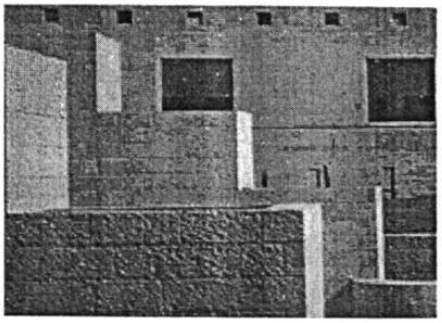
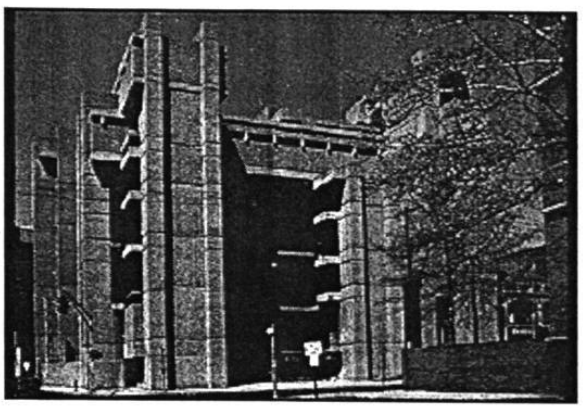


g) Karmi-Karmi, Corte Suprema de Israel.



h) Almacenes de Venta al por mayor *Marshall Field,* en Chicago.

i) Edificio Auditorio, en Chicago.

Fig. 1.35 Antiguas construcciones de mampostería en el mundo.

CAPÍTULO 2

MAMPOSTERÍA CONTEMPORÁNEA

2.1 Introducción.

El criterio de diseño empleado en la construcción de los primeros edificios de mampostería consideraba al peso de los entrepisos y la masa de los muros, de esta se evitaba que aparecieran los esfuerzos de la tensión debida a los momentos que provocan las cargas verticales excéntricas y las cargas laterales de viento o sismo.

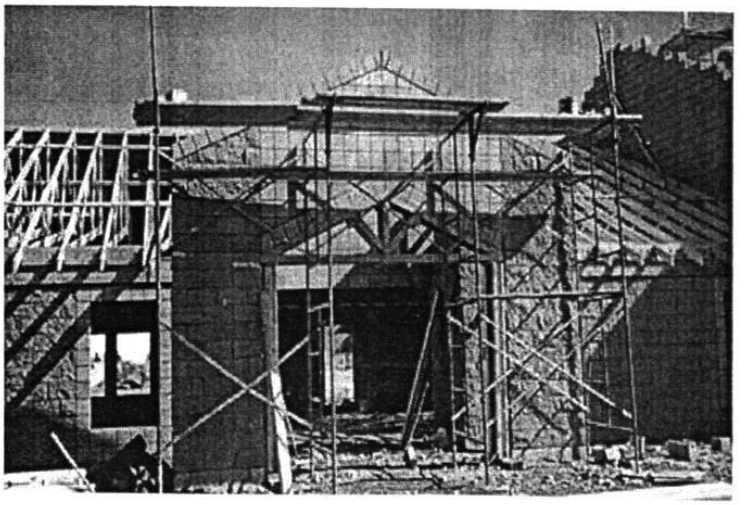


Fig. 2.1 Edificio de mampostería.

El mejoramiento de los materiales de mampostería y los constantes avances en materia de fabricación, contribuyeron al crecimiento de la construcción con mampostería, transformándola en un sistema constructivo contemporáneo, competitivo y con relaciones de construcción costo-beneficio satisfactorias. Hoy es posible contar con unidades de mampostería de alta resistencia, en gran variedad de formas, colores y texturas. Las propiedades térmicas y acústicas también se han mejorado. Los morteros y adhesivos han sufrido cambios, logrando con ello, mejores mezclas que garanticen la buena calidad de las construcciones de mampostería, con una mayor rapidez en la edificación.

2.2 Elementos de mampostería.

Los elementos de mampostería, de hoy uso común, no difieren mucho de aquellos que fueron utilizados en las primeras construcciones de mampostería. Diferentes tipos de muros, columnas, pilastras, vigas y dinteles siguen siendo considerados elementos de mampostería.

2.2.1 Muros.

La función de un muro, la carga que deberá de soportar, y su localización en el edificio son algunos de los factores que deben tomarse

en cuenta al seleccionar el tipo de muro. Los muros se construyen normalmente en forma de *unión en serie* o *media unión*, esto es, con cada junta principal (junta vertical de mortero) posicionada sobre la mitad de la unidad inferior de mampostería. Este arreglo permite normalmente formar las esquinas sin necesidad de realizar cortes en las unidades, ya que en la mayoría de las unidades su longitud es dos veces el espesor. Las unidades huecas se fabrican de tal forma que si el muro se construye en unión en serie, se logre la coincidencia vertical de los huecos entre las unidades de mampostería, facilitando con ello la colocación del acero de refuerzo y mortero en el interior del muro. El traslape de *un-tercio* se utiliza con frecuencia en uniones en serie, particularmente cuando el espesor de la unidad de mampostería es un tercio de su longitud, favoreciendo que las esquinas se formen sin necesidad de realizar cortes. Para propósitos decorativos, se pueden colocar unidades sin traslapes e incluso con huecos entre ellas. Los tipos más comunes de muros de mampostería son: muros simples, muros sólidos y muros compuestos.

2.2.1.1 Muros simples.

Los muros simples tienen un espesor igual al ancho de la unidad de mampostería, y se pueden construir en diferentes formas: con bloques sólidos, con unidades huecas, no reforzados y con refuerzo en su

interior. En general, este tipo de muros pueden ser utilizados como cargadores y no cargadores. Cuando se utilizan en el exterior del edificio, se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar que penetre en ellos la humedad o el calor, además de considerar que es limitada la resistencia para cargas laterales fuera-del-plano de un muro simple sin refuerzo.

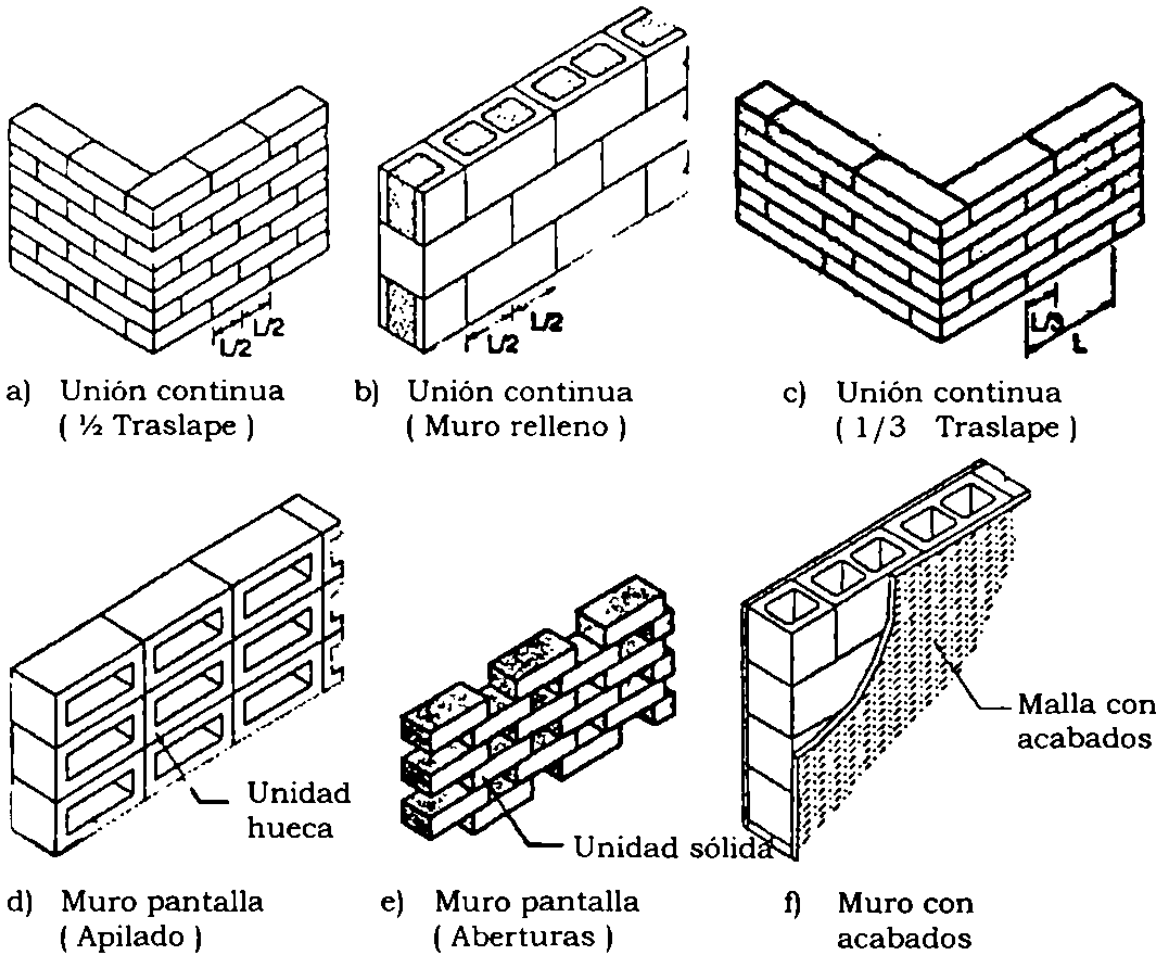


Fig. 2.2 Muros Simples.

2.2.1.2 Muros sólidos y compuestos.

En el pasado, los muros sólidos se integraban construyendo dos muros simples de roca o ladrillo, independientes, rellenando luego con escombro o concreto el espacio interior entre ellos. Los muros sólidos modernos se construyen con dos o más muros simples, con poca separación entre ellos, y se mantienen juntos por medio de unidades cabezales de mampostería, de conectores metálicos y juntas verticales o bien, rellenando con mortero las cavidades entre ellos. Los muros sólidos tienen un mayor espesor que los muros simples, logrando con ello, una mayor capacidad de carga y una mejor resistencia a la penetración de la humedad. Para lograr un comportamiento monolítico en el muro, éste deberá contar con suficientes cabezales o conectores. Generalmente se colocan los cabezales en la sexta hilera de un muro construido, en unión en serie. Se pueden utilizar diferentes unidades de mampostería para construir los muros simples que forman un muro compuesto, por ejemplo, el ladrillo puede ser utilizado para la fachada exterior y el concreto para la fachada interior. En este caso, las diferentes propiedades físicas de las unidades de mampostería deben tomarse en cuenta en el diseño. Los movimientos diferenciales a largo plazo, que tienen lugar por la contracción de las unidades de concreto y a la expansión de las unidades de ladrillo, generan un plano de falla en la junta de mortero, y mediante el uso de conectores metálicos

(laminillas) se mantiene la integridad de los dos muros. En el caso de utilizar unidades cabezales en el muro, los movimientos diferenciales podrán, dependiendo de su magnitud y dirección, destruir la integridad del muro.

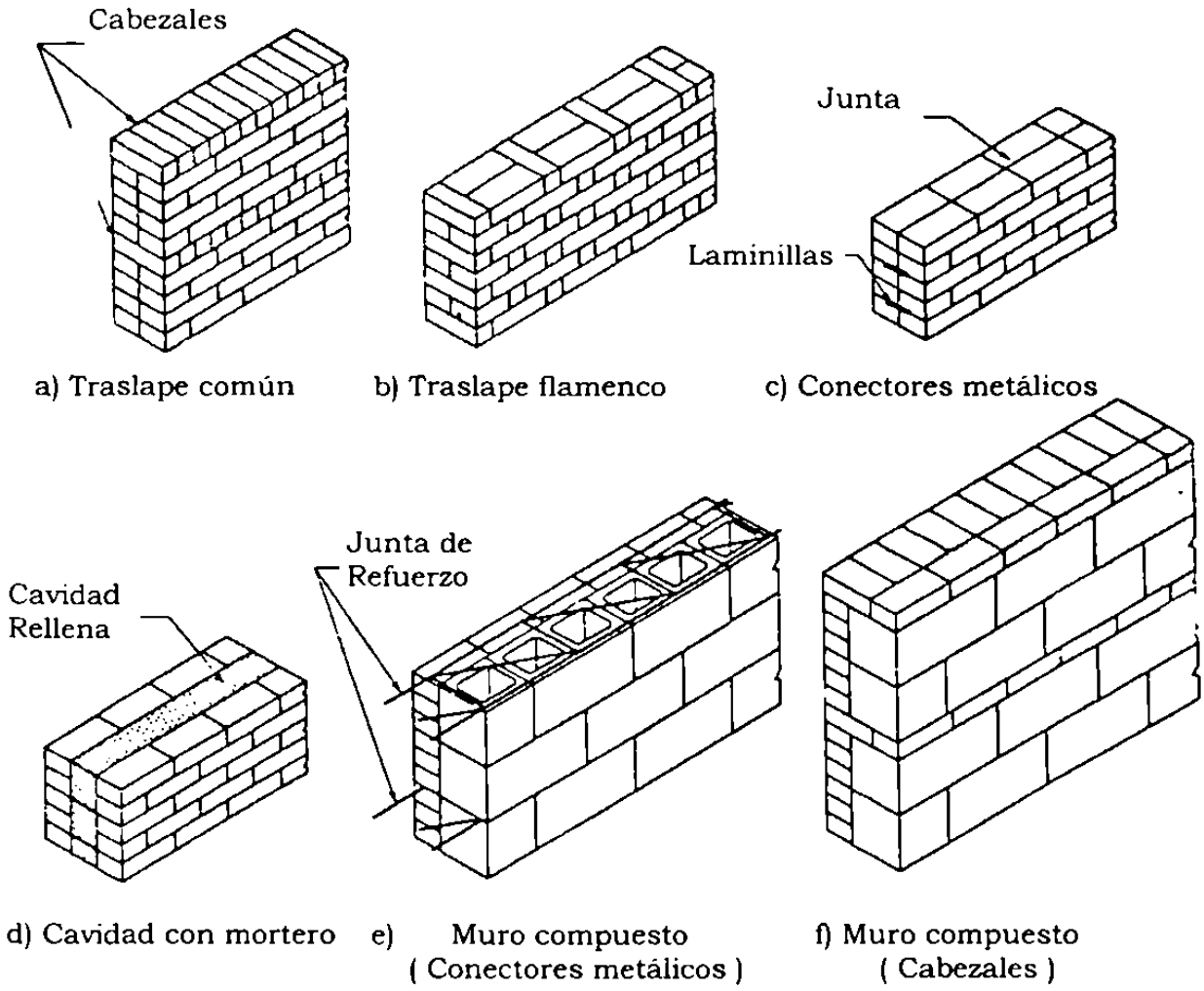


Fig. 2.3 Tipos de muros compuestos.

Los muros simples y compuestos pueden estar reforzados. Los conectores metálicos en un muro compuesto no brindan restricción lateral al refuerzo vertical, y este refuerzo normalmente no es tomado en cuenta al calcular la capacidad del muro de soportar carga axial. Cuando el espaciamiento del acero de refuerzo es muy grande, el muro se considera formado por franjas de mampostería reforzada con espacios definidos de mampostería, sin refuerzo entre ellas. Este sistema es llamado *mampostería parcialmente reforzada* o *mampostería con refuerzo parcial.* Otra posibilidad de arreglo del refuerzo es la de colocar franjas de refuerzo horizontal con espacios definidos de mampostería, sin refuerzo entre ellas o bien una combinación de franjas de mampostería con refuerzo vertical y horizontal, con espacios definidos de mampostería sin refuerzo entre ellos, los cuales deberán resistir las cargas laterales que inducen flexión del muro en dos direcciones.

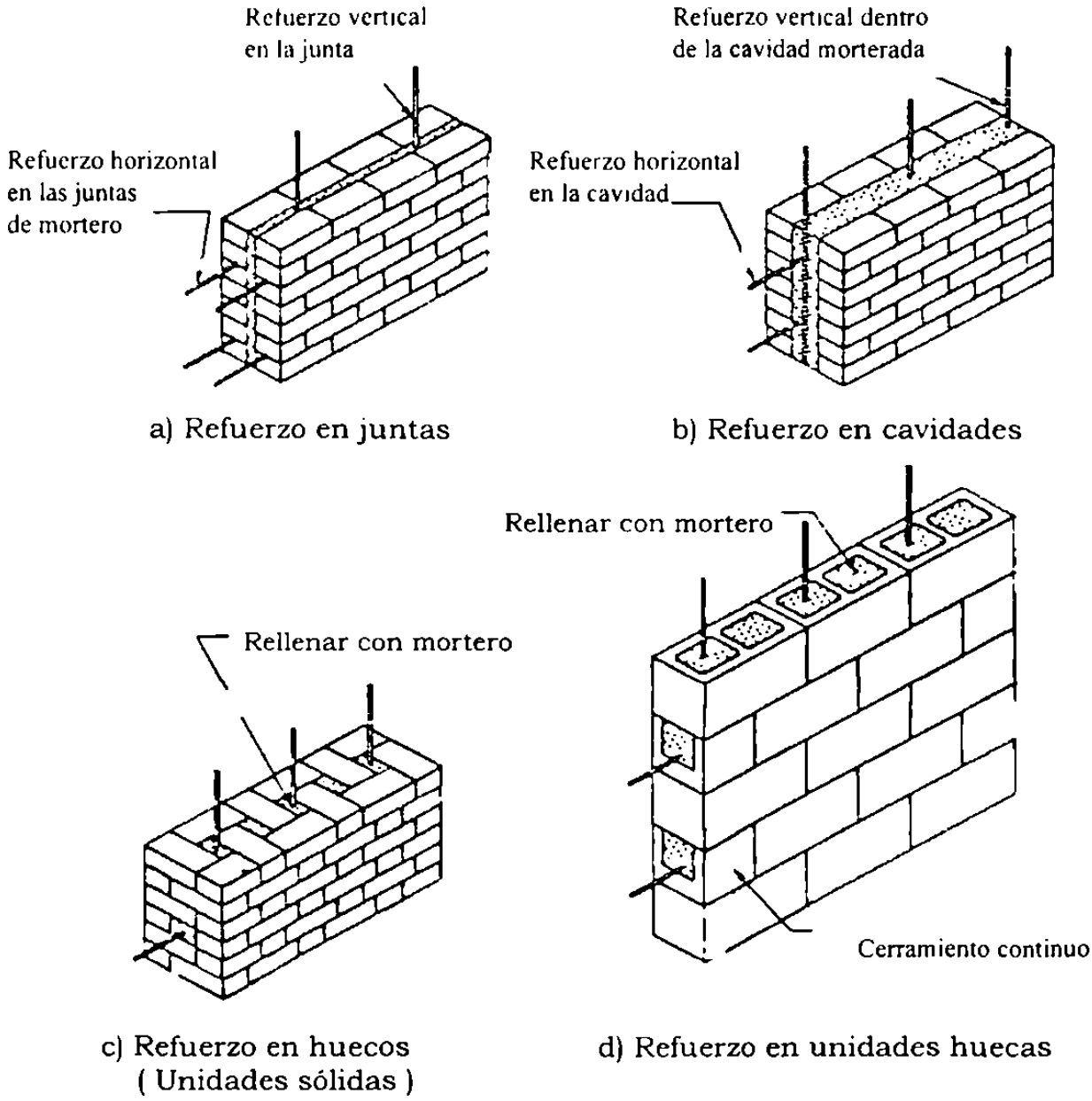


Fig. 2.4 Localización del refuerzo en muros de mampostería.

2.2.1.3 Muros de cavidad (Doble pared).

La mayoría de los primeros muros de mampostería con cavidad consistieron en dos muros simples separados por un hueco o cavidad, pero conectados por medio de unidades cabezales de mampostería. Cuando existía poca separación entre las unidades cabezales, el muro

tendía a comportarse como un muro hueco con acción compuesta. Los muros de cavidad contemporáneos aparecieron en la Gran Bretaña, al comienzo del siglo XIX, y consistieron en dos muros de mampostería, de 110 mm de espesor, construidos con una separación de 50 mm entre ellos y conectados con tiras (laminillas conectoras) de hierro. Actualmente, los muros se construyen de forma similar, sólo que las tiras de hierro se sustituyeron por tiras (laminillas conectoras) de acero galvanizado. En los muros de cavidad se pueden construir los dos muros con el mismo material de mampostería o bien pudieran emplearse distintos materiales en su construcción. El espacio de aire que la cavidad provee mejora el comportamiento térmico del muro. El muro interior normalmente soporta las cargas de azotea o entrepiso y el muro exterior es no-cargador. En algunos casos, las cargas laterales son resistidas por la acción de los dos muros, pero debido a la dificultad de mantener unidos los dos muros cuando se presentan movimientos diferenciales, no se acostumbra que las cargas verticales sean soportadas por ambos.

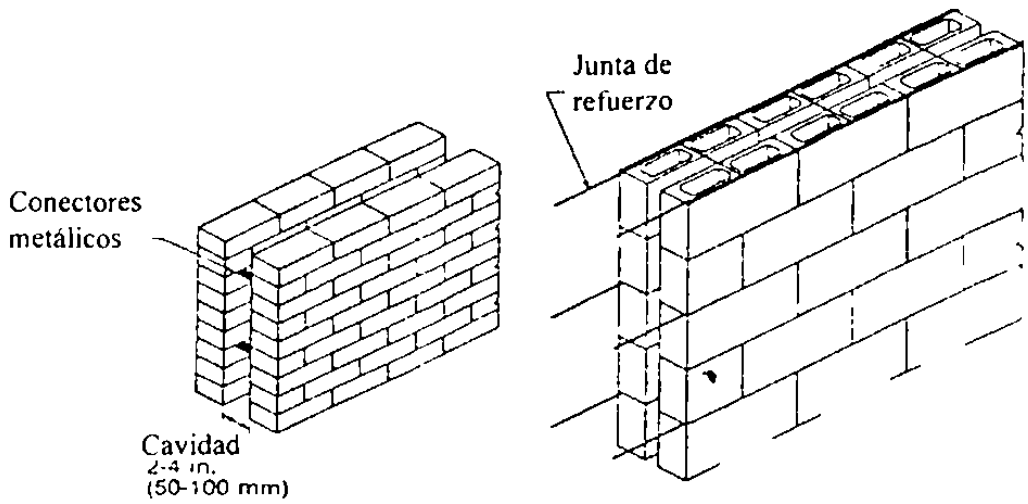


Fig. 2.5 Muros de cavidad (Doble pared).

2.2.1.4 Muros de fachada.

Un muro de tipo fachada consiste en un elemento no estructural que está conectado a un elemento estructural principal y es comúnmente utilizado por sus características de durabilidad, al exponerlo al medio ambiente.

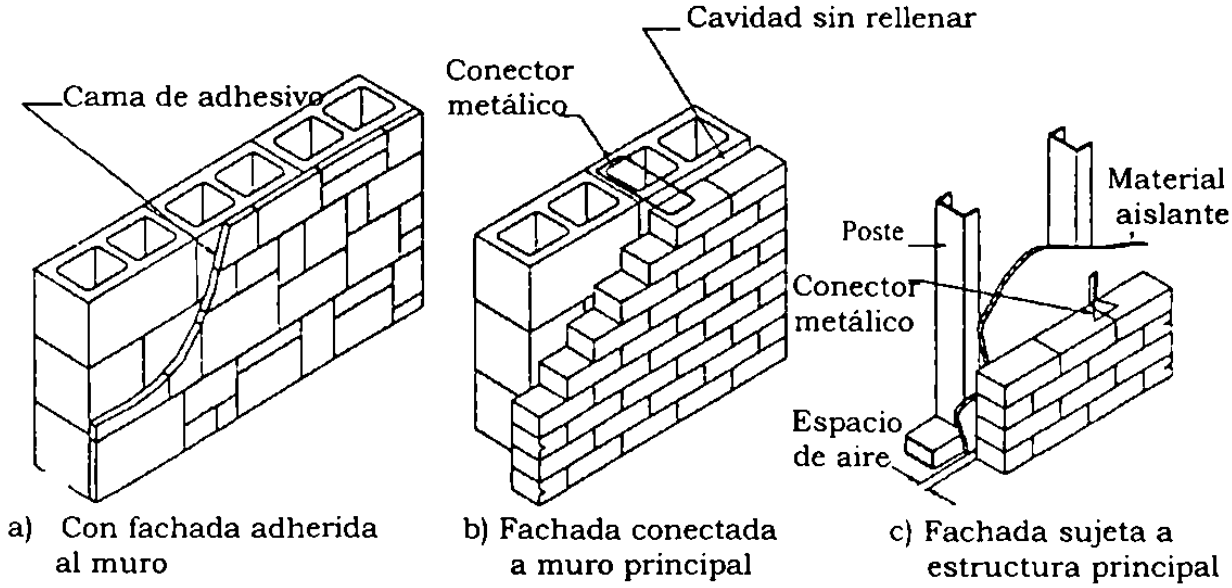


Fig. 2.6 Muro de Fachada.

