.

### Ensayo Cíclico N.1 - (MURO TIPO 1-1)

Este espécimen Muro Tipo 1-1. alcanzo un desplazamiento máximo de 11.63 mm. y una carga lateral máxima de 21.51Ton, Rigidez Inicial 9.3 Ton /mm.

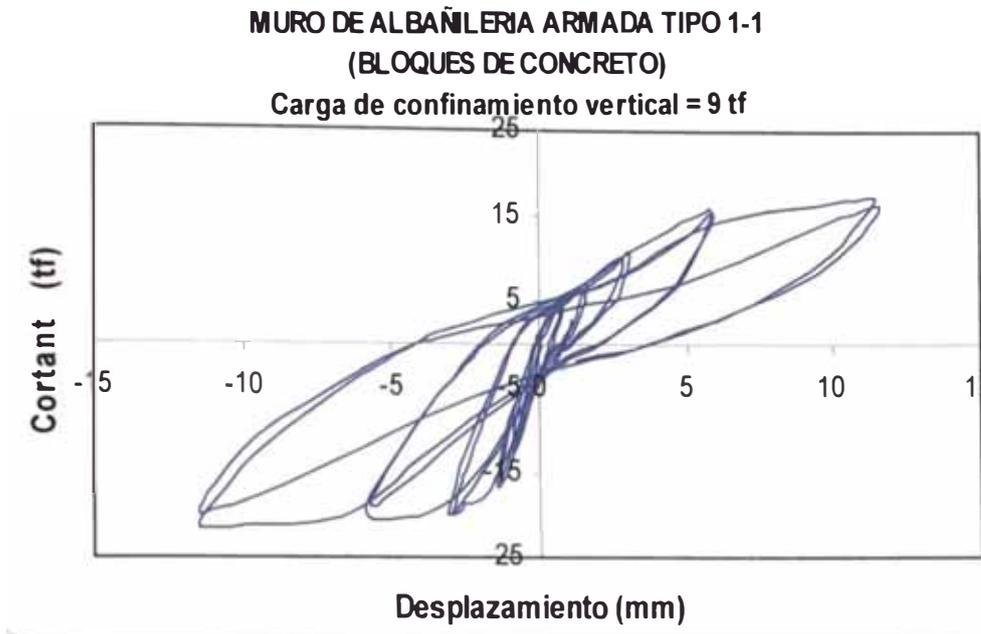


Figura 7.7.- Curva de Histéresis Muro 1-1

### Ensayo Cíclico N.2 - (MURO TIPO 1-2)

Este espécimen Muro Tipo 1-2. alcanzo un desplazamiento máximo de 11.87 mm. y una carga lateral máxima de 20.31Ton, Rigidez Inicial 10.1 Ton /mm.

