

**COMENTARIOS Y EJEMPLOS
DE LAS NORMAS TÉCNICAS
COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA, DDF**

PRESENTACION	3
COMENTARIOS	5
BASES Y ALCANCE DE LAS MODIFICACIONES	7
1. CONSIDERACIONES GENERALES	13
2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA DE PIEDRAS ARTIFICIALES	15
2.1 <u>Piezas</u>	15
2.2 <u>Morteros</u>	16
2.3 <u>Acero de refuerzo</u>	18
2.4 <u>Mampostería</u>	18
3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA	23
3.1 <u>Tipos de muros</u>	23
3.2 <u>Muros diafragma</u>	23
3.3 <u>Muros confinados</u>	25
3.4 <u>Muros reforzados interiormente</u>	26
3.5 <u>Muros no reforzados</u>	28
4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	29

4.1 <u>Análisis</u>	29
4.2 <u>Resistencia a cargas verticales</u>	34
4.3 <u>Resistencia a cargas laterales</u>	36
5. CONSTRUCCION	39
5.1 <u>Materiales</u>	39
6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES	43
REFERENCIAS	45
FIGURAS	47
EJEMPLOS	55

PRESENTACIÓN

El 4 de julio de 1987, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial, entró en vigor una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las disposiciones que contiene se agrupan en los siguientes títulos:

TÍTULO I	DISPOSICIONES GENERALES
TÍTULO II	VÍAS PÚBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMÚN
TÍTULO III	DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES
TÍTULO IV	LICENCIAS Y AUTORIZACIONES
TÍTULO V	PROYECTO ARQUITECTÓNICO
TÍTULO VI	SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES
TÍTULO VII	CONSTRUCCIÓN
TÍTULO VIII	USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
TÍTULO IX	AMPLIACIONES DE OBRA DE MEJORAMIENTO
TÍTULO X	DEMOLICIONES
TÍTULO XI	EXPLOTACIÓN DE YACIMIENTOS DE MATERIALES PÉTREOS
TÍTULO XII	MEDIDAS DE SEGURIDAD
TÍTULO XIII	VISITAS DE INSPECCIÓN, SANCIONES Y RECURSOS

Las disposiciones relativas a diseño estructural (Título VI) se refieren exclusivamente a aquellos requisitos aplicables a cualquier material y sistema estructural y a los criterios generales de diseño que se espera sean válidos por un lapso considerable. Este título incluye, además, disposiciones detalladas relativas a diseño por sismo y a diseño de cimentaciones, por ser temas de particular importancia en el Distrito Federal.

Las disposiciones relativas a materiales y sistemas particulares se estipulan en Normas Técnicas Complementarias, las cuales tienen la misma validez legal que el Reglamento pero pueden ser modificadas con mayor facilidad, ya que requieren un proceso de legalización más sencillo. En esta forma será factible incorporar con prontitud a las Normas los nuevos procedimientos de construcción o de diseño que vayan siendo aceptados.

En la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, se publicaron las siguientes normas en las fechas indicadas:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructura de Concreto, 26 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Metálicas, 3 de diciembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 19 de noviembre 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, 10 de diciembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 12 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 5 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, 29 de octubre de 1987

El Instituto de Ingeniería, UNAM, edita esta serie de publicaciones donde se presentan los comentarios al Título VI del Reglamento de 1987 y a sus Normas Técnicas Complementarias, que ayudan a interpretar y explicar la razón de ser de dichos documentos. Para algunas normas se incluyen ayudas de diseño formadas por tablas y gráficas, a fin de evitar repeticiones laboriosas en el uso rutinario de los procedimientos prescritos, y ejemplos, que ilustran la forma de aplicar tales procedimientos.

El material ha sido preparado por el personal técnico del Instituto de Ingeniería y de otras instituciones que intervino en la elaboración del Reglamento y de las Normas Técnicas.

Se considera que estas publicaciones resultarán útiles tanto para la práctica del diseño estructural como para la docencia en ese campo.

COMENTARIOS

ROBERTO MELI*

***Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM**

BASES Y ALCANCE DE LAS MODIFICACIONES

La revisión del Reglamento y de sus Normas Técnicas tuvo como objetivos principales incorporar las lecciones derivadas del comportamiento de los edificios en los sismos de septiembre de 1985 y actualizar los distintos documentos, con base en la experiencia adquirida de su aplicación en los más de diez años de su vigencia y en los nuevos conocimientos que sobre el tema se han generado en el país y en el extranjero.

Las normas de mampostería de 1976 representaron un cambio radical con respecto a la práctica de diseño anterior. Están presentadas en un formato de diseño moderno y racional basado en las propiedades mecánicas del material y en los resultados experimentales así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Esas normas sirvieron de modelo para

diversas recomendaciones y reglamentos de otros países sobre la materia. En la nueva versión no se consideraron necesarias modificaciones sustanciales al documento; solamente se procuró la reorganización de las disposiciones para hacerlas más claras, la simplificación de algunos métodos de diseño que resultaban de un grado de complejidad poco justificado en vista de las incertidumbres involucradas y el ajuste de algunos valores de diseño.

En términos generales la evaluación de los efectos de los sismos de 1985 indica que el comportamiento de las construcciones de mampostería fue satisfactorio. Los daños observados en muros de mampostería pueden agruparse en tres categorías:

- a) Falla de muros de relleno en edificios con estructura de concreto o de acero. La destrucción de estos elementos fue notable y se derivó de una incompatibilidad entre la flexibilidad de la estructura principal y la fragilidad de los elementos de mampostería. Estos no eran generalmente considerados como elementos estructurales y por tanto no eran tomados en cuenta en el diseño. En muchos casos la falla de estos muros contribuyó a disipar la energía introducida en la estructura por el movimiento de su base y evitó el colapso de la estructura principal. En otros casos en que había una cantidad importante de muros de mampostería con una distribución adecuada en dos direcciones ortogonales y una liga apropiada con la estructura principal, estos muros proporcionaron

una contribución significativa a la resistencia sísmica de los edificios y los salvaron de un posible colapso.

b) Falla de viviendas de materiales débiles. Un número importante de fallas parciales o colapsos se presentaron en viviendas de adobe o de piedra de uno o dos pisos, especialmente en las colonias Guerrero y Morelos. Los daños se debieron esencialmente a las condiciones extremas de deterioro de los materiales que constituían los muros y los techos, debido al intemperismo y a las filtraciones. Estas viviendas no pueden considerarse representativas de las construcciones que se obtendrían aplicando las normas de 1976.

c) Agrietamiento de viviendas de bloque y tabique. Numerosos fueron también los daños que se detectaron en viviendas de tabique con características similares a las requeridas por las normas recientes, sobre todo en las colonias Alamos, Obrera y Doctores. De las decenas de construcciones de este tipo que se revisaron en detalle, se concluyó que en su gran mayoría los agrietamientos existían previamente al sismo y eran debidos a hundimientos diferenciales. Los casos en que el daño era claramente atribuible al sismo mostraban una debilidad manifiesta ante cargas laterales en general por escasez de muros en dirección paralela a la calle. Por el contrario fueron numerosos los casos de viviendas con resistencia claramente inferior a la requerida por las normas

vigentes y que tuvieron comportamiento satisfactorio.

Los registros del movimiento del terreno obtenidos en la zona del lago indican que las aceleraciones fueron sustancialmente superiores a las previstas en el reglamento anterior, lo cual condujo a que en la nueva versión se impusiera un incremento en los coeficientes sísmicos tanto en dicha zona como en la de transición. Para reflejar la diferente vulnerabilidad mostrada por distintos tipos de estructuras ante sismos de la naturaleza de los que son típicos en la zona del lago, se modificaron, además de los coeficientes sísmicos, otros factores que inciden en el nivel de resistencia que es necesario proporcionar a una estructura, como son los factores de comportamiento sísmico (Q), los factores de reducción de resistencia (F_R) y los requisitos de calidad de materiales, de refuerzo y de construcción.

En estructuras de concreto los factores antes mencionados se modificaron de manera de obtener un incremento sustancial de la seguridad con respecto a lo prescrito en el reglamento anterior; en estructuras de acero los cambios han sido menores pero también tendientes a obtener un incremento adicional de resistencia; por el contrario en estructuras de mampostería los cambios han sido en sentido opuesto, tendientes a reducir el efecto del incremento en el coeficiente sísmico que se consideró excesivo para este material. Así se aumentó el factor de reducción para cálculo de la capacidad a fuerza cortante para los casos usuales de 0.6 a 0.7 y se permiten esfuerzos cortantes

resistentes mayores cuando se coloca refuerzo horizontal en los muros. El saldo es inevitablemente hacia requisitos más estrictos de resistencia sísmica para las zonas de lago y de transición, lo que no afectará sensiblemente los proyectos usuales para viviendas de uno o dos pisos que cuentan con cantidades suficientes de muros en ambas direcciones para cumplir con los nuevos requisitos. Sin embargo, para edificios de cuatro o más niveles los efectos son significativos; por ejemplo, diversos de los proyectos de vivienda multifamiliar de cinco pisos que se han empleado extensamente hasta la fecha deberán ser modificados para lograr el incremento en su resistencia a carga lateral que exige la nueva normativa.

En aspectos no relacionados con diseño sísmico, las modificaciones principales se encuentran en el método de diseño por cargas verticales y en la reorganización de los capítulos sobre métodos de diseño por cargas verticales y horizontales. Estos cambios no deberían redundar en diferencias significativas en los resultados del diseño. En las secciones siguientes de este artículo se comentarán los cambios a cada capítulo específico de las normas.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Al igual que en la versión anterior las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.

Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Solo se incluyen los muros de piezas unidas con morteros convencionales (de arena con cemento, cal o cemento de albañilería). No se tratan los muros de piezas machimbradas o unidas con otro tipo de mezclas

aglutinantes. Se dan valores numéricos específicos de las propiedades mecánicas solo para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponibles. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Algunas de estas pruebas están especificadas por una norma oficial; cuando este no es el caso se describe en las normas el procedimiento de ensaye y su interpretación.

El procedimiento de diseño prescrito es el general del reglamento (de estados límite) en el que se requiere que los efectos de las acciones de diseño, multiplicados por factores de carga iguales para todos los materiales, no excedan de la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de resistencia que es particular del material y del estado límite específico. Además de la revisión cuantitativa de la seguridad ante los distintos estados límite, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo que están basados principalmente en la experiencia de comportamiento de estructuras reales.

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA DE PIEDRAS ARTIFICIALES

2.1 Piezas

No se han hecho modificaciones significativas a esta sección.

La distinción entre los muros construidos por piezas macizas y los de piezas huecas (Fig 1) es importante en el comportamiento sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta sollicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en los que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica

fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con determinaciones directas de las mismas.

El valor de diseño de la resistencia en compresión de las piezas se determina como un valor mínimo probable tomando en cuenta la variabilidad de la propiedad en cuestión. En función de la media y coeficiente de variación determinados en los ensayos se calcula, con la fórmula especificada en esta sección, un valor de diseño que corresponde aproximadamente a una probabilidad de 2% de no ser alcanzado.

2.2 Morteros

No se ha modificado esta sección con respecto a la versión de 1976.

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión y adherencia con las piezas. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, con la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en

la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.

La resistencia a compresión es el índice de calidad del mortero generalmente aceptado y se determina según la norma NOM C61. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia no corresponde a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.

Los proporcionamientos admitidos descartan el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural, debido a la baja resistencia y poca durabilidad que se obtiene en los morteros a base únicamente de cal. Se acepta sin embargo, que se use cierta cantidad de cal en adición al cemento, ya que con esto se obtiene una mezcla más trabajable. Se limita la relación volumétrica arena-cementante a un valor entre 2.25 y 3 con el fin de poder lograr una mezcla compacta donde la pasta llene los vacíos del agregado y de alcanzar así la mayor adherencia posible entre pieza y mortero.

En la tabla del inciso 2.2 se consignan resistencias mínimas que debe cumplir el mortero en obra para diferentes proporcionamientos; estos valores son fácilmente alcanzados si se efectúa un control razonable en la elaboración del mortero.

Los requisitos para los concretos o "lechadas" con las que se cuelean los huecos de las piezas en la mampostería con refuerzo

interior se dan en la sección 3.4.

2.3 Acero de refuerzo

Para el refuerzo que debe colocarse en castillos y dalas o como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto, pero también los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 y las mallas electrosoldadas incluyendo el refuerzo de alambre soldado tipo "escalerilla" y los armados prefabricados para castillos y dalas, a base de alambres electrosoldados. Para el refuerzo en el interior del muro es recomendable emplear barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo.

2.4 Mampostería

En esta sección se han incluido ahora las recomendaciones sobre resistencia al corte de la mampostería que en la versión anterior se encontraban en el capítulo sobre diseño por cargas laterales. Se han hecho modificaciones a las fórmulas para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería.

Para la resistencia de diseño en compresión del conjunto piezas-mortero se proporcionan, en la tabla de la fracción c) de esta sección, valores indicativos para los materiales más

comunes sobre los cuales existen suficientes resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensaye de los materiales específicos que se vayan a emplear.

La forma más confiable para determinar la resistencia a compresión de la mampostería es mediante el ensaye de pilas formadas con las piezas y morteros que se van a emplear en la construcción (Fig 2). Las otras opciones que se presentan son menos confiables y obligan, por tanto, a fijar valores más conservadores de la resistencia nominal a compresión.

Cuando se haga la determinación de la resistencia a partir del ensaye de pilas es aconsejable emplear especímenes con relación de altura a espesor del orden de cuatro; para esbelteces menores se presenta el efecto de confinamiento de los apoyos de la máquina de ensaye; para relaciones mayores de cuatro comienzan a ser importantes los efectos de esbeltez. Cuando no sea factible este tamaño, puede recurrirse al ensaye de pilas con otra esbeltez, multiplicando los resultados obtenidos, por los factores que se indican en la tabla del inciso 2.4.1 de las recomendaciones. No se pretende que estos ensayes se empleen para fines de control de calidad en obra; su función es obtener un índice de resistencia de la mampostería formada con una combinación de piezas y mortero para la cual no se tenga una determinación previa. La verificación posterior en obra podrá

hacerse sobre la calidad de las piezas y del mortero únicamente. La resistencia de diseño a compresión de la mampostería se determina con el criterio estadístico ya mencionado y que toma en cuenta la variabilidad de la resistencia de las pilas.

La opción presentada en la fracción b) permite determinar la resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado de ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.

Los castillos y dalas que se colocan en la mampostería confinada contribuyen significativamente a la resistencia en compresión de los muros sólo cuando la mampostería es de baja resistencia; por ello se acepta que se incremente la resistencia en compresión en una cantidad fija que es significativa para mampostería débil y poco importante para piezas de alta resistencia. Para la mampostería con refuerzo interior que cumple con los requisitos de

cuantía y distribución especificados en la sección 3.4, se permite un ligero incremento de capacidad que es una fracción de la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Cuando las cantidades de refuerzo sean sustancialmente superiores a los mínimos especificados será válido calcular la resistencia en compresión con base en las hipótesis de flexocompresión esbozadas en el inciso 4.2.4 o con base en evidencia experimental y alcanzar así resistencias muy superiores a la de la mampostería sin refuerzo.

Para la resistencia en cortante se proporcionan también valores indicativos para las combinaciones más comunes de piezas y mortero. Para los casos no incluidos se especifica que la resistencia debe determinarse mediante la prueba de compresión diagonal en muretes, la que constituye un procedimiento relativamente sencillo y confiable (Fig 2) que ha sido usado ampliamente en la investigación y en la práctica. Deberá tenerse cuidado en el manejo de los especímenes para no debilitar la junta entre piezas y morteros antes de la prueba.

Se aprecia que las diferencias entre los esfuerzos resistentes para distintos materiales no son muy elevados. Los incrementos en la resistencia en cortante por el efecto del refuerzo se especifican en el inciso 4.3.2.

En cuanto al módulo de elasticidad, este puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensaye de pilas en compresión. Una estimación aproximada se obtiene con los

factores que multiplican a la resistencia en compresión proporcionados en el inciso 2.4.5. Estos factores se han incrementado con respecto a los que se proponían en la versión anterior de las normas, por considerar que se aplican a la resistencia de diseño la cual incorpora factores de seguridad importantes con respecto al valor promedio; estos factores de seguridad no se justifican en el módulo de elasticidad.

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

3.1 Tipos de muros

En este capítulo, que no existía en la versión anterior, se han agrupado los requisitos, antes dispersos en diversas secciones, que deben cumplir los muros para ser catalogados en algunas de las cuatro categorías consideradas en las normas.

3.2 Muros diafragma

Los muros diafragma son los que se colocan para cerrar las crujías formadas por las vigas (o losas) y las columnas de marcos de concreto o acero; estos muros constituyen un diafragma que incrementa notablemente la rigidez del conjunto ante cargas laterales. Es práctica común ligar estos muros a la estructura

principal sobre todo en muros de colindancia y en núcleos de escaleras y servicios. No es admisible ignorar el efecto de estos muros en el análisis por cargas laterales, ya que la gran rigidez que estos proporcionan altera significativamente la distribución de las fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Procedimientos prácticos para tomar en cuenta los muros diafragmas en el análisis de marcos se proponen en la ref 1. La gran rigidez que estos muros proporcionan hace que pueda ser perjudicial que se encuentren colocados con una distribución asimétrica en la planta de la estructura o en cantidades radicalmente distintas de uno a otro piso.