Dependiendo de las condiciones ambientales, el sistema de muros de fachada puede incorporar aislamiento térmico y acústico, además de una barrera contra la humedad. El primer muro con ladrillo de fachada fue desarrollado en la Gran Bretaña, en 1780.

2.2.1.5 Muros diafragma.

Un muro diafragma (también llamado de servicio) puede dar la idea de ser un muro hueco o un muro con cavidad, en el cual los dos muros se mantienen unidos por medio de la intersección de dos muretes o muros de mampostería de poca longitud (mochetas) que mantienen el comportamiento estructural monolítico en el muro al ser sometido a la acción de flexión y compresión vertical. Es importante que en la intersección de los muros simples con los muretes cortos se desarrolle suficiente resistencia al cortante vertical, con el fin de mantener la integridad de la sección transversal bajo la acción de flexión vertical fuera del plano. El comportamiento de acción compuesta de los dos muros simples, es opuesto a la acción independiente de los muros de cavidad, mientras que el utilizar los muros de diafragma permite a las construcciones de gran altura resistir las cargas laterales. La resistencia de un muro diafragma a la flexión se incrementa de forma aproximada en proporción al espaciamiento de los dos muros simples. Todos los materiales de mampostería que constituyen el muro deberán tener

características similares, a manera de evitar problemas al presentarse movimientos diferenciales.

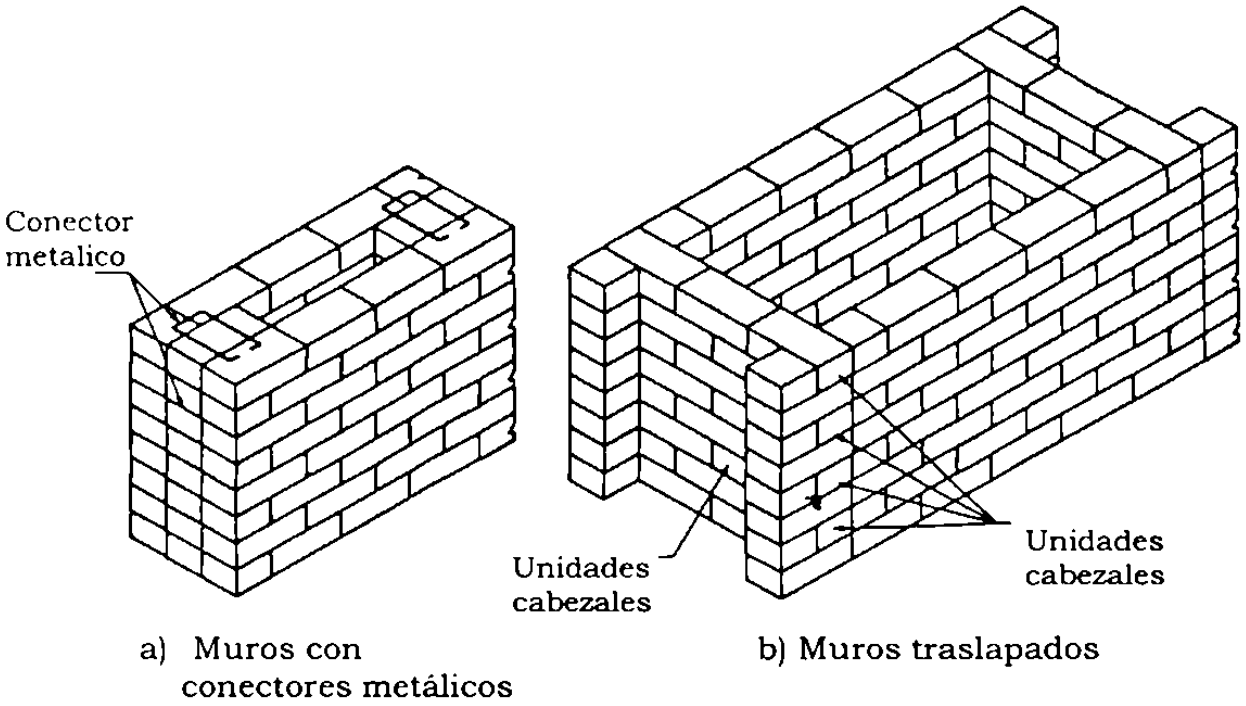


Fig. 2.7 Muros diafragma.

2.2.2 Columnas y pilastras.

Las columnas de mampostería son elementos estructurales verticales aislados, que trasmiten las cargas concentradas vivas y muertas a la cimentación. A pesar de que el término pilastra pudiera no estar bien aplicado, ya que el termino "pillar" es utilizado para describir una columna de mampostería de poca longitud. Una columna es normalmente de sección transversal rectangular y su longitud es menor que tres veces su espesor. Una de las formas que ayuda a incrementar la capacidad de soportar carga es incrementando la resistencia a la

compresión de las unidades de mampostería, la resistencia del mortero, o rellenando las celdas o unidades huecas con concreto o mortero. Una pilastra es un muro de sección gruesa, construido de forma que se integra en el muro y algunas veces se describe como una columna empotrada. La pilastra puede proyectarse hacia fuera del muro, sobre uno o ambos lados y puede estar conectada al muro por medio de cabezales (pilastra traslapada) o por medio de conectores metálicos (pilastra sin traslape). Una pilastra puede realizar cuatro funciones. Primero, una pilastra puede actuar como una columna que soporta vigas, armaduras, y otros elementos estructurales que apliquen una carga concentrada sobre el muro. La excentricidad significativa en este caso es en la dirección transversal a la línea del muro. Segundo, una pilastra puede ayudar a soportar una losa o alguna otra carga uniforme incrementando la resistencia del muro al pandeo. Tercero, las pilastras pueden actuar en conjunto con el muro, como una viga soportada entre sus extremos (superior e inferior) que ayude a resistir las cargas laterales sobre el muro. Finalmente, las pilastras pueden ser utilizadas como pequeños apoyos (contrafuertes) incrementando la estabilidad de los muros izados libremente.

Las columnas y pilastras pueden ser reforzadas. El acero de refuerzo en la pilastra incrementa la resistencia a carga axial, la resistencia a la flexión, y la ductilidad del muro.

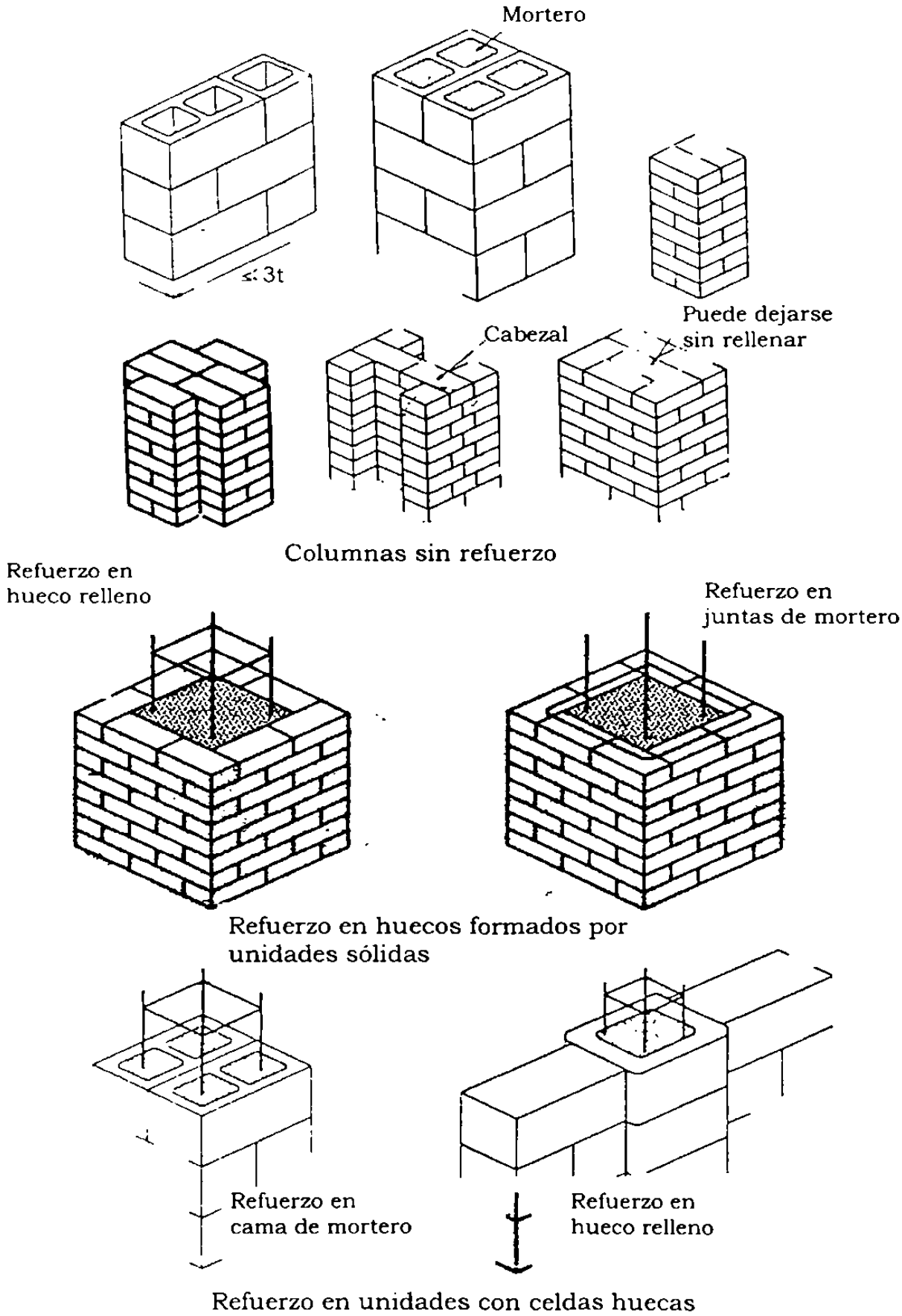


Fig. 2.8 Columnas de mampostería.

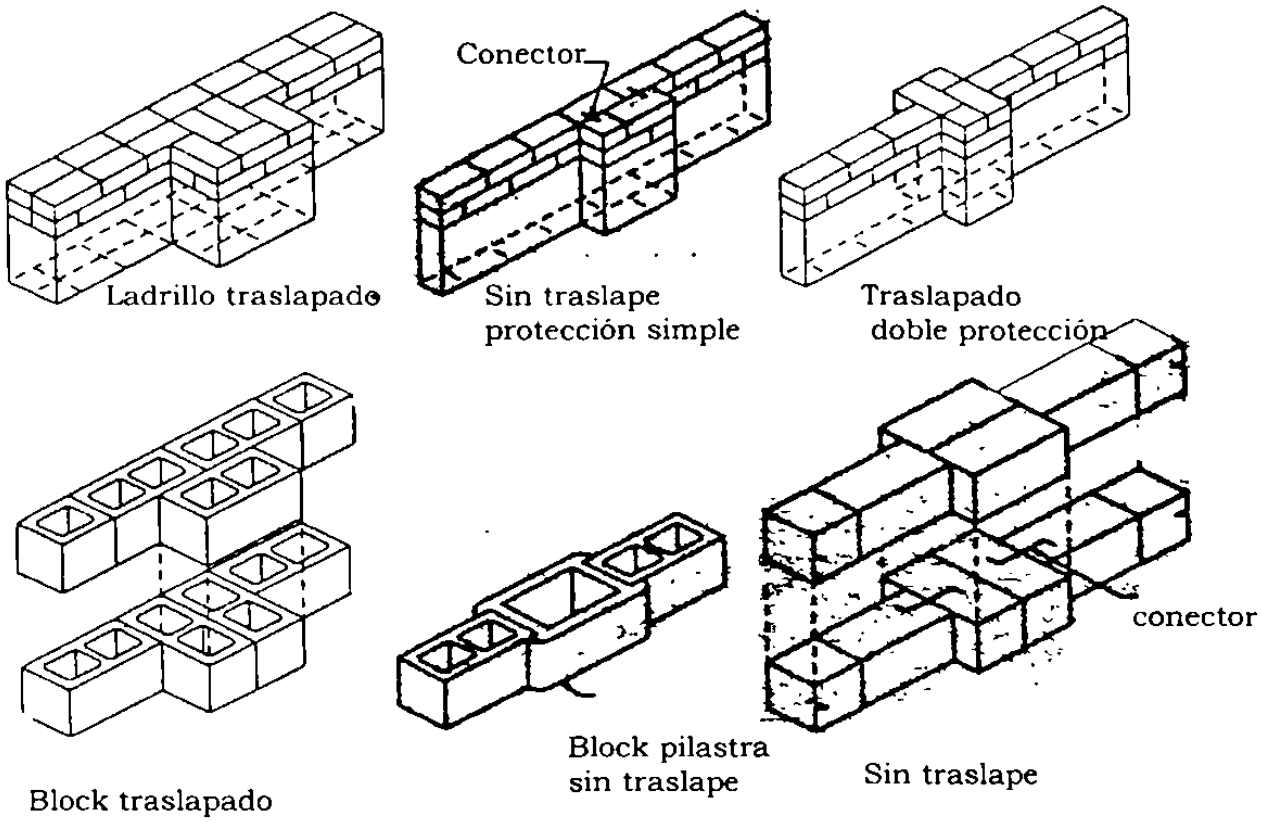


Fig. 2.9 Pilastras de mampostería.

2.2.3 Vigas y dinteles.

En las construcciones de mampostería es común encontrar vigas en el nivel de la azotea, vigas en el nivel del entrepiso, y vigas en la cimentación (trabes). Las vigas continuas (cerramientos) se localizan normalmente al nivel de azotea o entrepisos y tienen una doble función; confina al edificio perimetralmente y actúa como un elemento tipo cuerda en la acción de diafragma de la azotea o entrepiso, trasmitiendo las cargas laterales a los muros de cortante. Un dintel es un elemento horizontal colocado sobre los huecos de puertas y ventanas, que soporta las cargas provenientes del muro superior. Algunas veces se utilizan

elementos que no son de mampostería. Cuando los esfuerzos cortantes en una viga son pequeños, no se requieren estribos, pero estos son incorporados normalmente para resistir la tensión diagonal. La contribución que proporciona el refuerzo a compresión no deberá ser tomada en cuenta en el diseño, a menos que esté debidamente confinada por estribos.

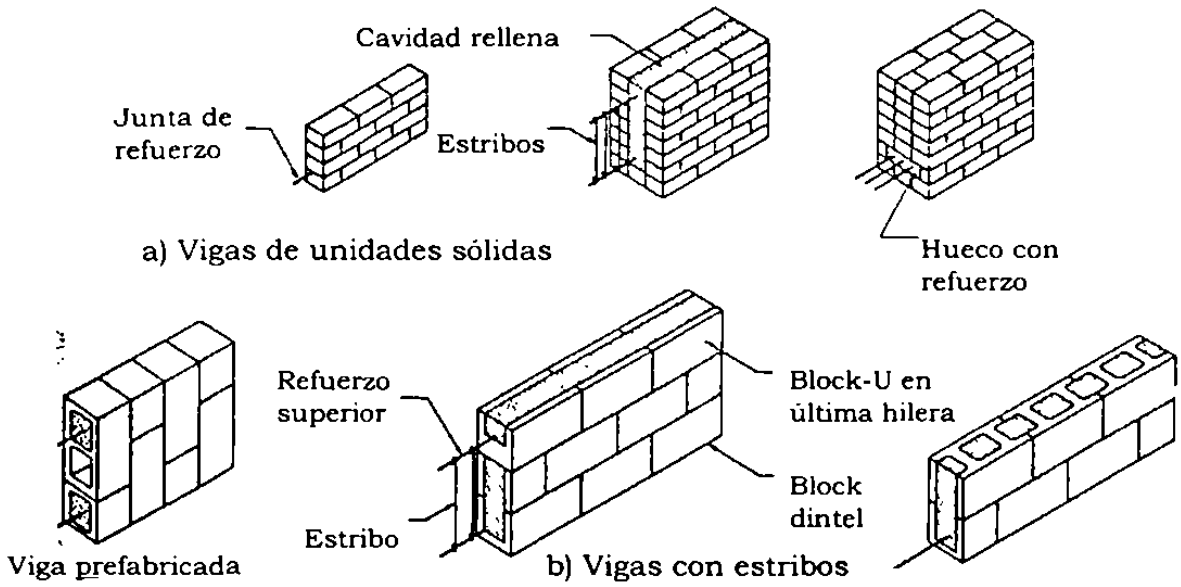


Fig. 2.10 Vigas y dinteles de mampostería.

2.3 Sistemas de construcción con mampostería.

Los elementos de mampostería considerados en el inciso anterior pueden ser combinados dentro de sistemas de construcción con mampostería, los cuales han sido clasificados como: sistema cargador simple (un nivel), sistema cargador de varios niveles, y de construcción híbrida.

2.3.1 Sistema cargador simple (Un nivel).

La mayoría de los edificios de un nivel utilizan en su construcción un sistema cargador de mampostería. Algunos ejemplos típicos son: bodegas, edificios industriales, gimnasios, bancos, y edificios comerciales. Las residencias de un nivel también emplean el sistema de muros cargadores. En este sistema, los muros cargadores de mampostería rodean el exterior de la estructura. La estabilidad se mantiene, ya sea a través de los muros en las esquinas, con muros en las intermediaciones, con los soportes a lo largo de la parte superior del muro o bien por la combinación de algunos de éstos. Los sistemas de diafragma que provee la azotea o entrepiso brindan un soporte lateral, a lo largo de la parte superior del muro.

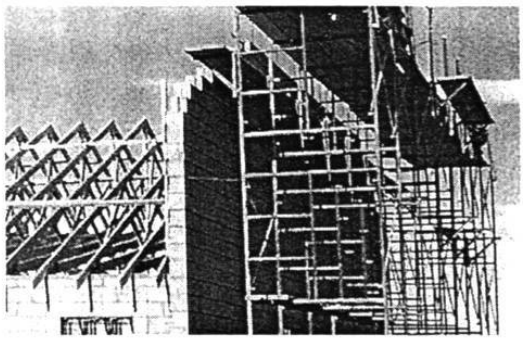


Fig. 2.11 Sistema estructural simple.

2.3.2 Sistema cargador de varios niveles.

Muchos de los primeros edificios de varios niveles fueron diseñados y construidos utilizando el peso propio para contrarrestar los esfuerzos de

tensión que producen las cargas laterales. El edificio más alto fue el edificio *Monadnock*, construido en Chicago entre 1889 y 1891. Este edificio, de 16 pisos, fue durante muchos años fue el último edificio de varios niveles construido con sistema cargador de mampostería.

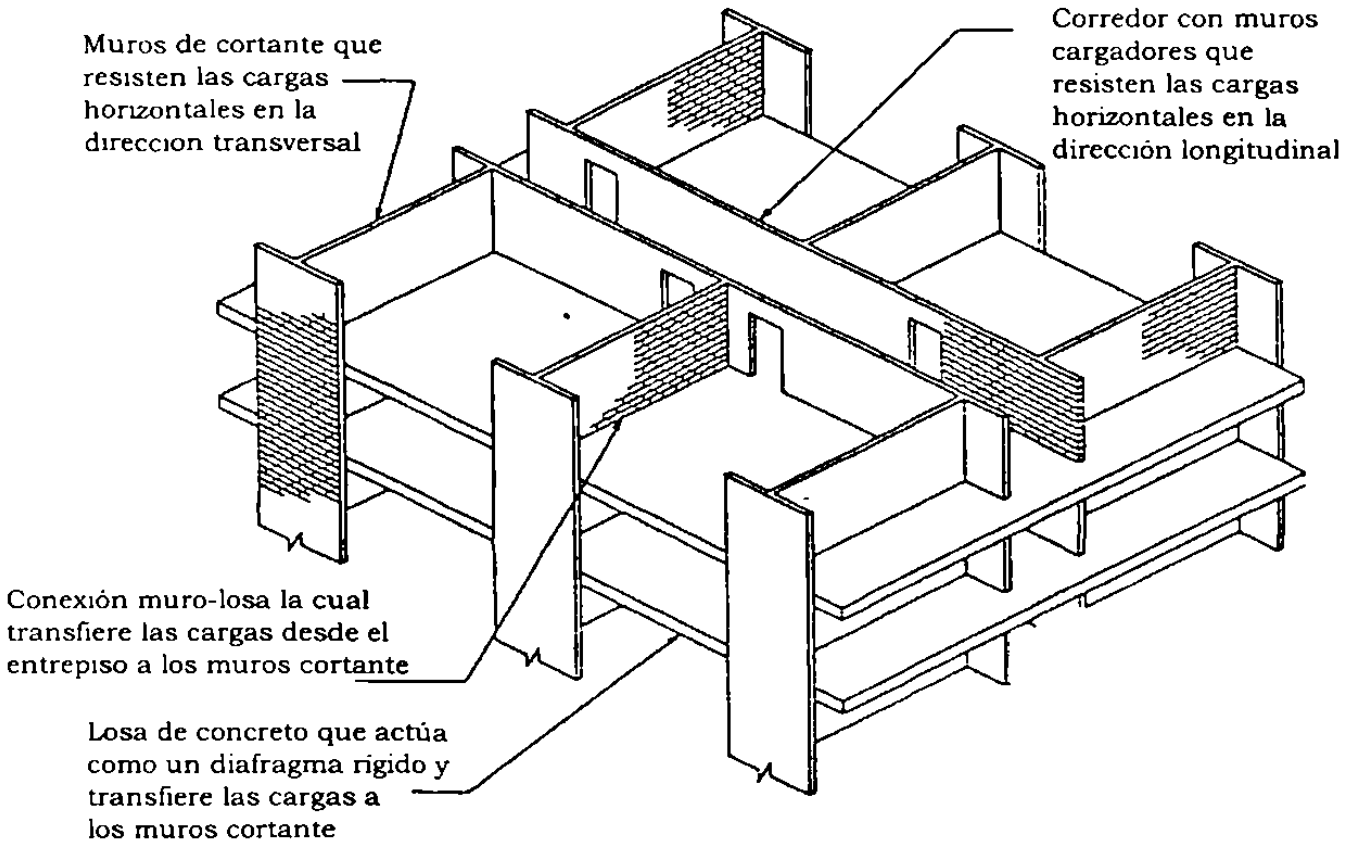


Fig. 2.12 Sistema cargador de varios niveles.

En 1960, una gran cantidad de edificios de varios niveles, que utilizaban muros de cortante de mampostería, fueron construidos en todo el mundo; en este tipo de construcción los muros de mampostería soportan a los entrepisos de concreto y el entrepiso de concreto actúa como un diafragma rígido que distribuye las cargas laterales a los muros de cortante, los cuales, a su vez, trasmiten sus cargas a la cimentación.

Con el uso de un sistema de muros cortantes interiores en dirección longitudinal y transversal, se logra la estabilidad del edificio y debido a la eficiencia estructural que se logra, los edificios modernos utilizan muros más delgados que los construidos en el pasado. Este tipo de sistema estructural también puede ser definido como un sistema estructural de caja o sistema con muros de cortante.

2.3.3 Sistema híbrido.

La mampostería puede usarse junto con otros materiales para formar un sistema híbrido o de construcción compuesta. Los muros cargadores de mampostería, sometidos a cortante en sistemas de estructura principal de acero o concreto, son un ejemplo de ello.

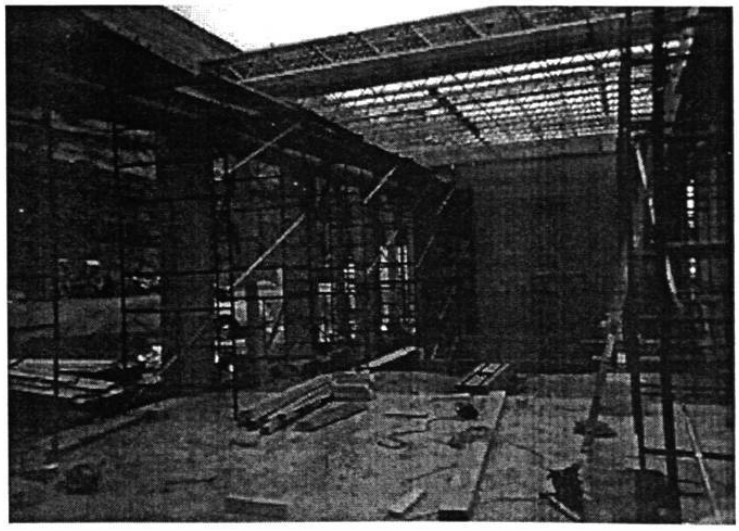


Fig. 2.13 Sistema híbrido.