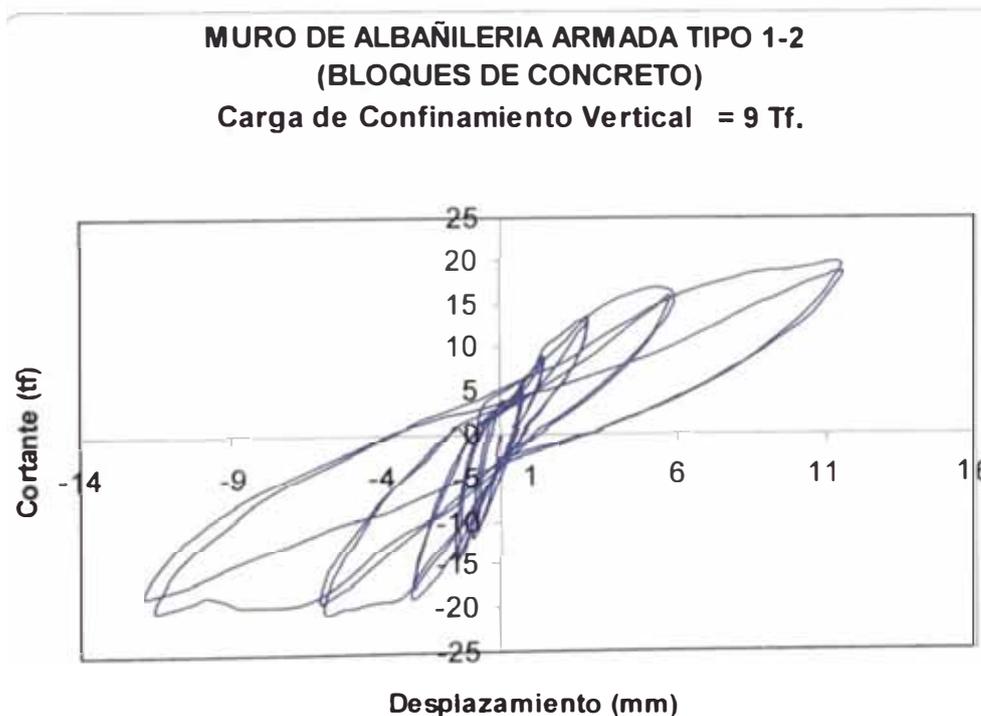


Figura 7.8.- Curva de Histéresis Muro 1-2.

### Ensayo Cíclico N.3 - (MURO TIPO 1-3)

Este espécimen Muro Tipo 1-3. alcanzo un desplazamiento máximo de 19.92 mm. y una carga lateral máxima de 17.74Ton, Rigidez Inicial 2.65 Ton /mm.

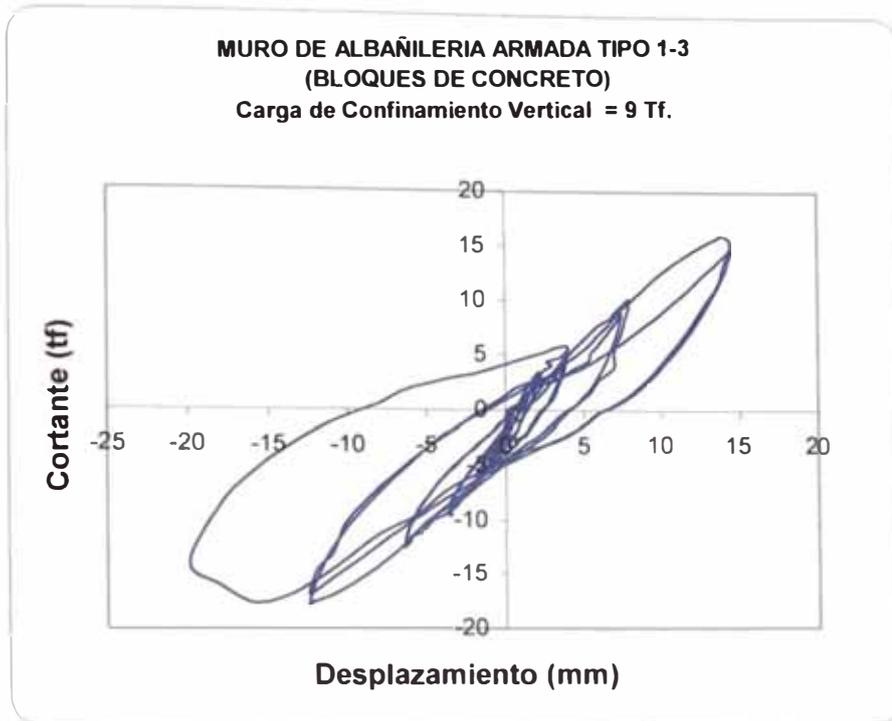


Figura 7.9.- Curva de Histéresis Muro 1-3.

### Ensayo Cíclico N.4 - (MURO TIPO 2-1)

Este espécimen Muro Tipo 2-1. alcanzo un desplazamiento máximo de 17.6 mm. y una carga lateral máxima de 22.33Ton, Rigidez Inicial 9.6 Ton /mm.

