

OBTENCION DE PARAMETROS DE DISEÑO EN MUROS DE
MAMPOSTERIA UTILIZANDO BLOQUES DE CONCRETO
LIVIANO PARA EL VALLE DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades

OBTENCION DE PARAMETROS DE DISEÑO EN MUROS DE
MAMPOSTERIA UTILIZANDO BLOQUES DE CONCRETO
LIVIANO PARA EL VALLE DE GUATEMALA

CARLOS ALEJANDRO JOSE MALDONADO LUTOMIRSKY

Trabajo de investigación presentado para optar
al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil


Guatemala

1991



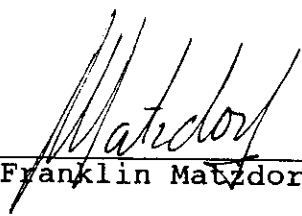
Vo. Bo. :

(f)

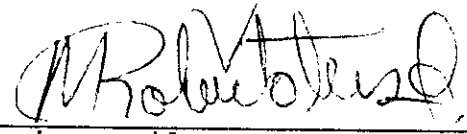

Ingeniero Franklin Matzdorf
Asesor

Tribunal:

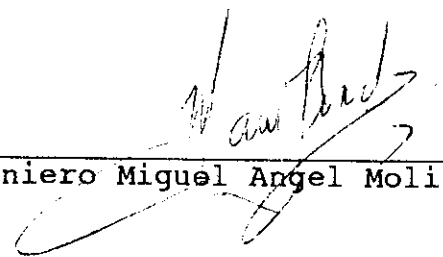
(f)


Ingeniero Franklin Matzdorf

(f)


Ingeniero Milton Matus

(f)


Ingeniero Miguel Angel Molina

Fecha de aprobación: 18 de septiembre de 1991

Dedico este trabajo a:

Dios,
mis padres y
mis hermanos

CONTENIDO

	Páginas
RESUMEN	xiii
I. INTRODUCCION	1
II. FUNDAMENTACION TEORICA	3
A. Mampostería	3
1. Definiciones	3
2. Estructuras de mampostería	6
a. Muros	7
b. Muros de corte	8
c. Muros de retención	9
d. Diafragmas	10
e. Estructuras de cajón	12
3. Análisis y diseño estructural	15
a. Métodos de análisis y diseño	15
b. Parámetros de diseño	24
c. Consideraciones sísmicas	29
4. Otras consideraciones	54
a. Disponibilidad de materia prima	54
b. Localización del valle de Guatemala	54
B. Concreto liviano	55
1. Definición y características	55
2. Diseño de concretos livianos	57

	Páginas
3. Proporciónado de concretos livianos	59
4. Bloques de concreto liviano	64
C. Morteros	68
1. Definición y características	68
2. Diseño de morteros	75
3. Proporciónado de morteros	76
III. CODIGOS Y NORMAS	81
IV. INVESTIGACION Y RESULTADOS	83
A. Pruebas de Morteros	83
1. Selección de proporcionados	84
2. Fabricación de muestras	87
3. Procedimientos de prueba	91
4. Resultados	92
a. Pruebas de compresión	92
b. Pruebas de tensión	93
B. Pruebas de bloques de concreto liviano	95
1. Muestreo	95
2. Procedimientos de prueba	95
3. Resultados	97
a. Pruebas de compresión	97
b. Pruebas de absorción	99
c. Mediciones físicas	100
C. Pruebas de prismas	102

	Páginas
1. Fabricación de prismas	102
2. Procedimientos de prueba	102
3. Resultados	102
a. Pruebas de compresión	102
V. DISCUSION	105
A. Diferencias en procedimientos	105
B. Técnicas empleadas	106
C. Resultados esperados	106
VI. CONCLUSIONES	109
A. Parámetros de diseño	109
B. Relaciones entre esfuerzo último de los bloques, prismas e intervención de los morteros	110
C. Conclusiones y recomendaciones	112
VII. BIBLIOGRAFIA	115
APENDICES	
A. Listado del programa para diseño de morteros	116
B. Listado del programa para los cálculos requeridos por la designación C-140	117
C. Fotografías	118
D. Índice alfabético de términos empleados	120

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación	Páginas
2.1 Presión estática equivalente	19
2.2 Compresión axial en muros	27
2.3 Compresión axial en columnas	28
2.4 Frecuencia circular de una estructura SDF	33
2.5 Período de un sistema SDF	34
2.6 Período de un sistema SDF	34
2.7 Período de un edificio de mampostería	35
2.8 Respuesta sísmica equivalente estática	36
2.9 Corte en la base de una estructura	45
2.10 F_t	45
2.11 Distribución del corte	46
2.12 Corte sísmico en la base (ATC)	51
2.13 Coeficiente de diseño sísmico (ATC)	51
2.14 Coeficiente de diseño sísmico (ATC)	52
2.14a Coeficiente de diseño sísmico (ATC)	52
2.15 Período fundamental aproximado (ATC)	52
2.16 Período fundamental aproximado (ATC)	52
2.17 Fuerza lateral sísmica de corte (ATC)	53
2.17a Fuerza lateral sísmica de corte (ATC)	53

LISTA DE TABLAS

Tabla	Páginas
2.1 Esfuerzos de trabajo permitidos en mampostería (UBC)	25
2.2 Esfuerzos de trabajo permitidos en mampostería (ATC)	26
2.3 Valores de Z	40
2.4 Valores de I	41
2.5 Valores de K	42
2.6 Categorías de rendimiento sísmico	49
2.7 Coeficientes A_a , A_v e índice sísmico	50
2.8 Grupos de concreto liviano	57
2.9 Tipos de morteros	76
2.10 Proporcionado de morteros	77
2.11 Pesos unitarios de materiales	77
4.1 Proporciones de morteros	84
4.2 Pesos unitarios y gravedades específicas	85
4.3 Diseño de morteros	87
4.4 Muestras de morteros	89
4.5 Resultados de pruebas de compresión en morteros	92
4.6 Resultados de pruebas de tensión en morteros	93
4.7 Resultados de pruebas de compresión en bloques	98
4.8 Resultados de pruebas de absorción en bloques	99
4.9 Resultados de mediciones físicas en bloques	101
4.10 Resultados de pruebas de compresión en prismas	103

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración	Páginas
2.1 Construcción de prismas	29
2.2 Formas de modos para edificio de tres niveles	31
2.3 Diagramas de carga y corte	45
6.1 Parámetros de diseño	111

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo es la obtención de parámetros de diseño en muros de mampostería utilizando bloques de concreto liviano para el valle de Guatemala. Para tal efecto, se procedió de acuerdo a los procedimientos fijados por la "American Standards for Testing and Materials". Siguiendo estas normas, se seleccionaron cuatro fábricas de bloques de concreto liviano, así como dos morteros. Se fabricaron cinco prismas para cada combinación bloque-mortero, y se efectuaron las pruebas de resistencia a la compresión. Los resultados se presentaron en forma gráfica para facilitar su aplicación en problemas de diseño de estructuras de mampostería que utilicen bloques de concreto liviano.