2.4 Tipos de construcción con mampostería.

Para reducir el espesor de los muros y evitar constante incremento en la separación entre los apoyos, nació la idea de introducir los conceptos de mampostería reforzada y mampostería con pre-esfuerzo.

2.4.1 Mampostería no reforzada.

La mampostería sin refuerzo, no reforzada o simple (términos comúnmente empleados), ha sido con frecuencia utilizada en la construcción de edificios de poca a mediana altura y en áreas de poca actividad sísmica. Debido a que la mampostería es un material resistente a la compresión, pero débil al ser sometido a tensión, los esfuerzos de tensión en la mampostería no reforzada deberán ser diseñados para no rebasar la resistencia a la tensión del material, o la sección se agrietará bajo esa condición.

2.4.2 Mampostería reforzada.

A pesar de que las primeras construcciones con mampostería fueron esencialmente conformadas por mampostería sin refuerzo, se utilizaban frecuentemente elementos metálicos para conectar las unidades de mampostería entre sí. El primer ejemplo del uso sistemático de barras

de hierro embebidas en piedras de mampostería fue en la iglesia de Santa Genoveva, construida en París alrededor de 1790.

Durante el sismo de *Long Beach*, California, en 1933 una gran cantidad de edificios de mampostería no reforzada se colapsaron, indicando con esto la necesidad de incluir refuerzo para mejorar su comportamiento. Desde entonces se prohibió el uso de la mampostería sin refuerzo en la región de la Costa del Pacifico de los Estados Unidos de Norteamérica. Ahora la mayoría de los reglamentos especifican que todas las estructuras de mampostería construidas en zonas de actividad sísmica sean reforzadas y para la zonas de baja actividad sísmica se especifica un refuerzo mínimo. El refuerzo se incluye principalmente en la mampostería para resistir los esfuerzos de tensión o cortante, y también contribuye a mejorar la ductilidad del sistema. Los esfuerzos de tensión se desarrollan en la mampostería al incrementar las cargas laterales, lo que causaría la falla de un muro sin refuerzo. Otra posibilidad de que un muro sin refuerzo falle, se debe a la presencia de fuerzas de cortante que producen tensión diagonal en la mampostería.

El uso del pre-esfuerzo en la mampostería hizo posible la construcción del Hotel *Excalibur* en las Vegas, Nevada, en 1989. Un edificio de 28 pisos con el sistema de muros cargadores de mampostería ubicado en una zona de baja actividad sísmica.

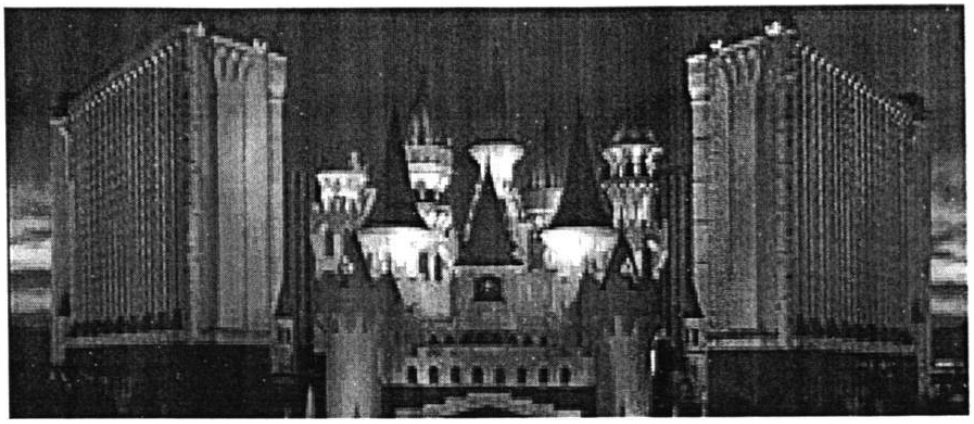


Fig. 2.14 Hotel *Excalibur*, en las Vegas.

2.4.3 Mampostería con pre-esfuerzo.

La ventaja de añadir un pre-esfuerzo es de que cualquier esfuerzo de tensión posterior que se tienda a desarrollar se contrarresta con la compresión previa que se dió al elemento.

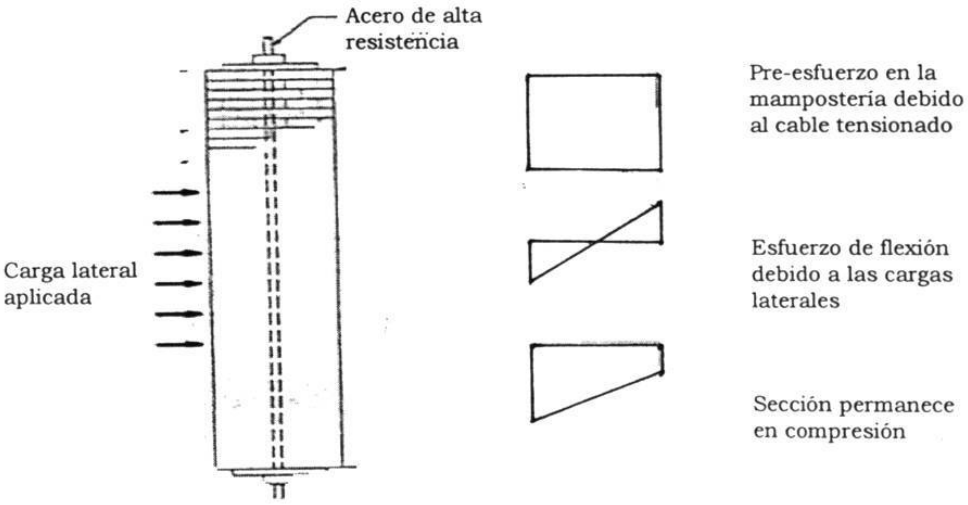
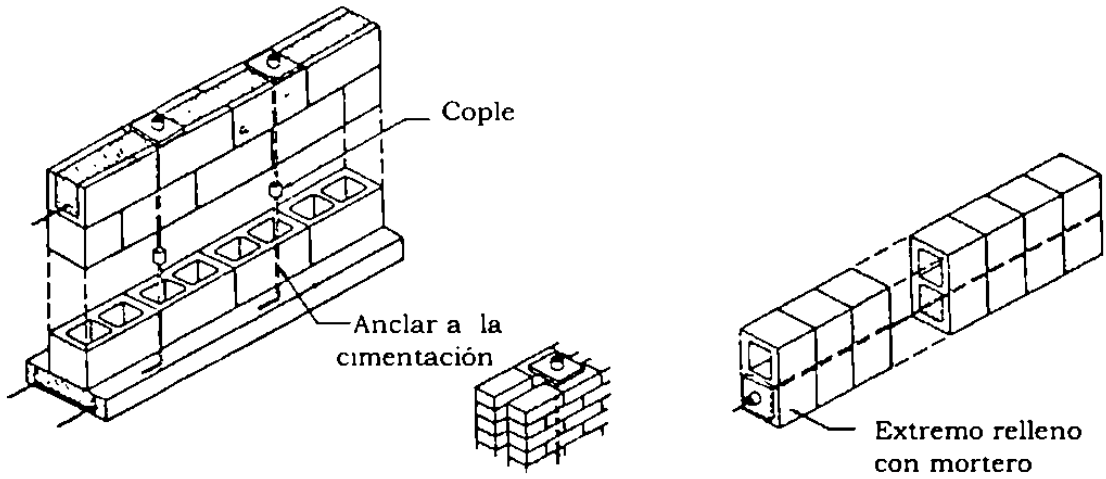


Fig. 2.15 Principios del pre-esfuerzo.

Los elementos de mampostería pre-esforzada se diseñan para estar libres de tensión bajo cargas de servicio.



a) Block con celdas huecas b) Muro de cavidad c) Dintel prefabricado

Fig. 2.16 Ejemplos de mampostería pre-esforzada.

2.5 Diseño estructural.

El diseño contemporáneo de edificios de mampostería se basa en métodos racionales de análisis, derivados de la investigación, que se encuentran en los reglamentos de construcción y en los estándares para mampostería.

2.5.1 Métodos de análisis y diseño

La teoría de diseño de estructuras, como la conocemos hoy, comenzó a desarrollarse hace dos siglos; sin embargo, para aquel entonces ya se

habia construido una gran cantidad de edificios de mampostería. Las primeras construcciones de mampostería fueron construidas según las habilidades que el artesano o maestro de oficio habían adquirido por el método de ensayo y error. Muchas de estas primeras construcciones eran masivas o de gran tamaño y "sobradas" de acuerdo con los estándares modernos. Es interesante notar que para estructuras de mampostería sujetas principalmente al peso propio que inducen las fuerzas axiales, el concepto de diseño por proporción es esencialmente válido en la actualidad.

Hasta hace muy poco tiempo, todos los diseños de mampostería eran empíricos, es decir, no seguían alguna teoría estructural definida. Exceptuando las construcciones de mampostería de uno a tres niveles, el diseño empírico, hoy en día es reemplazado por diseños racionales basados en esfuerzos de trabajo, última resistencia, o métodos de estados de esfuerzos límite.

La teoría elástica de estructuras apareció a mediados del siglo diecinueve. Esto permitió al método de diseño por esfuerzos de trabajo, ser el primero en utilizar al hierro en puentes de ferrocarril. En este método, las pruebas de última resistencia del acero eran divididas por un factor de seguridad (alrededor de 4) al llegar al esfuerzo permisible bajo cargas de servicio. Los esfuerzos en la estructura, bajo cargas de

trabajo, calculados por teoria elástica, no excedían estos valores. Este exitoso método de diseño fue adoptado por otros materiales, incluyendo la mampostería. Uno de los problemas causados con este método fue que los esfuerzos permisibles se basaban en el valor de capacidad última de pequeños especímenes ensayados, y no necesariamente reflejaban la capacidad última de la estructura.

Alrededor de los años veinte (1920), se dió una atención especial al desarrollo de teorías estructurales que pudieran predecir la carga con la cual un elemento o estructura podía colapsarse; ya en los años cincuenta (1950) aparecieron los métodos de diseño por última resistencia. En este concepto, se aplica un factor de seguridad a la carga, que causa que un elemento o estructura se colapse en lugar de limitar los esfuerzos bajo las condiciones de trabajo. Debido a que el comportamiento no lineal no puede ser incorporado al planteamiento de esfuerzos de trabajo, en este caso, las teorías de última resistencia y de estados límite proveen mucha más confianza y consistencia, en medidas de seguridad.

2.5.1.1 Estados límite de diseño.

Los métodos de diseño por ultima resistencia aparecieron en 1960, pero poco tiempo después se observó que eran inadecuados. A pesar de que la estructura pudiera tener una adecuada resistencia contra el

colapso, su funcionamiento era inadecuado para cargas de trabajo. Por citar un ejemplo, el agrietamiento o los desplazamientos eran excesivos. Un diseño completo debería revisar ambos factores, la seguridad de la estructura y su comportamiento bajo cargas de trabajo.

Él termino "estados límite de diseño" fue adoptado en 1960, para describir las fronteras de la filosofía de diseño. Un estado límite se definió como una condición particular en la cual falla la estructura falla. Los estados limite comprendían conceptos como la fatiga, la resistencia al fuego, la durabilidad y el colapso progresivo; pero los principales para el diseño estructural son los siguientes:

- Estado límite de resistencia: corresponde al colapso o pérdida de la integridad de la estructura.

- Estado límite de estabilidad: corresponde a la pérdida de equilibrio estático de una estructura o parte de ella.

- Estado límite de servicio: corresponden a las condiciones mínimas aceptables en la etapa de servicio debido a los desplazamientos, agrietamiento, vibraciones y deformaciones locales.

Los primeros dos estados involucran la seguridad de la estructura, por lo que son llamados estados límite últimos. El diseño por estados

límite es comprensivo y brinda la seguridad de que varios estados límite no se presentarán durante la vida prevista de una estructura.

2.5.2 Mampostería: investigación, estándares y reglamentos.

A pesar de que la teoría estructural se desarrolló a mediados del siglo XIX, las reglas racionales del diseño fueron incorporadas en los reglamentos un siglo más tarde, y sólo después de haber realizado considerables investigaciones en mampostería.

Las primeras investigaciones se concentraron en la resistencia de la mampostería a la compresión, pero fueron entorpecidas por la inadecuada capacidad de las máquinas de prueba. Sin embargo, a finales del siglo XIX, fue posible tener un mejor equipo en algunas universidades y agencias gubernamentales de la Gran Bretaña, Canadá, Suecia y los Estados Unidos. Se investigaron muchos aspectos constructivos de la mampostería, incluyendo el efecto del acero de refuerzo en la mampostería, y los resultados que se obtuvieron fueron lentamente introducidos en los reglamentos; pero la depresión de los años treinta (1930) y la Segunda Guerra Mundial, detuvieron el desarrollo.

Después de la Segunda Guerra, se incrementó la demanda de construcción de edificios, el acero y el concreto reforzado se afianzaron

como los materiales normales de construcción. No se prohibió el uso de la mampostería en muros cargadores, pero los reglamentos de diseño utilizados eran los mismos del siglo XIX. Debido a que los nuevos diseños requerían espesores delgados de muros, muy pronto la mampostería dejó de ser un material tradicional de construcción, debido a su alto costo y comenzó a ser utilizada en edificaciones pequeñas o como elemento decorativo.

No fue sino hasta que los Estándares Británicos (*British Standard, BS*) CP 111 fueron revisados en 1948, y con base en sus resultados, se introdujeron nuevos criterios en los diseños de mampostería. Los límites arbitrarios de espesores de muros fueron remplazados por el concepto de esbeltez; que se define como la relación entre la altura efectiva del muro y su espesor efectivo. El espesor efectivo de un muro se definió como el espesor real de un muro, excepto en los muros compuestos, donde deberían ser tomadas en cuenta las 2/3 partes de la suma de los espesores de los muros. La esbeltez se limitó a un valor de 18. El esfuerzo permisible a compresión tenía que ser disminuido para relaciones mayores a 2, pero se permitiría un incremento de 25%, en presencia de cargas excéntricas. No se permitía al diseñador considerar alguna resistencia de tensión en los muros de mampostería, pero las reglas del uso del acero de refuerzo en la mampostería fueron planteadas de manera intencional, con un carácter conservador,

argumentando la necesidad de realizar más pruebas que consideraran los efectos de cargas excéntricas y laterales sobre las deformaciones y la resistencia de los elementos.

En 1953 se publicó el Reglamento de Construcción y Requerimientos para Mampostería de la Asociación Americana de Estándares (*American Standards Association Building Code and Requirements for Masonry, ASA*) (ASA A41.1-1953). El cual ha sido considerado como un excelente documento, y de muchas formas, uno de los mejores y más comprensibles escritos sobre diseño de mampostería, hasta ese entonces publicado. De este documento partieron las bases generales del diseño convencional o diseño empírico, como se le conoce hoy en día.

A mediados de los cincuentas (1950), un mejor estudio se desarrolló en Suiza, bajo la dirección de *Haller*. Con la ayuda de una máquina de pruebas *Dubendorf* y después de 10 años de investigación, en colaboración con otros investigadores, él supervisó la construcción de un gran número de edificios de departamentos de 18 pisos, que tenían muros de 15 cm de espesor como estructura principal de soporte. Después de extensas pruebas e investigaciones, él comunicó su conocimiento y experiencias, mismas que fueron establecidas a manera de reglamento, en los Estándares Suizos (*Swiss Standards, SS*).

Durante los años sesentas (1960) un gran número de países desarrollaron reglamentos para mampostería. La Asociación de Estándares de Australia (*The Standards Association of Australia, AS*) publicó reglamentos por separado para bloques de concreto (AS CA32-1963) y ladrillos (AS CA47-1969). El reglamento para bloques de concreto se basó en información proveniente de Norteamérica, y el de ladrillos en el Reglamento Británico y los trabajos desarrollados por *Haller*. Ambos reglamentos fueron escritos en términos de esfuerzos de trabajo. Los primeros intentos por brindar un enfoque analítico al diseño de mampostería aparecen en el Reglamento Británico, y fueron incluídos en el Reglamento Nacional de Construcciones de Canadá, en 1965 (*National Building Code of Canada, NBCC*).

En los Estados Unidos, como resultado de las investigaciones de los años sesentas (1960), se desarrollaron diseños de mampostería sin refuerzo. Fue evidente que las publicaciones sobre diseño de estructuras de mampostería del Instituto del Ladrillo de América (*Brick Institute of America, BIA*) y de la Asociación Nacional de Mampostería de Concreto (*National Concrete Masonry Association, NCMA*), se adoptaron en los reglamentos de construcción de la Conferencia Internacional de Inspectores de Construcción (*International Conference of Building Officials, ICBO*) y el Reglamento de Administración e Inspectores de Construcción (*Building Officials and Code Administration, BOCA*).

Después del sismo de *Long Beach* (en California, Estados Unidos) se inició en 1933 el desarrollo de la mampostería reforzada en el Reglamento Uniforme de Construcción (*Uniform Building Code, UBC*), publicado por el *ICBO*. En 1978, el Comité 531 del Instituto Americano del Concreto (*ACI 531 Committee*) publicó el Reglamento de Construcción y Requerimientos para Mampostería de Concreto (*Building Code Requirements for Concrete Masonry*) que incluía el diseño de mampostería con y sin refuerzo, basándose en el concepto de esfuerzos de trabajo. En 1988, se publicarón nuevos estándares y especificaciones conjuntamente por los comités del ACI 530 y el ASCE 5. Estos estándares cubrían tanto bloques de mampostería de concreto como los de arcilla y fueron un intento por remplazar a los existentes ANSI A41.1, ANSI A41.2, BIA-69, NCMA TR-75B, y los reglamentos de mampostería del ACI. El *BOCA* adoptó los nuevos estándares en junio de 1989. Una versión más moderna de estos estándares fue publicada por la junta del Comité de Estándares de Mampostería (*Masonry Standards Joint Committee, TMS*). Estos estándares representaron el estado del arte en la practica del diseño en Norte América en 1985, ya que se eliminaron los límites arbitrarios de esbeltez, se establecieron relaciones mínimas de acero de refuerzo en áreas sísmicas, y aparecieron los coeficientes de expansión térmica, contenidos de humedad, contracción y las guías de

diseño para muros compuestos considerando acción simple y compuesta.

La edición del Reglamento Uniforme de Construcción de 1991 (*UBC-91*) en los Estados Unidos contiene un método de diseño por resistencia para muros esbeltos de mampostería reforzada, el cual toma en cuenta el efecto de un momento adicional (secundario) de la carga axial debido a la deflexión del muro, además presenta un método de diseño por resistencia para muros de mampostería reforzada sometidos a cortante.

En los años sesentas (1960), La entonces Unión Sovietica, (U.R.S.S.) adoptó el enfoque de estados límite para diseño y en 1984, en Alemania, se establecieron requerimientos en el diseño basados en pruebas experimentales. En 1978, el Instituto Británico de Estándares (*British Standards Institution, BS*) publicó un reglamento nuevo para mampostería no reforzada (BS 5628: Parte I-1978), expresado en un formato de estados límite. La Parte 2, que cubría la mampostería reforzada y preesforzada fué publicada en 1985. La Asociación de Estándares de Australia adoptó el diseño por estados limite en su reglamento en 1988 (AS 3700-1988) y el llamado Estándar de Mampostería de Nueva Zelanda (*New Zealand Standard for Masonry*) que utiliza un enfoque de diseño por esfuerzos de trabajo con énfasis especial en los requerimientos de diseño en zonas sísmicas.

En general, los Estándares, Manuales de Diseño y Reglamentos de Construcción, han sido desarrollados en el mundo para controlar la calidad de los materiales de mampostería y los métodos de diseño empleados. En Estados Unidos, por citar un ejemplo, estos estándares han sido desarrollados por asociaciones como: la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (*American Society of Testing and Materials, ASTM*), el Instituto Nacional de Estándares Americanos (*American National Standards Institute, ANSI*), la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*American Society of Civil Engineers, ASCE*), el Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute, ACI*), la Asociación de Ingenieros Estructuristas de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*), la Sociedad de la Mampostería (*The Masonry Soiciety, TMS*), la Conferencia Internacional de Inspectores de Construcción (*International Conference of Building Oficial, ICBO*), y la Oficina de Arquitectos del Estado de California (*California Office of the State Architect, OSA*), entre otras. La más importante de estas, por lo menos en la parte oeste de los Estados Unidos, es el *ICBO*. El Reglamento Uniforme de Construcción (*Uniform Building Code, UBC*) y los estándares *UBC*, se desarrollaron principalmente para reglamentar el uso de la mampostería reforzada en zonas sísmicas. Otros Reglamentos y Estándares, como el ANSI, ACI, y ASCE 530, son similares en sus consideraciones de materiales y métodos de construcción. Para la

obtención de muestras, ensayes y determinación de propiedades, con frecuencia se utilizan los estándares UBC y las especificaciones ASTM. Los requerimientos OSA fueron desarrollados para aplicarse estrictamente en edificios públicos construidos en California y se detallan en el Reglamento Administrativo de California (*California Administrative Code*), y preceden sobre cualquier reglamento local concerniente a hospitales o edificios propiedad del estado.

En México, el R.D.F. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publica las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, mismas que aparecen con frecuencia en los reglamentos de construcción de las demás entidades federativas. A través de las publicaciones de los organismos como el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), se pueden comparar los resultados obtenidos en las investigaciones contra lo que establecen los reglamentos, y de esta forma medir los avances en materia de diseño. Un ejemplo de ello es el amplio estudio del comportamiento de estructuras de mampostería sometidas a fuerzas sísmicas.

CAPÍTULO 3

VIGAS Y DINTELES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

Fig. 3.1 Construcción de vigas y dinteles de mampostería.

3.1 Introducción.

El comportamiento y diseño de vigas y dinteles de mampostería reforzada es el tema principal de este capítulo. Sin embargo, muchos de los principios cubiertos aquí también se aplican a los muros de mampostería reforzada sometidos a flexión (Capítulo 4) y se extienden a los Capítulos 5 al 7, para cubrir la combinación de carga axial y de flexión, además del comportamiento por cortante.

El módulo de ruptura de la mampostería (resistencia de tensión por flexión) representa una pequeña fracción de su resistencia de compresión. Esto, obviamente, significa que las vigas de mampostería sin refuerzo fallarán sobre la longitud de la cara en tensión, antes de alcanzar la resistencia de compresión permisible de la mampostería.

Las vigas y dinteles de mampostería reforzada son elementos que se colocan en posición horizontal y son utilizados para cubrir los claros de huecos presentes en los muros de mampostería, tal como se muestra en las figuras 3.1 y 3.2.

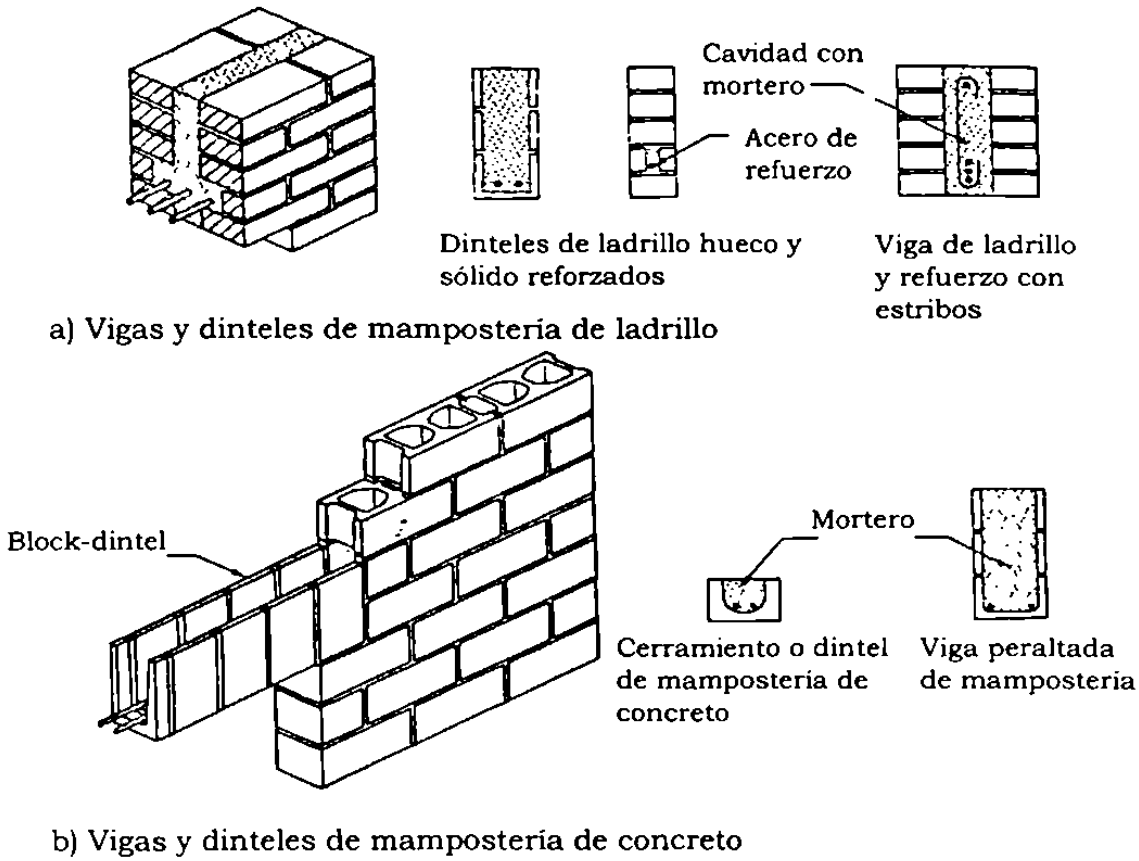


Fig. 3.2 Arreglos comunes de vigas y dinteles de mampostería.