Cuando se excede de la capacidad en tensión diagonal de los muros, estos se agrietan pero mantienen una rigidez significativa y tienden a concentrar fuerzas cortantes importantes en los extremos de las columnas (Fig 3). Por ello se requiere proporcionar en estas zonas de las columnas una resistencia a fuerza cortante igual a la capacidad total del muro, distribuida en partes iguales entre las dos columnas.

Cuando no puede lograrse una distribución uniforme de muros de relleno o cuando la estructura es muy flexible, es preferible desligar estos muros de la estructura principal, evitando su trabajo como diafragma. Deben en este caso proveerse holguras generosas y elementos de refuerzo o fijación que eviten la posibilidad de volteo del muro en dirección normal a su plano sin dejar de permitir el desplazamiento relativo del muro y la

estructura. Nuevamente puede recurrirse a la ref 1 para detalles al respecto.

Debe evitarse la situación en que un muro diafragma llene solo parcialmente la altura del tablero del marco, como cuando se deja en la parte superior un hueco para ventanas (Fig 4). En esta condición la parte superior de la columna queda sujeta a una fuerza cortante muy elevada ya que la gran rigidez proporcionada al tablero por el muro de mampostería atrae una fuerza sísmica importante. La relación altura a peralte de la columna corta que queda libre propicia una falla por cortante de naturaleza frágil especialmente si no se proporciona un abundante refuerzo transversal. Es preferible desligar de la estructura principal los muros que se encuentren en esa condición.

3.3 Muros confinados

Los muros confinados, o sea los que cuentan con castillos y dalas, han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos. Estos elementos de refuerzo permiten una buena liga de los muros entre sí y con los sistemas de piso, a la vez que proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros después de que estos se agrietan por tensión diagonal. Los requisitos que se fijan para la distribución y refuerzo de castillos y dalas son los que se derivan de la práctica establecida. Estos se resumen gráficamente en la Fig 5. No se admite incremento

alguno a la resistencia en cortante de la mampostería por la presencia de dalas y castillos, solo un ligero aumento en la resistencia en compresión, según se establece en 2.4.1d). La única forma de incrementar la resistencia en cortante de la mampostería es con refuerzo horizontal colocado en la junta en la forma que se especifica en la sección 3.4.

3.4 Muros reforzados interiormente

El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales colocadas en los huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas o en piezas especiales, es un procedimiento de construcción que se está empleando con frecuencia en diversos países aun en zonas sísmicas y en edificios de cierta altura. En México la difusión de este procedimiento, conocido como mampostería reforzada, ha sido limitada, principalmente por la desconfianza de que puedan realizarse adecuadamente la colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, operaciones que son difíciles de supervisar. Los requisitos que se especifican en las normas se derivan de lo que contienen los reglamentos de los EUA y de Nueva Zelanda; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical especificadas son las mínimas para las cuales puede esperarse se logre evitar la falla frágil del muro y proporcionar cierta ductilidad. Los requisitos se resumen gráficamente en la Fig 6. Nuevamente, no se pretende con estos refuerzos lograr un incremento sustancial en la resistencia de la mampostería, solamente un comportamiento

más favorable. Es importante observar el requisito del párrafo final de esta sección, el cual indica que para poder emplear los valores de resistencia y factores de seguridad correspondientes a este tipo de mampostería es necesario que exista una supervisión continua del proceso constructivo para asegurar que se coloquen todos los elementos de refuerzo en su posición correcta y se llenen totalmente con mortero o con lechada muy fluida los huecos donde se aloja el refuerzo.

Existen diferencias de opiniones sobre la eficiencia del refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero cuyo espesor reducido deja un recubrimiento muy limitado al acero de refuerzo. Los ensayos de laboratorio tienden a confirmar la efectividad del refuerzo colocado de esa manera y por ello las normas de los EUA y de otros países así lo aceptan, sujeto a los requisitos de recubrimiento y separación fijados en esta sección. Obsérvese que uno de los requisitos es que las barras deben quedar cubiertas "en toda su longitud" por el mortero de la junta o por el concreto del colado del hueco. La colocación de las barras horizontales en huecos predispuestos en las piezas para formar una verdadera dala es desde luego mucho más deseable.

El requisito de que el refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en toda la longitud del muro obedece a que los esfuerzos de adherencia que se pueden desarrollar son muy bajos por el pequeño espesor del mortero de las juntas. Por ello los traslapes no son aceptables. En muros muy largos será aceptable

conectar dos barras mediante ganchos alrededor del refuerzo de castillos intermedios.

3.5 Muros no reforzados

Los muros de mampostería no reforzada deben evitarse en zonas sísmicas como el Distrito Federal. No se prohíben en las normas, pero se especifican factores de reducción de resistencia muy severos, de manera que es muy difícil estructurar una construcción con muros no reforzados.

4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Este capítulo se ha reorganizado e incluye las diferentes opciones que se permiten para el análisis y el dimensionamiento por cargas verticales y horizontales. Se ha eliminado la subdivisión neta en métodos simplificados y método general, aunque subsisten opciones con distinto grado de refinamiento dependiendo de la regularidad y sencillez de la construcción.

4.1 Análisis

El análisis riguroso de estructuras de muros y losas sujetas a cargas verticales u horizontales es complejo por tratarse de sistemas tridimensionales que no se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos bidimensionales, como es factible hacer en estructuras de vigas y columnas. Además la heterogeneidad de

los materiales componentes, las holguras y los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas y entre estas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta entre muro y losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que podría transmitir la losa debido a la asimetría de la carga vertical y se puede considerar que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. Deben, sin embargo, tomarse en cuenta los momentos que no pueden ser redistribuidos por la rotación de la losa, como los que son debidos a voladizos empotrados en el muro o a una posición excéntrica del muro del piso superior y, en muros extremos, por la excentricidad de la carga que transmite la losa que se apoya directamente sobre el muro, mediante el criterio ilustrado en la Fig 7.

Es muy recomendable que la estructura cumpla con los requisitos indicados en los incisos a) hasta c) de la sección 4.1.2, para evitar situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. Cuando se cumplen dichos requisitos basta determinar las cargas verticales sobre cada tramo de muro

mediante una bajada de carga convencional y tomar en cuenta los efectos de esbeltez y excentricidad mediante el factor correctivo, F_E , que se determina directamente con las reglas indicadas en 4.2.2.

El análisis por cargas laterales de las estructuras a base de muros de carga de mampostería se enfrenta también a dificultades para modelar correctamente el complejo arreglo tridimensional formado por los muros, las losas, los dinteles y pretilas. Las herramientas de cómputo actualmente disponibles permiten sin embargo resolver modelos muy refinados de estas estructuras. Por ejemplo el programa ETABS, o su versión para microcomputadora el SUPER-ETABS, son adecuados para realizar análisis sísmicos estáticos o dinámicos de estas estructuras. Los muros pueden modelarse como columnas anchas con el mismo momento de inercia y área de cortante que los muros reales. Estas columnas están acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de pretilas y dinteles. La Fig 8 muestra algunas recomendaciones para el ancho equivalente de losa que debe considerarse como viga de acoplamiento. Otra opción para modelar los muros, que es particularmente adecuada para estructuras con marcos y muros-diafragma, es como paneles que están conectados a las columnas y vigas que los rodean.

Cualquiera sea el modelo, debe tomar en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión y debe considerar momentos de inercia

reducidos de los elementos en que los momentos flexionantes aplicados produzcan agrietamiento.

El análisis elástico con programas como los mencionados es complejo y consume mucho tiempo en la preparación de datos y en su interpretación. Su empleo se justifica en los edificios tipo de conjuntos habitacionales, por ejemplo.

Aunque el análisis se realice con métodos más refinados, es muy recomendable que la estructuración de las construcciones de muros de carga de mampostería cumpla con los requisitos de las fracciones I a III del inciso 4.1.3, para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico, así como verificar con dicho procedimiento el diseño realizado con los análisis elásticos resueltos con programas de computadora.

En el método simplificado se ignoran las deformaciones de flexión y se asigna a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal; solo se requiere revisar la capacidad a cortante de los muros y se admite ignorar los efectos de torsión. Aunque la hipótesis de que pueden ignorarse las deformaciones de flexión parece poco fundada cuando la relación altura a ancho de los muros no es muy baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido muy favorable y es indudable que la cantidad de área transversal de muros que se tiene en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de

construcciones de este tipo.

El hecho de que el método simplificado permita ignorar los efectos de flexión en los muros, implica que pueden reforzarse los castillos con el acero mínimo aun para edificios de la máxima altura en que se admite emplear dicho método (13 m, que representan cinco pisos en vivienda económica). La resistencia en flexión que así se obtiene es muy reducida y limita mucho la capacidad a cargas laterales de los edificios.

La Fig 9 muestra los momentos flexionantes que resultan de un análisis lineal dinámico de un edificio típico para vivienda económica de cinco pisos. Se aprecia que para el muro cabecero del eje A, la distribución de momentos es similar a la de un voladizo debido a que prácticamente no existe restricción al giro por parte del sistema de piso. Para el muro de fachada del eje 5, que está rígidamente acoplado al resto de los muros de este eje, no tanto por la losa sino por los pretilos, la restricción al giro en cada piso es elevada y se presentan momentos de signo contrario en los extremos de cada muro. En este segundo caso la distribución de momentos no está lejos de la que se obtiene al considerar los muros como empotrados en sus extremos en cada entrepiso, en cuyo caso el momento máximo en cada entrepiso puede calcularse como el producto de la fuerza cortante por la mitad de la altura del entrepiso. Los momentos flexionantes que resultan son importantes en ambos casos; sin embargo, por el gran peralte de la sección transversal de los

muros y por la carga axial que sobre de ellos actúa, las cantidades de refuerzo requeridas no son necesariamente elevadas aunque con frecuencia exceden de los mínimos especificados por la norma. Es recomendable que al diseñar con el método simplificado edificios de más de dos pisos se revise la resistencia a flexión de los muros con alguna consideración simplificada. Para muros con poco o nulo acoplamiento como los del eje A, de la Fig 9, conviene calcular el momento flexionante producido en la base de los muros por las fuerzas laterales obtenidas en cada piso a partir del método simplificado multiplicadas por su brazo con respecto a la sección considerada, o sea considerando el muro como cantilever. Para muros que tengan un acoplamiento significativo puede considerarse un momento flexionante igual a la fuerza cortante actuando en el entrepiso en cuestión multiplicada por la altura del entrepiso. La fuerza cortante que actúa en cada muro es igual al esfuerzo cortante promedio actuante según el método simplificado multiplicado por el área transversal del muro.

4.2 Resistencia a cargas verticales

La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente es la misma de la versión anterior; según ella la capacidad es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro a escala natural y la

pila en que se basa la determinación de f_m^* . El resultado debe multiplicarse por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y a 0.3 para muros no reforzados, ya que en estos últimos se requiere de un factor de seguridad muy superior por el carácter frágil de su falla y por su sensibilidad a los efectos accidentales.

Cuando se cumplen los requisitos de regularidad y de relaciones geométricas anteriormente mencionados pueden usarse los valores directamente especificados para el factor por excentricidad y esbeltez, F_E , según se trate de muros interiores o exteriores. En caso contrario, F_E debe determinarse con una expresión que es más sencilla que la de la versión anterior y que está derivada de la que tradicionalmente se ha aplicado para el diseño por carga vertical de muros de concreto. La expresión de la versión anterior se ha eliminado porque daba lugar a la posibilidad de resultados poco confiables cuando no se elegían adecuadamente los parámetros de momento de inercia, módulo de elasticidad y otros.

Para muros que tengan un refuerzo vertical con una cuantía significativa y colocado de manera adecuada, se pueden obtener incrementos sustanciales en la capacidad de carga vertical calculada con el procedimiento anterior, si se aplica el criterio general de 4.2.4 que corresponde a las hipótesis comúnmente adoptadas para el diseño en flexocompresión de

elementos de concreto reforzado.

4.3 Resistencia a cargas laterales

Las expresiones para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de muros no han cambiado con respecto a la versión anterior. Para los muros diafragma el esfuerzo medio resistente es 85 por ciento del que corresponde a muretes, v^* , ya que la distribución de esfuerzos en el muro es muy similar a la que se obtiene en los ensayos de muretes; la reducción es esencialmente por el efecto desfavorable del mayor tamaño del muro. Para los otros muros, sean confinados, reforzados interiormente o no reforzados, el esfuerzo resistente se reduce a la mitad del obtenido en muretes, por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo, este esfuerzo resistente puede incrementarse hasta tres veces cuando se toma en cuenta el efecto favorable de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y por la flexión.

El factor de reducción, F_R , se ha incrementado de 0.6 a 0.7 tomando en cuenta que en los sismos de 1985 la mampostería mostró tener una resistencia significativamente superior a la calculada.

Las dalas y castillos que se colocan en la mampostería confinada tienen por objeto proporcionar cierta ductilidad a los muros

pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y, aunque aumentan la capacidad máxima, este incremento se pierde cuando se aplican ciclos de carga alternadas. Por tanto, no se admite incremento de capacidad por este concepto. De manera similar el refuerzo vertical y horizontal mínimo que se requiere colocar en los muros de mampostería con refuerzo interior no modifica sustancialmente la carga de agrietamiento diagonal, sólo permite mantener esa capacidad para deformaciones algo mayores que la de agrietamiento, aun cuando estas se repiten cierto número de veces.

Los ensayos realizados en muros de distintas características (Ref 2) muestran que para poder sostener cargas superiores a la de agrietamiento diagonal se requiere de refuerzo horizontal en el muro. Es por ello que se admite, tanto en la mampostería confinada como en la reforzada interiormente, un incremento de 25% en la capacidad a cortante cuando se coloque una cuantía de refuerzo horizontal, igual al menos a la que se obtiene en la ecuación propuesta en esa sección.

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes en el plano del muro los que frecuentemente requieren la colocación de refuerzo vertical en los extremos del muro. Los resultados experimentales han demostrado que el criterio general para el cálculo de la capacidad en flexocompresión de

elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería. Para evitar la complejidad de la determinación de la capacidad con el criterio general, se admite el uso de las expresiones expuestas en 4.3.3, las que se deducen de algunas hipótesis simplificadoras sobre las condiciones de falla y de la suposición que el diagrama de interacción para flexocompresión está formado por tramos rectos entre el punto de flexión pura y el de falla balanceada, así como entre este y el de carga axial.

En las expresiones para cálculo del momento resistente M_R interviene la carga axial resistente P_R ; para la determinación de esta última podrá tomarse en cuenta, en forma aditiva, la contribución de la mampostería y la del refuerzo, como se ilustra en el ejemplo 2.

5. CONSTRUCCION

Los requisitos de este capítulo se basan en la práctica de México y los EUA para garantizar una calidad aceptable de los materiales y de la ejecución de la obra. No se han hecho modificaciones importantes a la versión anterior. Cabe recalcar la necesidad de una supervisión continua y calificada especialmente en la construcción de muros de mampostería reforzada.

5.1 Materiales

La excesiva absorción de agua por parte de las piezas extrae del mortero el agua necesaria para su fraguado y la debilita sobre todo en la superficie de contacto entre las piezas y el mortero, perjudicando así la adherencia entre los dos

componentes. El humedecimiento previo de las piezas evita este fenómeno. Sin embargo, en bloques y tabiques de concreto la saturación previa genera una expansión que será seguida, después, por una contracción significativa por secado después de construido el muro. Esto da lugar a que se presenten con el tiempo agrietamientos en los muros. Por ello no deben saturarse piezas de este tipo. Sin embargo un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero resulta beneficioso para una buena adherencia.

Conviene apreciar las diferencias que existen entre las necesidades del colado de castillos y dadas en la mampostería confinada y las del colado de los elementos a veces llamados castillos interiores en los huecos de las piezas. En los primeros se realiza el colado contra una cimbra en dos o tres de sus lados y el tamaño de los elementos es del orden de 12 a 15 cm. Esto permite colar con un concreto fluido, compactar y comprobar la calidad del colado al descimbrar. En el colado en los huecos, las dimensiones son mucho menores, entre 5 y 10 cm, la "cimbra" constituida por las paredes de las piezas tiene elevada absorción por lo que extrae mucha agua de la mezcla, y el colado queda oculto dentro del muro y no es fácil comprobar su ejecución. Por ello en este caso debe usarse una "lechada" para el colado. Más que buscar una alta resistencia del material hay que asegurar que los huecos queden totalmente llenos. Es preferible limitar el tamaño de la grava, si se usa, a 6 mm y emplear cantidades elevadas de agua que le den a la mezcla la

consistencia de lechada. La absorción de las piezas reducirá el contenido efectivo de agua en la mezcla.