I. INTRODUCCION

Con frecuencia se define a la ingeniería como la aplicación práctica de las ciencias teóricas, de tal manera que sean de utilidad para la humanidad. Específicamente, la ingeniería civil es la rama de la ingeniería que trata con el diseño y construcción de estructuras estacionarias tales como edificios, presas, y puentes. Al inicio, la ingeniería se basaba en información empírica y no en conocimientos teóricos. Muchas de las estructuras de la antigüedad que han sobrevivido, tales como los acueductos de Roma, aún existen debido a que fueron construidos con una resistencia mucho mayor que lo requerido en los códigos actuales. Este tipo de diseño y construcción tenía muchas desventajas, entre ellas están la incertidumbre en el diseño y la poca economía en la construcción. Efectivamente, sin conocimientos teóricos, el diseño se debe efectuar por medio de suposiciones y adivinanzas. Al no contar con datos confiables, el diseñador asume datos conservativos y factores de seguridad o incertidumbre elevados. El resultado final es una estructura poco económica. Por otro lado, no contar con datos correctos puede resultar peligroso. Esto es especialmente posible en nuestro medio, donde por falta de investigación local empleamos datos obtenidos en otros países. Desafortunadamente, los materiales de construcción producidos en nuestro país no están

sujetos, por lo general, a rigurosos controles de calidad como lo son en países desarrollados. Adicionalmente, en nuestro medio no existen requisitos mínimos para los materiales de construcción, por lo que las propiedades y resistencia de los materiales de construcción disponibles en Guatemala son prácticamente desconocidos. El peligro resulta entonces de efectuar el diseño con base en los datos teóricos de materiales de otros países, pero tener que construir con materiales locales.

Resulta evidente la necesidad de efectuar los estudios apropiados con materiales guatemaltecos. Este trabajo trata precisamente de esto, la obtención de los parámetros de diseño para un tipo y una aplicación específica de materiales de construcción. En este caso se trata de la obtención de parámetros de diseño en muros de mampostería utilizando bloques de concreto liviano para el valle de Guatemala. Como se hizo notar con anterioridad, es importante delimitar la zona geográfica para la cual se está efectuando el estudio, por lo que este trabajo es válido únicamente para los materiales encontrados en el valle de la ciudad de Guatemala. Adicionalmente, se trata con este trabajo de presentar algunas recomendaciones pertinentes para que sean tomadas en cuenta por todas aquellas personas que diseñen estructuras de mampostería utilizando bloques de concreto liviano.

II. FUNDAMENTACION TEORICA

Este trabajo trata de establecer los parámetros de diseño en muros de mampostería utilizando bloques de concreto liviano para el valle de Guatemala. Sin embargo debemos definir y establecer claramente lo que entendemos por mampostería. Así mismo, resulta necesario definir con claridad todos los términos que aparecen en el título de este trabajo. A continuación, se presentan los antecedentes necesarios para definir y delimitar cada uno de los términos importantes que forman parte del título de este trabajo.

A. Mampostería.

La mampostería ha sido, hasta ahora, el material de construcción más empleado en nuestro país. La mampostería se ha empleado en casi todo tipo de estructuras, siendo su uso principal en viviendas.

1. Definiciones.

Area encamada: Es el área de la superficie de una unidad de mampostería, la cual está en contacto con el mortero en el plano de la unión.

4

Area efectiva de refuerzo (A_s): Es el área de la sección del refuerzo multiplicado por el coseno del ángulo entre el refuerzo y la dirección para la cual se calcula el área efectiva.

Area bruta: Es el área total de la sección de cualquier plano comprendido por la periferia exterior de una sección dada.

Area neta: Es el área bruta en cualquier plano menos el área de las celdas, áreas no encamadas, etc. El área neta es la superficie actual de una sección de mampostería.

Area transformada: Es el área equivalente de un material a un segundo material basado en la razón de los módulos de elasticidad del primero respecto del segundo.

Celda: Es un espacio vacío que tiene una área bruta mayor de $1\frac{1}{2}$ pulgadas cuadradas.

Unidad de mampostería: Es ladrillo, azulejo, piedra, bloque de vidrio o bloque de concreto que cumplan con ciertos requisitos.

Unidad hueca de mampostería: Es una unidad de mampostería cuya área neta en cualquier plano paralelo a la superficie de carga es menos del 75% del área bruta en el mismo plano.

Prisma: Es un conjunto de unidades de mampostería y mortero el cual se emplea como un ejemplar de prueba para determinar las propiedades de la mampostería.

Agregado: Es un material granular, tal como arena, piedrin y grava, y cuando es usado con un medio de cementación forma un concreto hidráulico o un mortero.

Agregado liviano: Es un agregado con un peso suelto seco de 70 libras por pie cúbico o menos.

Peso secado al aire: Es el peso unitario de un espécimen de concreto liviano curado durante siete días sin perder o agregar humedad de 60° a 80° F y secado durante 21 días en una humedad relativa del 50±7 % a 73.4±2°F.

Muro de mampostería hueca: Es el tipo de construcción hecha con unidades huecas de mampostería unidas con un mortero.

Mampostería: Construcción compuesta de unidades formadas o moldeadas, por lo general bastante pequeñas para que pueda manejarlas una sola persona y adherirlas con mortero o lechada.

Mampostería reforzada: Es la mampostería que cumple con los

requisitos establecidos por los códigos o normas tales como los especificados por la ASTM.

Muro simple: Cada sección vertical continua de un muro, una unidad de mampostería o un espacio relleno, con espesor mínimo de 5cm.

Lechada: Es un mortero fluido de cemento y arena.

Mampostería compuesta: Construcción de múltiples muros simples, en la que por lo menos uno de los muros simples no es igual a otro u otros, respecto del tipo o grado de las unidades o del mortero y en la que está presente la acción compuesta.

Columna: Elemento empleado ante todo para soportar cargas axiales de compresión, cuyo ancho no excede de cuatro veces su espesor y cuya altura excede cuatro veces su dimensión lateral menor.

2. Estructuras de mampostería. La mampostería moderna puede tomar una de varias formas. Estructuralmente, se puede dividir en estructuras de carga, de cortina y de fachada. Asimismo, existe la mampostería sólida, muros sólidos de unidades huecas o muros de cavidades. Finalmente, la mampostería puede estar reforzada, parcialmente reforzada o

simple, y diseñada empírica o analíticamente.

La mampostería de carga soporta su propio peso así como el de las cargas vivas y muertas de la estructura, y todas las fuerzas laterales de viento y sísmicas. La mampostería de cortina (no de carga), incluyendo las fachadas, también resisten fuerzas laterales y pueden soportar su propio peso para la altura completa de la estructura o estar soportadas por la estructura en cada nivel.

a. **Muros.** Los muros de mampostería se clasifican de acuerdo a varios factores, tales como si soportan o no cargas verticales y tipo de construcción.

Desde el punto de vista de construcción, los muros de mampostería pueden ser sólidos, sólidos de unidades huecas o de cavidades. Los muros sólidos están hechos de unidades sólidas o de unidades huecas a las cuales se les rellenan las cavidades con mezcla. Los muros sólidos de unidades huecas tienen libres sus cavidades, pero se rellenan con mortero todas las uniones entre filas. Los muros de cavidades tienen dos o más filas de unidades sólidas o huecas separadas por una unión o cavidad, la cual se deja abierta y de por lo menos 2 pulgadas.

Desde el punto de vista estructural, los muros pueden soportar cargas (loadbearing) o no soportar cargas (non-loadbearing). Adicionalmente, los muros pueden ser de mampostería simple, parcialmente reforzada o reforzada.

Los muros de mampostería que no soportan cargas incluyen a los muros de partición, muros exteriores y fachadas. Los muros de partición son interiores, no soportan cargas y tienen una altura máxima de un nivel. Estos pueden servir para separar espacios o formar barreras contra incendios, humo o sonido. Los muros exteriores son empleados en marcos de concreto, acero, madera u otra estructura de mampostería. Estos también pueden ser empleados como paredes cortinas en edificios de varios niveles.