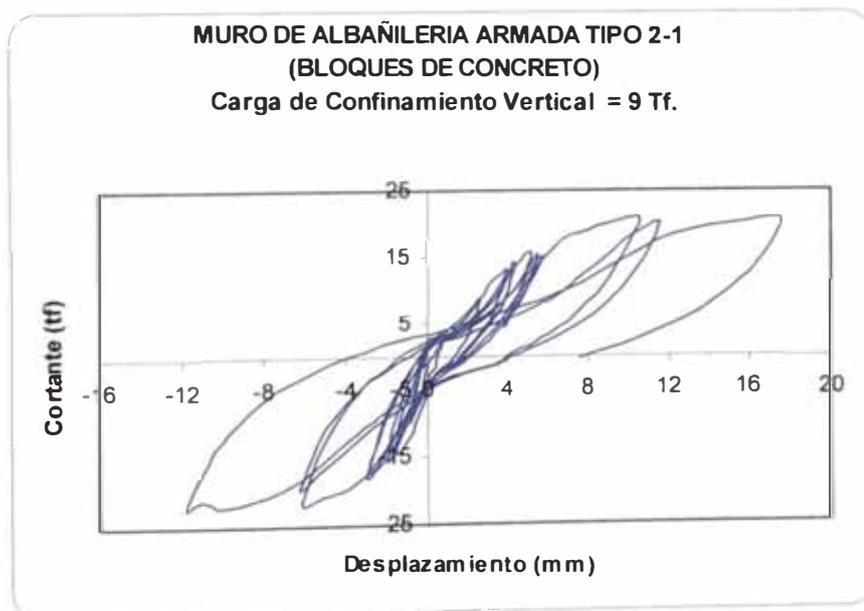


Figura 7.10.- Curva de Histéresis Muro 2-1.

### 7.3.3.- Análisis de los resultados del ensayo de carga lateral cíclica en muros

Se han ensayado un total de nueve especímenes agrupados en cinco tipos de muros, a los cuales se ha denominado tipo 1-1,1-2,1-3, tipo 2-1,2-2, tipo 3-1,3-2, tipo 4-1, tipo5-1, los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

Especímen	Rigidez	Corte	Desplazamiento	Desplazamiento	Ductilidad	Distorsión	Corte
	Inicial-K (Ton/mm)	de Fluencia Vy (Ton)	de Fluencia Uy (mm)	Último Umax (mm)	Umax/ Uy	Max (u/h) %	Máximo Vmax (Ton)
MT1-1	9.30	4.90	0.527	11.63	22.07	0.53	21.51
MT1-2	10.10	3.90	0.386	11.87	30.74	0.54	20.31
MT1-3	2.65	1.50	0.566	19.92	35.20	0.91	17.74
MT2-1	9.60	3.00	0.313	17.66	56.51	0.81	22.33
MT2-2	8.15	1.60	0.196	10.01	50.99	0.46	15.78
MT3-1	8.15	5.60	0.687	24.40	35.51	1.11	23.83
MT3-2	9.10	6.20	0.681	24.18	35.49	1.10	25.00
MT4	3.40	1.50	0.441	25.11	56.92	1.15	12.60
MT5	7.10	3.20	0.451	23.13	51.32	1.06	21.06

Los resultados obtenidos en cuanto a rigideces muestran magnitudes del mismo orden para los cinco tipos de muros excepto en dos especímenes el tipo 1-3 y el tipo 4-1. Exceptuando estos especímenes podemos apreciar que la influencia del refuerzo en la rigidez del muro es casi nula y más bien esta depende de las propiedades del muro y de sus características geométricas, lo cual es correcto.

De los tres especímenes tipo 1, los resultados obtenidos en rigideces iniciales son similares solamente para los dos primeros especímenes tipo 1-1 y 1-2 siendo diferente para el tipo 1-3 el cual muestra un valor de 2.65 Ton/mm versus los 9.3 y 10.1 Ton/mm de los especímenes tipo 1-1 y 1-2 respectivamente. De igual forma se aprecia una notable diferencia en cuanto a los valores de corte de fluencia obteniéndose para el tipo 1-3 un valor de 1.5 Ton y para el tipo 1-1 y 1-2 se obtiene 1.9 y 3.9 Ton, respectivamente. Cabe mencionar que los tres especímenes tipo 1 tienen las mismas características de refuerzo y geometría, tal como se puede observar en la Tabla 6.2.

Los muros tipo 2 tienen mayor refuerzo vertical y menor refuerzo horizontal con respecto a los muros tipo 1, no obstante presentan valores de rigidez del mismo orden de magnitud ( 9.6, 8.15 Ton/mm ). Sin embargo muestran valores un poco menores para el corte de fluencia mostrando el espécimen tipo 2- 2 un valor de 1.6 Ton similar al del espécimen tipo1-3 (1.5 Ton) lo cual nos muestra el efecto de la disminución del refuerzo horizontal.