6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

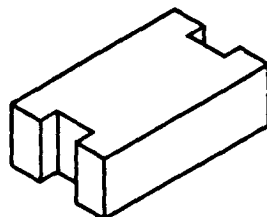
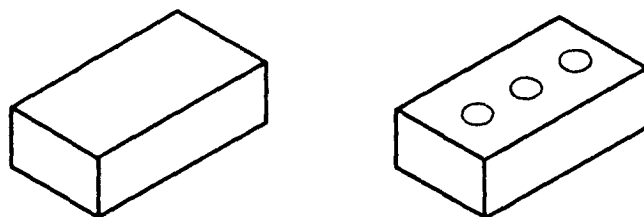
Tampoco este capítulo ha sido modificado con respecto a la versión anterior. El procedimiento de cálculo de la resistencia es congruente con el que se especifica para la mampostería de piedras artificiales. La información de que se dispone sobre las propiedades mecánicas de la mampostería es muy escasa. Los valores propuestos se suponen conservadores para la calidad de la mampostería comúnmente usada en México.

REFERENCIAS

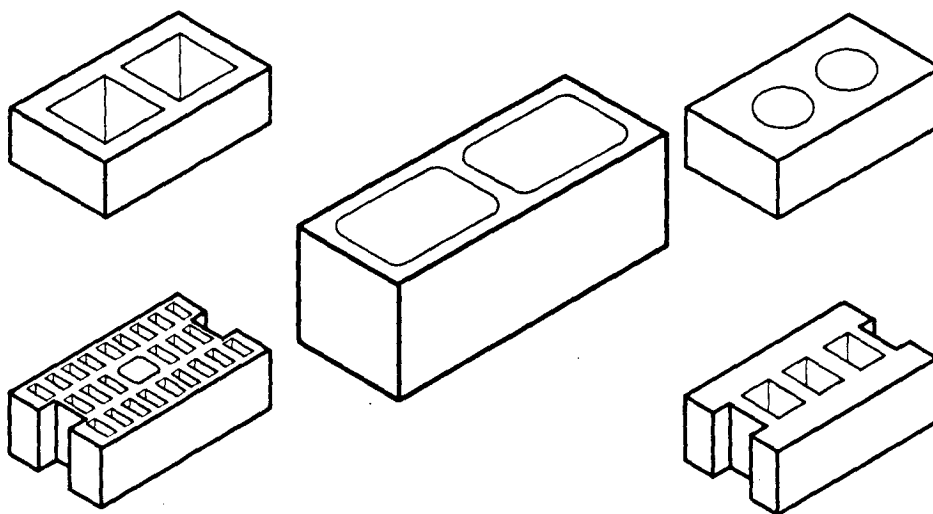
Bazán, E y Meli, R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
LIMUSA, México, 1985, 241 pp

Hernández, O y Meli, R, "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería" Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ No. 382, México, D.F., dic 1976, 32 pp.

Meli, R, "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ No 352, Mexico, D.F., abr 1975, 141 p.



a) Piezas macizas



b) Piezas huecas

Fig 1 Tipos comunes de piezas de mampostería

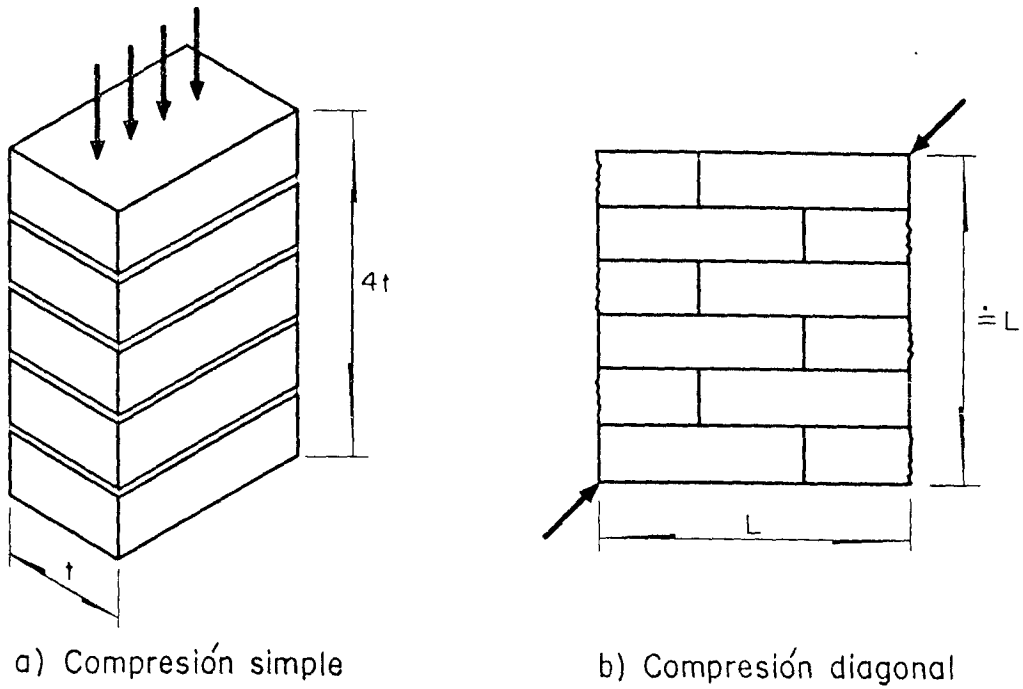


Fig 2 Ensayes para determinación de propiedades mecánicas de la mampostería

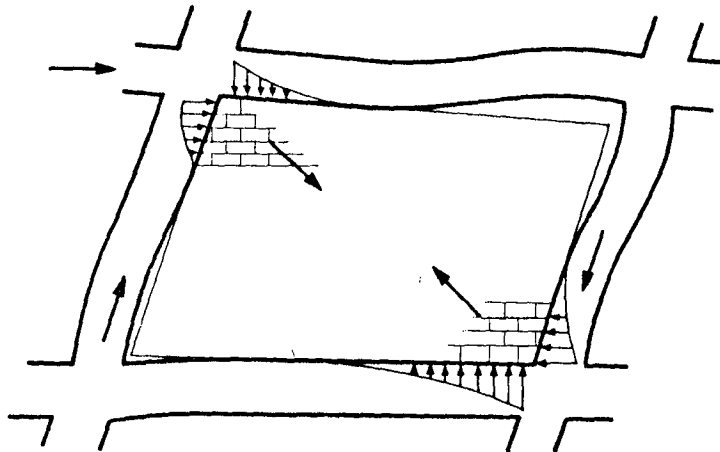


Fig 3 Interacción entre un muro diafragma y el marco que lo rodea

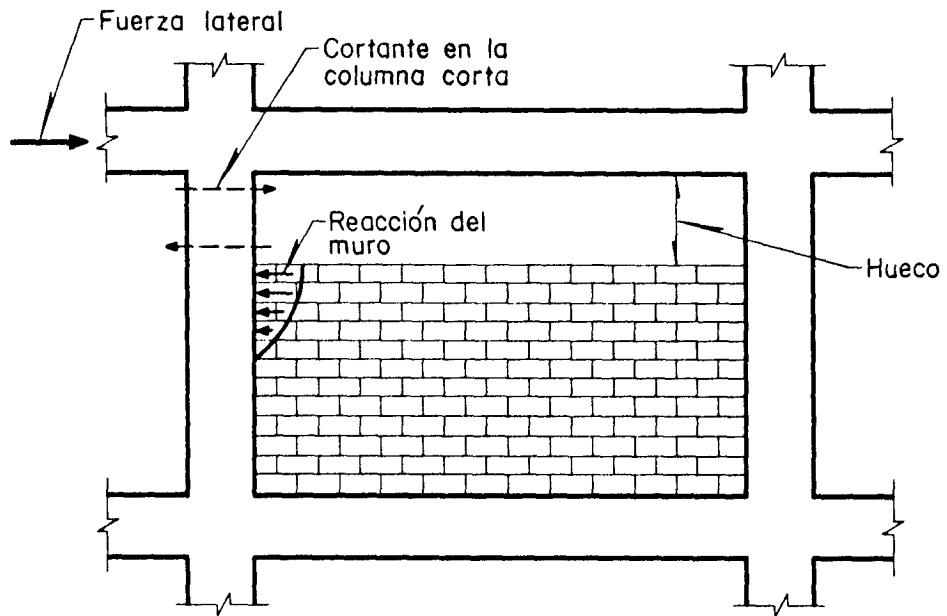
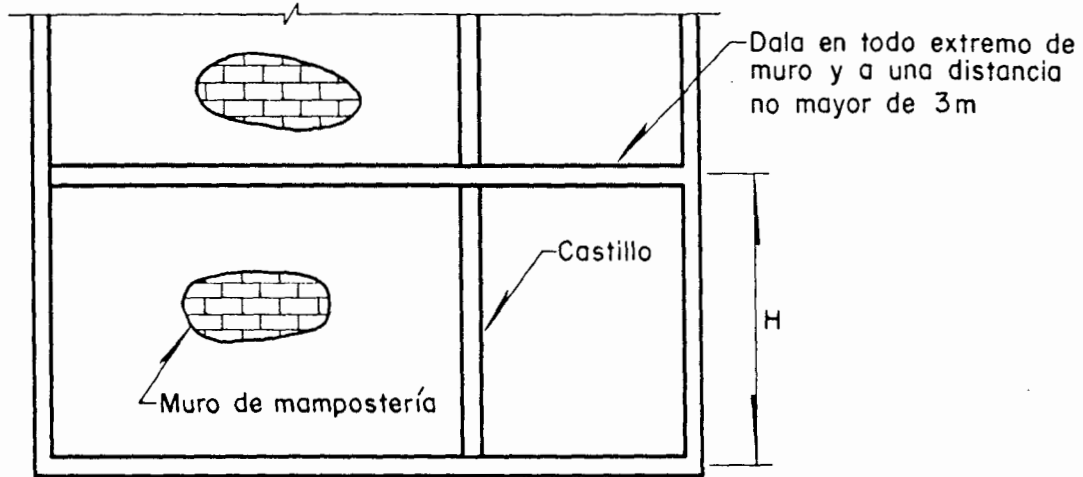
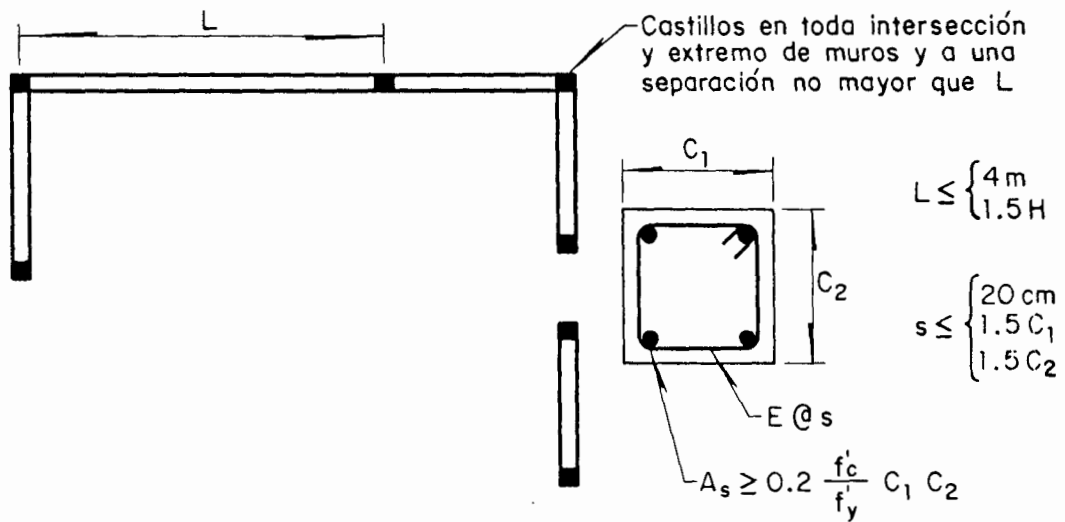


Fig 4 Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta

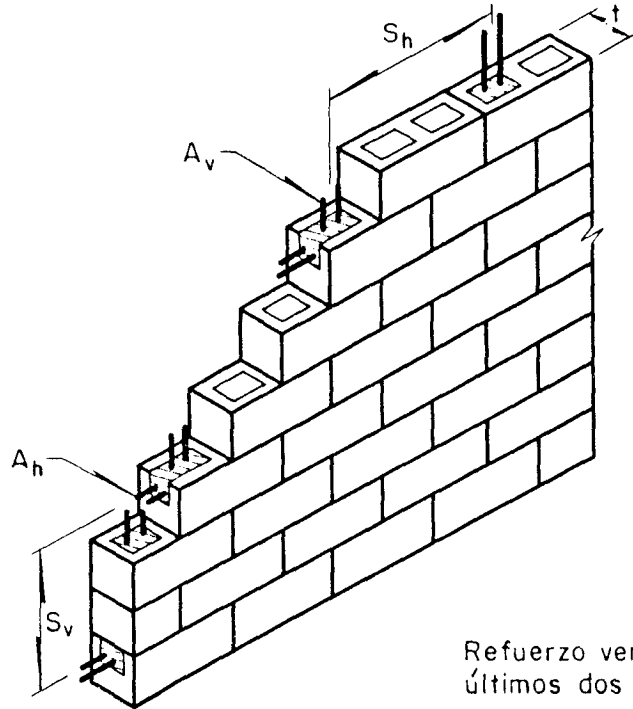


Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalas)



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Fig 5 Características de la mampostería confinada



$$P_h = \frac{A_h}{S_v t}$$

$$P_v = \frac{A_v}{S_h t}$$

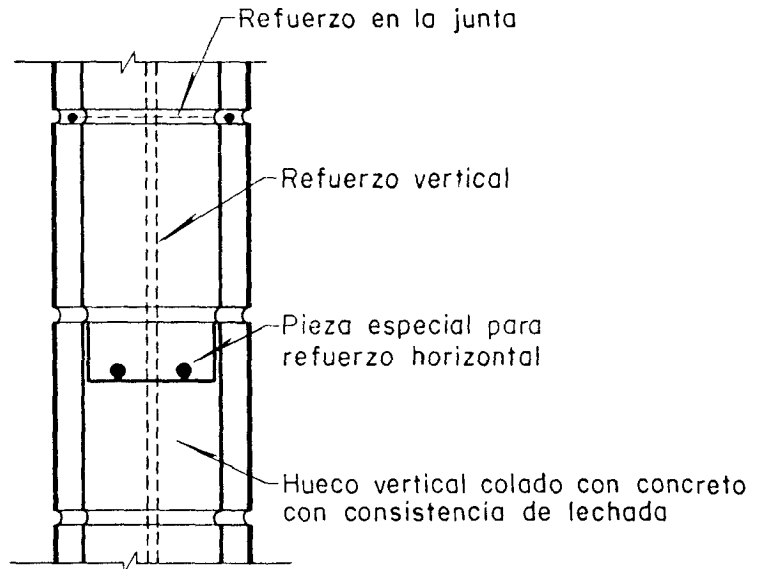
$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

$$P_h + P_v \geq 0.0020$$

$$S_h, S_v \leq \begin{cases} 6t \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