Los elementos conocidos como cerramientos de mampostería son carreras de unidades de mampostería dentro de un muro, que están reforzadas horizontalmente con varillas longitudinales y mortero. Las cadenas de cerramiento reforzadas están espaciadas sobre la altura del muro, y se utilizan para resistir la flexión horizontal fuera del plano y la tensión o cortante en el plano. Los cerramientos normalmente se localizán al nivel de cimentación, entrepiso y azotea. A menos que formen parte de una viga o dintel, su principal función, dependiendo de dónde están localizadas, es la de distribuir la carga vertical de los entrepisos y ayudar a mantener la estructura del edificio como unidad.

En el diseño de miembros a flexión se deben tomar en cuenta dos factores: los de resistencia y los de servicio. La flexión, el cortante, y la longitud de anclaje se involucran con la resistencia, mientras que a la deflexión y al agrietamiento se les relaciona con la etapa de servicio.

3.2 Comportamiento y diseño a flexión.

3.2.1 Conceptos fundamentales.

Para elementos de poca altura (considerados como aquellos elementos simplemente apoyados con una relación claro-peralte mayor

de cinco), los conceptos fundamentales sobre los cuales se basa el análisis elástico de la mampostería reforzada son principalmente:

- Las fuerzas internas en cualquier sección de un elemento están en equilibrio con los efectos de las cargas externas;

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión (las deformaciones en la mampostería y el acero son directamente proporcionales con su distancia al eje neutro);

- Después de ocurrir el agrietamiento, se desprecia la contribución de resistencia a la tensión de la mampostería, y las fuerzas de tensión son resistidas por completo por el acero de refuerzo;

- El comportamiento elástico lineal existe dentro de un intervalo de esfuerzos de trabajo para ambos materiales; acero y mampostería;

- Existe un perfecto acoplamiento entre mortero y acero.

Estas consideraciones también se aplican en el análisis por esfuerzos de trabajo en vigas de concreto reforzado.

3.2.2 Comportamiento bajo carga.

Cuando se incrementa la carga sobre una viga de mampostería reforzada, claramente se puede distinguir una gran variedad de diferentes estados según el comportamiento de los esfuerzos, los cuales se describen a continuación.

3.2.2.1 Esfuerzo elástico; sección sin agrietar.

Cuando los esfuerzos de tensión por flexión en la fibra extrema son menores que el módulo de ruptura de la mampostería, no se desarrolla ningún patrón de grietas, y la distribución de esfuerzos y deformaciones es lineal, como se muestra en la Fig. 3.3(a). Las propiedades de la sección pueden ser calculadas usando una sección transformada. En esta sección transformada, el área actual del acero de refuerzo se reemplaza por un área equivalente en mampostería, la cual estará localizada en el nivel del acero, donde n define la relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_m} \tag{3.1}$$

Donde

E_s = módulo de elasticidad del acero.

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería.

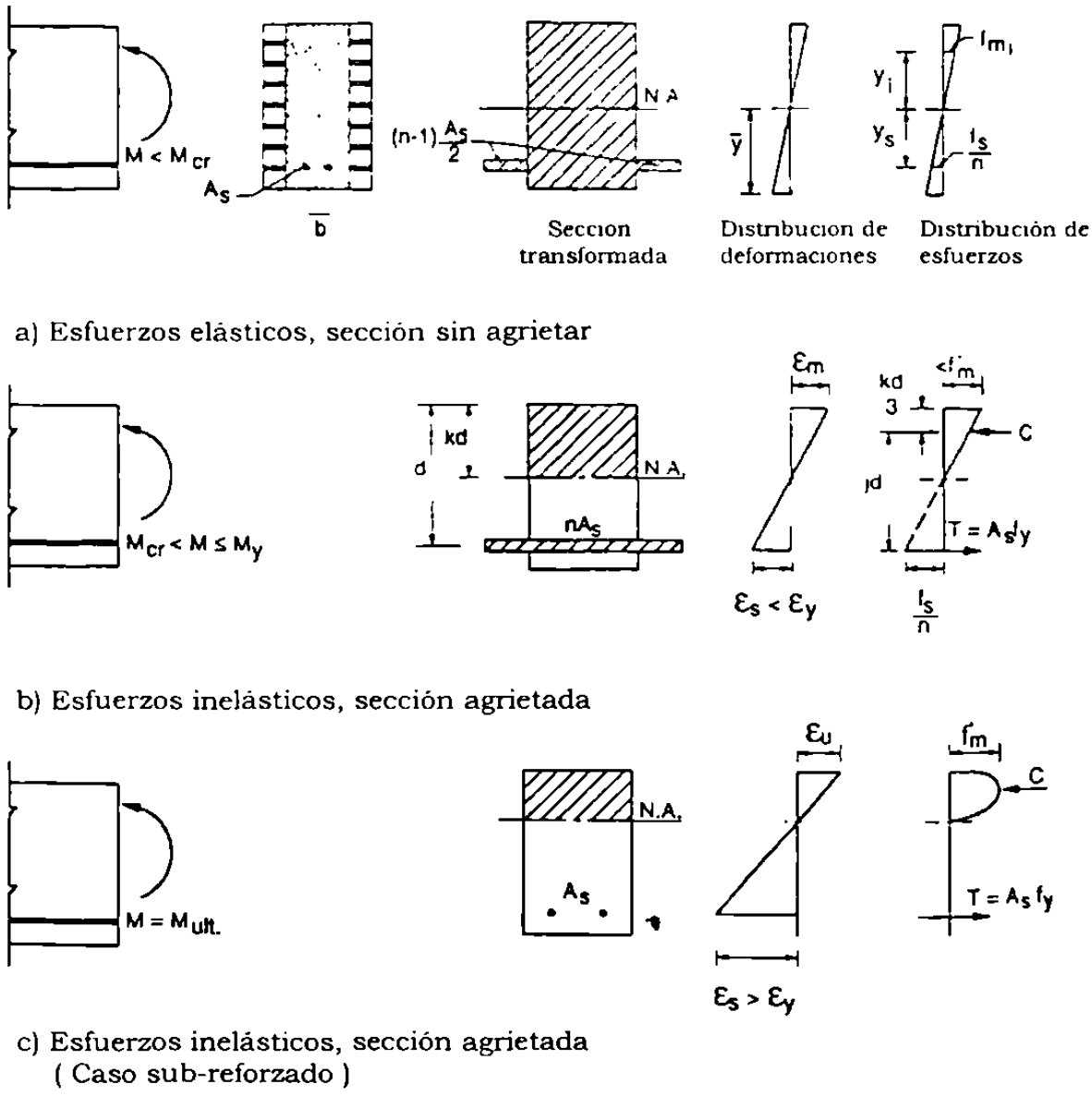


Fig. 3.3 Análisis de vigas de mampostería reforzada.

La relación que define el comportamiento momento-curvatura se muestra mediante la curva *A* en la Fig. 3.4. El esfuerzo de flexión en la mampostería f_{mi} en cualquier punto *i* de la sección transversal se determina por la expresión siguiente:

$$f_{mi} = \frac{My_i}{I_{tr}} \tag{3.2}$$

Donde

M = momento aplicado.

y_t = distancia desde el eje neutro hasta el punto en cuestión.

I_{tr} = momento de inercia de la sección transformada.

El esfuerzo en el acero f_s, se calcula mediante la expresión

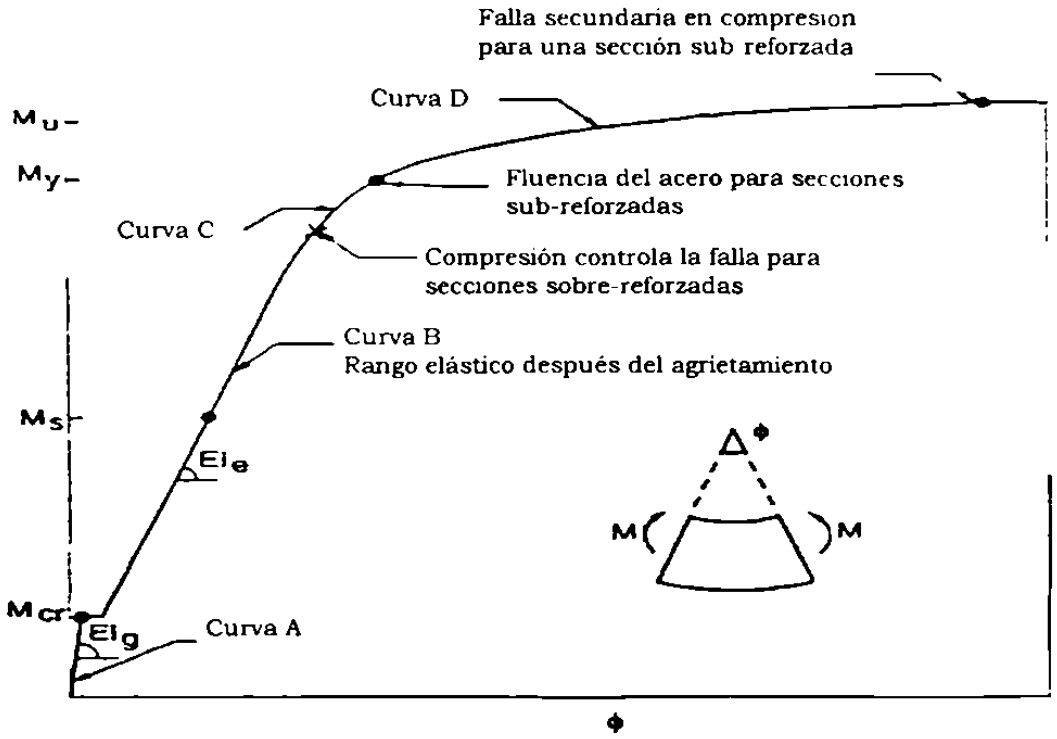
$$f_s = n(My_s / I_{tr}) \tag{3.3}$$

Donde y_s, es la distancia desde el eje neutro hasta el centroide del acero de refuerzo.

3.2.2.2 Esfuerzo elástico, sección agrietada.

La mampostería se agrieta cuando el esfuerzo de tensión en la fibra extrema excede el módulo de ruptura. Si el esfuerzo de compresión en la mampostería es menor que la mitad de la resistencia de compresión y el esfuerzo en el acero no alcanza su esfuerzo de fluencia durante el agrietamiento, ambos materiales continúan con un comportamiento elástico, ver Fig. 3.3(b). La curva *B* en la gráfica de la Fig. 3.4 representa el comportamiento elástico para la sección agrietada, la cual ahora ha reducido las propiedades de la sección.

Una sección transformada; formada por la mampostería sobre la cara en compresión a partir del eje neutral, más n veces el área de acero sobre el otro, se utiliza para calcular los esfuerzos y deformaciones.



Ref. Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 3.4 Relación momento-curvatura para vigas de mampostería reforzada.

Para la localización del eje neutro, se consideran el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones entre la mampostería y el acero. Como se muestra en la Fig. 3.3(b), la fuerza de compresión resultante se calcula como

$$C = f_m kbd / 2 \tag{3.4}$$

Y la fuerza de tensión resulta

$$T = A_s f_s = \rho b d f_s \tag{3.5}$$

Donde la cuantía de acero ρ se define como

$$\rho = A_s / bd \tag{3.6}$$

Por equilibrio de fuerzas, $C = T$, y de las ecuaciones 3.4 y 3.5 se tiene

$$\rho f_s bd = f_m kbd / 2$$

$$k = 2\rho f_s / f_m \tag{3.7}$$

Sustituyendo los términos f_s y f_m de la ecuación 3.7 en función de deformaciones ($\varepsilon_m = f_m / E_m$) se obtiene

$$k = 2\rho \frac{\varepsilon_s E_s}{\varepsilon_m E_m} \tag{3.8}$$

Por relación de triángulos en la Fig. 3.3(b)

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_m} = \frac{d - kd}{kd} = \frac{1-k}{k}$$

De aquí, y utilizando la relación modular $n = E_s / E_m$ de la ecuación 3.1, la ecuación 3.8 puede ser expresada como

$$k = \frac{2n\rho(1-k)}{k} \tag{3.9}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática resultante para:

$$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho \tag{3.10}$$

Entonces, conociendo la cuantía de acero y la relación modular, la profundidad del eje neutro kd, puede determinarse mediante la ecuación 3.10.

Para un valor de momento aplicado, pueden determinarse los esfuerzos en la mampostería y acero. El equilibrio de momentos alrededor de T resulta en

$$M = Cjd = f_m kjbd^2 / 2 \tag{3.11}$$

$$f'_m = 2M / kjbd^2 \tag{3.12}$$

De forma similar, el equilibrio de momentos alrededor de C resulta

$$M = Tjd = \rho f_s jbd^2 \tag{3.13}$$

$$fs = M / \rho jbd^2 \tag{3.14}$$

Donde el brazo de palanca del momento entre C y T esta dado por

$$jd = d - kd/3$$

En forma adimensional:

$$j = 1 - k/3 \qquad (3.15)$$

La ecuación 3.11 puede emplearse para determinar el momento permisible basado en el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería F_b (normalmente representa el 0.33 de la resistencia de compresión de la mampostería, f'_m). De forma similar, el máximo momento permisible puede determinarse mediante la ecuación 3.13, basada en el esfuerzo permisible del acero. El menor de estos dos momentos es el momento permisible para el diseño, como se muestra en la Fig. 3.4.

Según el enfoque de los esfuerzos de trabajo, la condición de falla balanceada es un estado donde la mampostería y el acero fallan simultáneamente, ya que alcanzan sus esfuerzos permisibles casi al mismo tiempo. En este caso

$f_m = F_b$ = esfuerzo permisible de compresión por flexión en la mampostería.

$f_s = F_s$ = esfuerzo permisible en el acero.

Por relación de triángulos, ver Fig. 3.3(b)

$$\frac{k_b d}{d} = \frac{F_b}{F_b + F_s / n} \tag{3.16}$$

Donde k_b es el valor de k para la condición de falla balanceada.

Entonces,

$$k_b = \frac{F_b}{F_b + F_s / n} \tag{3.17}$$

Para obtener la cuantía de acero balanceada, las ecuaciones para C y T resultan

$$\rho_b b d F_s = F_b k_b d b / 2 \tag{3.18}$$

Sustituyendo k_b, y resolviendo se tiene

$$\rho_b = \frac{n F_b}{2 F_s (n + F_s / F_b)} \tag{3.19}$$

Esta cuantía balanceada, ρ_b, se utiliza para indicar en qué casos la tensión del acero o compresión de la mampostería controla el diseño de las vigas de mamposteria reforzadas. Si la cuantía de acero ρ, es menor que ρ_b, el esfuerzo en el acero alcanza su valor permisible, F_s, antes de que la mampostería alcance su límite permisible, F_b, y el momento de

diseño estará gobernado por el esfuerzo del acero. En el otro sentido, si ρ es mayor que ρ_b, la mampostería alcanza primero su esfuerzo de compresión permisible, F_b, y el momento permisible estará gobernado por este valor.

3.2.2.3 Esfuerzo inelástico, sección agrietada.

Cerca de la carga última, los esfuerzos están en el intervalo inelástico y no son proporcionales a su deformación, ver Fig. 3.3(c). Existen dos modos de falla en vigas de mampostería reforzada. Dependiendo de la cantidad de acero presente en la sección, pudiera no presentarse la fluencia del acero antes de que la mampostería falle por compresión.

La curva *C*, en la Fig. 3.4, representa el inicio del comportamiento no lineal. Si la sección está sobre-reforzada, puede ocurrir la falla por compresión en la mampostería. Para vigas sub-reforzadas, la fluencia del acero de refuerzo define el cambio en el comportamiento, donde un incremento gradual en el momento está definido por la curva *D* (Fig. 3.4) y está asociado con el incremento gradual en el brazo de palanca del momento.

Debido a que la mampostería tiende a estar parcialmente reforzada, el modo común de falla es la fluencia del acero seguida por el estallamiento de la mampostería. La fluencia del acero en tensión define

la máxima fuerza en tensión, y por equilibrio de tensión y compresión, queda también definida la máxima fuerza de compresión. Cuando una viga de mampostería está muy reforzada, el acero de refuerzo en tensión no alcanza la fluencia antes de que la mampostería falle por compresión; la falla ocurre por muy poca deflexión, y no se produce un modo de falla deseable. En la situación de falla balanceada, la fluencia del acero y el aplastamiento de la mampostería ocurren al mismo tiempo. La capacidad de momento último, para una sección sub-reforzada como la que se muestra en la Fig. 3.5(a), la fuerza de tensión está dada por

$$T = A_s f_s \tag{3.20}$$

Existen varias formas de representar el bloque de esfuerzos, como la forma triangular mostrada en la Fig. 3.5(c), que pueden utilizarse. El bloque rectangular de esfuerzos (conocido como bloque de esfuerzos de *Whitney*), mostrado en la Fig. 3.5(b), es de uso común entre los diseñadores de estructuras, y es natural utilizarlo en mampostería, empleando los mismos parámetros que para el concreto reforzado.

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05 f'_m \leq 0.85 \qquad \text{(para } f'_m \text{ en ksi)} \tag{3.21}$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.0073 f'_m \leq 0.85 \qquad \text{(para } f'_m \text{ en MPa)}$$

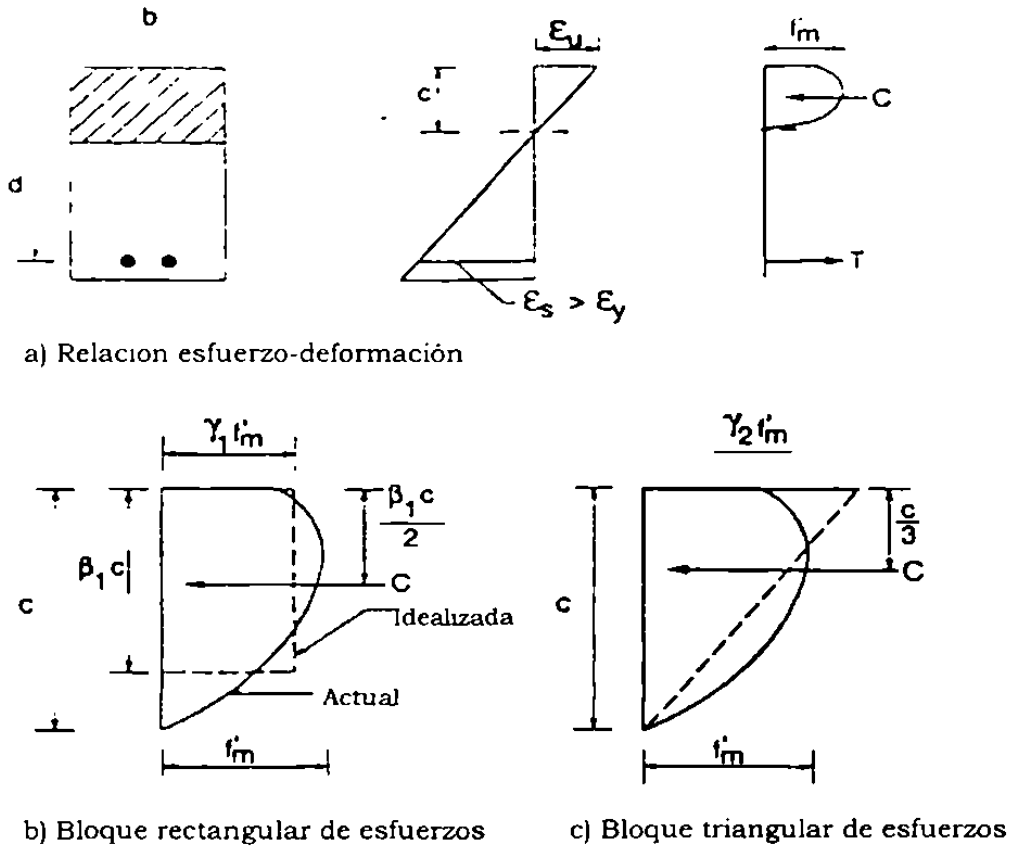


Fig. 3.5 Momento último en vigas de mampostería sub-reforzadas.

La fuerza resultante de compresión es entonces;

$$C = \gamma_1 f'_m \beta_1 c b \tag{3.22}$$

Por equilibrio de fuerzas $T = C$, las ecuaciones 3.20 y 3.22 resultan

$$c = \frac{A_s f_y}{\gamma_1 f'_m \beta_1 b} \tag{3.23}$$

Entonces, la capacidad nominal o teórica de momento último M_n se calcula mediante la expresión

$$M_n = T\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

$$M_n = A_s f_y\left(d - \frac{A_s f_y}{2\gamma_1 f'_m b}\right) \qquad (3.24)$$

Si consideramos la cuantía de acero $\rho = As/bd$, y definimos el índice de acero como ω, entonces;

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_m} \qquad (3.25)$$

La ecuación 3.24 se transforma en

$$M_n = bd^2 f'_m \omega\left(1 - \frac{\omega}{2\gamma_1}\right) \qquad (3.26)$$

O bien, será

$$M_n = bd^2 f'_m \omega(1 - 0.59\omega) \qquad (3.27)$$

Entonces, por razones de seguridad, el momento último de diseño, debido a cargas factorizadas, deberá satisfacer la siguiente relación:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Sustituyendo de la ecuación 3.27

$$M_n \leq \phi bd^2 f'_m \omega(1 - 0.59\omega) \qquad (3.28)$$

El Reglamento UBC especifica un valor de ϕ entre 0.40 y 0.80, dependiendo del tipo de construcción.

Cualquier error en la evaluación de f'_m, o en la representación de la fuerza de compresión resultante tiene un efecto proporcional en los términos C y c, la ecuación de capacidad de momento puede ser reescrita para que el esfuerzo de compresión controle la falla:

$$M_n = C\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) \tag{3.29}$$

La cuantía de refuerzo balanceada ρ_b describe la condición en la cual la fluencia del acero de refuerzo ocurre con la misma carga en la que la mampostería alcanza su resistencia última, como se muestra en la Fig. 3.6, ρ_b puede expresarse como:

$$\rho_b = \beta_1 \gamma_1 (f'_m / f_y)\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y}\right) \tag{3.30}$$

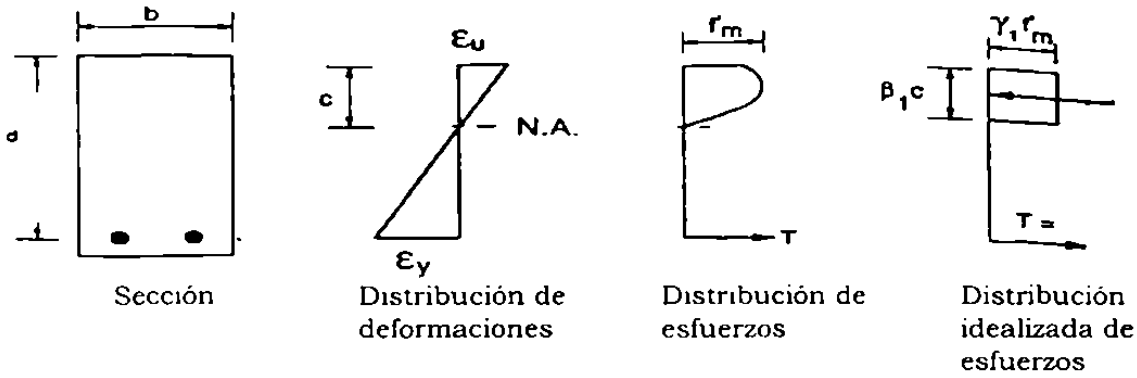


Fig. 3.6 Condición de falla balanceada para capacidad de momento último.