Los muros de mampostería que soportan cargas pueden ser simples, parcialmente reforzados y reforzados. En los muros simples, el corte y los esfuerzos de flexión se resisten únicamente con la masa del muro y la adhesión entre el mortero y las unidades de mampostería. Muros de mampostería reforzada pueden ser empleados en estructuras que soportan cargas de 15 a 20 o más niveles.

b. Muros de corte. Las cargas laterales que absorbe el piso o el techo de una estructura se transfieren a los muros de corte. Los muros de corte están diseñados para resistir fuerzas laterales aplicadas paralelamente al plano del muro. La orientación de los muros de carga en una estructura pueden hacer mínimos los esfuerzos debidos a cargas laterales y aprovechar la resistencia a la compresión y al corte de los muros. Los muros de corte

funcionan mejor cuando adicionalmente soportan cargas verticales, debido a que estas cargas adicionales ofrecen mayor resistencia al volteo. Si todos los muros de carga de una estructura están orientados en la misma dirección, sólo resistirán fuerzas laterales en una dirección. En este caso, es posible que se necesiten muros de corte que no soporten cargas en la otra dirección.

c. Muros de retención. Los muros de mampostería pueden ser empleados efectivamente para retener suelos para propósitos de jardinería, estructuras subterráneas y hasta piscinas.

Los muros de retención se construyen para resistir la presión lateral del suelo en operaciones de excavaciones, rellenos y para muchas otras cosas. Los factores importantes de diseño incluyen el volteo, el deslizamiento y la capacidad de soporte del suelo. Algunos de los factores importantes a incluir en el diseño deberían ser: una buena protección en la corona para evitar que el agua se acumule o almacene en la parte superior del muro, una capa impermeable en la parte trasera del muro para impedir saturar la mampostería, un relleno permeable para prevenir la saturación del suelo y el aumento de la presión hidrostática, líneas de drenaje, y juntas de expansión para permitir el movimiento lateral térmico y por humedad.

Existen cuatro tipos básicos de muros de retención de mampostería. Estos son: muros de gravedad, muros en voladizo, muros con contrafuertes y muros con el refuerzo distribuido.

d. **Diafragmas**. Un diafragma es un sistema de piso o techo capaz de transmitir fuerzas laterales a los muros de corte sin exceder una deformación que causaría daños a algún miembro vertical de la estructura. Las deformaciones deben ser controladas para prevenir esfuerzos de tensión y flexión demasiado grandes en los muros perpendiculares a la dirección de la fuerza lateral.

Los diafragmas pueden estar contruidos de una gran número de materiales tales como prefabricados, concreto, mampostería, madera o combinaciones con metal. A veces se emplean combinaciones de estos materiales. En mampostería, por lo general se encuentran losas de concreto, ya sea fundidas en el lugar o prefabricadas.

Razones máximas entre el largo y el ancho de un diafragma se utilizan para controlar las deformaciones. Si el diafragma se diseña con una razón apropiada, la deformación por lo general no será crítica.

La rigidez del diafragma afecta la distribución de las fuerzas laterales a los muros de corte. Debido a que ningún diafragma es infinitamente rígido o infinitamente flexible, para propósitos de análisis, se clasifican como rígidos, semi-

rígidos o semiflexibles y flexibles. La distribución de las fuerzas horizontales a los muros depende de la rigidez relativa entre el diafragma y los muros de corte.

La fuerza total de corte distribuida a los elementos verticales que resisten el corte y que forman el sistema para resistir fuerzas laterales dependerá de qué tan rígidos sean en comparación con el diafragma.

Un diafragma rígido es el que distribuye las fuerzas horizontales en proporción directa a las rigideces relativas de los elementos verticales. Esto resulta del supuesto que, bajo una carga simétrica, el diafragma rígido, el cual no se deforma significativamente causará que los elementos verticales se deformen la misma cantidad. Debido a que todas las deformaciones de estos elementos son iguales, entonces para cada pared, la fuerza necesaria para causar esas deformaciones debe ser directamente proporcional a su rigidez. Los diafragmas rígidos son considerados como capaces de transferir fuerzas y deformaciones de corte torsional.

Un diafragma flexible puede ser comparado con una serie de vigas simples extendidas sobre soportes muy rígidos. Se asume que la rigidez de los elementos verticales es mucho mayor a la del diafragma, el cual por lo tanto se deforma como una viga. Esta viga al no tener una continuidad apreciable entre soportes no desarrolla momentos negativos sobre los mismos, lo que afectaría la distribución de la carga. Cada viga por lo tanto

distribuye la mitad de su carga a cada apoyo. Por lo tanto, un diafragma flexible distribuye carga con base en su área tributaria. Es de notar que un diafragma flexible no se considera capaz de distribuir esfuerzos torsionantes resultantes de la condición donde el centro de masas y el centro de rigidez no coincide.

Los diafragmas semi-rígidos son aquellos que exhiben deformaciones significativas bajo carga, pero que también tienen suficiente rigidez para distribuir una parte de su carga a los elementos verticales en proporción directa con la rigidez de dichos elementos. Un análisis matemático riguroso de este tipo de diafragma ocupa mucho tiempo y, por lo general, no se justifica, debido a que se debe hacer un número de suposiciones cuestionables con el objeto de efectuar los cálculos más accesibles.

e. Estructuras de cajón. Algunos sistemas de muros de carga de mampostería o de madera se conocen como una estructura de cajón. En estas estructuras, los pisos, paredes y techos constituyen una serie de planos con las fuerzas resultantes actuando a lo largo de líneas continuas en lugar de en puntos intermitentes. En este sistema, uno de los aspectos más importantes del diseño son los elementos cualitativos concernientes a la simetría y la localización de los elementos estructurales, las deformaciones relativas, los

anclajes y las discontinuidades. Los muros de corte resisten fuerzas horizontales actuando paralelo al plano del muro. La localización de estos muros es crítica en relación a la dirección de las fuerzas aplicadas. Esto es particularmente cierto cuando se consideran cargas sísmicas. Debido a que el movimiento del suelo puede darse en direcciones perpendiculares, la localización de los elementos resistentes debe coincidir con estas fuerzas. por lo que resulta conveniente diseñar las estructuras con muros de corte longitudinales y transversales.

Siendo Guatemala un país considerado de alto riesgo sísmico, conviene tener presente la forma en que los movimientos sísmicos afectan a las estructuras y las grandes ventajas que se obtienen con el uso de estructuras de cajón. Las fuerzas sísmicas son causadas por la liberación de los esfuerzos almacenados dentro de la superficie terrestre. Un terremoto es la liberación súbita de estos esfuerzos y el movimiento consecuente de la masa de la tierra a lo largo de un plano de falla. Las ondas primarias de vibración crean un efecto de halar y empujar en la superficie de la tierra. Las ondas secundarias que viajan a más o menos la mitad de la velocidad provocan movimientos transversales a ángulos rectos del primer impacto. Bajo estas condiciones, las estructuras pueden experimentar condiciones severas de cargas dinámicas laterales y deben ser capaces de absorber esta energía y

soportar las fuerzas del movimiento sísmico de la tierra. Para tal efecto, se refuerza la mampostería con acero, el cual resiste esfuerzos de corte y tensión y provee a la estructura con la ductilidad necesaria para soportar estas cargas.

Los sistemas estructurales de marcos diseñados para resistir cargas sísmicas y de vientos pueden ser flexibles con poco grado de amortiguamiento o rígidas con alto grado de amortiguamiento. Los marcos de concreto y de acero se consideran como estructuras de marcos espaciales que resisten momentos, en los cuales las juntas o uniones resisten fuerzas principalmente por flexión. Esta flexibilidad resulta eficiente para disipar la energía de las cargas sísmicas, pero puede causar daños secundarios no estructurales substanciales en ventanas, particiones y equipos mecánicos. Por comparación, las estructuras de cajón con su rigidez inherente, han sido muy exitosas resistiendo cargas sísmicas con poco o ningún daño secundario.

El amortiguamiento es la habilidad de una estructura a disminuir su amplitud de vibración con el tiempo a través de la disipación de energía por resistencia interna friccional. Por lo general, se reconoce que la respuesta de un edificio está influenciada por el período natural de vibración del mismo. La capacidad de las estructuras de cajón para absorber cargas sísmicas es tal que los esfuerzos unitarios se mantienen extremadamente bajos con un alto factor de seguridad. El

amortiguamiento no es un coeficiente numérico reconocido en las fórmulas de los códigos de construcción. Sin embargo, es esta característica la que contribuye más significativamente al alto factor de seguridad. Entre más grande es el efecto de amortiguamiento, menor es la respuesta del edificio a un terremoto.