a) Requisitos de refuerzo



b) Modalidades de colocación del refuerzo

Fig 6 Características de la mampostería reforzada

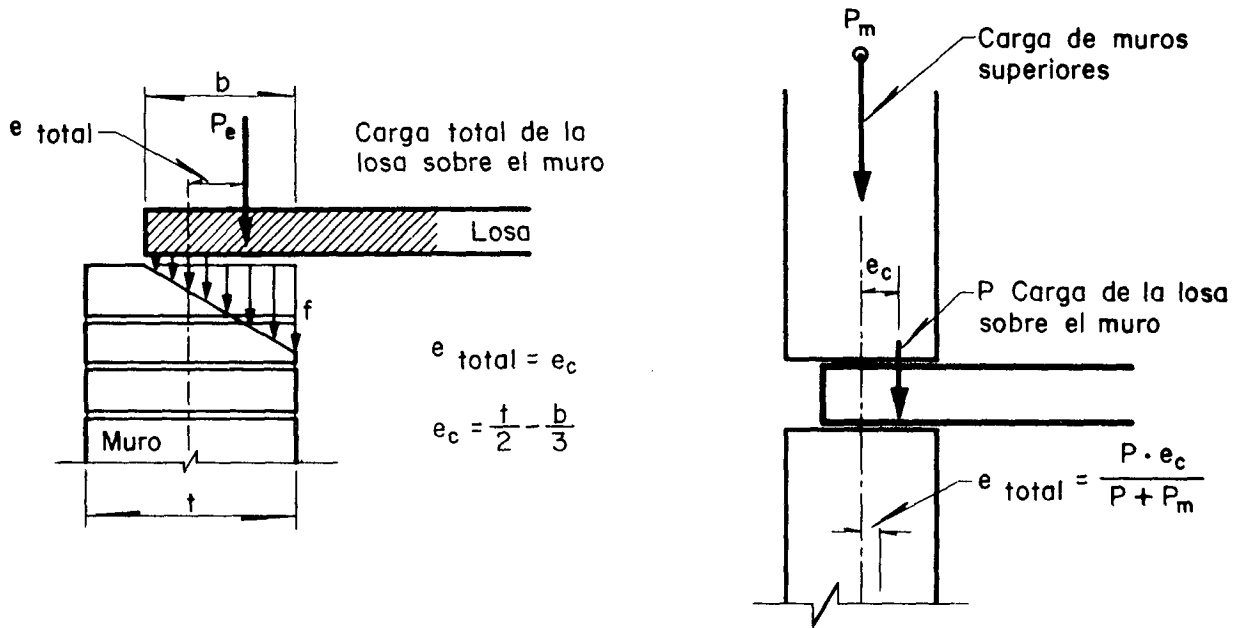
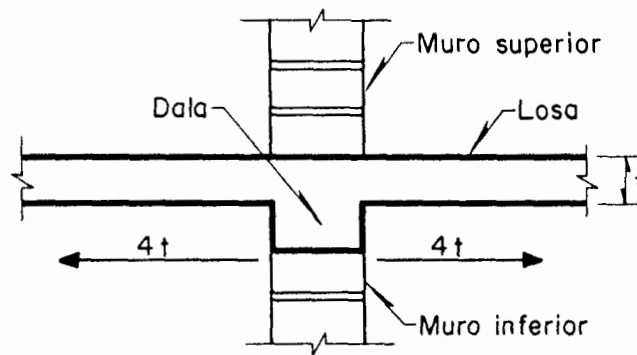
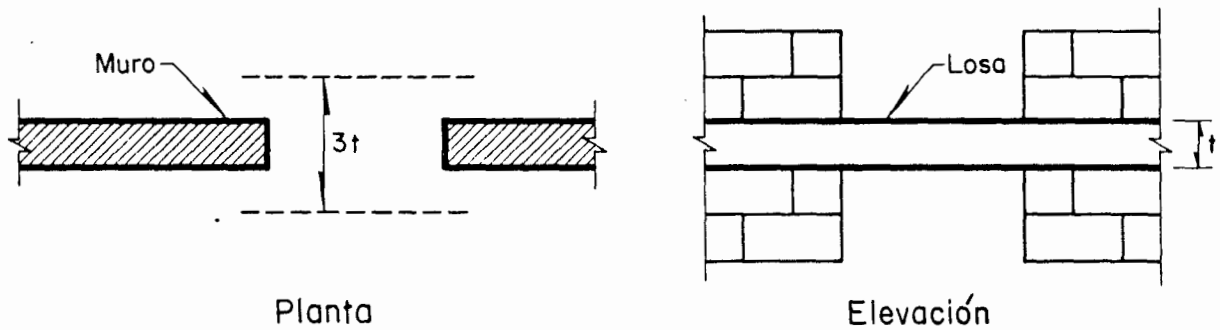


Fig 7 Determinación de la excentricidad de la carga vertical sobre un muro de mampostería

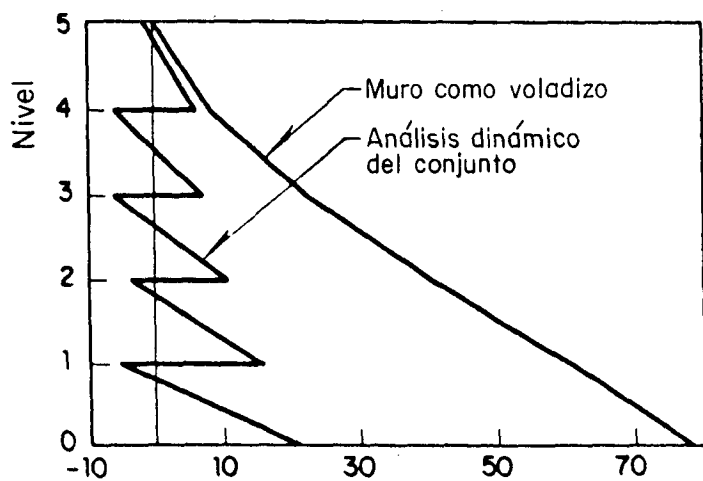
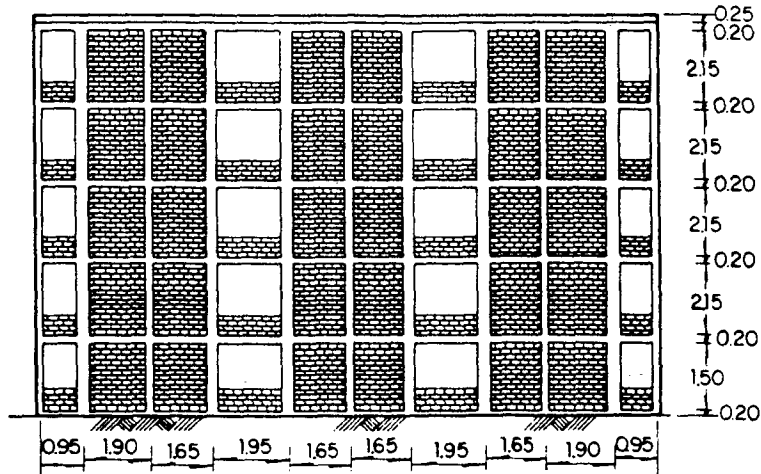
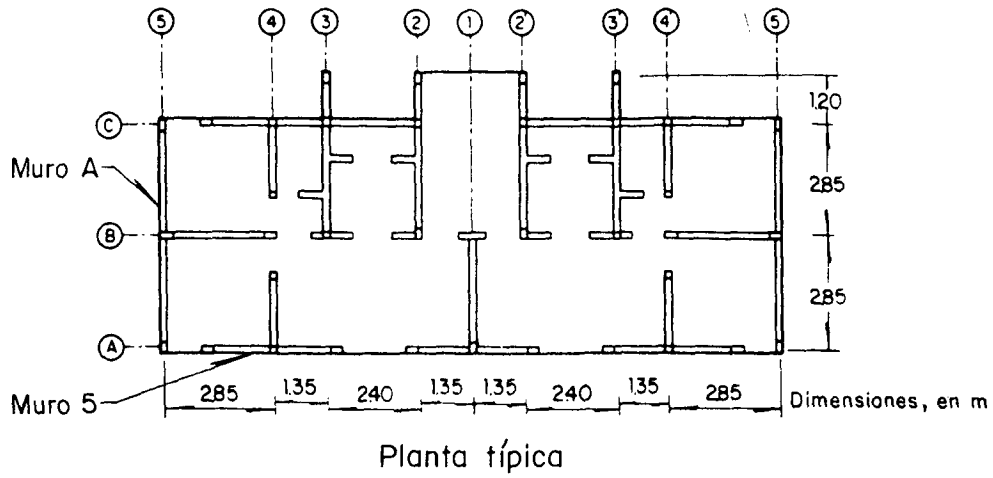


a) Losa con dala (o viga)

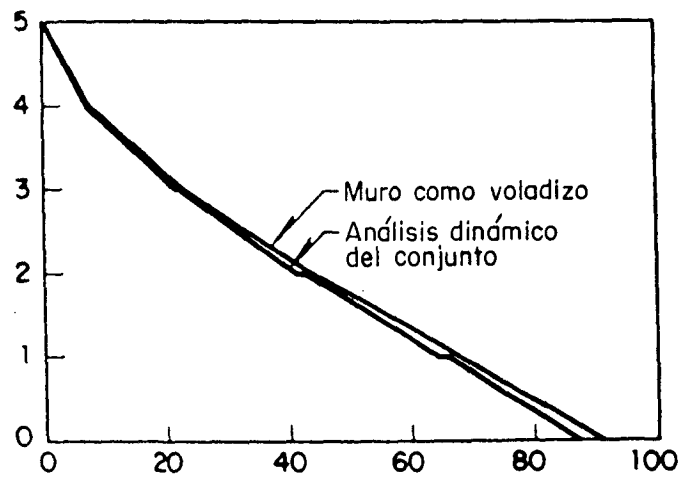


b) Losa sin viga

Fig 8 Ancho efectivo de losa para cálculo de momento de inercia de la viga de acoplamiento



Momentos en muro 5



Momentos en muro A

Fig 9 Distribución de momentos flexionantes por sismo en muros de un edificio típico

EJEMPLOS

ROBERTO MELI *

AMÍLCAR SÁNCHEZ CABALLERO **

*** Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM**

**** Becario, Instituto de Ingeniería, UNAM**

DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA PARA UNA
CONSTRUCCION DE DOS NIVELES. METODO
SIMPLIFICADO

EJEMPLO 1

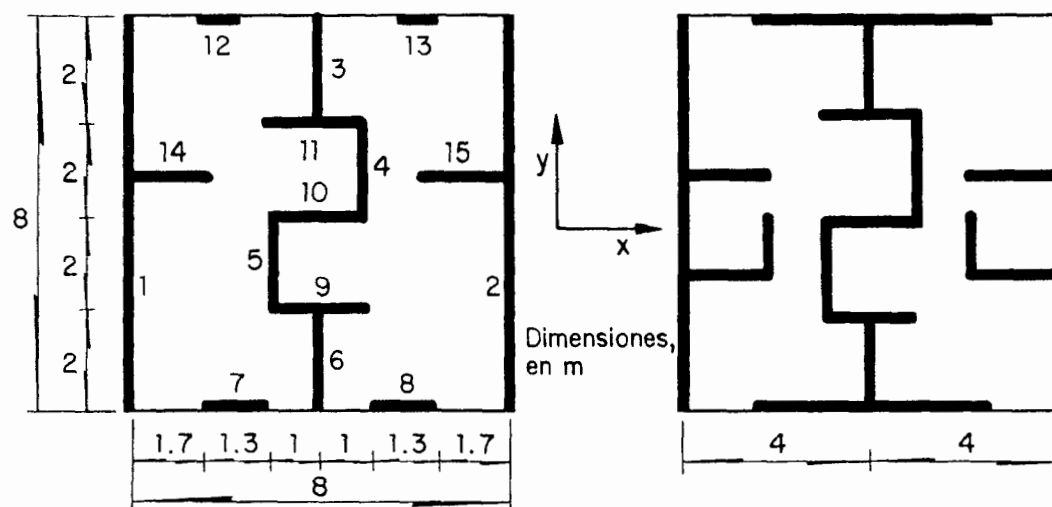
h 1/23

DATOS

Construcción para vivienda tipo dúplex de dos niveles,
ubicada en la zona del lago (suelo blando) del Distrito
Federal).

PLANTAS

Los croquis siguientes muestran esquemáticamente la
distribución de muros de carga en las dos plantas del
edificio



Planta Baja

Planta Alta

Area de la losa en cada nivel, 64 m^2

Altura libre de entrepiso, 2.3 m^2

Muros de bloque de concreto tipo pesado, con refuerzo
interior

Espesor nominal de muros, 15 cm

Mortero, cemento:cal:arena 1:1/2:4 1/2 (Tipo II)

Losa de vigueta y bovedillas de 18 cm de espesor

CARGAS

1	Azotea: Peso propio de losa	250 kg/m ²
	Relleno, impermeabilización y enladrillado	150 kg/m ²
	Carga viva para diseño por cargas verticales	100 kg/m ²
	Carga viva para diseño por sismo	70 kg/m ²
	Losa de piso: Peso propio de losa	250 kg/m ²
	Firme y recubrimientos	120 kg/m ²
2	Carga viva para diseño por cargas verticales	170 kg/m ²
	Carga viva para diseño por sismo	90 kg/m ²
	Muros: Peso de muro de bloque de 15 cm, con aplastado de yeso	340 kg/m ²

Peso por metro lineal de muro = $340 \times 2.3 = 780$ kg/m

Longitud total de muros en planta baja = 37.6 m

Longitud total de muros en planta alta = 49.0 m

Carga total en muros de planta baja = peso de losa azotea + peso de losa de primer piso + peso de muros de piso superior + peso de muros de piso inferior.

Para diseño por carga vertical

Peso = $(400 + 100)64 + (370 + 170)64 + 780 \times 49 + 780 \times 37.6$

$$W = 32000 + 34600 + 38200 + 29300 = 134100 \text{ kg}$$

3 Carga promedio por unidad de área de construcción

$$4 \quad w = \frac{134,100}{64 \times 2} = 1048 \text{ kg/m}^2$$

$$W_s = 30100 + 29400 + 38200 + 29300 = 127000 \text{ kg}$$

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA

5 Resistencia a compresión de la mampostería de bloque de concreto unida con mortero Tipo II = 15 kg/cm^2

Incremento por mampostería con refuerzo interior, 25%

$$f_m^* = 1.25 \times 15 = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

6 Esfuerzo cortante resistente de diseño

$$v^* = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

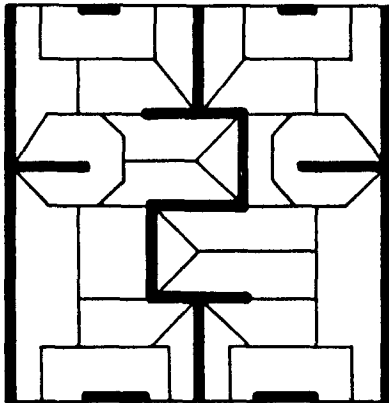
ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

Revisión de que se cumplen los requisitos de 4.1.2 para poder determinar la carga vertical sobre cada muro con una bajada de cargas por áreas tributarias.

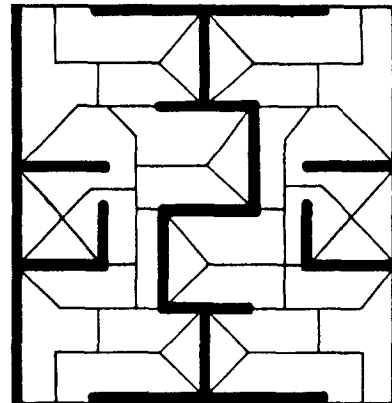
- a) Las deformaciones en los extremos del muro están restringidas por el sistema de piso que se liga a los muros mediante el refuerzo vertical de estos
- b) No hay excentricidades importantes ya que las losas apoyan directamente sobre los muros sin volados ni cargas concentradas.
- c) La relación altura a espesor del muro es $\frac{230}{15} = 15.3 < 20$

7 En el croquis siguiente se indica la determinación de las

áreas tributarias para cada muro de planta baja. La tabla 1 contiene los valores de dichas áreas y la carga vertical que corresponde a cada muro de planta baja.



Planta Baja



Planta Alta

TABLA 1. REVISION DE MUROS INDIVIDUALES POR CARGA VERTICAL

Muro	Longitud, m	Carga vertical actuante, ton			F_E	carga vert. resistente, ton
		Planta alta	Planta baja	Carga última total		
1	8.0	9.55	11.90	30.03	0.6	94.5
2	8.0	9.55	11.90	30.03	0.6	94.5
3	2.0	2.60	2.95	7.77	0.7	23.6
4	2.0	2.60	3.80	8.96	0.7	23.6
5	2.0	2.60	2.70	7.42	0.7	23.6
6	2.0	2.60	2.70	7.42	0.7	23.6
7	1.3	3.12	2.50	6.92	0.6	13.2
8	1.3	3.12	2.50	6.92	0.6	13.2
9	1.8	4.60	5.38	13.97	0.7	21.3
10	1.8	3.35	4.80	11.41	0.7	21.3
11	1.8	4.10	5.40	13.30	0.7	21.3
12	0.8	3.12	1.90	5.60	0.6	8.1
13	0.8	3.12	1.90	5.60	0.6	8.1
14	2.0	3.19	3.60	9.49	0.7	23.6
15	2.0	3.19	3.72	9.67	0.7	23.6

Como ejemplo, el muro 7 de planta baja, tiene una longitud de 1.3. Su área tributaria según el croquis anterior es,

$$A_T = 2.7 \times 1 = 2.7 \text{ m}^2$$

- 8 Este muro en particular no es igual en planta baja y en el piso superior. Por tanto hay que calcular por separado la carga en los dos pisos

Piso superior

$$\text{Area tributaria} = 3.5 \times \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 2.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de muro} = 2.3 \text{ m}$$

$$\text{Carga losa azotea} = (400 + 100)2.6 = 1325 \text{ kg}$$

$$\text{Peso muro} = 2.3 \times 780 = \underline{1795 \text{ kg}}$$

$$\text{Carga sobre muro superior} = 3120 \text{ kg}$$

Solo 1.8 m del muro superior gravitan sobre el de planta baja

$$\begin{aligned} \text{Carga transmitida a muro 7 de planta baja} &= \frac{1.8}{2.3} \times 3120 = \\ &= 2440 \text{ kg} \end{aligned}$$

Carga sobre el muro 7 en planta baja

Carga losa piso = (370 + 170) x 2.7 m ²	= 1500 kg
Peso muro inferior = 1.3 x 780	= 1000
Descarga muro superior	= 2440
	—
Carga vertical total =	4940 kg

RESISTENCIA A CARGA VERTICAL

La carga axial que resiste cada muro se determina según la sección 4.2.1, como

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

F_R se toma como 0.6 para muros con refuerzo interior

F_E ya que se cumplen los requisitos de 4.1.2 puede tomarse

$F_E = 0.7$ para muros interiores y $F_E = 0.6$ para muros extremos. Así se hace en la tabla 1.