En algunos reglamentos se sugieren valores de deformación unitaria para diseño, que varían en un intervalo entre 0.002 y 0.0035. El Reglamento *UBC* optó por un valor de 0.003, que coincide con el empleado en el concreto reforzado. Los valores bajos de ε_u arrojan valores bajos de ρ_b, y en una reducción de la capacidad de momento para fallas controladas por compresión. Así mismo, se recomienda que ρ_{max} sea igual a $05\rho_b$ para asegurar una adecuada ductilidad bajo cargas sísmicas. Es pertinente mencionar que el Reglamento Australiano establece una cuantía mínima de acero $\rho_{min} \geq 0.0015$, mientras que el Reglamento *UBC* indica un valor de 0.0018.

3.3 Comportamiento y diseño por cortante.

3.3.1 Desarrollo de los requerimientos de diseño.

Las vigas de mampostería reforzada deben diseñarse para la flexión y el cortante. La máxima fuerza cortante ocurre cerca del apoyo. Una falla por cortante generalmente se refiere a la tensión diagonal.

3.3.1.1 Viga sin agrietar.

Cuando el esfuerzo en la fibra extrema en tensión es menor que el módulo de ruptura de la mampostería, puede considerarse que la viga se comporta como un elemento homogéneo y elástico. El esfuerzo cortante f_v se calcula mediante:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \tag{3.31}$$

Donde

V = fuerza cortante.

Q = primer momento alrededor del eje neutro de una porción de la sección transversal entre el plano bajo consideración y la fibra extrema.

I = momento de inercia.

b = ancho de la sección transversal en el plano bajo consideración.

El máximo esfuerzo cortante ocurre en el eje neutro. Como se muestra en la Fig. 3.7(a) resultando una distribución parabólica de esfuerzos para secciones rectangulares.

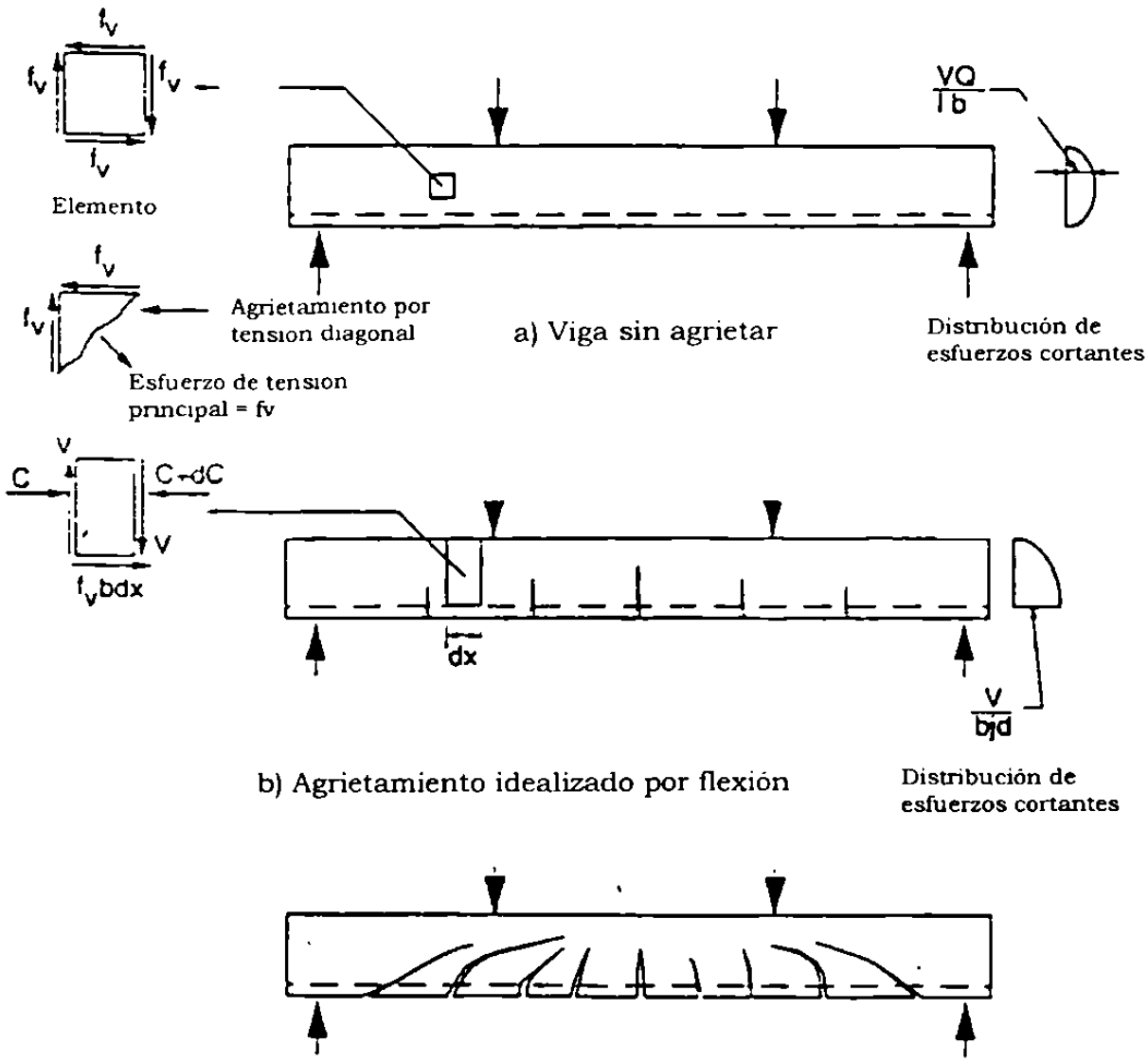


Fig. 3.7 Análisis por cortante en vigas de mampostería.

3.3.1.2 Viga sin agrietar, sin refuerzo en el alma.

Los Reglamentos *ACI530/ASCE 5/TMS 402* y el del *UBC*, especifican una ecuación simplificada para determinar el cortante:

$$f_v = \frac{V}{bd} \tag{3.32}$$

Es común encontrar en la mayoría de los reglamentos la siguiente ecuación, para determinar el cortante; $f_v = V/bjd$, donde j generalmente es una constante igual a 7/8.

3.3.1.3 Viga agrietada, incluyendo refuerzo en el alma.

Como es sabido, el alma se refuerza normalmente mediante estribos, como se muestra en la Fig. 3.9(a). Los resultados de pruebas experimentales indican que el refuerzo previene la falla por tensión diagonal, permitiendo que se desarrolle totalmente la capacidad para flexión. Los estribos se colocan normalmente espaciados, a una distancia s, como lo indica la Fig. 3.9(b).

La fuerza de tensión en cada estribo se calcula como:

$$T_s = A_v f_s \tag{3.33}$$

Donde

A_s = área de acero del estribo.

f_s = esfuerzo en el acero del estribo.

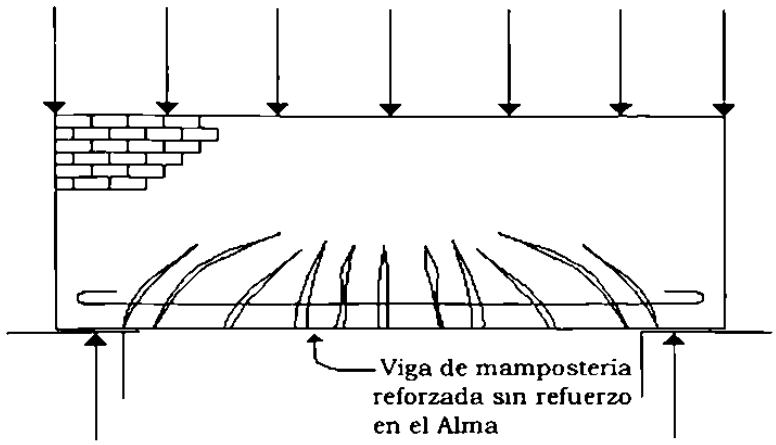
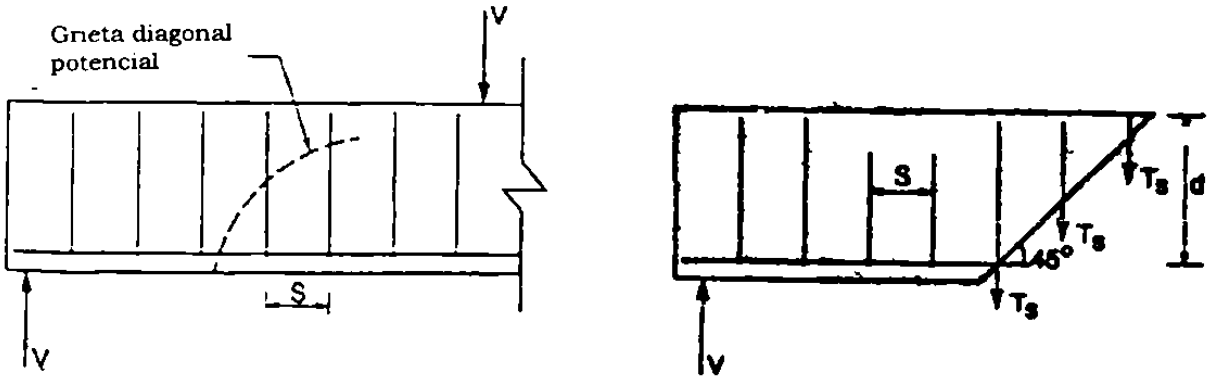


Fig. 3.8 Analogía de arco para vigas de mampostería reforzada sin refuerzo en el alma.



a) Elevación de viga

b) Detalle de una grieta a 45° y las fuerzas generadas en los estribos

Fig. 3.9 Resistencia para cortante, mediante refuerzo en el alma, en vigas de mampostería reforzadas.

Los estribos se requieren para soportar todo el cortante. Mediante la sumatoria de las fuerzas de la Fig. 3.9 resulta, entonces:

$$V = \frac{d}{s} A_v f_s \tag{3.34}$$

Para el cual, el área de acero de refuerzo requerido por cada estribo está determinado por:

$$A_v = \frac{V_s}{f_s d} \tag{3.35}$$

De la misma manera, para un área particular de estribo, el espaciamiento del estribo queda definido como:

$$s = \frac{A_v f_s d}{V} \tag{3.36}$$

El máximo espaciamiento del estribo queda limitado a $d/2$, con el fin de asegurar que cada grieta diagonal esté limitada por al menos un estribo, evitando con ello que ésta se propague hacia el interior de la viga.

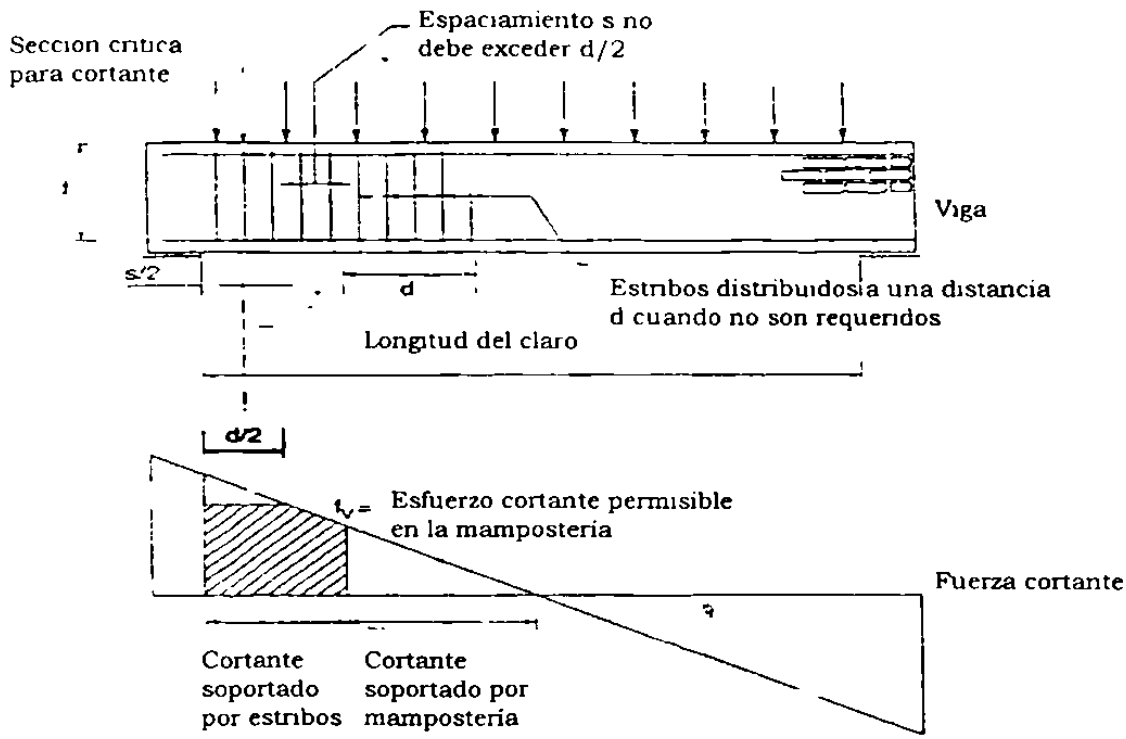


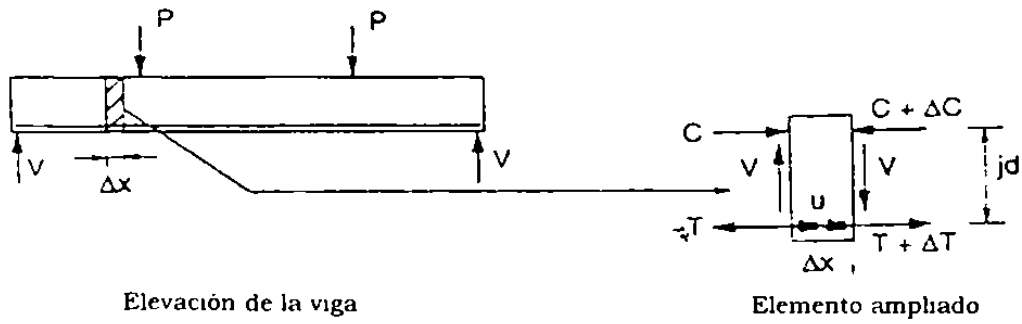
Fig. 3.10 Diseño por cortante en vigas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo).

3.4 Anclaje del refuerzo.

3.4.1 Longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo l_d, que se provea deberá ser suficiente para desarrollar el esfuerzo en el acero, sin exceder el valor considerado en el diseño. La ecuación para la longitud de desarrollo se deriva del equilibrio de fuerzas del diagrama de cuerpo libre de una longitud de la varilla de refuerzo (ver Fig. 3.11),

$$\pi d_b u l_d = A_s f_s = \frac{\pi d_b^{\,2}}{4} f_s \qquad (3.37)$$



Desarrollo del esfuerzo de adherencia en vigas de mampostería reforzada

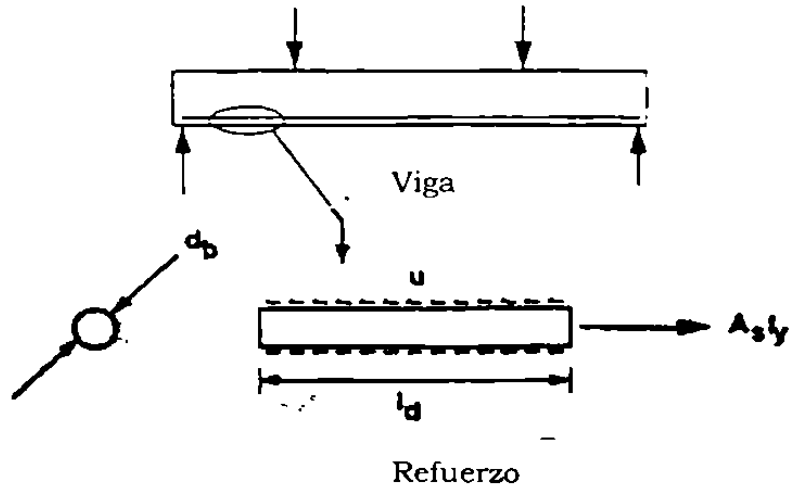


Fig. 3.11 Longitud de desarrollo.

De modo que

$$l_d = f_s d_b / 4u \tag{3.38}$$

Donde

f_s = esfuerzo calculado en el acero, dependiendo dónde esté localizado.

u = esfuerzo permisible de adherencia .

d_b diámetro de la varilla.

l_d longitud de desarrollo.

En el diseño por esfuerzos de trabajo, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican una longitud de desarrollo recomendada, $l_d = 0.0015 d_b f_s$ (en pulgadas). Por otro lado, la longitud de traslape normalmente está expresada en términos de la longitud de desarrollo. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE5/TMS 402* especifican una longitud de traslape en tensión y compresión igual a $0.002 d_b f_s$ (en pulgadas), la cual representa un valor de $1.33 l_d$. De cualquier forma, en la práctica se recomienda una longitud mínima de traslape de 30 cm.

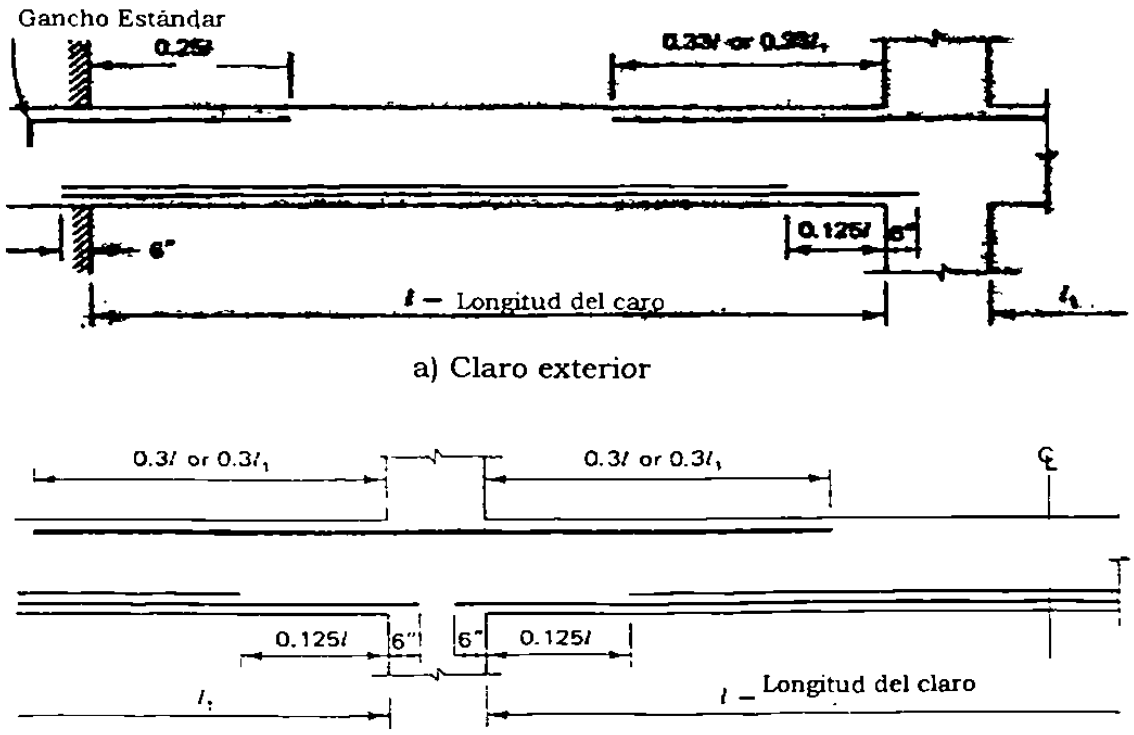


Fig. 3.12 Detalle simplificado del refuerzo en vigas de mamposteria.

3.5 Requerimientos de servicio.

Los requerimientos de servicio para elementos reforzados sometidos a flexión involucran lo siguiente: deflexiones, control de agrietamiento y protección contra la corrosión. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican que la deflexión de vigas y dinteles debida a la carga muerta más viva, estén limitadas a un valor del claro, dividido en 600, u 8 mm, cuando éstos proporcionen un soporte vertical a la mampostería sin refuerzo. En la ausencia de cualquier otra recomendación, se han adoptado las recomendaciones del método de diseño del Reglamento *ACI 318* para concreto reforzado, donde las deflexiones deberán ser determinadas empleando la siguiente expresión que define el momento de inercia efectivo:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \qquad (3.39)$$

Donde

I_g, I_{cr} = momento de inercia gruesa y momento de inercia agrietada respectivamente.

M_{cr}, M_a = momento de agrietamiento y momento aplicado respectivamente.

3.6 Distribución de carga sobre vigas y dinteles.

3.6.1 Comportamiento.

En la Fig. 3.13 se muestran los claros de huecos sobre vigas y dinteles en muros de mampostería. La función de un dintel es la de transferir las cargas verticales de arriba del hueco a los soportes en los extremos.

Existen dos tipos de carga vertical en los dinteles:

1. Distribución de las cargas verticales del peso propio del muro superior, más las cargas del entrepiso y azotea.

2. Cargas concentradas de vigas de entrepiso, joist-losa, y otros elementos del soporte dentro del muro.

Debido a la acción de arco, los dinteles bien pueden no soportar la totalidad de la carga arriba del hueco. Como se muestra en la Fig. 3.13(a), la parte de la mampostería contenida en el triángulo *ABC* por lo general se considera como la que será soportada por el dintel. Una práctica recomendada es utilizar un triángulo formado por ángulos de 45° o 60°, para determinar el área tributaria de diseño. Cualquier carga arriba del punto *C* se desprecia. Para poder utilizar la acción del arco, deberá existir suficiente longitud de apoyo de mampostería hacia cada

lado del hueco, para resistir la armadura a través de la acción de arco. La acción del arco también requiere una adecuada profundidad de la mampostería arriba del punto *C*, para poder soportar las fuerzas de compresión horizontales del arco de la armadura. Si las cargas de entrepiso o azotea están aplicadas por debajo del punto *C*, Fig. 3.13, no se considera que se desarrolla la acción del arco, y el dintel deberá ser diseñado para soportar la totalidad de la carga.

Si se considera una carga triangular (45°) sobre el dintel, el momento al centro del claro del dintel, debido al peso del material, está dado por la siguiente expresión:

$$M_{centroclaro} = \frac{WL}{2}\frac{L}{2}\frac{1}{3}\frac{L}{2} = \frac{WL^3}{24} \tag{3.40}$$

Donde

W = peso de la superficie vertical del muro, en kg/m^2, arriba del dintel o viga.

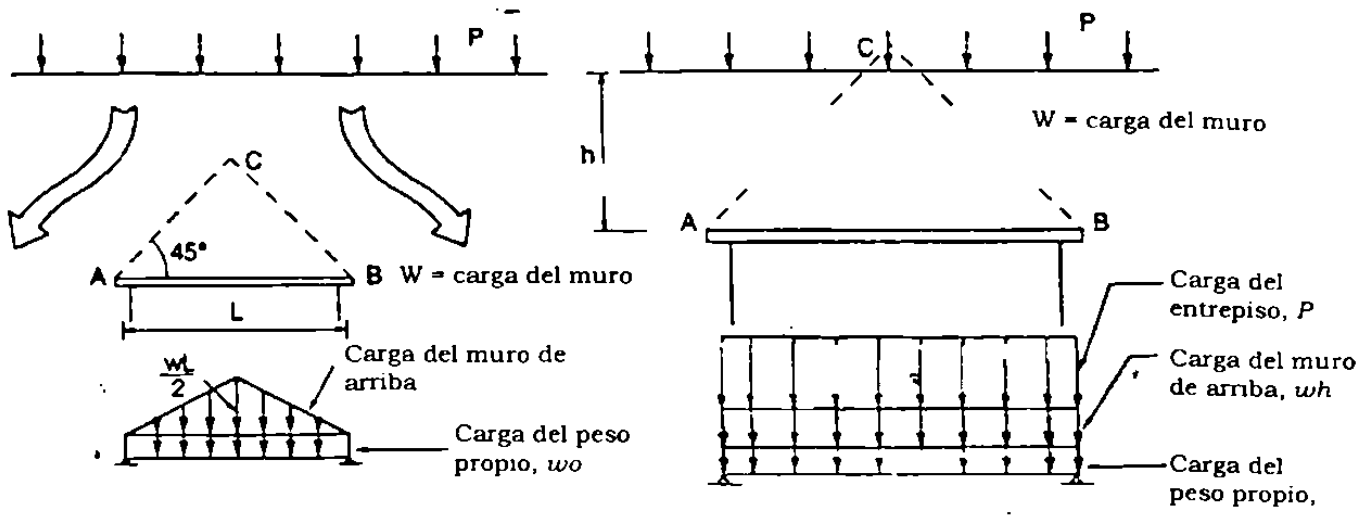


Fig. 3.13 Distribución de cargas sobre dinteles.