En los muros tipo 3 se incrementa el refuerzo horizontal y se obtuvieron valores de corte de fluencia mas altos en los dos especímenes tipo 3-1 y 3-2 siendo estos 5.6 y 6.2 Ton

respectivamente lo cual nos muestra que un incremento del refuerzo horizontal incrementa el corte de fluencia.

Con respecto a los valores de cortante último se puede concluir que la mayoría de los especímenes presentan el mismo orden de magnitud arriba de las 20 Ton, excepto tres especímenes el tipo 1-3,2-2 y 4-1. Los especímenes tipo 1-3 y 4-1 presentaron también diferencias notables en cuanto a rigideces y corte de fluencia, correspondiendo el menor corte ultimo al espécimen tipo 4-1 con 12.6 Ton, y el espécimen tipo 1-3 logro alcanzar 17.74 Ton. El espécimen tipo 2-2 alcanzo valores de 15.78 Ton de corte ultimo y esto era de esperarse toda vez que presenta menor refuerzo horizontal no obstante el muro tipo 2-1 de las mismas características alcanzo 22.33 Ton.

Los valores de desplazamientos máximos fueron alcanzados por los especímenes tipo 4-1 y 5-1 y los 2 muros tipo 3 (espécimen 3-1 y 3-2) seguidos por los especímenes tipo 1-3 y 2-1 correspondiendo el valor mas bajo al espécimen 2-2 con 10.0 mm el cual posee menor refuerzo horizontal sin embargo el espécimen tipo 2-1 de las mismas características alcanzo 17.66 mm. (Ver Cuadro Anterior).

Siguiendo el mismo orden los valores de ductilidad máximos fueron alcanzados por los especímenes tipo 4-1,2-1,5-1 y2-2 seguidos de los dos muros tipo 3 y de los especímenes 1-3 y 1-2 correspondiendo el mas bajo al espécimen tipo 1-1 con 22.07.

Las distorsiones superiores al 1% fueron alcanzadas por los especímenes 3-1,3-2,4-1 y 5-1 seguidos por el espécimen tipo 1-3 que alcanzo 0.91% y el tipo 2-1 con 0.81%, los especímenes tipo 1-1 y 1-2 alcanzaron distorsiones de 0.5% aproximadamente y el tipo 2-2 alcanzó 0.46%.

De todos los especímenes ensayados los que presentan resultados más uniformes son los dos muros del tipo 3 los especímenes tipo 3-1 y 3-2, tal como se aprecia en siguiente cuadro:

Especimen	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal	Rigidez	Corte	Desplazamiento	Desplazamiento	Ductilidad	Distorsión	Corte
	Extremos Interior			Inicial-K (Ton/mm)	de Fluencia Vy (Ton)	de Fluencia Uy (mm)	Ultimo Umax (mm)	Umax/ Uy	Max (u/h) %	Máximo Vmax (Ton)
Muro Tipo 3-1	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2Ø 6 mm @ 0.40 m.	8.15	5.60	0.687	24.40	35.51	1.11	23.83
Muro Tipo 3-2	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2Ø 6 mm @ 0.40 m.	9.10	6.20	0.681	24.18	35.49	1.10	25.00

Encontramos un comportamiento similar en los muros tipo1 excepto el espécimen tipo 1-3 el cual presenta notables diferencias, excluyendo este espécimen se aprecia resultados uniformes tal como lo muestra el siguiente cuadro:

Especimen	Refuerzo Vertical		Refuerzo Horizontal	Rigidez	Corte	Desplazamiento	Desplazamiento	Ductilidad	Distorsión	Corte
	Extremos	Interior		Inicial-K (Ton/mm)	de Fluencia Vy (Ton)	de Fluencia Uy (mm)	Ultimo Umax (mm)	Umax/Uy	Max (u/h) %	Máximo Vmax (Ton)
Muro Tipo 1-1	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	2Ø 6 mm @ 0.40 m.	9.30	4.90	0.527	11.63	22.07	0.53	21.51
Muro Tipo 1-2	2 Ø 3/8"	2 Ø 2/8"	2Ø 6 mm @ 0.40 m.	10.10	3.90	0.386	11.87	30.74	0.54	20.31

A diferencia de los especímenes del muro tipo 3, los especímenes tipo 1-1 y 1-2 muestran valores de corte de fluencia un tanto menores esto podría tener relación con el menor refuerzo vertical que poseen estos.