- 9 Para fines ilustrativos se calculará F_E con la fórmula del inciso 4.2.2 II, para el muro del eje 7, en planta baja.

$$F_E = (1 - 2e'/t) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t} \right)^2 \right]$$

La excentricidad e' es la suma de la excentricidad calculada, e_c más la accidental, e_a .

Por tratarse de un muro extremo, la carga de la losa de piso se considerará aplicada con una excentricidad de $t/6$, mientras que la que se trasmite por el muro superior se considerará como axial.

$$10 \quad e_c = \frac{1500 \times t/6}{4940} = 0.0506 t$$

$$e' = e_c + e_a = 0.0506 t + \frac{t}{24} = 0.0923 t$$

Para muro extremo $H' = H = 2.3 \text{ m}$

$$F_E = (1 - 2 \times 0.0923) \left(1 - \left(\frac{230}{30 \times 15}\right)^2\right) = 0.8154 \times 0.739 = 0.603$$

- 11 En este caso el valor de F_E corresponde casi exactamente al que se toma cuando no se calcula la excentricidad ni la esbeltez.

Para la resistencia en compresión de la mampostería determinada anteriormente, $f_m^* = 18.75 \text{ kg/cm}^2$, se calcula la carga resistente de cada muro con la fórmula general.

Por ejemplo para el muro 7 de planta baja.

$$P_R = 0.6 \times 0.6 \times 18.75 \times 15 \times 130 = 13,200 \text{ kg}$$

Las resistencias de los otros muros se consignan en la tabla 1.

REVISION DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES

Para cada muro deberá comprobarse que la carga vertical actuante multiplicada por el factor de carga de 1.4 no excede de la carga vertical resistente. Los valores de la carga última actuante aparecen en la quinta columna de la tabla 1.

Por ejemplo, para el muro No 7

$$P_u = 1.4 \times 4940 = 6920 < 13,200, \text{ OK}$$

En la tabla 1 se muestra que para el resto de los muros la carga última actuante es inferior a la resistencia por lo que la seguridad ante cargas verticales es adecuada.

ANALISIS SISMICO

Revisión de que se cumplen los requisitos de la sección 4.1.3 para poder emplear el método simplificado de diseño sísmico.

- I. Más de 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados por una losa monolítica.
- II. La distribución de muros es simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales principales.
- III. La relación longitud a ancho de la planta no excede de dos (es igual a uno).
- IV. La relación altura a dimensión mínima de la base es
$$\frac{2 \times 2.48}{8} = \frac{4.96}{8} = 0.62 < 1.5$$
- V. La altura (4.96 m) es menor de 13 m

12 Coeficiente sísmico para zona III (zona del lago), altura entre 4 y 7 m, muros de piezas huecas

$$c = 0.19$$

Fuerza cortante basal en cada dirección

$$V_x = V_y = cW_s = 0.19 \times 127.0 = 24.1 \text{ ton}$$

No se requiere análisis para determinar momentos flexionantes o efectos de torsión en los muros. Según el método simplificado basta revisar que la suma de las resistencias en cortante de los muros en cada dirección sea superior a la fuerza cortante actuante.

Como la cantidad de muros en la planta alta es mayor que en la planta baja, basta revisar esta última.

FUERZA CORTANTE RESISTENTE

Se aplica la ec 4.3 de las normas

$$V_R = F_R (0.5 v \cdot A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v \cdot A_T$$

- 13 La resistencia en cortante depende de la carga axial en cada muro. Es aceptable la simplificación de considerar el mismo esfuerzo vertical sobre todos los muros, tomándolo igual a la carga vertical total dividida entre el área total de muros

$$\sigma = \frac{W_s}{t \cdot L} = \frac{127000}{15 \times 3760} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

La ec 4.3 se puede describir como

$$V_R = F_R A_T (0.5v^* + 0.3\sigma) \leq 1.5 F_R v^*$$

$$\begin{aligned} V_R &= \frac{V_R}{A_T} = (0.5v^* + 0.3\sigma) = 0.5 \times 2.5 + 0.3 \times 2.25 = \\ &= 1.92 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Según la sección 4.1.3 de las normas, la resistencia de los muros cuya relación H/L excede de 1.33 se reducirá multiplicándola por el factor

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \leq 1$$

En la tabla 2 se consigna para cada una de las dos direcciones (x, y), la longitud del muro, su área transversal, A_T , el factor F_i correspondiente, el cual para fines de este ejemplo se aplica como una corrección del área transversal, obteniendo un área efectiva de muro para
4 resistencia a sismo.

TABLA 2. REVISION DE MUROS POR SISMO

DIRECCION X				DIRECCION Y			
Mu- ro	Lon- gitud cm	$F_i =$ $(1.33^i L/H)^2$	Area equiv cm^2	Mu- ro	Lon- gitud cm	$F_i =$ $(1.33^i L/H)^2$	Area Equiv cm^2
7	130	0.565	1102	1	800	1.0	12000
8	130	0.565	1102	2	800	1.0	12000
9	180	1.0	2700	3	200	1.0	3000
10	180	1.0	2700	4	200	1.0	3000
11	180	1.0	2700	5	200	1.0	3000
12	80	0.214	257	6	200	1.0	3000
13	80	0.214	257				
14	200	1.0	3000				
15	200	1.0	3000				
Suma			16818	Suma			36000

Se calcula la $(A_T F_i)$ para cada dirección y se obtiene

$$\text{Dirección x } (A_T F_i) = 16820 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rx} = F_R (A_T F_i) v_R = 0.7 * 16820 * 1.92 = 22600 \text{ kg}$$

$$\text{Dirección y } (A_T F_i) = 36\ 000 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ry} = 0.7 * 36000 * 1.92 = 48380 \text{ kg}$$

REVISION DE LA SEGURIDAD POR SISMO

Hay que comprobar que en cada dirección la fuerza cortante actuante en los muros de planta baja, multiplicada por el factor de carga (de 1.1 para acciones accidentales) no exceda de la fuerza cortante resistente

$$V_u = 1.1 \times 24.1 = 26.5 \text{ ton}$$

Esto resulta menor que V_{Ry} pero mayor que V_{Rx} . Por tanto la seguridad sísmica en dirección x es insuficiente.

Para remediar lo anterior puede incrementarse el espesor o la longitud de los muros en dirección x o emplear un material de mayor resistencia a cortante.

Supongamos que se aumenta la longitud de los muros 12 y 13 de fachada de la planta baja en dirección X para que su distribución coincida con la de la planta alta.

En la tabla 3 se repite el cálculo del área y del factor F_i para cada muro con la nueva distribución.

EJEMPLO 1

h 15/23

TABLA 3. REVISION POR SISMO PARA LA DISTRIBUCION DE MUROS EN X MODIFICADA

Muro	Longitud cm	F_i	Area equiv cm^2
7	130	0.565	1102
8	130	0.565	1102
9	180	1.0	2700
10	180	1.0	2700
11	180	1.0	2700
12	200	1.0	3000
13	200	1.0	3000
14	200	1.0	3000
15	200	1.0	3000
Suma			22304 cm^2

Resulta

15

$$\sum (F_i A)_T = 22304 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rx} = 0.7 * 22304 * 1.89 = 29510 > 26940 \text{ kg}$$

Por tanto para la nueva distribución de muros es adecuada.

DETERMINACION DEL REFUERZO INTERIOR EN MUROS

Según los requisitos de la sección 3.4 la suma de la cuantía de refuerzo vertical, P_v , y del horizontal, P_h , debe ser al menos igual a 0.002 y ninguna de las dos será menor que 0.0007

Además habrá al menos una barra No 3 en dos huecos consecutivos en cada extremo de muros, en las intersecciones y a cada 3 m. La separación del refuerzo vertical no excederá de 6 veces el espesor del muro ni de 80 cm.

La forma más económica de cumplir con los requisitos de refuerzo es haciendo mínimo el horizontal, o sea

$$P_h = 0.0007$$

y por tanto

$$P_v = 0.0013$$

- 16 Como refuerzo horizontal se colocarán a cada dos hiladas (40 cm) 2 barras corrugadas \emptyset 3/16" de alambre estirado en frío con un esfuerzo de fluencia nominal de $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$.

$$a_s = 2 \times 0.178 = 0.356 \text{ cm}^2$$

$$P_h = \frac{a_s}{st} = \frac{0.356}{40 \times 15} = 0.00059$$

La norma permite que los aceros con refuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm^2 se transformen a áreas equivalentes de acero grado 42 multiplicándolas por la relación de esfuerzos

de fluencia.

Cuantía equivalente de refuerzo horizontal

$$P_h = 0.00059 \times \frac{6000}{4200} = 0.00085 > 0.0007$$

La cuantía necesaria de refuerzo vertical es

$$P_v = 0.002 - 0.00085 = 0.00115$$

Se colocarán barras #3 con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en los huecos extremos y a cada 60 cm en el interior del muro.

Por ejemplo para el muro No 5

$$a_s = 5\#3 = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$P_v = \frac{a_s}{L \times t} = \frac{3.56}{200 \times 15} = 0.0012 > 0.00115$$

En los croquis siguientes se indican los armados de algunos muros

COMENTARIOS

- 1 La carga muerta se ha determinado para un piso con bovedillas de 60 cm, viguetas presforzadas y capa de compresión de 5 cm. La carga viva corresponde a azoteas con pendiente menor de 5%.
- 2 La carga viva para diseño por cargas verticales en pisos destinados a habitación vale 170 kg/m². Para elementos que reciban más de 36 m² de área tributaria puede usarse una carga menor, usando la expresión $w = 120 + 420 A^{-1/2}$. Para todos los muros el área tributaria es menor de 36 m². Se usará $w = 170 \text{ kg/m}^2$.
- 3 Las cargas promedio por unidad de área, w y w_s , no se usarán para el resto de los cálculos. Conviene determinarlas como medida de comprobación de las cargas calculadas. En edificios de este tipo suelen variar entre 850 y 1100 kg/m².
- 4 Para el cálculo del peso del edificio que es excitado por el movimiento del terreno podría descontarse la mitad de la altura del primer entrepiso de muros, los que se consideran como tributarios del nivel del terreno y por tanto no contribuyen a las masas que se suponen entran en vibración a

la altura del primero y del segundo piso. Aquí se refiere la hipótesis más conservadora de tomar la masa total del edificio. En el ejemplo siguiente se ilustra el cálculo con la otra hipótesis.

- 5 La resistencia a compresión se ha tomado de la tabla del inciso 2.4.1 c). Se supone que no se realizarán determinaciones directas de las propiedades de los materiales para una obra de este tipo. El valor de f^* dado por la tabla se ha incrementado en 25%, según lo admite el inciso d) de la misma sección para mampostería con refuerzo interior.
- 6 El esfuerzo cortante resistente corresponde a bloque de concreto y mortero tipo II según la tabla de la sección 2.4.2.
- 7 La revisión por cargas verticales solo se hará para los muros de planta baja, ya que los del piso superior, no resultan críticos para tal acción. El área tributaria de los muros del piso superior resulta en algunos casos distinta de la de planta baja porque la distribución de muros es diferente. Una determinación precisa de la carga vertical en los muros de planta baja requiere calcular primero la carga sobre los muros del piso superior, a partir del área tributaria de

azotea que les corresponde y bajar después la carga a los muros de planta baja considerando el área tributaria correspondiente. Así están determinadas las cargas de la tabla 1.

- 8 Se presenta el cálculo de la carga sobre este muro por ser la más laboriosa debido a la diferencia de longitud de muros en planta baja y planta alta.
- 9 Se aplica para esta comparación el método detallado expuesto en la sección 4.1.2 de las normas. Este método debe aplicarse cuando no se cumplen los requisitos de regularidad expuestos en dicha sección.
- 10 La excentricidad calculada se determina para la carga total, suma de lo que proviene del piso superior, la del piso propio del muro de planta baja y la de la losa del primer piso; sólo esta última está aplicada excéntricamente.
- 11 El coeficiente F_E que se especifica para los casos en que no es necesario calcular la excentricidad y la esbeltez, no resulta siempre conservador para muros extremos. Para obras importantes es aconsejable determinarlo con el método detallado.

-
- 12 Obtenido de la tabla 7.1 de las Normas de Sismo
- 13 La aplicación estricta del procedimiento para el cálculo de la resistencia a cortante de los muros implica la determinación del esfuerzo de compresión debido a la carga vertical sobre cada muro. La suposición de un esfuerzo promedio de compresión es congruente con las hipótesis del método simplificado que supone una distribución uniforme de esfuerzos.
- 14 El área transversal de muro que interviene en el cálculo de la resistencia a carga vertical y a carga horizontal del edificio se determine para la sección más desfavorable, o sea descontando el área de huecos. Para el cálculo de la relación H/L , se tomará como H la altura libre de la parte del muro que tiene la sección considerada, o sea deben descontarse parapetos y dinteles. Estos no se indican en la planta esquemática mostrada en este ejemplo, pero están tomados en cuenta en el cálculo de H/L .
- 15 El "área efectiva" de la sección transversal total de muros que resisten las fuerzas laterales en cada dirección es un parámetro útil para estimar la resistencia sísmica de un edificio. Más indicativo resulta el parámetro adimensional

obtenido dividiendo dicha área entre el área total de construcción (suma de las áreas de cada piso). En la Ref 4, se destaca la importancia de este parámetro, llamado "densidad de muros" y se deduce que para cumplir con la resistencia sísmica requerida por el RDF en las zonas II y III, una regla aproximada es que la densidad de muros en cada dirección debe ser igual a 0.01 multiplicado por el número de pisos.

Para la construcción del ejemplo, el área total de construcción es $2 \times 64 = 128 \text{ m}^2$, por tanto la densidad de muros en x vale

$$d_x = \frac{16820}{1280000} = 0.013$$

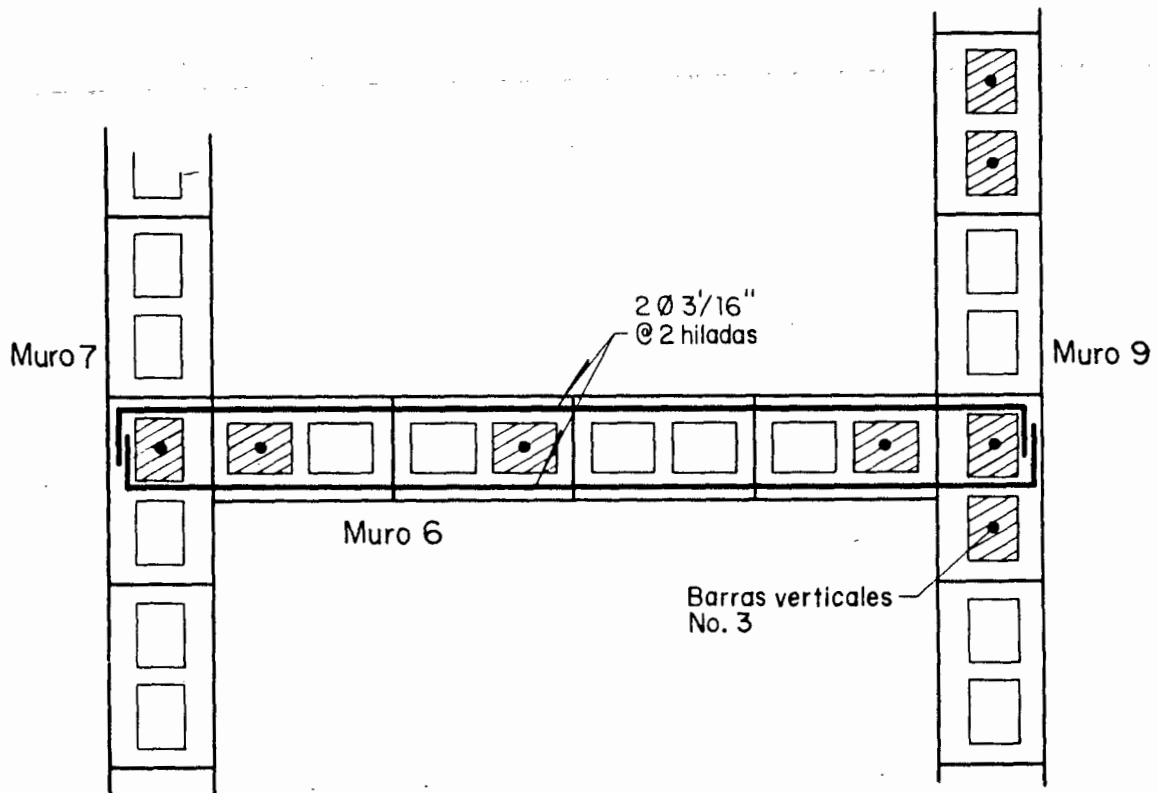
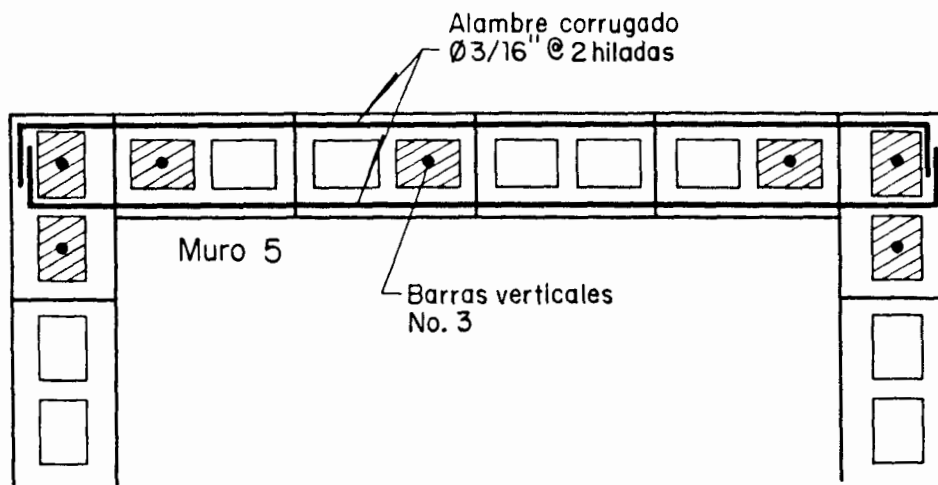
y en la dirección ortogonal

$$d_y = \frac{36,000}{1280000} = 0.028$$

De donde se aprecia que en la dirección x la densidad de muros es claramente menor que la recomendada.

de las normas relativo a que deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente. De lo contrario no es aceptable la estructuración a base de muros reforzados interiormente.