Si se considera que las cargas concentradas de las vigas de entrepiso o azotea se trasmiten al dintel asumiendo un ángulo de 60° y una dispersión triangular de la fuerza. Como se muestra en la Fig. 3.14, la parte de la carga w_p distribuida sobre la longitud *DB*, es considerada en el análisis y el diseño del dintel adicionalmente a las cargas de peso propio y peso del área tributaria de muro sobre el hueco.

Si consideramos una distribución de 60° (30° con respecto a la vertical), para una carga concentrada dada, el efecto sobre el dintel está dado por la siguiente expresión:

$$a = (h\tan 30° + 0.5L - x') = (0.577h + 0.5L - x')$$

$$W = \frac{P}{2h\tan 30°} = \frac{P}{1.155h} \tag{3.41}$$

Donde

W = fracción de carga uniformemente distribuida equivalente a la carga concentrada P.

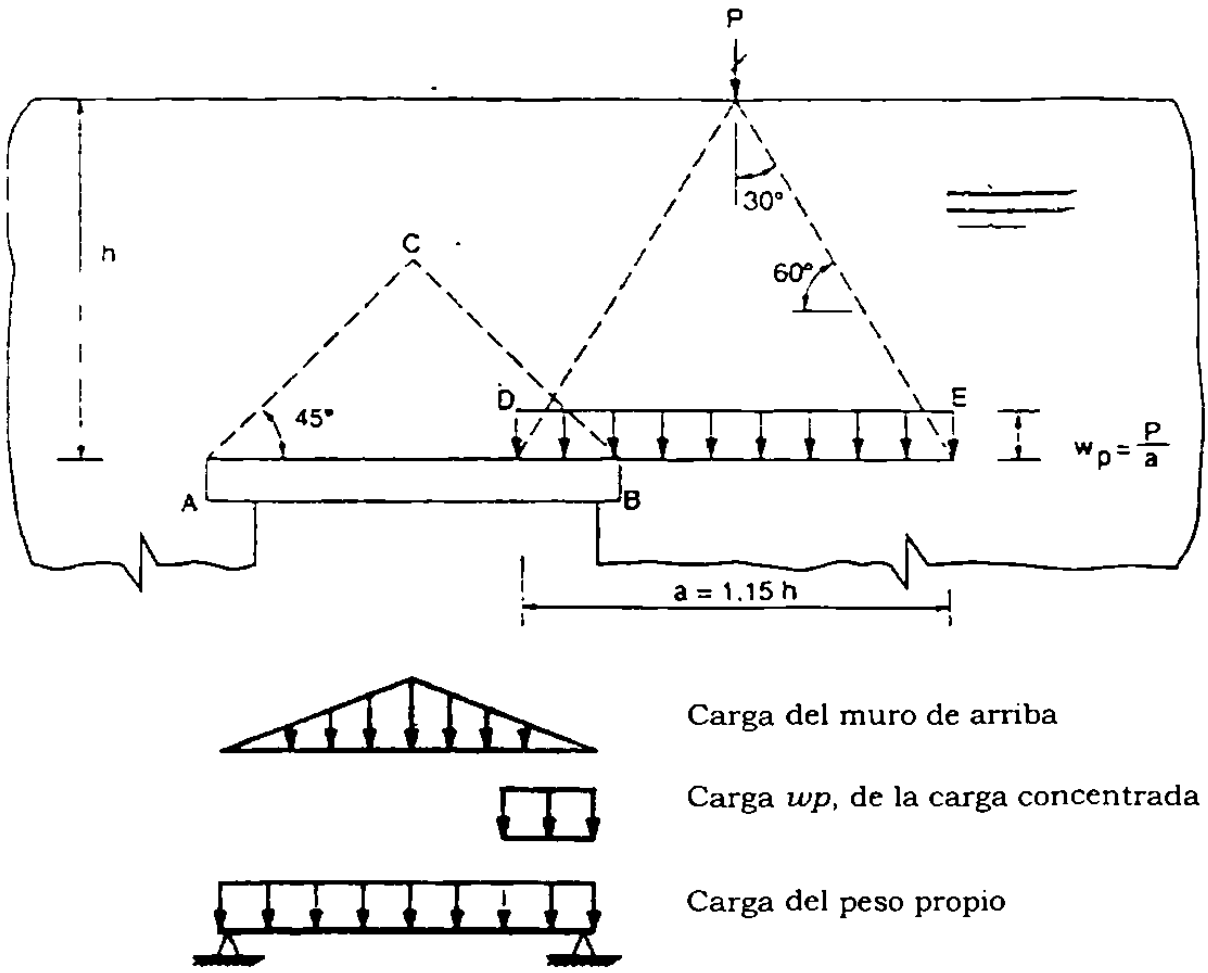


Fig. 3.14 Distribución de cargas concentradas sobre dinteles de mampostería.

3.7 EJEMPLOS DE DISEÑO

3.7.1 Viga de mampostería de ladrillo.

Ejemplo 3.1

La viga de mampostería de ladrillo mostrada en la Fig. 3.15 soporta una carga de 45 kN (*10 klb)* al centro del claro. La viga se encuentra simplemente apoyada en sus extremos y tiene una longitud de 3.60 m (*12 pies*). Considere un valor de resistencia de los materiales f'_m = 20.7 MPa (*3,000 lb/pulg²*), fluencia del acero F_s = 138 MPa (*20 klb/pulg²*) y un peralte de la viga, d = 71.12 cm (*28 pulg*).

a) Determinar la cantidad de acero requerido por los esfuerzos de tensión.

b) Determinar el factor de seguridad contra el colapso.

c) Revisar si requiere refuerzo por cortante.

d) Revisar la adherencia, el aplastamiento y la longitud de desarrollo del refuerzo.

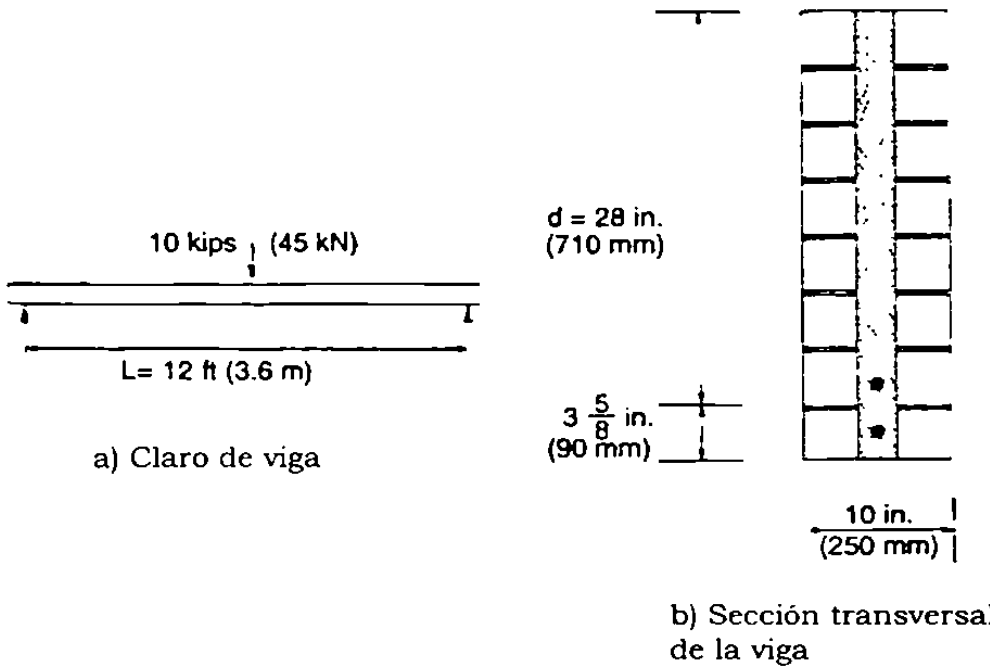


Fig. 3.15 Viga de mampostería de ladrillo del ejemplo 3.1.

Solución A:

A.1 Determinación del peso de la viga

$w_o = [(2{,}000)(3.6)(0.18)(0.80) + (2{,}400)(0.80)(0.066)(3.6)]/3.60 = 414.72$ kg/m

= 4.05 kN/m = 4,050 N/m *(277 lb/pie)*

A.2 Momento al centro del claro

$$M = \frac{Pl}{4} + \frac{w_o l^2}{8} = \frac{45(3.6)}{4} + \frac{4.05(3.6)^2}{8} = 47.06 \text{ kN-m } (34.70 \text{ klb-pie})$$

A.3 Para determinar un área de acero aproximada, propone un valor de j = 0.90, y posteriormente se revisará. (El valor de j no varía mucho

en vigas de mampostería reforzada). Considerando que el esfuerzo de tensión controla el diseño.

(3.13) $M = Tjd = A_s f_s jd$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{47.061}{(138{,}000)(0.90)(.71)} = 0.000533 \text{ m}^4 = \underline{5.33 \text{ cm}^2} \ (0.82 \ pulg^2)$$

Se proponen inicialmente 2 varillas No. 6, A_s = 2(2.84 cm²) = <u>5.68 cm²</u> (*0.88 pulg²*), y se revisaran los esfuerzos en la sección.

A.4 <u>Empleando las ecuaciones antes descritas</u>

(3.6) $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.68}{(25)(71)} = \underline{0.0032}$

(3.1) $n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200{,}100}{750(3{,}000)(0.0069)} = \underline{12.90}$

(3.10) $k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho = \sqrt{2(12.90)(0.0032) + (0.04)^2} - 0.0418$

$k = \underline{0.2442}$

$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.244}{3} =$ <u>0.92</u> (muy cercano al valor de 0.90 propuesto inicialmente).

(3.11) $M = \frac{1}{2} f_m kjbd^2$

$$f_m = \frac{2M}{kjbd^2} = \frac{2(47.061)}{0.92(0.2442)(0.25)(0.71)^2} = 3{,}369 \text{ kN/m}^2$$

= <u>3.369 MPa</u> (*488 lb/pulg²*)

Debido a que f_m resulta menor que el esfuerzo permisible de compresión por flexión, $F_b = \frac{1}{3} f'_m$ = 6.9 MPa (*1,000 lb/pulg²*), el diseño es satisfactorio para la mampostería.

(3.14) $f_s \quad \frac{M}{\rho j b d^2} = \frac{47.061}{0.0032(0.92)(0.25)(0.71)^2}$ = 126,843 kN/m²

=<u>126.84 MPa</u> (*18,382 lb/pulg²*) < <u>138 MPa</u> (*20,000 lb/pulg²*), también cumple satisfactoriamente con el esfuerzo permisible en el acero.

A.5 Considerando el <u>porcentaje de acero mínimo</u>

$\rho_{min} = \frac{0.55}{f_y} = \frac{0.55}{280}$ = <u>0.001964</u>

Debido a que $\rho > \rho_{min}$, las dos varillas No. 6 propuestas inicialmente son adecuadas.

Solución B:

B.1 De acuerdo a las ecuaciones antes descritas, <u>la resistencia última a flexión</u> se determinará a partir de la expresión:

(3.29) $M_u = \phi T \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$

(3.24) $\beta_1 c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{(5.68)(0.0001)(280)}{0.85(20.7)(0.25)}$ = 0.0361 m

= <u>3.61 cm</u> (*1.42 pulg*)

(3.20) $T = A_s f_y$

$$M_u = (0.80)(5.68)(280)(0.0001)\left(0.71 - \frac{0.0361}{2}\right) = 0.088 \text{ MN-m}$$

= <u>88.03 kN-m</u> (*64.91 klb-pie*)

B.2 <u>EL factor de seguridad</u> se definió como la razón entre última resistencia y momento aplicado, de modo que

$$= \frac{88.03}{47.061} = \underline{1.87}$$

Comparando ρ_{exist} con $0.50\rho_b$, se tiene

(3.30) $$\rho_b = (0.85)(0.85)\left(\frac{20.7}{280}\right)\left(\frac{0.003}{0.003 + 280/200{,}100}\right) = \underline{0.03642}$$

B.3 Debido a que ρ_{exist}, resultó menor que ρ_b, la viga esta sub-reforzada por lo que tendrá un comportamiento dúctil, siempre deseable.

Solución C:

C.1 En el diseño por esfuerzos de trabajo, el cortante máximo V a una distancia $d/2$ desde el paño del apoyo se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{45}{2} + 4.05\left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.71}{2}\right) = \underline{28.35\ \text{kN}}\ (6.37\ klb)$$

El esfuerzo cortante está dado por la siguiente expresión:

$$(3.32) \qquad fv = \frac{V}{bjd} = \frac{28.5}{0.25(0.875)(0.71)} = 183.50\ \text{kN/m}^2$$

$$= \underline{0.18\ \text{MPa}}\ (26.59\ lb/pulg^2)$$

C.2 Empleando los Reglamentos de diseño *ACI 318/ASCE 5/TMS 402* el esfuerzo cortante permisible en la mampostería es el que resulte menor entre $\sqrt{f'_m}$ y 0.35 MPa, en este caso $\sqrt{f'_m}$ = 4.54 MPa > 0.35 MPa. El esfuerzo permisible a cortante Fv = 0.35 MPa (*50.70 lb/pulg²*)> 0.18 MPa (*26.08 lb/pulg²*), por lo que no requiere refuerzo por cortante.

Solución D:

D.1 Considerando un esfuerzo de adherencia permisible de 1.1 MPa (*160 lb/pulg²*).

Para las varillas No. 6, $\sum_o = \pi\,(1.905) = \underline{5.98}$

$jd = 0.92(71) = \underline{65.32\ \text{cm}}\ (25.71\ pulg)$

D.2 El esfuerzo de aplastamiento por flexión de las dos varillas es

$$u = \frac{V}{\sum_o jd} = \frac{28.5(1{,}000)}{2(5.98)(65.32)(0.01)}$$

= 0.003648 MPa (*0.52 lb/pulg²*)<1.1 MPa (*160 lb/pulg²*)

D.3 La longitud de desarrollo requerida es determinada mediante la expresión:

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u} = \frac{121.2(0.019)}{4(1.1)} = 0.523 \text{ m} = 52.33 \text{ cm } (20.60 \text{ pulg})$$

D.4 La longitud de desarrollo que la viga provee esta dada por

$l_d = \frac{claro}{2} = \frac{360}{2} = 180$ cm (*70.86 pulg*) > que l_d requerida, lo cual es satisfactorio.

Con respecto al ejemplo anterior, se puede concluir que si se obtiene ρ_b (0.03642) a partir de las expresiones de última resistencia, el valor resulta muy superior en comprasión al valor ρ_b (0.009802) que se obtiene en el análisis por esfuerzos de trabajo, lo cual en términos de ductilidad resulta muy poco conveniente emplear el primero. El factor de seguridad de carga de 1.87 resultó ser superior a los mínimos de 1.4 y 1.7 ó 1.5 (comunmente empleados) para la combinación de carga muerta y viva respectivamente. Además de cumplir con el esfuerzo permisible de aplastamiento, no se requirió de refuerzo por cortante (estribos) ya que para la condición de carga mostrada no se sobrepasó el esfuerzo cortante permisible de la mampostería; así mismo, se cumplen los mínimos requisitos que especifican los reglamentos para la longitud de desarrollo.

CAPÍTULO 4

FLEXIÓN EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

4.1 Introducción.

La mayoría de los muros de mampostería pueden estar sujetos a cargas laterales en dirección normal a las caras del muro, causándoles flexión fuera de su plano. Las cargas pueden ser permanentes, como la ejercida por la presión de tierra contra un muro de contención o de sótano, o bien, pueden ser el resultado de las cargas accidentales de viento o sismo.

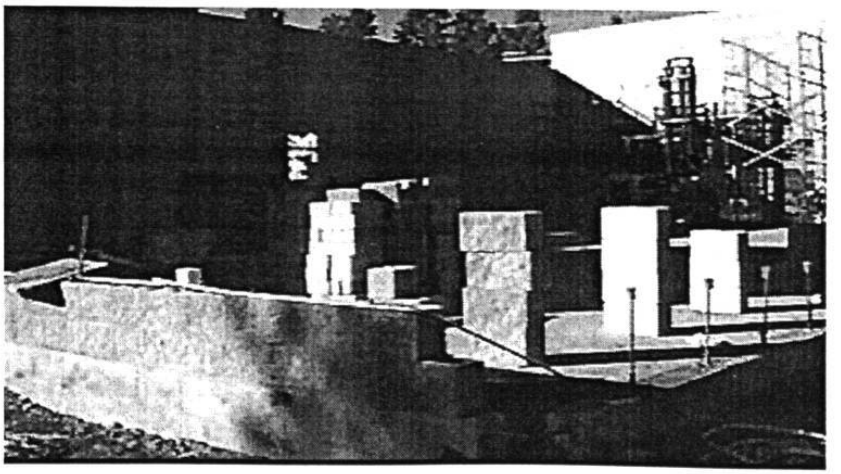


Fig. 4.1 Construcción de un muro de mampostería sujeto a flexión.

En las antiguas construcciones con mampostería, donde las unidades de mampostería regularmente no se unían entre sí con morteros, los muros eran suficientemente robustos, de forma que los esfuerzos de flexión debidos a las cargas laterales eran mucho menores que los esfuerzos de compresión, que provocaba el peso propio o las cargas gravitacionales.

A través de la historia, el uso de la mampostería en un muro exterior ha cambiado; en la actualidad, se emplean muros que sólo son requeridos para soportar muy poca carga vertical axial (usualmente su peso propio) más una presión lateral de viento o fuerzas debidas a los sismos. En este sentido, a pesar de que las reglas sencillas y empíricas que se establecieron en la antigüedad para el diseño y construcción de muros de mampostería incorporaron grandes márgenes de seguridad que cubrían un amplio rango de aplicaciones, se requiere de análisis más racionales, con el fin de obtener diseños más eficientes.

4.2 Mecanismos de resistencia de carga para muros de mampostería.

Los muros de mampostería no reforzada dependen principalmente de la resistencia a la tensión de la mampostería, además de las fuerzas de compresión, actuando en su plano para resistir las cargas laterales. Los

muros de mampostería en edificios de poca altura son un ejemplo de ello. Una fuerza de compresión, en el plano del muro, puede tener una influencia importante e incluso el peso propio del muro puede lograr incrementar significativamente la resistencia a la flexión, en un edificio de un solo nivel.

Hasta hace muy poco, las propiedades del material y el comportamiento a flexión de la mampostería no estabán suficientemente entendidas como para permitir el desarrollo de reglas racionales de diseño más adecuadas, ya que se podía observar que algunos muros agrietados eran aún capaces de resistir carga lateral. Los requerimientos internacionales de diseño para muros sometidos a flexión fueron publicados en varios reglamentos y se puede observar que éstos difieren en el valor de esfuerzo de tensión especificado para diseño y en los métodos analíticos.

Se presentan a continuación los tipos básicos del comportamiento y forma de análisis.

4.2.1 Resistencia a tensión por flexión.

Los muros que se consideran simplemente apoyados en la dirección vertical, deberán resistir la carga lateral, mediante la acción de flexión. Si despreciamos la resistencia a la tensión, la capacidad por

flexión está directamente relacionada con la compresión axial y, como se muestra en la Fig. 4.2(a), la capacidad de momento es:

$$M = f_a S \tag{4.1}$$

Donde

f_a = esfuerzo axial de compresión (P/A_n).

A_n = área efectiva de la cama de mortero.

S = módulo de sección para la flexión fuera del plano.

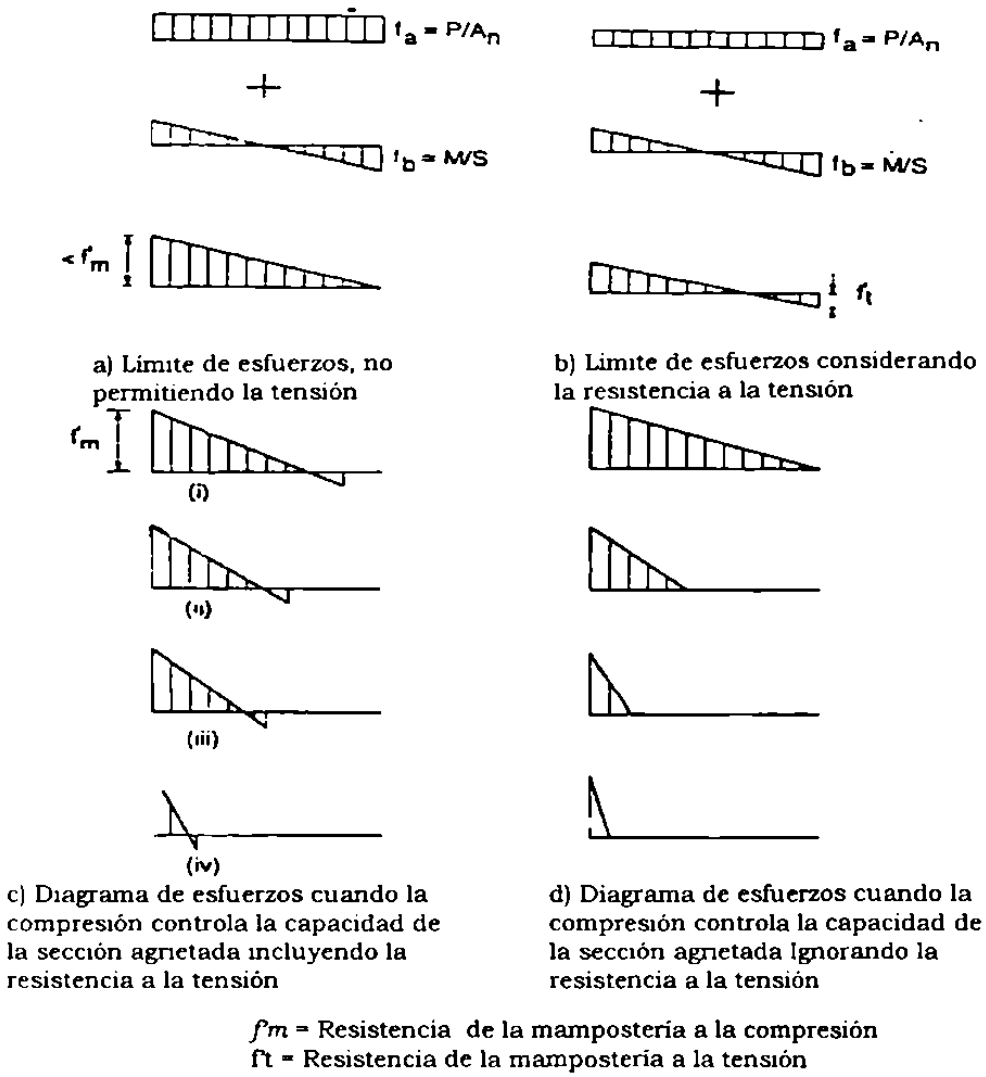


Fig. 4.2 Comportamiento por flexión, de secciones sin refuerzo (Material elástico-lineal).

Si observamos la Fig. 4.3, la línea *A* representa la relación entre la capacidad de flexión y la compresión axial, despreciando la resistencia a al tensión. Para un nivel específico de carga axial (punto *a*), la aplicación de la carga lateral incrementa el momento hasta que el eje neutro está en la cara en tensión. En este punto (punto *b*), la relación entre el momento y la carga se describe mediante la excentricidad:

$$e = \frac{M}{P} \tag{4.2}$$

Y queda definida como el eje neutro

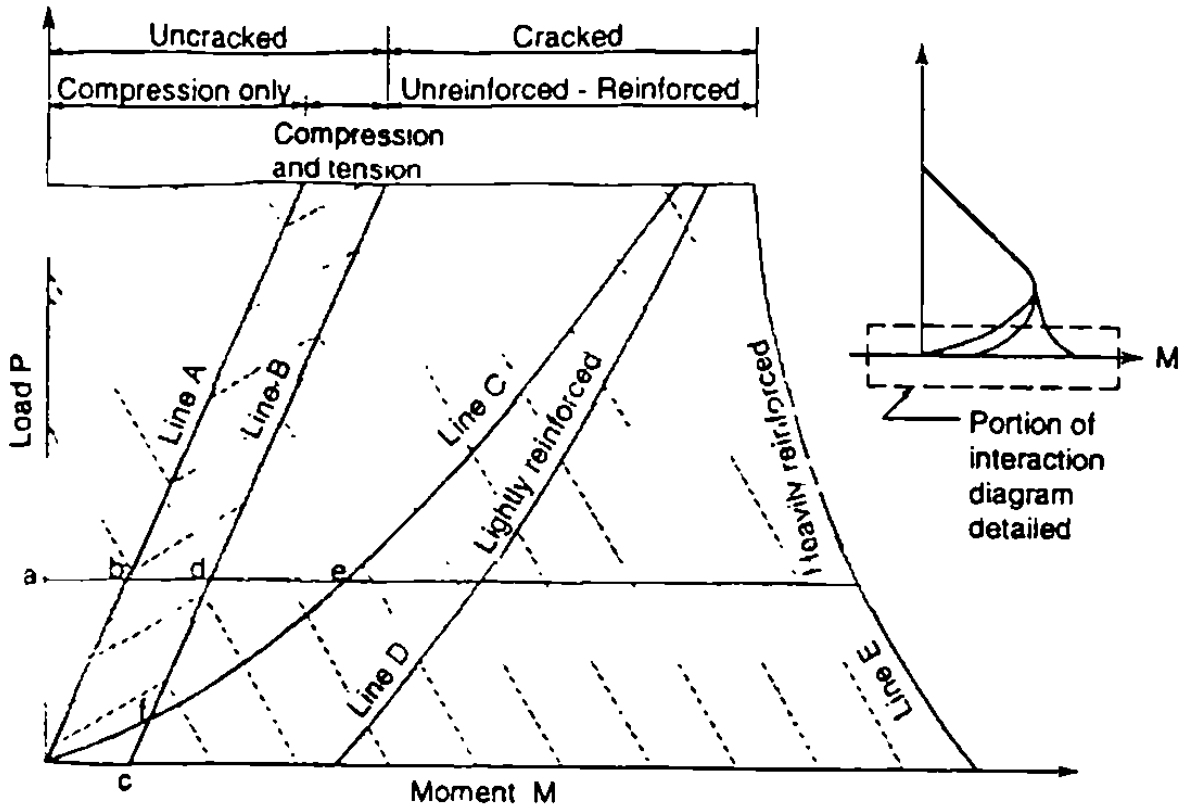
$$e_k = \frac{S}{A_n} \tag{4.3}$$

Al incluir la resistencia de la mampostería a la tensión, en los cálculos de la capacidad de momento, se tiene como resultado la distribución de esfuerzos mostrada en la Fig. 4.2(b), donde la capacidad de momento esta dada por:

$$M = (f_a + f'_t)S \tag{4.4}$$

Donde f'_t es la resistencia de tensión por flexión.