De acuerdo al Código Uniforme de Construcción (UBC), las estructuras de cajón localizadas en las áreas de alto riesgo sísmico están limitadas a una altura no mayor de 49 metros, a excepción de que se presenten datos técnicos que establezcan las fuerzas laterales y distribuciones por análisis dinámicos. De hecho, se han construido estructuras de cajón de 61 metros de alto en áreas sísmicas.

3. Análisis y diseño estructural. Es precisamente en la etapa de análisis y diseño estructural donde se tienen que aplicar los parámetros de diseño obtenidos en este trabajo. Por lo tanto, resulta importante repasar ligeramente algunos conceptos relacionados con este tema.

a. Métodos de análisis y diseño. Los tamaños de los miembros estructurales y de sus conexiones dependen principalmente de los requerimientos de que estos elementos deben soportar adecuadamente todas las cargas impuestas sobre ellos sin alcanzar su resistencia utilizable ni

tener deformaciones excesivas. Para esto, es importante considerar las distintas combinaciones de cargas posibles, haciendo la salvedad que no se espera que la estructura soporte todas las combinaciones con el mismo margen de seguridad. Es evidente que cargas de corta duración, tales como vientos fuertes o terremotos, tendrán que ser resistidas con un nivel de seguridad inferior que para cargas verticales de larga duración, si se desea una estructura económicamente factible. Por ejemplo, se podría seleccionar un margen de seguridad para una combinación de cargas vivas y muertas en el cual la resistencia utilizable sería el punto de cedencia del material. Este punto serviría como referencia para limitar las deformaciones excesivas evitando de esta forma la destrucción del funcionamiento útil del elemento, haciéndolo mucho antes de que la falla total del mismo sea inminente. Sin embargo, este límite sería demasiado conservador al considerar cargas tales como las de vientos fuertes y sismos. Para este tipo de cargas, se debe aumentar los límites de diseño, reduciendo el nivel de seguridad. Además, probablemente debe medirse el límite en relación a la resistencia última del material. Esto se debe a que aún en los casos más severos, lo que nos interesa es prevenir un colapso total de la estructura, de tal forma que los ocupantes puedan escapar a un lugar seguro. Bajo estas circunstancias, las deformaciones después de haber alcanzado el punto de cedencia son esperadas y toleradas. En este caso, ya

no nos interesa que la estructura siga funcionando después de un percance. Una excepción a esto se da para edificios clasificados como facilidades esenciales, tales como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, etc.

Un aspecto de suma importancia en el análisis y diseños de estructuras es la intensidad de las distintas cargas y la forma en que éstas actúan sobre la estructura. Por ejemplo, las cargas vivas pueden ser encontradas en los diferentes códigos de construcción, las cuales se consideran las mínimas legales para las áreas que cubren los códigos. Estas cargas sólo deben ser consideradas como guías, ya que en ciertos casos críticos, pueden resultar insuficientes.

Las cargas muertas se pueden definir como aquellas que se mantienen relativamente constantes a lo largo de la vida útil de la estructura, tal como el peso de los componentes de la misma o construcciones permanentes, tales como particiones o equipo estacionario.

Las cargas vivas también se conocen con el nombre de cargas por ocupación. El Código Uniforme de Construcción define las cargas vivas como "La carga sobreimpuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir las cargas de viento, sismo o muertas." Estas cargas incluyen todas las cargas que están directamente causadas por personas, máquinas u otros objetos móviles. La nieve y la lluvia se consideran cargas vivas. En los países donde se consideran las cargas de nieve,

por lo general no se consideran por aparte las cargas de lluvia, ya que éstas no exceden a las de nieve. Además, debido a que se provee a las estructuras con drenajes para aguas de lluvia, ésta por lo general no se acumula en cantidades suficientes para ser significativa. Sin embargo, han ocurrido fallas cuando si se ha acumulado el agua de lluvia debido a drenajes inadecuados o tapados, causando una deformación excesiva, la cual produce aún una mayor acumulación de agua, lo que aumenta la deformación, lo que a su vez aumenta la acumulación y así progresivamente hasta la falla en el caso de poca rigidez del techo.

Las cargas laterales pueden estar generadas por varios fenómenos naturales. Estos incluyen al viento y a los sismos. Además, cargas laterales pueden ser causadas por presiones debidas a explosiones o por los efectos dinámicos de vehículos en movimiento.

Las cargas de viento ejercen presión (o succión) sobre las superficies expuestas y se convierte en un factor de suma importancia en el diseño de estructuras de varios niveles. La magnitud, frecuencia y distribución de cargas de viento dependen de varios factores. Por lo general, los códigos incluyen formas simplificadas para su empleo en el diseño. Las fuerzas de diseño están basadas en la velocidad máxima de viento medida a 30 pies sobre el nivel del suelo para un lugar en particular. Estas velocidades máximas han sido obtenidas

con base en datos de las estaciones meteorológicas y se espera que ocurran cada 50 años. Siempre es importante tomar en cuenta que la velocidad del viento varía con la altura. Para efectos de cálculo, la energía cinética del viento se debe transformar en una presión dinámica, la cual a su vez puede ser convertida en una presión estática equivalente. Luego de efectuar todas las conversiones nos queda que la presión estática equivalente puede ser calculada de la siguiente forma:

$$p=0.002558C_sV^2 \quad (2.1)$$

donde p es la presión estática equivalente en lb/ft^2 , C_s es un coeficiente que depende de la forma del edificio, el cual para la mayoría de edificios se encuentra entre 1.3 y 1.5.

Los principios empleados aquí son los de la teoría elástica de cargas de servicio, utilizada desde hace mucho en el diseño de concreto reforzado. Es más, muchas de las fórmulas empleadas son similares a las del concreto reforzado, excepto que la resistencia última de la mampostería, f'_m , y los esfuerzos permitidos están reducidos para reflejar las propiedades de la mampostería y no del concreto.

En la teoría de cargas de servicio, los esfuerzos permisibles se establecen como una fracción de la resistencia utilizable de los materiales, la cual se toma como el punto de cedencia del acero de refuerzo y la última resistencia a la compresión del conjunto de mampostería. El diseño por cargas

de servicio está basado en el concepto que en la aplicación de cargas se obtiene una distribución lineal de esfuerzos. Los miembros se proporcionan de tal forma que no se excedan los esfuerzos permisibles bajo las cargas de trabajo. La carga de servicio o de trabajo puede definirse como la suma de las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas laterales.

Las fuerzas que actúan sobre una sección de una viga pueden descomponerse en componentes normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales, de flexión, son de tensión de un lado del eje neutro y de compresión del lado opuesto. Las condiciones de equilibrio interno dictan que las fuerzas totales de compresión deben ser iguales a las fuerzas totales de tensión. Estas dos fuerzas, por lo tanto, forman un par que genera un momento que resiste al momento externo de flexión. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes, los cuales resisten las fuerzas cortantes externas. Las suposiciones fundamentales detrás de esta teoría son las siguientes:

1. Una sección plana antes de ser flexionada se mantiene plana después de la flexión. Esto significa que los esfuerzos unitarios tanto arriba como abajo del eje neutro se mantienen proporcionales a su distancia al eje neutro.
2. Los esfuerzos de flexión, f_m , en cualquier punto es una función de la deformación en ese punto y se

describe por las características de esfuerzo/deformación de la mampostería. Debido a que se supone una línea esfuerzo/deformación recta dentro del rango de esfuerzos de trabajo, se asume que el esfuerzo también es lineal.