- 17 No se encuentran normalmente en el país bloques especiales para colocar el refuerzo horizontal en una pequeña canal que puede colarse íntegramente. Esto hace necesario que el refuerzo horizontal se coloque en las juntas. Por ello conviene usar barras de muy pequeño diámetro (entre 5/32" y 1/4"). Puede aprovecharse la alta resistencia de estas barras (que son de Grado 60 usualmente) para reducir proporcionalmente la cuantía mínima de refuerzo.



Detalle del refuerzo en algunos muros

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES
CON MUROS DE CARGA DE MAMPOSTERIA

EJEMPLO 2

h 1/39

DATOS

- 1 Se trata de un edificio para vivienda de interés social con dos departamentos en cada piso ubicado en la zona del lago (ZONA III) del Distrito Federal.

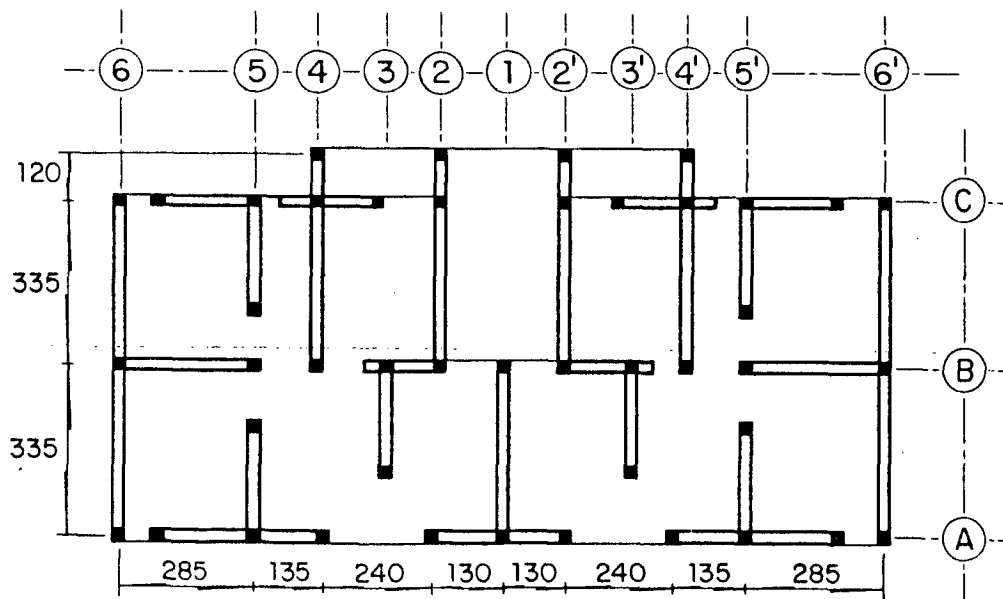
La planta tipo mostrada en la figura siguiente se repite en forma idéntica en los cinco pisos.

La altura de entrepiso (a ejes) es de 2.5 m.

- 2 El sistema de piso es una losa maciza de concreto perimetralmente apoyada sobre los muros. Hay una cadena de 15 x 30 cm sobre todos los muros.

Los muros son de tabique de concreto macizo confinados con castillos y dalas.

El mortero es de cemento-arena: 1 a 3 (Tipo I). El área construida por planta es de 114.7 m².



CARGAS

Azotea

Peso propio losa	240 kg/m ²
Relleno e impermeabilización	<u>150</u>
Total carga muerta	390 kg/m ²

Carga viva para diseño por cargas verticales	100 kg/m ²
Carga viva para diseño por sismo	70 kg/m ²

Planta tipo

Peso propio losa	240
Firme y acabados	<u>120</u>
	360 kg/m ²

Carga viva para diseño por carga vertical	170 kg/m ²
Carga viva para diseño por sismo	90 kg/m ²

Peso de muros

Longitud total de muros por planta = 75.25 m

- 3 Peso de muros de tabique de concreto de 14 cm con aplanado de cemento = 330 kg/m²

Peso de muro por unidad de longitud = $330 \times 2.40 = 790 \text{ kg/m}$

Peso de muros por planta = $75.25 \times 790 = 59450 \text{ kg}$

Carga total sobre muros de planta baja

Para diseño por cargas verticales

Peso azotea + Peso de 4 plantas tipo + Peso de 5 entrepisos de muros

$$\begin{aligned} W_T &= (390 + 100)114.7 + 4(360 + 170)114.7 + 5 \times 59450 = \\ &= 596600 \text{ kg} \end{aligned}$$

Carga vertical promedio por unidad de área de construcción

$$w = \frac{W}{5A_p} = \frac{596600}{5 \times 114.7} = 1040 \text{ kg/m}^2$$

4 Para diseño por sismo

$$W_5 = (390 + 70)114.7 + 0.5 \times 59450 = 82490 \text{ kg}$$

$$W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = (360 + 90)114.7 + 59450 = 111060 \text{ kg}$$

$$W_s = \sum W_i = 82490 + 4 \times 111060 = 526730 \text{ kg}$$

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA

Resistencia a compresión de la mampostería de tabique de concreto unido con mortero tipo I; en la tabla del inciso 2.4.1c se recomienda 20 kg/m^2 .

Incremento por mampostería confinada = 4 kg/cm^2 (según 2.4.1e)

$$f_m^* = 20 + 4 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente de diseño

$$v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$$

- 5 Módulo de elasticidad, $E = 800 f_m^* = 19200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de cortante, $G = 0.3 E = 5760 \text{ kg/cm}^2$

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

El edificio cumple con los requisitos de 4.1.2 para poder determinar las cargas verticales con una bajada de carga por áreas tributarias.

Cálculo del esfuerzo promedio de compresión en muros de

planta baja.

Area transversal de muros

$$A_T = \sum (\text{longitudes de muros en ambas direcciones}) \times t$$

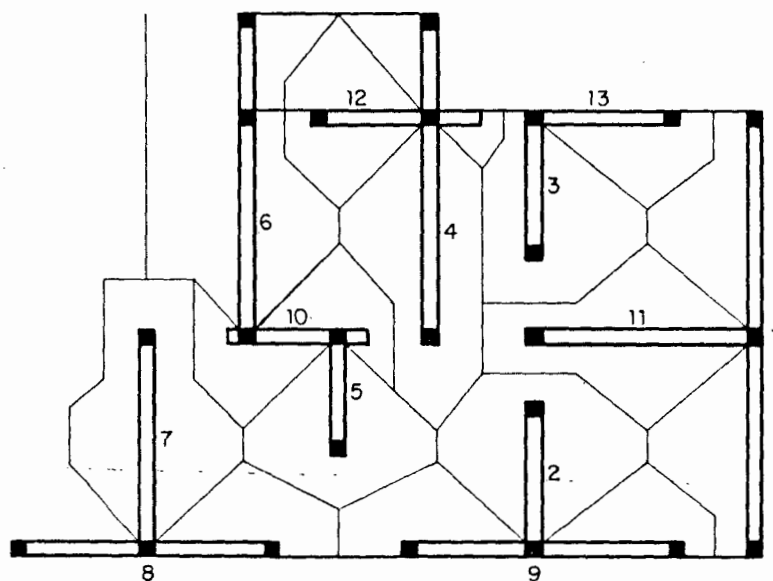
$$A_T = 7525 \times 14 = 105300 \text{ cm}^2$$

6 Esfuerzo promedio de compresión en planta baja

$$\frac{W_T}{A_T} = \frac{596600}{105300} = 5.66 \text{ kg/m}^2$$

Area de losa tributaria de cada muro.

Esta se determina según la distribución del croquis siguiente



Carga vertical actuante sobre cada muro

Se determina la carga sobre el muro como la suma de la carga transmitida por las losas más la debida al peso propio de los muros.

Por ejemplo para el muro No. 11 que tiene una longitud de 2.85 m

$$\text{Area tributaria por piso} = 1.25^2 + 2.85 \times 1.43 = 5.27 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga azotea} = 490 \times 5.27 = 2580 \text{ kg}$$

$$\text{Carga pisos} = 4 \times 530 \times 5.27 = 11170 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de muros} = 5 \times 790 \times 2.85 = 11260 \text{ kg}$$

$$\text{Carga actuante} = 25010 \text{ kg}$$

RESISTENCIA A CARGA VERTICAL

La carga axial que resiste cada muro se determina como

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

Para muros interiores $F_E = 0.7$; $F_R = 0.6$

$$P_R = 0.6 \times 0.7 \times 24 A_T = 10 A_T$$

Para muros exteriores $F_E = 0.6$

$$P_R = 0.6 \times 0.6 \times 24 A_T = 8.6 A_T$$

A_T es el área transversal del muro en cuestión.

Por ejemplo el muro No 11 es interior y tiene una longitud de 2.85 m

$$P_R = 10 \times 285 \times 14 = 39900 \text{ kg}$$

REVISION DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES

Debe revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante, la que incluye el factor de carga de 1.4.

Para el muro No 11

$$P_u = 1.4 \times 25010 = 35010 < 39900 \text{ OK}$$

En la tabla 1 se muestran los resultados de la revisión para carga vertical del resto de los muros de planta baja. Se aprecia que el muro No 6 tiene una resistencia menor que la necesaria.

TABLA 1. REVISION POR CARGAS VERTICALES
DE LOS MUROS DE PLANTA BAJA

Muro	Longitud m	Area tributaria m ²	F _E	Carga actuante ton	Carga resistente ton
1	6.70	5.50	0.6	57.15	80.67
2	2.35	4.98	0.7	31.19	32.90
3	2.35	4.18	0.7	28.27	32.90
4	4.55	6.82	0.7	50.10	63.70
5	2.00	4.63	0.7	27.98	28.0
6	4.55	8.93	0.6	57.80	54.78*
7	3.35	6.46	0.7	42.13	46.90
8	2.90	3.93	0.6	30.40	34.92
9	3.55	3.86	0.6	33.74	42.74
10	1.70	3.40	0.7	21.82	23.80
11	2.85	5.27	0.7	35.01	39.90
12	2.00	2.97	0.6	21.91	24.08
13	1.90	1.98	0.6	17.74	22.88

Los cambios necesarios para cumplir con la seguridad ante cargas verticales se harán una vez hecha la revisión por sismo, de manera de cumplir las dos condiciones simultáneamente.

ANALISIS SISMICO

El edificio no cumple con todos los requisitos de 4.1.3 para poder aplicar el método simplificado de análisis; en particular

Altura total = $5 \times 2.5 = 12.5 < 13$ m, cumple

8 Relación altura a lado menor = $\frac{12.5}{6.7} = 1.87 > 1.5$, no cumple

Relación lado mayor a lado menor = $\frac{15.8}{6.7} = 2.36 > 2$, no cumple

9 Se aplicará el método simplificado con fines ilustrativos y para un diseño preliminar que se revisará con un método más refinado que se presentará más adelante.

De la tabla 7.1 de las Normas de Sismo, para edificios de mampostería de piezas macizas en zona III y con altura entre 7 y 13 m, el coeficiente sísmico debe ser

$$c = 0.19$$

Su fuerza cortante actuante en la base será

$$V_o = cW_s = 0.19 \times 526.7 = 100.1 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.1 \times 100.1 = 110.1 \text{ ton}$$

Por ser la distribución de muros igual en todos los pisos basta revisar la resistencia de los muros de planta baja en las dos direcciones.

Con el método simplificado, la fuerza cortante resistente del entrepiso se calcula como la suma de las resistencias de

todos los muros alineados en la dirección considerada. Si se considera constante el esfuerzo cortante resistente de todos los muros, la resistencia total resulta

$$V_R = F_R (\sum A_T F_i) v_R$$

en que el esfuerzo cortante resistente se calcula como

$$v_R = (0.5 v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 v^*$$

10 El esfuerzo de compresión promedio sobre los muros es igual a

$$\sigma = \frac{W_s}{A_{TOT}} = \frac{526700}{105300} = 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_R = 0.5 \times 3 + 0.3 \times 5.0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

El área transversal de cada muro se corrige por el factor

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \leq 1$$

En la tabla 2 se proporcionan para cada uno de los muros, su longitud, área transversal, factor de corrección F_i y área corregida.

TABLA 2. REVISION DE MUROS POR SISMO
SEGUN METODO SIMPLIFICADO

DIRECCION X				DIRECCION Y			
Muro	Longitud cm	F _i	Area ₂ equiv cm ²	Muro	Longitud cm	F _i	Area ₂ equiv cm ²
8	290	1.0	4060	1	670	1.0	9380
9	355	1.0	4970	2	235	1.0	3290
10	170	0.89	2112	3	235	1.0	3290
11	285	1.0	3990	4	455	1.0	6370
12	200	1.0	2800	5	200	1.0	2800
13	190	1.0	2660	6	455	1.0	6370
9'	355	1.0	4970	7	335	1.0	4690
10'	170	0.89	2112	1'	670	1.0	9380
11'	285	1.0	3990	2'	235	1.0	3290
12'	200	1.0	2800	3'	235	1.0	3290
13'	190	1.0	2660	4'	455	1.0	6370
		Suma	37124	5'	200	1.0	2800
				6'	455	1.0	6370
						Suma	67690

Resulta crítica la dirección x para la cual se obtiene

$$V_{Rx} = 0.7 \times 37125 \times 3.0 = 77960 \text{ kg} < 110080$$

Mientras que

$$V_{Ry} = 0.7 \times 67690 \times 3.0 = 142150 \text{ kg} > 110080$$

En la dirección 'x' la resistencia es netamente insuficiente, mientras que en 'y' es aceptable.

Para corregir la insuficiencia de resistencia sísmica en dirección 'x', así como de resistencia a carga vertical de

11 los muros No 5 y 6, se aumentará a 28 cm el espesor de todos los muros en la dirección 'x' y de los muros 5 y 6 en la dirección y. Esto se hará en todos los pisos. Se verificará después si se puede reducir el espesor en alguno de los pisos superiores.

El aumento de espesor da lugar a un incremento en el peso de muros y de la carga vertical total.