Para los casos donde no exista compresión axial, la capacidad de momento está representada por el punto *c* en la Fig. 4.3. Cuando se añade compresión axial, la línea *B* representa la capacidad de momento (considerando resistencia a la tensión) y, para una carga axial específica *a*, la capacidad de momento queda definida por el punto *d*.



Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 4.3 Interacción de carga axial y momento para valores bajos de carga axial.

4.2.2 Resistencia a flexión por compresión.

Cuando el esfuerzo de tensión alcanza el límite de resistencia a tensión, esto usualmente se define como la capacidad a la tensión, por

flexión. De cualquier modo, si se permite el agrietamiento, se puede aplicar una carga lateral adicional, y la resistencia a momento será proporcionada por la resultante de la fuerza de compresión interna C aplicada en la cara en compresión, a una distancia e desde el centroide, de modo que el par Ce balancea el momento flector M. (Para secciones sin refuerzo, $C = P$).

La capacidad está controlada por la resistencia a la compresión, y en este caso se denomina capacidad de flexión por compresión. Para diferentes magnitudes de carga axial, la cantidad de momento que se puede resistir depende de la resistencia de compresión. Esto se muestra en la Fig. 4.2(c), donde para los casos del (i) al (iv), la disminución de la carga axial P corresponde al incremento de la excentricidad cerca del límite de excentricidad de $t/2$. La capacidad de momento disminuye para valores bajos de carga axial. Cuando se permite el agrietamiento, la pequeña zona que permanece en tensión por lo general se desprecia debido a que no contribuye en mucho a la capacidad de flexión por compresión. El comportamiento, despreciando el esfuerzo de tensión, es el que se muestra en la Fig. 4.2(d).

La capacidad de momento (despreciando la resistencia a la tensión) se representa mediante la línea C en la Fig. 4.3, y para la carga axial a, la capacidad de momento se indica por el punto e. Si se incluye el

esfuerzo de tensión, la relación de interacción comienza en el punto *c*, y como la carga axial se incrementa, está sigue la linea *B*, hasta el punto *f*; después del cual, la capacidad de momento sigue la línea *C*.

4.2.3 Capacidad a flexión en secciones reforzadas.

Para completar las opciones de capacidad de flexión mostradas en la Fig. 4.3, la diagrama de interacción para secciones con refuerzo parcial es representado por la línea *D*, donde, al añadir carga axial de compresión, se incrementa la capacidad de momento, permitiendo que la tensión controle la falla. Alternativamente, la línea *E* representa el caso de secciones altamente reforzadas. En este caso, la compresión controla la capacidad, la cual disminuye al añadir carga axial.

4.2.4 Resistencia a carga lateral a través del anclaje.

Cuando un muro está construido entre soportes que restringen el movimiento hacia cualquier parte del muro en su plano, las fuerzas de compresión son inducidas por la flexión del muro. Estas fuerzas de compresión en el plano pueden permitir el agrietamiento, después del agrietamiento, se puede producir una acción de arco, que en la mayoría de los casos incrementa varias veces la capacidad del muro en flexión pura. La existencia de este mecanismo de resistencia de carga ha sido la

responsable del diseño de muros de mampostería mediante reglas empíricas, permitiendo al muro resistir las cargas laterales más allá de las predecibles en los cálculos de flexión.

4.3 Muros de mampostería reforzada sometidos a flexión.

4.3.1 Antecedentes.

Además de incrementar la capacidad a flexión, el refuerzo puede ser incluído para soportar la tensión y las fuerzas cortantes, proveer ductilidad y características de absorción de energía en áreas sísmicas. El refuerzo mínimo también se utiliza para controlar el agrietamiento debido a los movimientos de temperatura y contracción.

Los muros de mampostería reforzados se diseñan para resistir las cargas laterales; por lo general, se construyen de unidades de mampostería con celdas huecas, y son precisamente en estas celdas donde se coloca el acero de refuerzo y posteriormente se rellena con concreto o mortero. También se construyen con unidades sólidas, con orificios, o bien, se coloca acero de refuerzo y posteriormente se rellena con concreto, entre la cavidad de dos muros simples. En cualquiera de los casos anteriores, el refuerzo normalmente está localizado en el centro del muro. Debido a esto, es muy difícil proporcionar un refuerzo lateral efectivo (estribos), o incluir refuerzo por corte, debido al cortante

fuera del plano. Consecuentemente, no se considera el refuerzo en compresión, y el muro debe ser diseñado de forma que no se requieran estribos por cortante. En este sentido, por lo general se reducen los límites de esbeltez.

4.3.2 Comportamiento de la flexión vertical en una dirección.

Los muros de mampostería reforzada normalmente se diseñan considerando el claro vertical entre soportes superior e inferior, esto se debe a dos factores; por lo general éste es el claro más corto, y es más común que el acero de refuerzo se incorpore en la dirección vertical, que en la dirección horizontal.

Algunos programas de pruebas que se realizaron en muros de mampostería construidos en carrera continua, indican que el acero de refuerzo contribuye significativamente a incrementar la capacidad de soportar carga lateral. Se pudo observar que el muro continuó soportando carga después de haberse agrietado hasta que el acero de refuerzo alcanzó la fluencia. Estos muros también presentaron un modo deseable de falla dúctil. Los muros que se construyen de forma apilada aparentemente no permiten la fluencia del acero de refuerzo, antes de la falla.

Como una parte del programa conjunto de pruebas en edificios de mampostería, llevado a cabo entre los Estados Unidos y Japón, el programa investigó el comportamiento de muros de mampostería de concreto reforzados (Fig. 4.4) sujetos a un ciclo de cargas fuera del plano. El modo común de falla consistió en una gran abertura de la grieta entre las juntas de mortero sobre la cara en tensión, además del estallamiento seguido de la expulsión del mortero de la celda sobre la cara en compresión.

La forma de las curvas del diagrama carga-deformación, para los tableros de muro, está influenciada por el porcentaje de refuerzo vertical. Los incrementos en la capacidad corresponden a incrementos en el acero de refuerzo. El esfuerzo máximo disminuye con el incremento del porcentaje de refuerzo, indicando con ello algunas pérdidas de ductilidad.

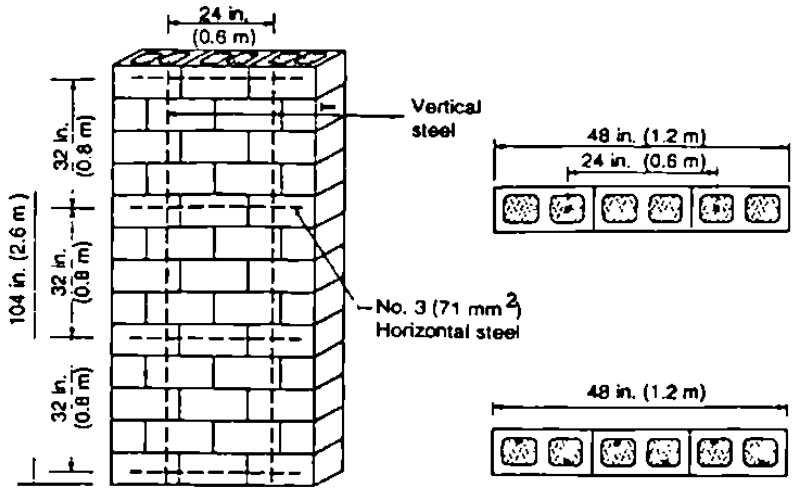


Fig. 4.4 Pruebas en muros de mampostería reforzada soportados verticalmente.

La razón de desplazamiento dúctil, medida desde el desplazamiento de la carga última, hasta el instante en que ocurre el desplazamiento de cedencia del acero vertical, varían en un intervalo desde 1.79, para un muro con 0.44% del acero vertical, hasta 29.4 para un muro con 0.15% del acero vertical. Se determinó que, para porcentajes de acero menores o iguales que 0.2% y refuerzo localizado al centro del muro, resultan en niveles de ductilidad mayores que 4, los cuales se aceptan como adecuados para absorber la energía en áreas sísmicas.

4.3.3 Comportamiento de la flexión horizontal en una dirección.

Los muros de mampostería pueden considerarse soportados en su claro horizontal entre pilastras, muros transversales en edificios de mampostería o columnas en edificios de concreto o acero. El refuerzo horizontal puede suministrarse por medio de varillas de acero de refuerzo, embebidas en cerramientos y/o a través de refuerzo entre las juntas. Numerosos estudios han demostrado que el refuerzo entre las juntas puede ser utilizado como el acero principal, que proporcione resistencia a la flexión contra las cargas laterales del muro. Los especímenes mostrados en la Fig. 4.4 fueron probados mediante un ciclo de cargas en la dirección vertical, en dos líneas de carga.

El modo común de falla se describe mediante la elongación del refuerzo entre las juntas, resultando en grietas anchas verticales a través de las caras de unidades cabezales de mampostería y las celdas de block. No se presenta el aplastamiento en la cara de la celda que está en la zona de compresión. Los muros que contienen refuerzo entre las juntas, en cada hilera, tienen un patrón más extenso de desarrollo de grietas, en comparación con los muros con juntas de refuerzo en cualquiera de las otras carreras. Al añadir mortero en todas las celdas de las unidades huecas de mampostería se reduce el número de grietas. En un muro construido de forma apilada, las grietas inicialmente ocurren en la continuidad de las juntas de refuerzo vertical. El mortero incrementa la resistencia de los muros a la flexión.

La interpolación de estos resultados de pruebas indica que, al colocar acero de refuerzo entre las juntas, alrededor del 0.2%, se podría incrementar la resistencia por flexión, alrededor del 100%. Al colocar mortero de manera parcial, en las juntas donde se coloca el refuerzo, se observa que los muros incrementan su carga última en un 21% sobre la carga última de las secciones de muro sin mortero, y al colocar mortero en todas las celdas huecas de la mampostería se incrementa la capacidad última en un 54%.

4.3.4 Comportamiento por flexión, en dos direcciones.

Por las condiciones de apoyo de los muros, éstos normalmente resultan con flexión vertical y horizontal. La flexión se distribuye en las dos direcciones, en función de la relación de aspecto y condiciones de frontera. Debido a que la mampostería no es un material isótropo, la resistencia y la rigidez por flexión de un muro son diferentes, en las dos direcciones. Para muros rellenos con mortero en todas las celdas de las unidades de mampostería, éste se vuelve más isótropo, debido a la continuidad que proporciona el relleno de mortero en todas las celdas. Al añadir una pequeña cantidad de refuerzo, se observa un incremento significativo de carga última; por lo anterior, se puede concluir que la carga última puede estimarse entre el 20% más, usando la teoría de la línea de sedencia.

4.4 Análisis y diseño de muros de mampostería reforzada sometidos a flexión.

4.4.1 Diseño de flexión vertical.

El comportamiento elástico de los muros de mampostería reforzados, sometidos a flexión en una dirección, ha sido modelado usando procedimientos desarrollados para el diseño por esfuerzos de trabajo de elementos de concreto reforzado.

En general, los muros de mampostería están parcialmente reforzados, y se espera un comportamiento dúctil en la flexión fuera del plano. En este sentido, se identifican cuatro estados que definen su comportamiento, ver Fig. 4.5.

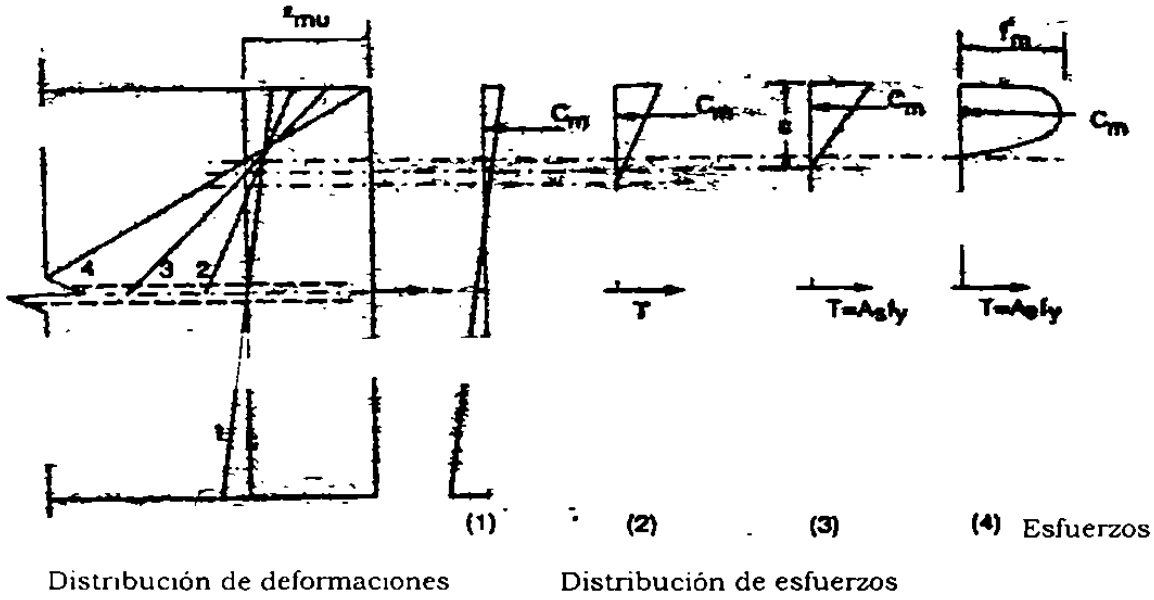


Fig. 4.5 Análisis de muros de mampostería sujetos a flexión.

4.4.1.1 Estado 1.

En este caso, se considera que todos los materiales son elásticos y no aparecen grietas. El análisis se basa en las propiedades de la sección neta de una sección sin agrietar, y puede ignorarse la contribución mínima del acero de refuerzo. En este estado, el esfuerzo de tensión máximo, en la mampostería, es menor que el módulo de ruptura de la misma.

4.4.1.2 Estado 2.

En este caso, se considera que todos los materiales son elásticos y que la mampostería presenta agrietamientos y en la región agrietada, se consideran las propiedades de la sección transformada, ignorando la contribución de la mampostería en tensión. La sección puede resultar como rectangular o viga T, dependiendo de la localización del eje neutro, y del tipo de sección de mampostería (sólida, con celdas huecas, o parcialmente mortereada). Para el caso de refuerzo parcial, el eje neutro está normalmente localizado dentro de la cara de la celda de las unidades de mampostería con mortero. Dicho estado se convierte en un estado límite de servicio, cuando la deflexión del muro se compara con la deflexión permisible. Para realizar los cálculos de la deflexión, el Reglamento *UBC*, especifica la siguiente fórmula, para predecir la deflexión, a media altura, de un muro de mampostería reforzada sometido a flexión y considerándolo simplemente apoyado en sus extremos, superior e inferior, respectivamente.

$$\Delta = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \tag{4.5}$$

Donde

h = altura del muro.

M_s = momento de servicio a media altura del muro.

I_g, I_{cr} = momentos de inercia gruesa y agrietada, para la sección transversal del muro respectivamente.

M_{cr} = momento de resistencia al agrietamiento de un muro de mampostería.

El Reglamento *UBC*, especifica un valor de deflexión máxima, si actúan cargas de servicio de $0.007h$. Se conoce la ecuación, y es válida para valores de M_s mayores que el momento de agrietamiento y menores que la resistencia nominal de flexión de un muro. El momento de agrietamiento puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$M_{cr} = Sf_r \tag{4.6}$$

Donde

S = módulo de sección considerando sección no agrietada, basada en el área neta.

f_r = módulo de ruptura de la mampostería.

El método del Reglamento *UBC* tiende a subestimar la deflexión de los muros parcialmente reforzados. De esta forma, se propone la siguiente expresión como un método más adecuado para predecir la deflexión de un muro sujeto a un momento de servicio M_s:

$$\Delta_s = \Delta_{cr}(1-\alpha) \tag{4.7}$$

Donde

$$\alpha = \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 \left(1 \quad \frac{I_{cr}}{I_g}\right)\left(2 - \frac{M_{cr}}{M_s}\right) \tag{4.8}$$

4.4.1.3 Estado 3.

En este caso se considera que el acero fluye y la mampostería es elástica. El análisis de la sección agrietada puede realizarse considerando una distribución lineal de esfuerzos, en la zona en compresión, de modo que

$$M = A_s f_y (d - \frac{c}{3}) \tag{4.9}$$

Donde c es la profundidad del eje neutro. Cuando el momento se incrementa, la profundidad del eje neutro disminuye, ver Fig. 4.5.

4.4.1.4 Estado 4.

Este caso considera que el acero fluye y la mampostería es inelástica. Aquí se representa un estado límite de resistencia (Fig. 4.5). Un enfoque de resistencia utilizando el método del bloque de esfuerzos descrito por *Whitney* para el concreto reforzado es válido y ligeramente conservador, para muros de mamposteria con todas sus celdas morteradas

soportados en lo vertical u horizontal y con valores de resistencia de compresión en la mampostería, menores que *3000 lb/pulg²* (20MPa). El Reglamento *UBC* adoptó un enfoque de resistencia similar al del Reglamento *ACI* 318, que establece un método para el concreto reforzado, considerando un valor máximo de resistencia en la fibra extrema en compresión de 0.003. La capacidad de momento es entonces

$$M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \tag{4.10}$$

Donde

A_s = área de acero.

f_y = resistencia a la fluencia del acero.

d = profundidad del acero = ½ del espesor del muro para el caso de refuerzo concéntrico.

a = profundidad del bloque en compresión $A_s f_y /(0.85 f'_m b)$.

b = ancho de la zona en compresión.

4.4.2 Diseño por flexión horizontal.

En algunos casos es eficiente que la mampostería se considere apoyada en la dirección horizontal, entre soportes verticales. Estas unidades especiales normalmente forman los llamados cerramientos. El diseño para flexión horizontal sigue los mismos principios que para

flexión vertical, excepto que no son tomados en cuenta los efectos del peso propio y otras cargas verticales.

4.4.3 Diseño por flexión, en las dos direcciones.

Los muros de mampostería reforzada que se consideran apoyados en tres o cuatro lados, se comportan como muros no reforzados, hasta que las grietas penetran el interior de los muros, hasta donde se encuentra el acero. La resistencia de flexión en las dos direcciones ortogonales son relativas, respecto a la cantidad de acero de refuerzo en esa dirección.

Los muros pueden diseñarse mediante los métodos por esfuerzos permisibles, usando el análisis de placas elásticas, para determinar los momentos vertical y horizontal o por última resistencia, utilizando el enfoque de la línea de influencia o cedencia. Alternativamente, puede emplearse el diseño por método de franja, en el cual la capacidad última es la suma de las capacidades de una franja soportada en dirección vertical y otra franja soportada horizontalmente.

De acuerdo con el método por franjas, la determinación de la carga lateral viene dada por la siguiente expresión:

$$pu = p_{uv} + p_{uh}$$

$$pu = \frac{8Mv}{H^2} + \frac{8Mh}{L^2} \qquad (4.11)$$

4.4.4 Muros con aberturas.

Se presentan comúnmente por la división de tableros de muro, dentro de franjas que se apoyan, ya sea vertical o horizontalmente, alrededor de los huecos y luego son reforzadas en función de su arreglo. Una buena práctica es la de colocar acero de refuerzo a lo largo de cada borde del hueco.

4.4.5 Muros de cavidad y fachada reforzados.

Generalmente, en muros de fachada o cavidad, solamente uno de los muros está reforzado para resistir toda la carga lateral. En estos casos, el acero de refuerzo se diseña para el muro simple. Si los dos muros simples de un muro de cavidad están reforzados, cada muro deberá estar diseñado como un muro simple, y resistir una proporción de la carga total aplicada sobre él. La capacidad total de carga puede

determinarse por la sumatoria de las capacidades individuales de los muros.

4.4.6 Muros parcialmente reforzados.

Los muros parcialmente reforzados describen la situación que se presenta cuando algunas partes del muro están reforzadas mientras otras no lo están. En este caso, el muro puede ser considerado dividido en franjas de mampostería reforzada, con franjas de mampostería sin refuerzo entre ellas. Los muros parcialmente reforzados pueden no satisfacer los requerimientos mínimos de refuerzo o máximo limite de separación, especificados en algunos reglamentos de mampostería.

Un caso común es un muro de unidades de mampostería con celdas huecas, apoyado en la dirección vertical. Si el espaciamiento máximo del refuerzo es seis veces el espesor del muro ($6t$), se considera reforzamiento completo, debido a que toda la cara en compresión se considera efectiva. De otra forma, si el refuerzo está espaciado a una mayor distancia, digamos, $12t$, entonces el muro se considera dividido en franjas reforzadas de ancho igual a $6t$, con franjas de muro sin refuerzo entre ellas, como se muestra en la Fig. 4.6(b). Las franjas con refuerzo son diseñadas para soportar la totalidad de la carga, y las franjas sin refuerzo deberán ser capaces de cubrir el claro horizontal de

12*t* entre las celdas reforzadas, sin sufrir daño alguno. Se estableció un límite de espaciamiento del refuerzo de 2.4 metros.

Los mismos principios pueden aplicarse para los muros apoyados horizontalmente y con refuerzo parcial, mediante hileras de cerramientos y los tableros de muro que consideran flexión en las dos direcciones (refuerzo vertical y horizontal).

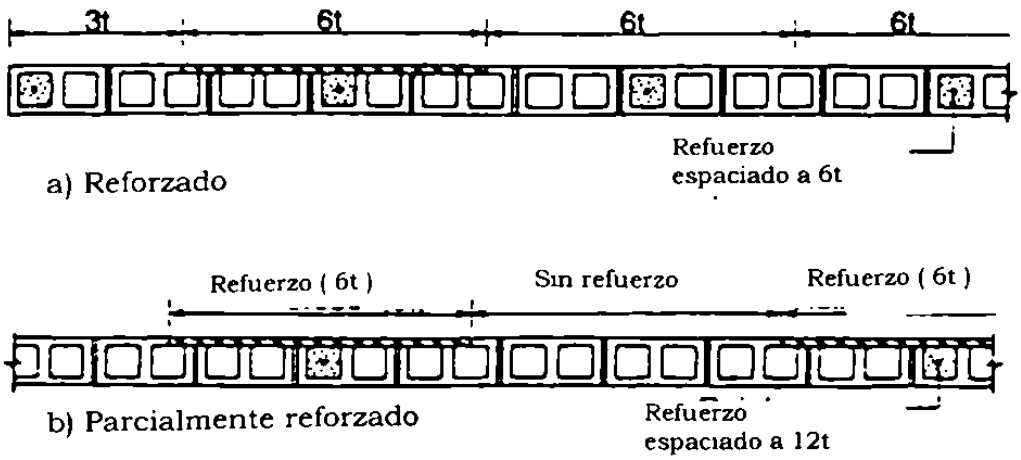


Fig. 4.6 Tipos de reforzamiento de muros de mampostería.

Las pilastras reforzadas que soportan muros de mampostería sin refuerzo son un ejemplo de muros de mampostería parcialmente reforzada, como se definió anteriormente.