En cuanto a los valores de desplazamiento máximo estos son casi la mitad de los valores alcanzados por los especímenes del muro tipo 3.

Los valores de distorsiones alcanzados por los especímenes tipo 3 son alrededor del 1% mientras que los del espécimen tipo 1-1 y 1-2 son del orden de 0.5 % aproximadamente, no obstante los valores de cortante ultimo son del mismo orden de magnitud superior a 20Ton.

Se puede concluir que los especímenes que presentan resultados más uniformes son los especímenes Tipo 3, seguidos por los especímenes tipo 1-1 y 1-2.

En la Figura 22 se presenta la superposición de curvas de comportamiento para cada uno de los muros ensayados. Puede leerse que los muros 1-3, 2-2 y 4-1, representan el límite inferior de la serie de ensayos, mientras que las curvas de los muros 1-1, 1-2, 2-1, 3-1, 3-2, 5,1, representan el límite superior de la serie de ensayos.

Siendo el muro 4-1 el de menor resistencia, se ha encontrado que el rango elástico finaliza en un desplazamiento aproximado de 1.54 mm para una carga de 6.62 s.f., que corresponde a una distorsión de 1/1500. Asimismo en el rango inelástico se ha encontrado que para la carga máxima de 12.6 Ton. Se encontró un desplazamiento de 5.91 mm. que corresponde a una distorsión de 2.6/1000.

Para el muro 5-1 que representa el de menor resistencia del grupo del límite superior, se encontró que para que el rango elástico finaliza en un desplazamiento de 2.15 mm. Para una carga de 14.56 Ton., lo que corresponde a una distorsión de 1/1070. Para el rango inelástico se encontró que para la mayor carga de 20.85 Ton., se obtuvo un desplazamiento de 11.53 mm., que corresponde a una distorsión angular de 5/1000.

## **Capítulo VIII**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 8.1.- ENSAYO DE COMPRESION DE PILAS

Los valores del  $F_m$ , obtenidos tal como lo indica la Norma fueron de 68 Kg./cm<sup>2</sup> tanto para el prisma con relleno como para el prisma sin relleno. No obstante las cargas máximas son bastante menores para las pilas sin relleno al dividir las entre el área neta (área menor) se obtuvieron valores similares.

Se ha calculado el valor del prisma sin relleno con respecto al área bruta obteniéndose un  $f'_m=47$  Kg/cm<sup>2</sup>

Aparentemente la pila sin relleno tiene un mayor  $f'_m$ , lo cual se debe a que tiene un área transversal menor. Se obtienen resultados más aceptables para la pila sin relleno si calculamos los resultados con respecto al área bruta.

La Norma sugiere que para el caso que no se puedan realizar ensayos de compresión en pilas se asuman valores de  $f'_m$  de 45 Kg/cm<sup>2</sup> para el bloque tipo I y de 25 Kg/cm<sup>2</sup> para el bloque tipo II cuando se usa el mortero tipo P-1 (1:4), el valor obtenido para la pila sin relleno supera dichas cifras.

## 8.2.- ENSAYO EN MURETES SUJETOS A COMPRESION DIAGONAL

Luego de realizar los ensayos se encontró que el esfuerzo de corte promedio ( $\tau$ ) en los especímenes (MP), parcialmente llenos de concreto líquido, fue de 8.0 Kg./cm<sup>2</sup>. Asimismo, en los especímenes con alvéolos totalmente llenos de concreto líquido se encontró un esfuerzo de corte promedio ( $\tau$ ) en los especímenes (MT), del orden de 11.0 Kg./cm<sup>2</sup>.