Peso adicional de muros

Peso de muro de 28 cm = 580 kg/m²

Peso por unidad de longitud de muros = 580 x 2.4 = 1390 kg/m

Longitud de muros de 28 cm = 40 m

Longitud de muros de 14 cm = 35.2 m

Peso de muros en cada entrepiso = 40 x 1390 + 35.2 x 790 =
= 83450 kg

Incremento de peso por entrepiso = 83500 - 59500 = 24000 kg

Nuevos pesos para análisis sísmico

$$W_5 = 82490 + \frac{24000}{2} = 94490 \text{ kg}$$

$$W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = 111060 + 24000 = 135060 \text{ kg}$$

El peso total para análisis sísmico resulta

$$W_s = 94490 + 4 \times 135060 = 634730 \text{ kg}$$

Fuerza cortante sísmica en la base

$$V_o = cW_s = 0.19 \times 634730 = 120600 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 V_o = 132660 \text{ kg}$$

Esfuerzo vertical promedio

$$\sigma = \frac{W_s}{A_T} = \frac{634730}{4000 \times 28 + 3525 \times 14} = 3.94 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente promedio

$$12 \quad v_R = 0.5 v^* + 0.3 \sigma = 0.5 \times 3 + 0.3 \times 3.94 = 2.68 \text{ kg/cm}^2$$

En la tabla 3 se repiten los cálculos del área efectiva de muros en dirección x, para los nuevos espesores;

TABLA 3. REVISION POR EL METODO SIMPLIFICADO DE LA ESTRUCTURA MODIFICADA

Muro	Longitud (cm)	$F_i = (1.33 L/H)^2$	Area equiv. (cm ²)
8	290	1.0	8120
9	355	1.0	9940
10	170	0.89	4224
11	285	1.0	7980
12	200	1.0	5600
13	190	1.0	5320
9'	355	1.0	9940
10'	170	0.89	4224
11'	285	1.0	7980
12'	200	1.0	5600
13'	190	1.0	5320
Suma =			74249

La fuerza cortante resistente resulta

$$V_R = F_R V_R (\sum_T F_i) = 0.7 \times 2.68 \times 74249 = 139290 \text{ kg}$$

Por tanto

$$V_R = 139290 > V_u = 132660 \text{ kg}$$

y la seguridad es adecuada

- 13 Determinación de las fuerzas cortantes sísmicas en los otros niveles

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_o$$

TABLA 4. VARIACION DE LAS FUERZAS SISMICAS CON LA ALTURA

Nivel	h_i, m	W_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
5	12.5	94490	1181125	31254	31254
4	10.0	135060	1350600	35738	66992
3	7.5	135060	1012950	26804	93796
2	5.0	135060	675300	17869	111665
1	2.5	135060	<u>337650</u>	<u>8935</u>	
			634730	4557625	120600

Se aprecia que a partir del entrepiso 3-4, la fuerza cortante actuante es menor que la resistente que se había calculado para los muros de 14 cm

$$V_u = 66992 \times 1.1 = 73691 < 77960 \text{ kg}$$

Por tanto en los últimos dos entrepisos podrían usarse todos los muros con espesor de 14 cm. Para fines de este ejemplo no se hará esta modificación en los pisos superiores.

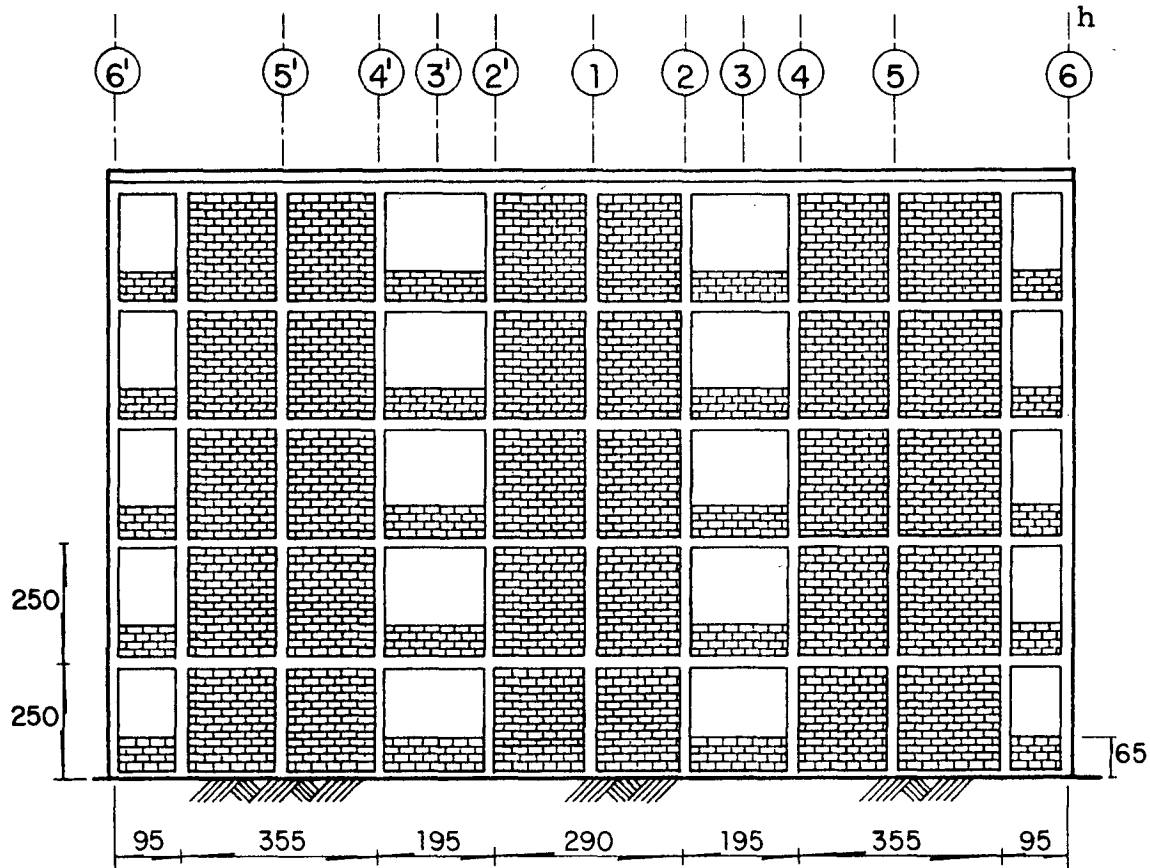
En la tabla 5 se calculan las nuevas cargas verticales actuantes y resistentes sobre cada muro. Se aprecia que la seguridad por este concepto es adecuada en todos los muros.

TABLA 5. CARGAS VERTICALES DEFINITIVAS PARA LOS MUROS

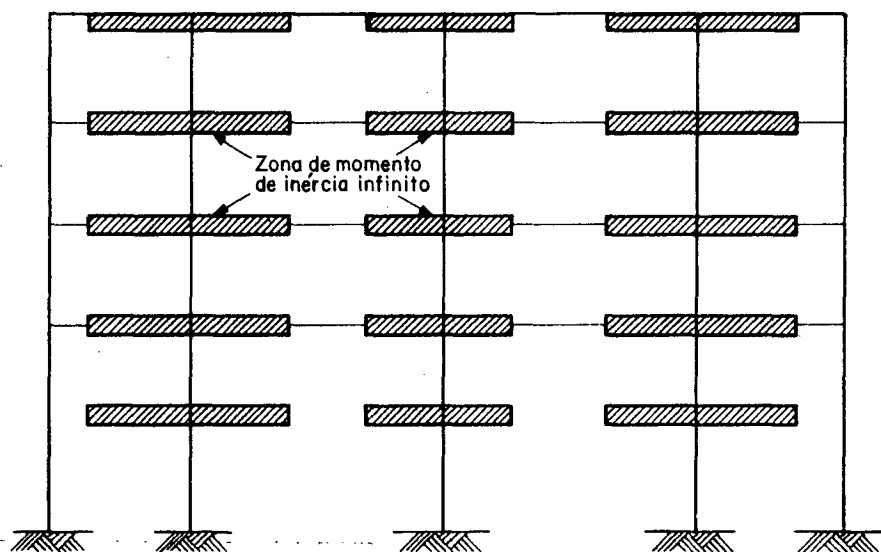
Muro	Longitud m)	Carga Actuante ton	Carga Re- sistente ton
1	6.70	57.15	80.67
2	2.35	31.19	32.90
3	2.35	28.27	32.90
4	4.55	50.10	63.70
5	2.00	36.38	56.00
6	4.55	76.90	109.56
7	3.35	42.13	46.90
8	2.90	42.58	69.83
9	3.55	48.66	85.48
10	1.70	28.96	47.60
11	2.85	46.99	79.80
12	2.00	30.31	48.16
13	1.90	25.72	45.75

ANALISIS SISMICO DINAMICO

- 14 Al no cumplirse los requisitos para el método simplificado, debe realizarse un análisis sísmico más preciso.
- 15 Se usará el método dinámico por espectro de respuesta, mediante el programa de cómputo SUPERTABS.
- 16 Se divide la estructura en marcos planos en cada dirección. La figura siguiente muestra, como ejemplo, el marco del eje A y el modelo de análisis correspondiente.
- 17 Los muros se modelan como columnas anchas y las vigas equivalentes tienen un tramo de rigidez infinita dentro de la longitud de los muros.



a) Vista del eje A



b) Marco equivalente del eje A

Modelos del marco equivalente para análisis

18 Datos generales para el programa

Número de niveles = 5

Altura de entrepiso = 2.50 m

19 Masa de cada entrepiso

Azotea, $M_T = Ws/g = 94.49/981 = 0.0963 \text{ ton-seg}^2/\text{cm}$

Planta tipo, $M_T = 135.06/981 = 0.1377 \text{ ton-seg}^2/\text{cm}$

Masa rotacional, M_R

$$M_R = M_T J$$

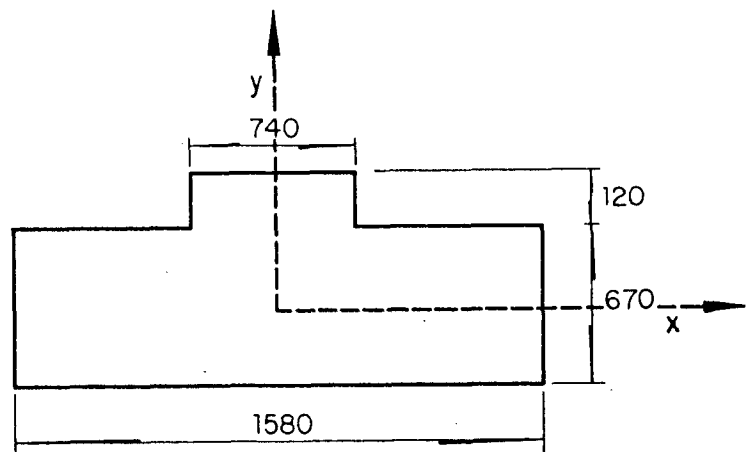
$$J = \frac{I_x + I_y}{A}$$

$$I_x = 2.243 \times 10^{11} \text{ cm}^4$$

$$I_y = 5.456 \times 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$A = 1.15 \times 10^6 \text{ cm}^2$$

$$J = 243000 \text{ cm}^2$$



Planta del edificio

Azotea $M_R = 0.096 \times 243000 = 23400 \text{ ton-cm-seg}^2$

Planta tipo $M_R = 0.1377 \times 243000 = 33460 \text{ ton-cm-seg}^2$

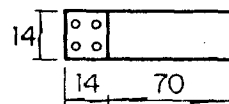
Coordenadas del centro de masa = (365.6, 790)

20 Propiedades de los diferentes tipos de columna

Por ejemplo, para la columna 1

Se considera una columna equivalente con la siguiente sección

Propiedades



21 $E_m = 19.2 \text{ ton/cm}^2$

El área de concreto se transforma a área de mampostería con la relación

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{98}{19.2} = 5.1$$

$$\text{Area axial} = 14 \times 14 \times 5.1 + 14(14 \times 5) = 1979 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de cortante} = 14 \times 84 = 1176 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia} = \frac{14^3}{12} (70 + 14 \times 5.1) = 32330 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Momento de inercia torsional} &= \beta A_v b^2 = 0.30 \times 1176 \times 14^2 = \\ &= 71914 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Para la columna 2 se considera la sección del croquis siguiente

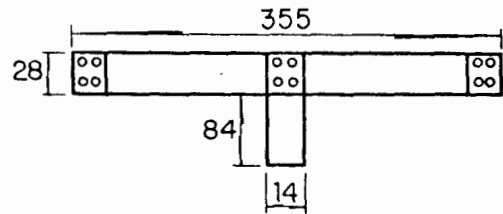
Módulo de elasticidad $E =$

$$= 19.2 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Area axial} = 28 \times 28 \times 3 \times 5.1$$

$$+ (355 - 28 \times 3)28 + 6 \times 14 \times 14 =$$

$$= 20760 \text{ cm}^2$$



$$22 \text{ Area de cortante} = 28 \times 355 = 9940 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia} = \frac{28 \times 355^3}{12} + 28^2 \times 327 \times 4.1 =$$

$$= 2.73 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$= \text{Momento de inercia torsional } \beta A_V b^2 = 0.312 \times 9940 \times 28^2 =$$

$$= 2.43 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

De manera semejante se procede para el resto de las columnas

Propiedades de los diferentes tipos de viga

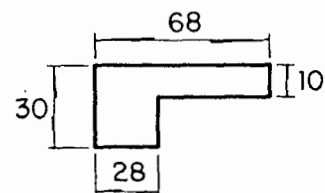
- 23 Como ejemplo, la sección de la viga equivalente 1 del quinto piso resulta como el croquis siguiente

$$E = 98 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Area de cortante} = 30 \times 28 = 840 \text{ cm}^2$$

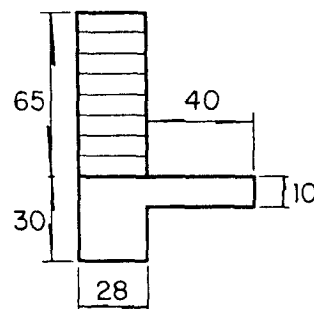
$$\text{Momento de inercia} = 103000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia torsional} = 98030 \text{ cm}^4$$



Para la misma viga en los pisos inferiores la sección es la siguiente.

Haciendo la transformación del concreto a mampostería con la relación de módulos de elasticidad, (5.1/1) se obtiene



$$\begin{aligned} \text{Area de cortante} &= 30 \times 28 \times 5.1 + 65 \times 28 \\ &= 6104 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

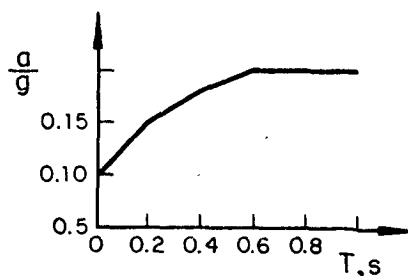
$$\text{Momento de inercia} = 2.55 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia torsional} = 1.45 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Se deben dar como datos las coordenadas de los ejes de columnas y asignar a cada columna en cada entrepiso las propiedades de la sección tipo correspondiente.

Se definen las vigas mediante las columnas que las limitan y se les asignan las propiedades tipo.

- 24 Se define el espectro de diseño, que para zona III y mampostería de piezas macizas ($Q = 2$) resulta como se muestra en la figura siguiente. El espectro se especifica como parejas de valores periodo-ordenada.



Se procede al análisis cuyos resultados se resumen a continuación

25 Periodos naturales, seg

Modo	Dirección x	Dirección y
1	0.2585	0.2985
2	0.0773	0.0807
3	0.0422	0.0421

26 En la tabla 6 se consignan los desplazamientos del centro de masa en cada nivel y en cada una de las dos direcciones principales. Los desplazamientos obtenidos del análisis han sido multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, 27 ($Q = 2$). También se muestra la fuerza cortante total que actúa en cada entrepiso para cada una de las dos direcciones.

TABLA 6. DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTES DE ENTREPISO OBTENIDOS DEL ANALISIS DINAMICO

Nivel	Dirección x		Dirección y	
	Desplaz, cm	Fza Cte, ton	Desplaz, cm	Fza Cte, ton
5	0.55		1.03	
4	0.44	20.18	0.81	26.99
3	0.33	38.02	0.57	51.16
2	0.20	50.92	0.32	67.92
1	0.08	59.57	0.13	78.41
		63.80		83.17

- 28 El análisis proporciona también la fuerza cortante actuante en cada uno de los muros. En la tabla 7 se compara para cada uno de los muros de planta baja la fuerza cortante actuante con la resistente. Para el cálculo de esta última se consideró la carga axial actuante sobre cada uno de los muros, para aplicar la ecuación

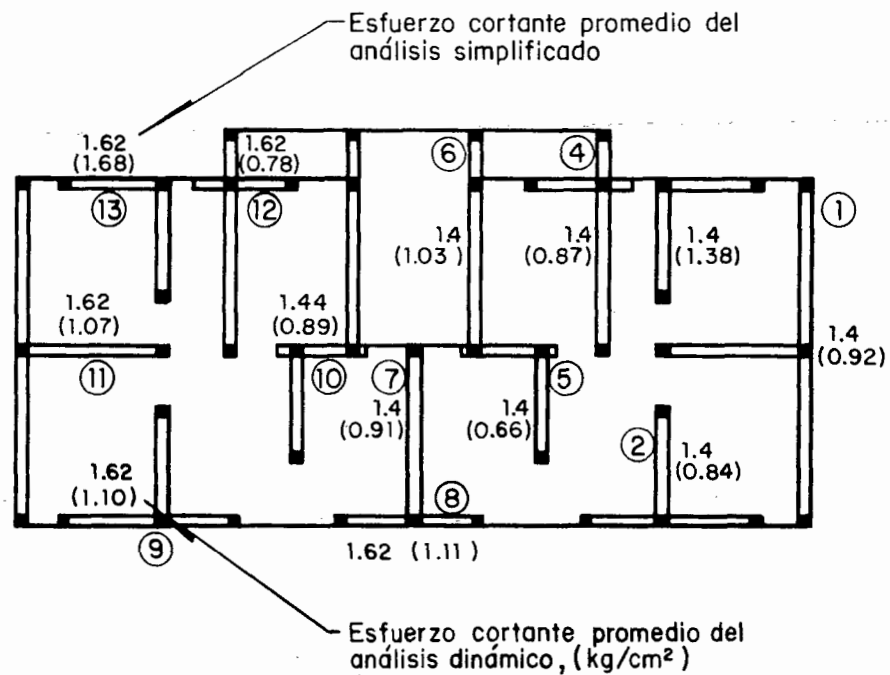
$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq F_R 1.5 v^*$$

TABLA 7. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ACTUANTES Y RESISTENTES (EN TON)

DIRECCION X				DIRECCION Y			
Muro	V _A	P	V _R	Muro	V _A	P	V _R
8	6.88	30.47	14.91	1	10.25	40.82	18.42
9	8.00	34.76	25.35	2	3.45	22.28	8.13
10	1.65	20.69	9.35	3	5.90	20.20	7.70
11	5.37	33.56	15.43	4	6.47	35.79	14.21
12	5.27	21.65	10.43	5	4.21	25.89	11.34
13	8.20	18.37	10.98	6	12.87	54.93	24.91
				7	4.85	30.10	11.25

- 29 Se aprecia que la carga resistente excede a la actuante en todos los muros; por tanto la seguridad es adecuada.