4.4.7 Diseño por cortante.

El cortante calculado no debe rebasar el esfuerzo cortante permitido que especifican algunos reglamentos, para diseño por esfuerzos de

trabajo. En caso de exceder los esfuerzos permisibles, se deberá incrementar el espesor del muro o la resistencia a compresión, debido a que el refuerzo por cortante es muy difícil de proporcionar en los muros sometidos a flexión.

4.4.8 Anclaje del refuerzo.

La tensión calculada en el acero de refuerzo debe desarrollarse hacia cada lado de la sección, mediante una adecuada longitud de anclaje, un gancho, un artificio mecánico o la combinación de éstos.

Las pruebas experimentales en prismas muestran que las varillas No.4 y No.7, embebidas en celdas con mortero, en unidades de mampostería de concreto, presentan una falla por corte longitudinal.

Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402*, limitan el diámetro del acero de refuerzo, al menos a la mitad de la menor dimensión libre de la celda de mampostería en la cuál es colocado, limitando así la falla por corte longitudinal.

4.5 Efecto de la contracción por secado y flujo plástico del concreto en la mampostería.

Una característica de todo concreto elaborado con cemento portland, y los bloques de concreto no son la excepción, es la de reducir su volumen con la pérdida de humedad o temperatura. Estas reducciones en volumen ocasionan grietas por contracción, cuando los bloques están impedidos de todo movimiento.

Debe hacerse una distinción clara entre las grietas por contracción debidas a un mal diseño y aquéllas ocasionadas por la naturaleza del material. El agrietamiento está relacionado con las propiedades de esfuerzo y rigidez del concreto, así como su tendencia a contraerse ocasionando esfuerzos de tensión, que tratan de evitar los cambios volumétricos debidos a variaciones en humedad o temperatura. Es de particular importancia el control de agrietamientos.

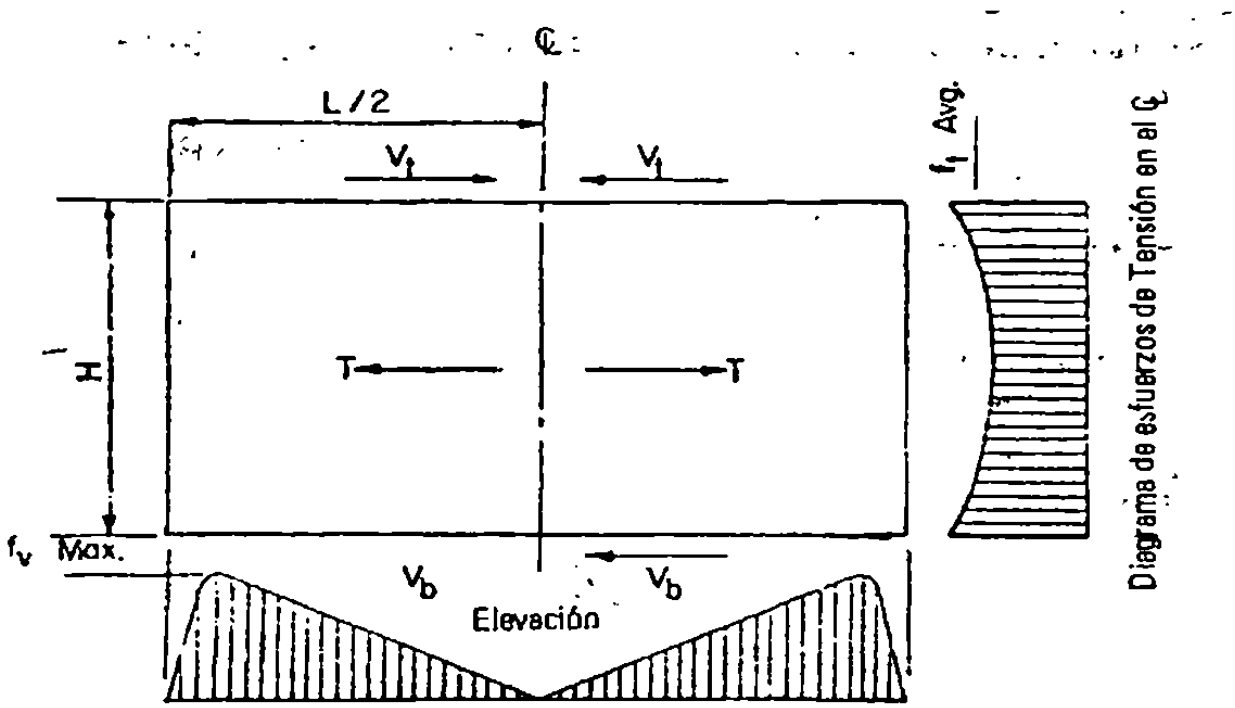
También deberá controlarse la cantidad de deformación unitaria que acompaña a un determinado esfuerzo. El concreto tiende a deformarse continuamente, en una razón decreciente, sujeto a carga constante. La relación esfuerzo-deformación unitaria es más pequeña cuando el concreto sostiene una carga por un largo período.

Las grietas se forman cuando los esfuerzos de tensión y generalmente, también los esfuerzos cortantes exceden el esfuerzo resistente de los bloques. Las maneras como se ha llegado a reducir al mínimo estos agrietamientos en muros de bloques de concreto, incluyen:

1. Mejorar su estabilidad dimensional.
2. Reducir las contracciones residuales, mediante el uso de unidades secas.
3. Controlar el ancho de las grietas por medio de refuerzo.
4. Incorporar detalles de diseño en los muros, que permitan a los bloques contraerse más libremente, sin ser sobre-esforzados. A estos detalles, principalmente, se les ha denominado juntas de control.

Las juntas de control no son otra cosa que un espacio vertical que se deja libre, logrando así una división de muros muy largos, en muros de pequeña longitud. Actualmente, las juntas de control se seleccionan arbitrariamente, con poca o ninguna base. Frecuentemente están muy separadas y las grietas se desarrollan entre las juntas. Para obtener un método más racional, hay que notar que los esfuerzos de tensión se distribuyen uniformemente a través de toda la sección de muro y después de que la grieta haya ocurrido, no hay esfuerzos residuales. Como se conocen las fuerzas actuantes en un muro, se puede determinar, mediante el concepto de equilibrio (ver Fig. 4.7), una

ecuación que determine la longitud en la cual comienza a ser critico el esfuerzo de tensión



Ref: Muros de bloques de concreto

Fig. 4.7 Diagrama de esfuerzos actuantes en muros.

El agrietamiento ocurrirá cuando la longitud del muro exceda en :

$$L = 2\left(\frac{ft}{fv}\right)\left(\frac{At}{Av}\right)H \qquad (4.12)$$

Donde

ft = Esfuerzo de tensión promedio en el muro en kg/cm^2

fv = Esfuerzo cortante máximo en la junta de mortero en kg/cm^2

At = Area efectiva del muro que resiste el esfuerzo de tensión por metro de altura del muro en m^2

Av = Area efectiva de la junta que resiste el esfuerzo cortante, por unidad de longitud del muro en m^2

La ecuación obtenida por este método no es la única existente; ya que, como se mencionó en un principio, no se ha encontrado un análisis matemático real para este método.

Las juntas de control en los muros con poco refuerzo, según el Comité del ACI 530, deben estar localizadas en:

- Donde se presente un gran cambio en la altura del muro.
- Los cambios en el espesor del muro.
- La unión con columnas.
- En uno o ambos lados de las aberturas en los muros.
- En las intersecciones entre muros.

El máximo espaciamiento establecido para las juntas de control en muros parcialmente reforzados es de 18.0 m, y estará regido por la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Espaciamiento de juntas de control de muros de mampostería de concreto parcialmente reforzados.

	Espaciamiento vertical del refuerzo en juntas			
	Ninguno	60 cm entre centros	40 cm entre centros	20 cm entre centros
Máxima L/H	2	2.5	3	4
Máxima L	12.0 m	13.5 m	15.0 m	18.0 m

Ref: Muros de Bloques de Concreto

Los valores mostrados en la tabla se aplican para bloques con humedad controlada. En caso de no ser así, generalmente la separación de estas juntas no deberá exceder de 4.0 m.

Un cerramiento es una hilada en el muro, que comúnmente se construye con unidades especiales, en las que se coloca acero de refuerzo y se rellena con concreto o mortero. La cadena sirve como elemento estructural y como medio de control de agrietamientos. El refuerzo debe consistir al menos de dos varillas No. 4. Generalmente éstas son discontinuas en las juntas de control; y si se construyen continuas, se debe utilizar algo que cubra la trabe al cruzar la junta de control, ya que en esa zona se produciría un agrietamiento. El acero de refuerzo en las juntas de mortero se utiliza en los muros para incrementar la resistencia a tensión, como un medio de reducción de grietas. Este acero de refuerzo debe consistir al menos de dos alambres

No. 9. y su localización está indicada en la tabla anterior. Si existen cadenas de cerramiento con una separación de no más de 1.20 m, el refuerzo en las juntas no es necesario y puede omitirse; las juntas de control entonces podrán separarse hasta 18.0 m, si se cumplen los requisitos de humedad indicados.

4.6 Ejemplo de diseño.

4.6.1 Muro de mampostería reforzada soportado verticalmente.

Ejemplo 4.1

Para un muro de mampostería de 6 m de altura (*20 pies*), 15 cm de espesor (*6 pulg*) y que está reforzado con varillas No 5 a cada 60 cm (*24 pulg*), ver Fig. 4.8, determinar el momento y la deflexión correspondientes:

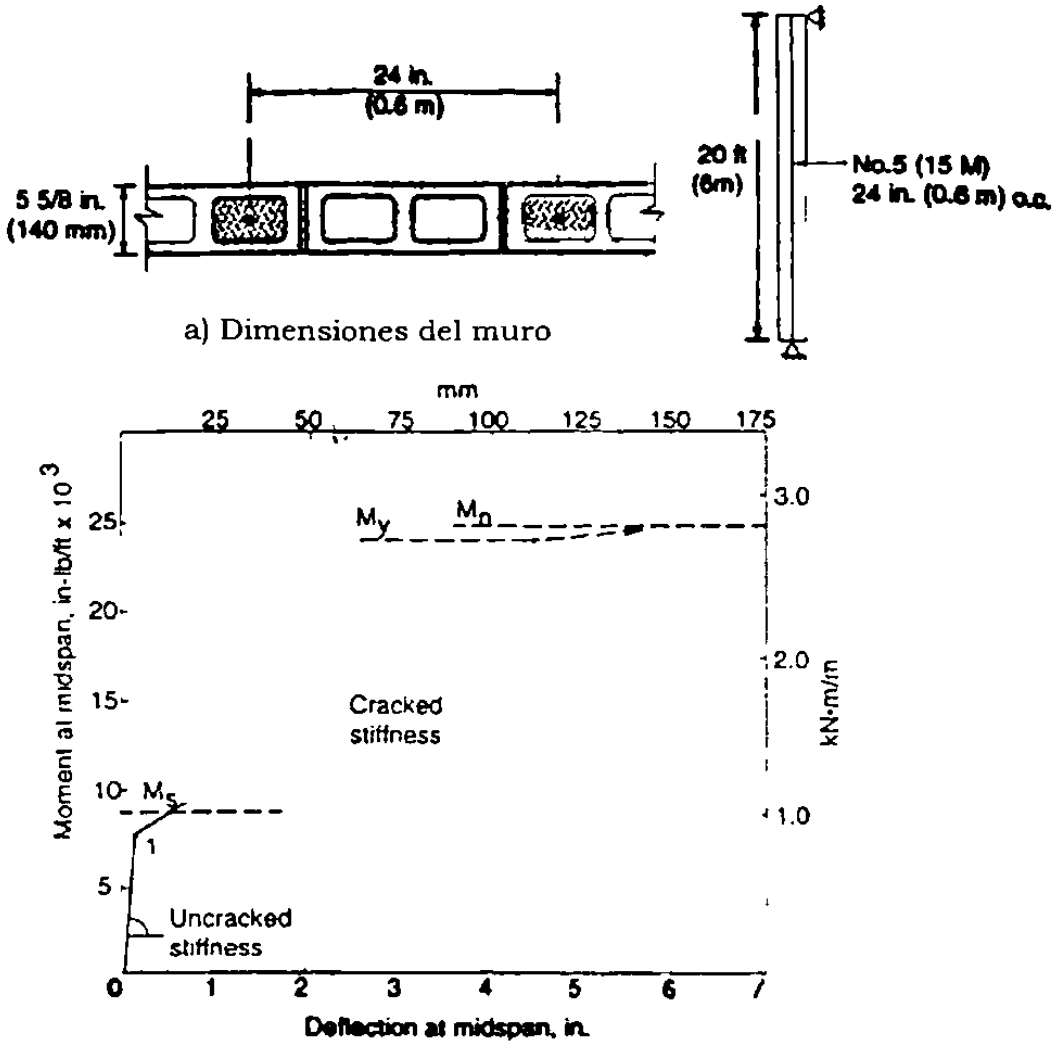
a) Al aparecer la primera grieta.

b) Sujeto a carga de servicio.

c) Al iniciar la cedencia y utilizando el diseño por esfuerzos permisibles.

d) Utilizando diseño por última resistencia, como el indicado por el Reglamento *UBC*.

Considerar que hay relleno parcial en las celdas de la unidad de mampostería, $f'_m = 17.25$ MPa (*2,500 lb/pulg²*) y acero grado 60 (*414 MPa*). Graficar la relación de momento-deflexión a media altura del muro. Ignorar el peso propio del muro y considerar que el muro está simplemente soportado en sus bordes superior e inferior, respectivamente.



a) Dimensiones del muro

b) Relación momento-deflexión

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 4.8 Muro de mampostería reforzada simplemente apoyado.

Solución A:

A.1 Determinación de las propiedades del muro:

$$I_g = \frac{bt^3}{12} - \frac{(100)(15)^3}{12} = \underline{28{,}125 \text{ cm}^4} \ (675.70 \ pulg^4)$$

$$S = \frac{I_g}{(t/2)} = \frac{28{,}125}{(15/2)} = \underline{3{,}750 \text{ cm}^3} \ (228.84 \ pulg^3)$$

$E_m = 750 f'_m$ (750)(2,500)=(*1,875,000 lb/pulg²*) 12,937 MPa

$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} = 0.21\sqrt{17.25} = \underline{0.87 \text{ MPa}}$ (*126.40 lb/pulg²*)

A.2 Aparece la primer grieta

(4.6) $M_{cr} = Sfr$

$M_{cr} = Sfr$ =(3,750)(870,000)(0.000001) = 3,262.5 N-m

= 3.262 kN-m (*2.40 klb-pie*)

Justo antes de que ocurra la primera grieta, la deflexión a media altura del muro está dada por:

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} = \frac{5(3.262)(1000)(6)^2}{48(12{,}937{,}500{,}000)(28{,}125)(0.00000001)} = 0.003361 \text{ m}$$

= 0.336 cm (*0.13 pulg*)

Solución B:

B.1 Carga permisible (Servicio)

$F_b \quad 0.33f'_m$ = 0.33(17.25) = 5.70 Mpa (*826 lb/pulg²*)

$F_s - 0.40F_y$ = 0.40(414) = 165.6 Mpa (*24,000 lb/pulg²*)

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200{,}100}{12{,}937} = 15.46 = \underline{15.50}$$

$$A_s = \frac{(100)(2)}{60} = \underline{3.333\ \text{cm}^2/\text{m}}\ (1.695\ \text{pulg}^2/\text{pie})$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{3.333}{(100)(15/2)} = \underline{0.00444}$$

$$n\rho - (0.00444)(15.50) = \underline{0.0688}$$

$$k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho = \sqrt{(0.06888)^2 + 2(0.0688)} - 0.0688 = \underline{0.3084}$$

B.2 Si el esfuerzo en compresión controla el diseño, entonces el momento de servicio será:

$$F_b = \frac{M_s}{bd^2}\left(\frac{2}{jk}\right)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{(0.308)}{3} = \underline{0.89}$$

$$M_s = \frac{F_b bd^2 jk}{2} = \frac{(5{,}700{,}000)(100)(15/2)^2(0.89)(0.308)(0.0001)}{2} = 439{,}448\ \text{N-cm}$$

= 4.40 kN-m (*3.24 klb-pie*)

B.3 El momento de servicio, si el esfuerzo de tensión controla el diseño, es:

$$F_s = \frac{M_s}{A_s jd}$$

$M_s = F_s A_s jd$ =(165,600,000)(0.0001)(3.33)(0.89)(15/2)= 368,423 N-cm

= <u>3.68 kN-m *(2.71 klb-pie)* Este es el momento que controla el diseño</u>

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 = \frac{100((0.308)(15/2))3}{3} + 15.5(3.33)[7.5-(0.308)(7.5)] =$$

= <u>1,802.43 cm⁴</u> *(43.30 pulg⁴)*

B.4 La deflexión para las cargas de servicio es:

(3.5) $$\Delta = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}}$$

$$\Delta = 0.336 + \frac{5(368{,}423 - 326{,}250)(600)^2}{48(12{,}937{,}000{,}000)(1{,}802.43)(0.0001)} = 0.336 + 0.678$$

= <u>1.01 cm</u> *(0.40 pulg)*

Solución C:

C.1 Al iniciar la cedencia, y considerando un comportamiento elástico de la mampostería, la localización del eje neutro y por consecuencia, los valores de *k* y *j* son los mismos empleados en el inciso anterior

$M_y = A_s f_y jd$

$M_y = (3.33)(414{,}000{,}000)(0.0001)(0.89)(7.5) = 920{,}228$ N-cm

= <u>9.20 kN-m</u> (*6.78 klb-pie)*

C.2 La deflexión en el instante que inicia la cedencia es

$$\Delta_y = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_y - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}}$$

$$\Delta_y = 0.336 + \frac{5(921{,}000 - 326{,}250)(600)^2}{48(12{,}937{,}000{,}000)(0.0001)(1.802)} = 0.336 + 9.56$$

= <u>9.90 cm</u> (*3.89 pulg*)

Solución D:

D.1 El momento, considerando cargas últimas, será:

$$(3.10) \qquad M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{3.33(414{,}000{,}000)(0.0001)}{0.85(17{,}250{,}000)(0.0001)(100)} = 0.94 \text{ cm } (0.37 \text{ pulg})$$

$$M_n = 3.33(414{,}000{,}000)(0.0001)\left(\frac{15}{2} - \frac{0.94}{2} \right) = 969{,}169 \text{ N-cm}$$

= <u>9.69 kN-m</u> (*7.15 klb-pie*)

D.2 Para diseño, la capacidad última de momento, donde ϕ toma el valor de 0.80 cuando se emplean cargas de viento.

$\phi M_n = (0.80)(9.69) =$ <u>7.75 kN-m</u> (*5.719 klb-pie*)

D.3 La carga factorizada de viento ρu correspondiente a este momento es:

$$\rho u = \frac{8M_u}{h^2} = \frac{8(7.75)}{(6)^2} = \underline{1.72\ \text{kN/m}^2}\ (0.25\ lb/pulg^2)$$

D.4 Basándonos en última resistencia, la presión de servicio correspondiente al viento puede ser determinada a partir de:

Si consideramos que $M_u = 1.7M_L$ (ignorando el peso propio).

$1.70M_L \leq 0.80M_n$

$$M_L = \frac{7.75}{1.70} = \underline{4.55\ \text{kN-m}}\ (3.35\ klb\text{-}pie)$$

$$\rho u = \frac{8M_L}{h^2} = \frac{8(4.55)}{(6)^2} = \underline{1.01\ \text{kN/m}^2}\ (0.15\ lb/pulg^2)$$

D.5 Donde se empleó el factor de carga de 1.70 y el factor de reducción de capacidad de 0.80 para ilustrar el proceso.

Con respecto al ejemplo anterior,se puede concluir que si se considera que todas las celdas de la mampostería estarán rellenas, en lugar de un relleno parcial con mortero, el momento de agritamiento tiende a incrementarse, lo cual resulta más desfaborable en términos de momento de flexión permisible para la sección; sin embargo, esto repercute en el aumento de la deflexión a media altura, al instante de aparecer la primera grieta; pero la deflexión, debida a las cargas de servicio disminuye. La cuantía de acero en el muro $\rho = 0.0044$, representa el $0.5\rho_b$, calculada para la condición de esfuerzos de trabajo, lo cual, en términos de ductilidad, también resulta favorable. Algunos reglamentos especificán un valor de $0.6\rho_b$, para el diseño por última resistencia de muros esbeltos, lo cual también resulta satisfactorio en este ejercicio. El refuerzo del muro cumple los mínimos requisitos que especifican algunos reglamentos. Los factores de carga de 1.7 y de reducción de 0.80 sólo se emplearon para ilustrar el ejemplo, y el límite de la relación h/t no se tomó en cuenta, debido a que se despreció el peso propio del muro durante el ejercicio.

CAPÍTULO 5

CARGA AXIAL Y FLEXIÓN FUERA DEL PLANO, EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

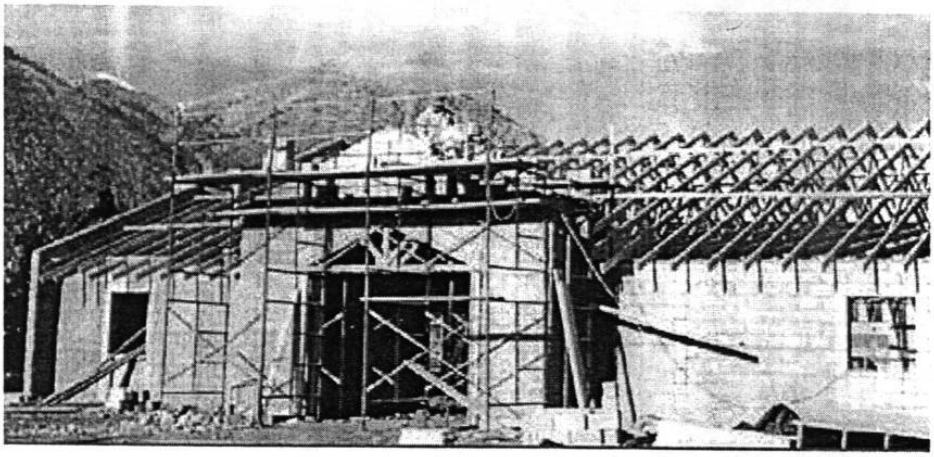


Fig. 5.1 Construcción de un muro de mampostería sometido a carga axial y flexión.

5.1 Introducción.

Como se muestra en la Fig. 5.2, un muro de mampostería puede ser sometido a los siguientes sistemas de fuerzas: fuerzas axiales concéntricas o excéntricas, fuerzas fuera del plano (normales al muro), y fuerzas en el plano horizontal. Las dos primeras fuerzas producen un

efecto combinado de compresión axial y flexión en un muro de mampostería, cuyo comportamiento y diseño se describe en el presente capítulo. La tercera fuerza describe una función del muro por cortante; este efecto se presenta separadamente, en el Capítulo 7 de esta tesis. El comportamiento y diseño de muros de mampostería sometidos a flexión y a cargas axiales pequeñas fue tratado ya en el Capítulo 4.

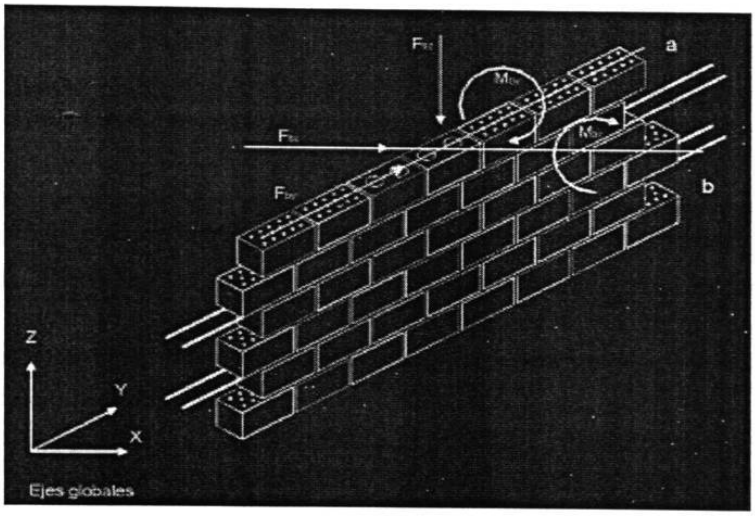


Fig. 5.2 Condiciones de carga en un muro de mampostería.

Por lo general solamente se han realizado muy pocas investigaciones sobre muros de mampostería que soportan fuerzas axiales de compresión y están sujetos a flexión fuera del plano. Debido a la poca cantidad de información con la que se puede contar, los reglamentos de diseño difieren en gran medida y han tendido a incorporar simplificaciones empíricas, relaciones semi-empíricas o bien limitaciones