3. Se asume que la mampostería no presenta alguna resistencia a la tensión, por lo que el acero de refuerzo debe soportar todos los esfuerzos de tensión.
4. Debido a que se asume una fuerte adhesión entre el refuerzo y el mortero, la deformación en el acero en un punto dado es igual a la del mortero adyacente. De tal manera que el esfuerzo en la sección de mampostería equivalente transformada es f_s/n .
5. El módulo de elasticidad del conjunto de mampostería-mortero se mantiene constante en todo el rango de cargas de trabajo.
6. La fuerza de corte se promedia sobre toda la sección; por lo que los esfuerzos de corte se suponen uniformemente distribuidos en la sección transversal completa.
7. El miembro es una sección prismática recta.
8. El sistema de fuerzas externas está en equilibrio con la resistencia interna.
9. La luz del miembro se considera larga comparada con

su peralte, por lo que se desprecia la deformación por cortante.

Ahora bien, la suposición que la mampostería no resiste esfuerzos de tensión implica una sección rajada. Por lo que la sección transformada resulta en mampostería en el lado compresivo del eje neutro y n veces el área de acero del lado de la tensión; debido a que para la misma deformación, la fuerza en el acero sería n veces la de la mampostería al mismo nivel en la sección transversal.

Las vigas de mampostería no reforzada son claramente inadecuadas como miembros flexionantes debido a que prácticamente no ofrecen alguna resistencia a la tensión. Esto resulta de que la resistencia a la tensión de la mampostería es únicamente una pequeña fracción de su resistencia a la compresión.

El comportamiento estructural de una viga de mampostería reforzada se puede describir en tres etapas: (1) la condición antes de rajarse, (2) la condición ya rajada, y (3) la región de capacidad última.

La primera etapa es la condición antes de rajarse. Si una viga reforzada de mampostería está sujeta a cargas bastante bajas, el esfuerzo máximo de tensión en la mampostería puede ser menor que la resistencia última a la tensión de los materiales. En tal caso, la sección completa será efectiva para resistir los momentos producidos por los niveles bajos de

cargas. En otras palabras, esfuerzos de tensión se desarrollarán en la mampostería. Adicionalmente, el refuerzo, el cual se asume se deforma juntamente con la mampostería, esta también sujeto a esfuerzos bajos de tensión. Por lo que, en esta etapa, todos los esfuerzos en la mampostería son bajos y por lo tanto proporcionales a las deformaciones, encontrándose la sección completa dentro del rango elástico.

La segunda etapa es la condición ya rajada. Si asumimos que ahora las cargas han aumentado al punto donde los esfuerzos de tensión en la mampostería han sobrepasado su resistencia última, rajaduras de tensión se habrán formado en la parte inferior de la sección, en el caso de una viga simplemente apoyada. Estas rajaduras de tensión tenderán a propagarse hacia arriba conforme aumenten las cargas. Esto tiene como efecto que el eje neutro se corra ligeramente hacia arriba reduciendo el área de la zona de compresión. Si la viga está bien diseñada, el ancho de estas rajaduras será del espesor de un pelo, y puede que no sean observadas bajo el efecto de cargas de servicio. Sin embargo, afectan significativamente el comportamiento de la viga. En una sección rajada, la mampostería no puede transmitir algún esfuerzo de tensión, por lo que todos los esfuerzos de tensión deben ser resistidos por el refuerzo. Con cargas de servicio moderadas lo más probable es que tanto la mampostería como el refuerzo se encuentren aún en el rango elástico.

La última etapa es la región de capacidad última. Si continuamos aumentando la carga, se alcanzará la capacidad última de la viga de mampostería. En este momento, la falla se puede dar de una de dos maneras. Si hay muy poco refuerzo, el acero alcanzará su punto de cedencia antes que la mampostería alcance su resistencia última a la compresión. Si esto sucede, el acero sufrirá grandes deformaciones, con lo que las rajaduras se harán más grandes y se propagarán hacia arriba una distancia significativa. Esta deformación causará una deformación considerable de la viga. Eventualmente, la zona de compresión será tan pequeña que la mampostería no pueda soportar los esfuerzos, lo que crea una falla secundaria de compresión. En estos casos, es el refuerzo el que limita la capacidad de la viga. Tanto en mampostería como en concreto, esta es la forma deseable de falla. Sin embargo, si hay suficiente refuerzo, una falla frágil ocurre. Este tipo de falla debe ser evitada debido a su naturaleza explosiva y al hecho que ocurre sin prácticamente algún aviso.

b. Parámetros de diseño. La mayoría de parámetros de diseño empleados en mampostería se derivan del valor del f'_m , el cual representa la capacidad última a la compresión de la mampostería. Los datos contenidos en esta sección han sido tomados del Código Uniforme de Construcción (UBC) y de las recomendaciones dadas por la ATC.

Todos los parámetros de diseño están orientados a limitar de una forma u otra el tamaño de los distintos esfuerzos en la mampostería. Por ejemplo, por medio de los parámetros apropiados se limitan los esfuerzos de compresión axial y los de corte.

La siguiente tabla es un resumen de los esfuerzos de trabajo máximos permisibles para mampostería de acuerdo al UBC.

Tabla 2.1

Esfuerzos de trabajo permitidos en mampostería (UBC)

Esfuerzo:	Esfuerzo Permitido:	
Resistencia última a la compresión	f'm	
Requiere inspección especial	NO	SI
Compresión axial paredes	0.1f'm	0.2f'm
Compresión axial columnas	0.09f'm	0.18f'm
Compresión flexionante	0.16f'm	0.33f'm
Corte flexionante sin refuerzo	25	$1.1\sqrt{f'm}^1$
Corte muros de corte sin refuerzo ²	17	$.9\sqrt{f'm}^3$
Corte muros de corte sin refuerzo ⁴	25	$2.0\sqrt{f'm}^5$

¹ Valor máximo 50 lb/in².

² Este valor se aplica cuando $M/V_d \geq 1$ donde M es el momento máximo flexionante que ocurre simultáneamente con la carga de corte V_d . Interpolarse por línea recta para valores de M/V entre 0 y 1.

³ Valor máximo 34 lb/in².

⁴ Este valor se aplica cuando $M/V_d = 0$. Ver nota 2.

⁵ Valor máximo 50 lb/in².

Corte muros de corte con refuerzo ⁶	35	$1.5\sqrt{f'm^7}$
Corte muros de corte con refuerzo ⁸	60	$2.0\sqrt{f'm^9}$
Corte flexionante con refuerzo	75	$3.0\sqrt{f'm^{10}}$
Módulo de elasticidad	$\frac{1}{2}(1000f'm)$	$1000f'm$

Los esfuerzos de trabajo para mampostería reforzada de acuerdo a lo indicado por la ATC son:

Tabla 2.2

Esfuerzos de trabajo permitidos en mampostería (ATC)

Esfuerzo:	Esfuerzo Permitido:	
Resistencia última a la compresión	f'm	
Requiere inspección especial	NO	SI
Compresión axial en muros	0.5 fm	fm
Compresión axial en columnas	0.5 p	p
Compresión flexionante	$0.166 f'm^{11}$	$0.33 f'm^{12}$
Corte flexionante sin refuerzo	25	$1.1\sqrt{f'm^{13}}$

⁶ Este valor se aplica cuando $M/V_d \geq 1$.

⁷ Valor máximo 75 lb/in²

⁸ Este valor se aplica cuando $M/V_d = 0$.

⁹ Valor máximo 120 lb/in².

¹⁰ Valor máximo 150 lb/in².

¹¹ Valor máximo de 450 PSI.

¹² Valor máximo de 900 PSI.

¹³ Valor máximo de 50 PSI.