En la figura siguiente se compara el esfuerzo cortante promedio en cada muro, obtenido del método simplificado y del análisis dinámico. Se aprecia que los del análisis dinámico son menores en todos los casos, excepto para el muro No 13 en que el cortante excede solo ligeramente al del método simplificado.



En la tabla 8 se consignan los momentos flexionantes máximos obtenidos del análisis dinámico para cada uno de los muros de planta baja.

El refuerzo necesario en los castillos para resistir estos momentos flexionantes se obtiene con el procedimiento del inciso 4.3.3 de las Normas, que prescribe que el momento flexionante resistente se determine como

$$M_R = M_O + 0.3 P_u d, \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$M_R = (1.5 M_O + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right), \text{ si } P_u \geq P_R/3$$

en que

$$M_O = F_R A_s f_y d$$

y P_R es la resistencia en compresión axial.

Igualando M_R a M_u y despejando A_s se obtiene

$$A_s = \frac{M_u - 0.3 P_u d}{F_R f_y d'} \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$A_s = \frac{M_u}{1.5 F_R f_y d' (1 - P_u/P_R)} - \frac{0.15 P_R d}{1.5 F_R f_y d'}, \text{ si } P_u \geq P_R/3$$

- 30 Para esta condición la resistencia a carga axial, P_R , se calculará considerando la contribución de los castillos, en la forma

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y)$$

Por ejemplo para el muro No 2, suponiendo que se reforzará cada castillo con 4#4 de $f_y = 4200$,

$$P_R = 0.6 \times 0.7(24 \times 235 \times 14 + 2 \times 4 \times 1.27 \times 4200)$$

$$= 33160 + 17920 = 51080 \text{ kg}$$

De manera semejante se procede para los otros muros. Los valores de P_R aparecen en la tabla siguiente, junto con las áreas de acero necesarias en los castillos extremos.

TABLA 8. MOMENTOS FLEXIONANTES EN MUROS DE PLANTA BAJA Y AREAS DE ACERO NECESARIAS EN LOS CASTILLOS

Muro	M_u	P_u	P_R	A_s	Refuerzo
	ton-m	ton	ton	cm ²	
1	95.70	45.53	109.58	2.07	4#3
2	13.75	32.13	51.09	2.08	4#4
3	20.31	27.77	51.09	3.04	4#4
4	55.12	39.36	91.09	1.98	4#4
5	24.16	28.58	84.53	1.24	4#5
6	109.36	60.42	170.54	2.87	4#5
7	42.42	37.83	75.36	3.67	4#5
8	14.22	33.53	123.97	8.00	4#5
9	23.63	49.06	142.32	8.00	4#5
10	3.94	24.71	76.06	8.00	4#5
11	31.85	37.67	108.52	0.01	4#5
12	10.80	25.12	84.53	8.00	4#5
13	16.58	29.95	81.71	0.16	4#5

El área de refuerzo en los castillos debe cumplir con los requisitos de refuerzo mínimo de la sección 3.3 de las Normas.

Acero longitudinal

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} A_{\text{castillo}}$$

Para castillos de 14 x 14 cm

$$A_{s_{\min}} = 0.2 \times \frac{150}{4200} \times 14^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

31 Se usarán 4#3 = 4 x 0.71 = 2.84 cm²

Para castillos de 28 x 28 cm

$$A_{s_{\min}} = 0.2 \times \frac{150}{4200} \times 28^2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4#5 = 4 x 2 = 8 cm²

Acero transversal

$$A_v = \frac{1000 s}{f_y d_c}$$

Si se emplean, como es costumbre, estribos #2 de acero con

$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d_c}{1000}$$

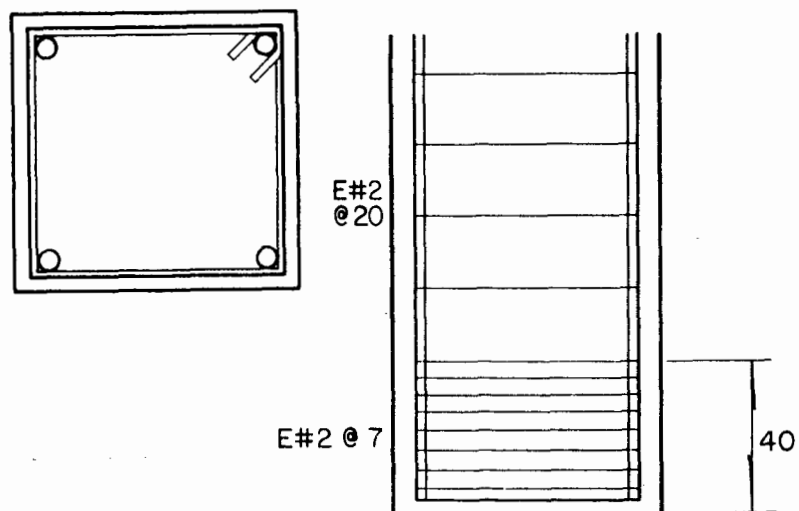
$$A_v = 2 \times 0.31 = 0.62$$

Para castillos de 14 x 14 cm

$$s = \frac{0.62 \times 3000 \times 14}{1000} = 26 \text{ cm}$$

- 32 Se usarán E#2@20, pero se reducirá la separación a 7 cm en los 40 cm extremos.

Para los castillos de 28 x 28 cm se mantendrá la misma distribución de estribos.



COMENTARIOS

- 1 En este ejemplo se comparan los resultados del diseño por el método simplificado con los de un análisis sísmico más refinado. Se supone que el proyecto corresponde a un edificio tipo de vivienda que se repetirá muchas veces, por lo que se justifica un diseño más detallado

- 2 La losa de concreto se considerará de 10 cm de espesor. Los muros de tabique de concreto se supondrán inicialmente de 14 cm de espesor. Como se verá posteriormente al hacer la revisión por sismo será necesario aumentar el espesor de diversos muros a 28 cm, por lo que las cargas aquí calculadas serán modificadas más adelante

- 3 Para calcular el peso del muro de tabique de concreto se ha considerado un espesor total de 18 cm (14 del muro más 2 cm de aplanado a cada lado) y un peso volumétrico de 1800 kg/m³ para la mampostería y de 2000 kg/m³ para el aplanado

- 4 Para la determinación de las masas del edificio en cada nivel se está considerando que en el nivel de azotea se concentra la masa de la azotea misma más la de la mitad de la altura de los muros del entrepiso inmediatamente inferior. Para los

otros niveles se considera la mitad de la altura de los muros de los entresijos inmediatamente inferior y superior, o sea un entresijo completo de muros. De esta hipótesis resulta por tanto que la mitad inferior de los muros de planta baja se asigna al nivel del terreno y no interviene en la masa que genera fuerzas sísmicas en el edificio. Otra hipótesis común, menos precisa y más conservadora es asignar a cada nivel la masa de los muros del entresijo inferior

5. Estas propiedades se requieren para el análisis sísmico detallado que se presentará más adelante
6. Este esfuerzo se determina como un parámetro indicativo del nivel de carga vertical. Para el diseño por cargas verticales es necesario revisar individualmente cada muro
7. La carga actuante de la quinta columna de la tabla ya incluye el factor de carga de 1.4. Corresponde por tanto a P_u .
8. El edificio tiene un saliente que hace que en la parte media su ancho sea mayor. Aquí se ha tomado como lado menor del edificio el que es más crítico y que corresponde a sus extremos

-
9. La aplicación del método simplificado de diseño sísmico es siempre aconsejable, porque permite obtener con poco esfuerzo una idea preliminar de la idoneidad del proyecto en cuanto a cantidad de muros en ambas direcciones
 10. Rigurosamente debería determinarse el esfuerzo de compresión sobre cada muro y calcular así un esfuerzo cortante resistente específico para cada uno de ellos. Debido a que en el método simplificado solo interesa la suma de las resistencias de todos los muros, no se tiene diferencia significativa si se procede como en el ejemplo
 11. Aunque no sea estrictamente necesario, se aumentará también el espesor del muro 5 ya que su resistencia a carga vertical está muy al límite de la requerida
 12. Nótese que el esfuerzo cortante resistente se reduce con respecto al caso anterior debido a que la mayor área transversal de muros en esta versión modificada da lugar a un esfuerzo de compresión más bajo
 13. En el método simplificado la variación de fuerza con la altura se determina en la misma forma que en el método estático de diseño sísmico, o sea suponiendo una variación

lineal de la aceleración

14. Un análisis sísmico detallado de un edificio típico de mampostería como el de este ejemplo implica un modelo relativamente complejo y un trabajo numérico considerable. Por ello se hace necesario el empleo de un programa de cómputo, para el cual la parte más laboriosa es la preparación de los datos que definen la geometría y las propiedades de la estructura
15. El programa SUPER-ETABS está preparado para su uso en computadoras personales y es popular en las oficinas de ingeniería. Se emplea para el análisis sísmico estático o dinámico de estructuras a base de marcos o de marcos y muros. Para una descripción detallada del programa y de su uso véase la publicación la Universidad de California en Berkeley titulada "SUPER-ETABS, versión del ETABS para microcomputadoras" por F. Maison y F. Nevss
16. Para estructuras a base de muros el programa tiene opciones de análisis bi y tridimensional y de modelar los muros como columnas anchas o como paneles. Se elige aquí el modelo bidimensional, por ser más sencillo de presentar. En edificios similares al aquí estudiado se han encontrado

diferencias pequeñas entre los resultados del análisis bidimensional y del tridimensional. Se emplea en este ejemplo el modelo de columna ancha para los muros confinados por considerarlo más adecuado que el de panel que resulta conveniente sobre todo para muros diafragma

17. El modelo de columna ancha representa a los muros como columnas ubicadas en el centro del muro y con el mismo momento de inercia y área que el muro. El acoplamiento proporcionado a los muros por los sistemas de piso se representa por medio de vigas equivalentes que conectan a las columnas. A la porción de estas vigas que se ubica dentro de los muros se le asigna momento de inercia infinito. A la porción que se encuentra entre los muros se le considera el momento de inercia de una franja de losa con los criterios que se comentan más adelante
18. Se presenta a continuación un resumen de los datos principales de entrada del programa. Se muestran ejemplos de cálculo de los datos más importantes
19. Las masas de cada nivel y las coordenadas del centro de masa se requieren para el análisis dinámico que incluye directamente los efectos de torsión. No se toma en cuenta

en este análisis el efecto de la excentricidad accidental prescrita por el Reglamento. Existen artificios para considerarla, como el de mover la posición del centro de masa

20. Para las columnas las propiedades que deben proporcionarse al programa son: el momento de inercia, el área para deformaciones axiales y el área para deformaciones de cortante del muro que representan. En el modelo bidimensional hay que incluir una porción de los muros transversales que intersectan al considerado, como "patines" del muro. Para el ancho del muro transversal se supone una longitud de seis veces el espesor del muro. En muros con castillos las propiedades se determinan para una sección transformada, en la que el concreto de los castillos se transforma a mampostería equivalente multiplicando su área por la relación de módulos de elasticidad
21. Para el módulo de elasticidad del concreto se ha considerado $8000 \sqrt{f'_c}$ para un concreto clase 2 y con $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
22. Para el área de cortante se toma en cuenta solamente el área del alma, sin patines, y no se hace la transformación del concreto a mampostería equivalente

23. Las vigas equivalentes están compuestas por la cadena, de 30 cm de peralte y con el espesor del muro, más un patín de 4 veces el espesor de la losa a cada lado de la cadena y, cuando los hay, los pretiles y dinteles de mampostería transformados todos a área equivalente de mampostería

24. Las ordenadas espectrales para zona III varían linealmente de 0.1 a 0.4 cuando el periodo aumenta de 0.0 a 0.6 segundos. Estas ordenadas deben dividirse, en ese intervalo, entre

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1)$$

Lo que da los valores de la gráfica

25. Los periodos del modo fundamental (0.26 seg en dirección longitudinal y 0.30 en la transversal) reflejan la elevada rigidez lateral del edificio de 5 pisos. La rigidez resulta mayor, y el periodo menor, en dirección longitudinal por el mayor acoplamiento entre muros de fachada en esa dirección. El análisis se ha realizado considerando el edificio empotrado en su cimentación. Si se tomaran en cuenta las deformaciones de la base sobre el suelo compresible de la zona III se obtendrían periodos notablemente superiores y por tanto ordenadas espectrales mayores

26. Como reflejo de la gran rigidez lateral de la estructura los desplazamientos resultan muy pequeños. El desplazamiento máximo de entrepiso se tiene entre el segundo y tercer piso y es igual a $0.57 - 0.32 = 0.25$ cm. El desplazamiento relativo admitido por el Reglamento es 0.006 veces la altura, o sea $0.006 \times 250 = 1.5$ cm. En este tipo de edificios no resultan críticos los desplazamientos laterales
27. Si se comparan las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico con las del método simplificado, dadas en la tabla 4, se aprecia que las primeras son aproximadamente 70 por ciento de las segundas. La mayor parte de la diferencia se debe a que el coeficiente sísmico del método simplificado (0.19) es significativamente superior a la ordenada espectral para el periodo fundamental de este edificio (0.12 para dirección 'y' y 0.16 para la x). Otra parte de la diferencia se debe a que la participación del primer modo en la vibración del edificio es bastante menor que la unidad
28. A diferencia del método simplificado, la revisión de la resistencia a cortante debe hacerse para cada muro en forma individual. El programa de análisis proporciona la fuerza axial y la cortante sobre cada muro en todos los pisos. Se revisa aquí solo la planta baja. Se encuentra que a pesar

de que la fuerza cortante total sea solo 70% de la usada en el método simplificado, en uno de los muros la fuerza cortante actuante es prácticamente igual a la del método simplificado. La revisión por cortante con el análisis detallado resulta con frecuencia más severa que la del método simplificado porque las fuerzas actuantes sobre los muros no son uniformes como lo supone el método simplificado, sino se concentran en algunos muros. Sobre todo cuando se combinan casos en que la carga axial es relativamente baja y la fuerza cortante es elevada, se tiene una condición crítica

1. Estrictamente no es admisible que algún muro no alcance la resistencia requerida por el reglamento. Hay que tomar en cuenta sin embargo que los esfuerzos resistentes especificados, están calibrados para usarse con el método simplificado y están por tanto sobrados para la revisión individual de los muros. Además para esfuerzos elevados se presenta una redistribución de fuerzas que tiende a uniformar los esfuerzos sobre los muros. Se considera aceptable una redistribución de fuerzas cortantes hasta de 20% del máximo en cada muro
30. Al contrario de lo que se hace para el cálculo de la

resistencia de los muros a cargas verticales, en el cual no se toma en cuenta explícitamente la contribución del refuerzo, aquí la resistencia a flexocompresión en el plano del muro es proporcionada principalmente por dicho refuerzo, y así lo reconocen las expresiones empleadas. Por tanto la resistencia a carga axial simple, P_R , que interviene en las fórmulas debe contemplar la contribución del refuerzo. Se recomienda emplear la expresión

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_m + \sum A_s f_y)$$

en que, f_m^* debe considerar el incremento por la contribución de los castillos y A_s es el área de refuerzo vertical en los castillos

31. Es recomendable emplear refuerzo de cuatro barras en castillos de muros que tengan una función estructural importante, como en el edificio de cinco pisos que se está estudiando.

Se aprecia en la tabla 8 que la mayoría de los muros quedan con el refuerzo mínimo (4#3 para muros de 14 cm y 4#5 para los 28 cm). solo los muros 2, 3, 4 y 7 requieren de un refuerzo algo mayor que el mínimo.

EJEMPLO 2

h 39/39

-
32. Aunque no es un requisito reglamentario, es recomendable que en los extremos de los castillos la separación del refuerzo transversal sea pequeña (aproximadamente igual a la mitad del peralte del castillo) para proporcionar resistencia a cortante que permita mantener una resistencia a carga lateral aceptable del muro, aun si este se agrieta diagonalmente.