La Norma sugiere que para el caso de muros de albañilería de bloques de concreto, con bloques del Tipo I o tipo II, deberá utilizarse las fórmulas empíricas de la norma para el esfuerzo admisibles de corte  $f_v$ , el mismo que tiene un valor máximo de 2.7 Kg./cm<sup>2</sup>. Si se considera un factor de seguridad de 2.2, podría aproximarse el valor del corte máximo el mismo que llegaría a un valor cercano a 6 Kg./cm<sup>2</sup>. Si se compara esta aproximación con los resultados de los ensayos en muretes por compresión diagonal, en el caso de especímenes MP, el esfuerzo de corte de 8kg/cm<sup>2</sup> cuando se usa el mortero tipo P-1 (1:4), supera el valor máximo aproximado a partir de las recomendaciones de la norma E-70.

## 8.3.- ENSAYO EN MUROS SUJETOS A CARGA LATERAL CICLICA

Los resultados obtenidos en cuanto a rigideces muestran magnitudes del mismo orden para los cinco tipos de muros excepto en dos especímenes el tipo 1-3 y el tipo 4-1. Exceptuando estos especímenes podemos apreciar que la influencia del refuerzo en la rigidez del muro es casi nula y más bien esta depende de las propiedades del muro y de sus características geométricas, lo cual es correcto.

Con respecto a los valores de cortante último se puede concluir que la mayoría de los especímenes presentan el mismo orden de magnitud arriba de las 20 Ton, excepto tres especímenes el tipo 1-3,2-2 y 4-1. Los especímenes tipo 1-3 y 4-1 presentaron también diferencias notables en cuanto a rigideces y corte de fluencia, correspondiendo el menor corte último al espécimen tipo 4-1 con 12.6 Ton, y el espécimen tipo 1-3 logro alcanzar 17.74 Ton. El espécimen tipo 2-2 alcanzo valores de 15.78 Ton de corte último y esto era de esperarse toda vez que presenta menor refuerzo horizontal no obstante el muro tipo 2-1 de las mismas características alcanzo 22.33 Ton.

Los valores de desplazamientos máximos fueron alcanzados por los especímenes tipo 4-1 y 5-1 y los 2 muros tipo 3 (espécimen 3-1 y 3-2) seguidos por los especímenes tipo 1-3 y 2-1 correspondiendo el valor mas bajo al espécimen 2-2 con 10.0 mm el cual posee menor refuerzo horizontal sin embargo el espécimen tipo 2-1 de las mismas características alcanzo 17.66 mm.

Siguiendo el mismo orden los valores de ductilidad máximos fueron alcanzados por los especímenes tipo 4-1,2-1,5-1 y2-2 seguidos de los dos muros tipo 3 y de los especímenes 1-3 y 1-2 correspondiendo el mas bajo al espécimen tipo 1-1 con 22.07.

En general en los 9 muros ensayados se obtuvieron resultados satisfactorios, bajo la acción de cargas laterales cíclicas, adicionalmente los muros soportaron una carga de confinamiento vertical constante de 9 Ton.

Del grafico de superposición de curvas de comportamiento de todos los muros, se puede concluir que para el ciclo de ensayos, la distorsión elástica puede estimarse en 1/1500. Asimismo la distorsión inelástica promedio para el valor máximo, puede estimarse que ocurre bajo una distorsión 4/1000.

Según la norma de diseño sismorresistente para la albañilería la distorsión máxima deberá tomarse como 5/1000. Si comparamos con el resultado experimental se verifica la estimación de la norma.