Corte muros de corte sin refuerzo ¹⁴	20	$.9\sqrt{f'm}^{15}$
Corte muros de corte sin refuerzo ¹⁶	25	$2.0\sqrt{f'm}^{17}$
Corte muros de corte con refuerzo ¹⁸	35	$1.5\sqrt{f'm}^{19}$
Corte muros de corte con refuerzo ²⁰	60	$2.0\sqrt{f'm}^{21}$
Corte flexionante con refuerzo	75	$3.0\sqrt{f'm}^{22}$
Módulo de elasticidad	$500f'm^{23}$	$600f'm^{24}$

donde:

$$f_m = 0.20 f'm \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad (2.2)$$

donde t es el espesor del muro en pulgadas y h es la distancia libre en pulgadas entre elementos de soporte verticales u horizontales.

¹⁴ Este valor se aplica cuando $M/V_d \geq 1$ donde M es el momento máximo flexionante que ocurre simultáneamente con la carga de corte V_d . Interpolár por línea recta para valores de M/V entre 0 y 1.

¹⁵ Valor máximo 40 PSI.

¹⁶ Este valor se aplica cuando $M/V_d = 0$. Ver nota 14.

¹⁷ Valor máximo 50 PSI.

¹⁸ Este valor se aplica cuando $M/V_d \geq 1$.

¹⁹ Valor máximo 75 lb/in²

²⁰ Este valor se aplica cuando $M/V_d = 0$.

²¹ Valor máximo 120 lb/in².

²² Valor máximo 150 lb/in².

²³ No puede exceder 1,500,000.

²⁴ No puede exceder 3,000,000.

$$P=A_g(0.18f'm+0.65p_gf_s) \left[\left(1-\frac{h}{40t}\right)^3 \right] \quad (2.3)$$

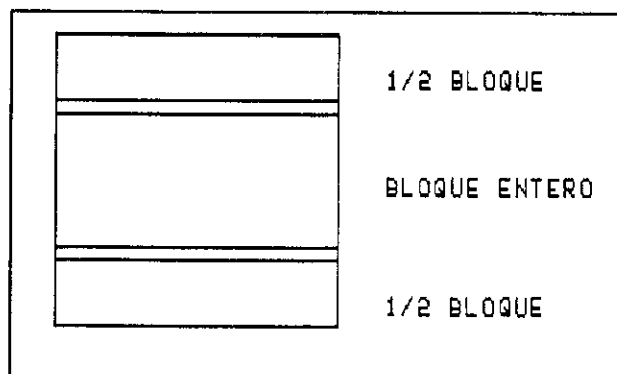
donde A_g es el área bruta de la columna, p_g es la razón entre el área efectiva del refuerzo vertical y A_g , f_s es el esfuerzo permitido en el refuerzo, t es el espesor mínimo en pulgadas de la columna y h es la altura libre de la columna en pulgadas.

Para establecer la resistencia última de diseño de la mampostería ($f'm$) se tienen dos opciones: asumir un valor o efectuar pruebas de prismas. Este valor se necesita ya que como se ha visto, los valores de diseño son todos funciones de $f'm$.

De acuerdo a la sección 2404(c) 2 del UBC, cuando no se hacen pruebas de prismas, se puede asumir un valor de $f'm$ para unidades huecas de concreto de grado N de 1350 lb/pul².

Cuando la resistencia última a la compresión se establece por medio de pruebas, los especímenes de prueba consisten de prismas hechos de los mismos materiales y con los mismos morteros para los cuales se va a encontrar la resistencia última. El valor que se establezca para $f'm$ será el promedio de todos los prismas probados, pero no puede exceder por más del 125% el valor mínimo obtenido en cualquiera de los prismas. El valor de $f'm$ se obtiene dividiendo la carga última por el área neta de los prismas. Los prismas de bloques de concreto liviano se construyen de acuerdo a lo especificado en el método standard para la resistencia a la compresión de prismas de

mampostería ASTM E-447. La siguiente ilustración muestra la forma en que se construyen los prismas utilizando bloques de concreto liviano.



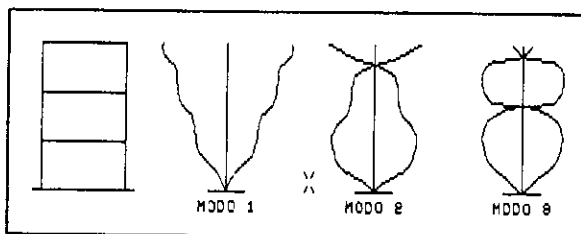
Il. 2.1 Construcción de prismas

c. **Consideraciones sísmicas.** En un sismo, todas las partes de una estructura ejercen cargas dinámicas, debido al efecto inercial del movimiento. Las cargas estáticas (muertas y vivas) son completamente independientes de la estructura de soporte, mientras que una carga dinámica depende de las características dinámicas de la estructura de soporte. Aún más, las cargas estáticas son independientes de las cargas precedentes a las que se estén considerando. Por el otro lado, las cargas dinámicas varían con cada cambio en el movimiento y, en cualquier momento dado, generalmente dependen de las características del movimiento precedente, así como del movimiento en el instante en consideración.

Un sistema con un grado de libertad (single-degree-of-freedom SDF) posee una masa acumulada, la cual puede ser simulada con un solo peso colocado encima de una viga esbelta, sin peso y en voladizo. El período de vibración dependerá del peso y de la rigidez de la viga. Una estructura con varias masas acumuladas constituye un sistema con múltiples grados de libertad (multidegree-of-freedom MDF) y su vibración se convierte en una combinación de las vibraciones debidas a varias masas acumuladas, habiendo tantos modos de vibración como masas acumuladas. Cada modo tiene su propio período y puede ser representado por un sistema SDF del mismo período. El modo con el período más largo se conoce como el modo primero o fundamental y los modos subsiguientes, teniendo períodos más cortos o frecuencias más altas, se llaman modos superiores (higher modes). Es de notarse que las relaciones de los períodos dependen de las formas de los modos.

La forma deformada de una estructura para un modo de vibración es constante para esa estructura, sin importar la magnitud de la vibración. Esto significa que aunque la magnitud del desplazamiento varía con el tiempo, la distribución de las magnitudes de desplazamiento para toda la altura se mantiene constante. De tal forma que la distribución de la aceleración, para un modo de vibración, también se mantiene constante. Si se conoce la forma del modo y el

desplazamiento máximo en la parte superior, la vibración máxima para cualquier nivel se puede obtener para ese modo.



Il. 2.2 Formas de modos para edificio de tres niveles.

La ductilidad se refiere por lo general a la capacidad de un elemento o un sistema para soportar una cantidad considerable de distorsión después de haber alcanzado su punto de cedencia, sin exhibir una pérdida significativa en su resistencia. Esta es una propiedad estructural muy importante, particularmente en el caso de estructuras que soportan cargas laterales, ya que mide la capacidad de ese sistema estructural para ajustarse a comportamientos inelásticos locales que puedan darse, por medio de redistribuir cargas adicionales hacia elementos que aún no alcanzan su punto de cedencia. Además, esta propiedad es extremadamente importante, ya que da una señal visible de fallas que están por darse por medio de las grandes deformaciones que se producen, por lo tanto impidiendo fallas súbitas que ocurran sin aviso previo. En sismos, esta propiedad es doblemente importante ya que le permite a la estructura absorber una cantidad considerable de energía, por lo tanto soportando movimientos más intensos después de haber sobrepasado su punto de cedencia. Con toda seguridad,

comportamiento frágil, con sus fallas súbitas y explosivas, no tiene ningún lugar en las estructuras resistentes a sismos.

Para cargas estáticas, si un sistema es suficientemente dúctil, el punto de cedencia de cualquier elemento puede ser excedido, pero la falla no ocurrirá hasta que todo el sistema alcance su punto de cedencia. Para cargas dinámicas, la falla no ocurrirá a pesar que todo el sistema alcance su punto de cedencia mientras los momentos Pd no sean excesivos.

Amortiguamiento

Un sistema perfectamente elástico, puesto en movimiento vibratorio, continuaría vibrando para siempre si las vibraciones no fueran detenidas por una fuerza externa. Sin embargo, ningún sistema es perfectamente elástico, y por lo tanto el movimiento vibratorio cesará como un resultado de la pérdida de energía causada por esfuerzos internos. Esta absorción de energía se conoce como amortiguamiento. Esta característica se expresa generalmente como un porcentaje del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el que causaría que las vibraciones se detuvieran después de una sola pasada. Los primeros porcentajes pequeños de amortiguamiento reducen grandemente las respuestas pico, debido a que las respuestas pico son por lo general asociadas con duraciones cortas de tiempo de respuesta, por lo que involucran poca energía.

Esta propiedad es extremadamente crítica en consideraciones sísmicas, ya que a mayor porcentaje de amortiguamiento o de absorción de energía, más bajo será el valor del coeficiente de respuesta sísmica C . Este coeficiente reducido, ya que refleja la aceleración de la estructura, resultará en fuerzas laterales reducidas ejercidas sobre la estructura por el movimiento del suelo.

Para el propósito de análisis sísmico, se asume que todas las estructuras vibran de acuerdo a las leyes de movimiento armónico, estando su respuesta gobernada por las características dinámicas de la propia estructura. Estas características son una función del peso y rigidez de la estructura; por lo que la respuesta del edificio a movimientos del suelo en su base será medida por estas propiedades dinámicas. Uno de los parámetros de la respuesta del edificio es el período de vibración, T , que es el tiempo requerido para completar un ciclo de oscilación y es el recíproco de la frecuencia natural de vibración f . La frecuencia natural es igual a la frecuencia circular ω dividida por 2π . Además, la frecuencia circular de una estructura SDF es

$$\omega = \sqrt{\frac{\lambda}{m}} \quad \text{y} \quad f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.4)$$

donde m , la masa, $= W/g$ y λ , la rigidez, $= F/\delta$ (fuerza dividido deformación). Entonces el período se convierte en

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{o} \quad T = 2\pi\sqrt{\frac{W\Delta}{gF}} \quad (2.5)$$

y donde T es el período para un sistema SDF. Expresando F como C_1W , el período también se puede definir como

$$T = 2\frac{\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{\Delta}{C_1}} = 0.32\sqrt{\frac{\Delta}{C_1}} \quad (2.6)$$

Como se puede ver, el período del edificio está directamente relacionado con la raíz cuadrada del desplazamiento en el techo (delta) causado por una fuerza dinámica horizontal igual al peso del edificio por encima de la base. Debido a que ésta es una fuerza dinámica, la fuerza total horizontal debida al peso del edificio debe ser distribuida a lo largo de la altura total del edificio en proporción directa con la variación de la aceleración de la respuesta dinámica del edificio. Esta aceleración, relativa a la base, aumenta aproximadamente en forma uniforme con la altura para la mayoría de edificios. Este concepto explica la suposición de una distribución triangular de la fuerza, con la fuerza lateral máxima en la parte superior. Esta es la base para la recomendación 12-3 de la UBC, la cual aproxima el modo fundamental del edificio cuando se conoce el desplazamiento delta.

Debido a que la mayoría de edificios de mampostería son relativamente bajos por comparación con otras estructuras más rígidas, no es apropiado en muchos casos usar las fórmulas anteriores para calcular el período. Por lo tanto, la fórmula 12-3A del UBC dice que:

$$T=0.05 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (2.7)$$

donde h_n es la altura del edificio y D es la dimensión del edificio en la dirección de la fuerza lateral. Esta fórmula empírica está basada en períodos registrados para edificios con muros de corte. Aparentemente, esta fórmula da resultados bastante cercanos al período verdadero para este tipo de estructuras.

La vibración de un sistema SDF debida a la variación continua del movimiento en la base será, en cualquier momento, la suma de los efectos de los impulsos del movimiento de la base hasta ese momento. La magnitud máxima de vibración que se alcanza después de un período de tiempo dado desde que empieza el movimiento en la base se define como su valor espectral. Si una serie de sistemas SDF se sujetan al mismo movimiento en sus bases, habrá una serie de valores máximos relacionados con los períodos de los sistemas SDF, los cuales formarán una curva espectral para ese movimiento en la base. Por lo que cualquier movimiento irregular dado producirá una curva individual de

respuesta o espectro de respuesta. Conociendo el movimiento en la base, período SDF, y el porcentaje de amortiguamiento crítico, uno puede obtener, a partir de la curva apropiada, la vibración máxima en la parte superior de un sistema SDF, medido en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento relativo a la base.

Para un sistema MDF, si se asume una relación fija entre los períodos de los modos de vibración, una computadora puede ser programada para obtener la respuesta de todos los modos en forma simultánea. Por lo que un espectro de respuesta MDF completo para cualquier estructura, con la relación modal dada, puede ser obtenido para un movimiento dado.

El código provee una formula de respuesta sísmica "equivalente estática":

$$C = \frac{0.067}{\sqrt{T}} \quad (\text{valor máximo de } 0.12) \quad (2.8)$$

Esta fórmula está expresada en la forma de un espectro generalizado de respuesta, está basada en ciertas suposiciones y teoría. Los movimientos sísmicos de la tierra son erráticos, al azar y constantemente cambiantes a lo largo de la duración de un movimiento fuerte, debido a que son generados y transmitidos a través de arreglos estructurales del suelo extremadamente complejos. La determinación de la respuesta dinámica a este movimiento errático es un problema matemático

complejo que sólo puede ser resuelto en forma práctica por medio de computadora.

La fuerza total de corte horizontal que actúa en la base de una estructura, es una función de la aceleración de cada una de las masas de la estructura en relación con la base, sumándose algebraicamente los efectos en cualquier instante dado. Formulando un "diseño estático" equivalente, la fórmula 12-1 del código UBC indica que el corte en la base V expresado en kips es igual a: $ZIKSCW$. Esta fórmula contiene cuatro modificadores empíricos: Z , I , K y S . El valor de Z corresponde a la Zona sísmica y para los Estados Unidos se toma de un mapa que muestra las distintas áreas de acuerdo a las probabilidades que hay en esa área de que ocurra un sismo. Este mapa se puede encontrar en el capítulo 23 del UBC. En la Zona 0, no hay muchas probabilidades de sismos que puedan causar daños. La Zona 1, tiene un valor para Z de $3/16$. Esta se describe como un área donde pueden ocurrir daños leves. Aquí, sismos distantes pueden causar daños en estructuras cuyo período fundamental sea mayor a 1 segundo. Corresponde a lugares donde pueden ocurrir sismos con intensidades de V y VI en la escala modificada de Mercalli (MM)²⁵. Para la Zona 2,

²⁵ Para obtener información directamente relacionada con el sacudimiento local y el daño en edificios, se usan varias escalas de intensidad. En los Estados Unidos, la escala de uso más común es la de Mercalli Modificada (MM), originalmente propuesta en Europa en 1902 y modificada en 1931 por Wood y Neuman para satisfacer condiciones constructivas, entonces prevalecientes en California y los Estados Unidos. La escala MM está basada en la observación subjetiva de los efectos de los sismos sobre los edificios, suelo y personas. Debido a

que estos efectos serán diferentes según sea la distancia al epicentro, la naturaleza del suelo y otras variables. Un sismo tendrá muchos valores de MM.

La escala MM se ha correlacionado en términos generales con la aceleración del suelo. Por ejemplo, MM VII corresponde a una aceleración pico de entre aproximadamente 0.1 y 0.29g.