## **BIBLIOGRAFIA**

- **(1) Masonry Structures – Behavior and Design, Robert G. Drysdale, Ahmad A. Hamid, Lawrie R. Baker,** Editorial Prentice mayo 1994.
- **(2) Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural, Angel San Bartolomé,** Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Segunda Edición Octubre de 1998.
- **(3) Curso Multimedia de Resistencia de Materiales REMM,** Pontificia Universidad Católica del Perú
- **(4) Albañilería Estructural Héctor Gallegos ,** Pontificia Universidad Católica del Perú.
- **(5) Proyecto de Norma Técnica de Edificación E-070 Albañilería,** Mayo del 2004
- **(6) Proyecto para el Ensayo de Simulación Sísmica de una Estructura de Albañilería con Aislamiento de Base, Claudia Guardia, Cesar Sotelo, M.Blondet, L. Zegarra, A. Muñoz.** Publicación virtual en <http://www.pucp.edu.pe>.
- **(7) Propuesta de normas para puentes de Trabes Cajón, Tesis realizada por Ivan Forcada Quezada, Asesor Dr. Eduardo Reinoso Angulo,** Investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM
- **(8) Aisladores y Disipadores Sísmicos, Roberto Dannemann,** Ingeniero Civil, publicación de la Revista Bit.
- **(9) Innovación en el control del movimiento sísmico de las edificaciones, Leonardo Dueñas Osorio,** Ingeniero Civil, publicación de la revista Noticreto N°61
- **(10) El disipador sísmico Shear Link (SL) generalizado para diseño sismorresistente, Francisco Hurtado Soto y Luis Bozzo Rotondo.**
- **(11) Diseño Sismorresistente de Estructuras, Luis Miguel Bozzo Rotondo, Alejandro Barbat Barbat –** Libro editado por: Fondo Editorial ICG – primera edición mayo del 2002.
- **(12) Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones, A. Muñoz P., G. Ottazzi P., A. Blanco B.,** Programa de Actualización de Edificaciones 1998-1999, Colegio de Ingenieros del Perú.
- **(13) Análisis, Diseño y Construcción en Albañilería, Julio Arango Ortiz,** Capitulo Peruano del American Concrete Institute, edición 2002.
- **(14) Reinforced Masonry Engineering Handbook – Clay and Concrete Masonry, James E. Amrhein,** Second Edition by Masonry Institute of America 1972-1973.

- **(15) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T. Paulay and M. Priestley**, a Wiley Interscience Publication 1992.
- **(16) Configuración y Diseño Sísmico de Edificios, Christopher Arnold, Robert Reitherman**, Editorial Limusa Tercera Edición 1990.
- **(17) Diseño y Construcción de Estructuras de Bloques de Concreto, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.**, Editorial Limusa Segunda Edición 1994.
- **(18) Especificación Diseño y Calculo de Mampostería, Richard E. Klinger (Universidad de Texas, Austin, Texas EE.UU)**, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Primera Edición Agosto del 2001.
- **(19) Albañilería Estructural, Richard E. Klinger, Carlos Casabonne, Ángel San Bartolomé**, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Primera Edición Agosto del 2001.
- **(20) Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural, Angel San Bartolomé**, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Segunda Edición Octubre de 1998.
- **(21) Diseño, Cálculo y Construcción de Edificios de Albañilería, Héctor Gallegos**, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Concytec).
- **(22) Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería, Flavio Abanto Castillo**, Editorial San Marcos – Perú 1995.
- **(23) Análisis y Diseño de Construcciones de Albañilería, Carlos Matos, Roberto Morales, Daniel Torrealva**, Fondo Editorial del Capitulo Peruano de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería del American Concrete Institute, 1993.
- **(24) Bloques de Concreto – Fabricación y Construcción, Rafael Torres Rojas**, Sencico Julio 1999.
- **(25) Análisis de Edificios, Ángel San Bartolomé**, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Primera Edición Marzo de 1998.
- **(26) Diseño en Concreto Armado, Roberto Morales Morales**, Fondo Editorial del Capitulo Peruano del American Concrete Institute, Primera Edición Diciembre del 2000.
- **(27) Roberto Hernández, Carlos Fernández y Pilar Baptista – Metodología de la Investigación**, primera edición por McGraw Hill Interamericana de México S.A. de C.V. 1991.

- **(28) Construcción de Estructuras Manual de Obra, Héctor Gallegos, Raúl Ríos, Carlos Casabonne, Carlos Uccelli, Guillermo Icochea, Julio Arango** –editado por Cámara Peruana de la Construcción, mayo de 1992.
- **(29) Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Teodoro E. Harmsen**, editado por el Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, octubre del 2002.
- **(30) SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design, Drianfel Vázquez, Luis Edgardo Suárez** – Libro editado por: Fondo Editorial ICG – primera edición diciembre del 2002.
- **(31) Industrialización y Construcción de Estructuras de Grandes Luces, Miguel Bozzo Chirichigno** – Libro editado por: Fondo Editorial ICG – primera edición octubre del 2002.