A continuación se presenta una versión abreviada de la escala MM, desarrollada en 1956 por Richter:

ESCALA DE INTENSIDAD DE MERCALLI MODIFICADA (1956)

- I No sentido. Efectos marginales y de período largo de sismos grandes.
- II Sentido por personas que descansan, en pisos altos o situados favorablemente.
- III Sentido en interiores. Los objetos colgantes oscilan. La vibración es como la del paso de camiones ligeros. Duración estimada. Puede no reconocerse como sismo.
- IV Los objetos colgantes oscilan. La vibración es como la del paso de camiones pesados; o bien, sensación como de una sacudida como la que produce una pelota pesada al golpear los muros. Los automóviles estacionados se mecen. Las ventanas, platos, puertas, hacen ruido. Los vidrios retintinean. La losa entrechoca. En el nivel superior del IV, los muros y los marcos de madera rechinan.
- V Se siente en el exterior; dirección estimada. Despierta a quien duerme. Se afectan los líquidos, algunos se derraman. Algunos objetos inestables se desplazan o caen. Las puertas oscilan, se abren, se cierran. Las persianas, los cuadros se mueven. Los relojes de péndulo se detienen, vuelven a moverse, cambian su ritmo.
- VI Todos lo sienten. Muchos se asustan y corren hacia el exterior. Las personas caminan tambaleándose. Las ventanas, platos, cristalería, se rompen. Los objetos, se caen de los estantes. Los cuadros se caen de las paredes. Los muebles se desplazan o se vuelcan. El aplanado débil y la mampostería D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (de iglesia, de escuela). Los árboles y arbustos se mueven notablemente o se oyen crajir.
- VII Es difícil mantenerse en pie. Los conductores de automóviles lo sienten. Los objetos colgantes se estremecen. Los muebles se rompen. Daños en mampostería D, incluyendo agrietamiento. Las chimeneas débiles se rompen a nivel del techo. Caído de aplanados así como de ladrillos flojos, piedras, tejas y cornisas, también los parapetos y ornamentos arquitectónicos no contraventeados. Algunas grietas en mampostería C. Se forman olas en los estanques, el agua se enturbia con

lodo. Pequeños deslizamientos y cavitación en bancos de arena o grava. Las campanas grandes suenan. Los canales de concreto para irrigación se dañan.

- VIII Se afecta el control de los automóviles. Daño en mampostería C; colapso parcial. Ciertos daños en mampostería B, ninguno en mampostería A. Se cae el estuco y algunos muros de mampostería. Torcimiento, caída de chimeneas, torres de chimeneas de fábricas, monumentos, torres, tanques elevados. Las casas construidas a base se marcos se mueven sobre sus cimientos si no están atornillados; se desploman los muros de paneles sueltos. Los pilotes deteriorados se rompen. Se rompen las ramas de los árboles. Cambio del curso o de la temperatura de manantiales o pozos. Grietas en suelo húmedo y en pendientes pronunciadas.
- IX Pánico general. Se destruye la mampostería D; se daña gravemente la mampostería C, y a veces se colapsa totalmente; la mampostería B se daña gravemente. Daño general en cimentaciones. Las estructuras de marco, si no están atornilladas, se sueltan de la cimentación. Los marcos se deforman. Daños graves en cisternas. La tubería subterránea se rompe. Agrietamiento notable del suelo. En áreas de aluvión, la arena y el lodo son expulsados al exterior creando fuentes sísmicas y cráteres de arena.
- X La mayor parte de la mampostería y de las estructuras de marco se destruyen junto con sus cimientos. Se destruyen algunas estructuras y puentes de madera bien construidos. Daños graves en presas, diques, represas. Grandes deslizamientos de tierra. El agua se desborda de canales, ríos y lagos. La arena y el lodo se desplazan en forma horizontal en las playas y en tierra plana. Los rieles se doblan ligeramente.
- XI Los rieles se doblan en gran medida. Los ductos subterráneos quedan completamente fuera de servicio.
- XII Daño casi total. Grandes masas rocosas se desplazan. Se distorsionan las líneas de mira y nivel. Los objetos son arrojados al aire.
- MAMPOSTERIA A. Mano de obra, mortero y diseño de buena calidad; reforzada sobre todo lateralmente, y pegada usando acero, concreto, etc.; diseñada para resistir fuerzas laterales.
- MAMPOSTERIA B. Mano de obra y mortero de buena calidad; reforzada, pero no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales.
- MAMPOSTERIA C. Mano de obra y mortero ordinarios, sin debilidad extrema como falta de traslape en esquinas, pero no reforzada ni diseñada contra fuerzas horizontales.
- MAMPOSTERIA D. Materiales débiles, como adobe; mortero pobre;

Z toma el valor de $3/8$ y se encuentra en un área donde pueden ocurrir daños moderados. Corresponde a una intensidad de VII en la escala modificada de Mercalli. En la Zona 3, Z toma el valor de $3/4$ y se pueden experimentar daños mayores, corresponde a una intensidad de VIII y más en la escala modificada de Mercalli. Para la Zona 4, Z toma el valor de 1 e incluye todas aquellas áreas de la Zona 3 que se encuentren cercanas a ciertos sistemas principales de fallas. La siguiente tabla muestra un resumen para los valores de Z.

Tabla 2.3
Valores de Z

Zona	Intensidad MM	Z
0	hasta IV	0
1	V-VI	$3/16$
2	VII	$3/8$
3	VIII y más	$3/4$
4	VIII y más	1

El valor de I representa el coeficiente de Importancia de ocupación. De acuerdo a la tabla 2.4, las facilidades esenciales tienen un factor de 1.5; cualquier edificio cuyo uso principal es para reunir más de 300 personas por salón tiene un factor de 1.25; y todas las demás estructuras se les asigna el valor de 1.0. Por facilidades esenciales se entienden aquellos edificios o estructuras que deben ser seguros y utilizables

baja calidad de la mano de obra; débil horizontalmente.

para propósitos de emergencia después de que un terremoto mayor ha ocurrido, con el objeto de preservar la paz, salud y seguridad del público en general. Tales facilidades podrían incluir hospitales, estaciones de policía y de bomberos, centros de gobierno municipales, centros de servicios de utilidades, centros de emergencia civil, centros de comunicaciones y edificios escolares.

Tabla 2.4

Valores de I

Tipo de ocupación	I
Facilidades esenciales	1.50
Cualquier edificio destinado a reunir a más de 300 personas	1.25
Todos los demás	1.00

K es el coeficiente de marco, el cual supuestamente indica, en general, las características dinámicas del sistema que resiste las fuerzas laterales. Hasta cierto punto, es una medida de las características últimas de amortiguamiento y ductilidad del sistema. La tabla 2.5 muestra valores de K que varían desde 0.67 para estructuras con un marco rígido dúctil hasta 1.33 para un estructuras de cajón. Esta tabla está tomada del UBC (tabla 23-I) y es aplicable a edificios y otras estructuras. Las secciones a las que se hace referencia se encuentran en el UBC.

Tabla 2.5
Valores de K

Tipo o arreglo de los elementos resistentes	Valor de K
1. Todos los sistemas excepto los clasificados más adelante	1.00
2. Sistemas de cajón como especificados en la sección 2312(b)	1.33
3. Edificios con un sistema doble de embreizado consistente en un marco rígido dúctil y muros de corte o marcos embreizados empleando los siguientes criterios de diseño: <ul style="list-style-type: none"> a. Los marcos y muros de corte resistirán la fuerza lateral total de acuerdo a sus rigideces relativas considerando la interacción entre los marcos y los muros. b. Los muros de corte, actuando en forma independiente de partes dúctiles del marco resistente a momentos, deberán resistir las fuerzas laterales totales. c. El marco rígido dúctil resiste a momentos tendrá la capacidad de resistir no menos del 25% de la fuerza lateral total. 	0.80
4. Edificios con un marco rígido dúctil diseñado de acuerdo al criterio siguiente: el marco rígido dúctil resiste a momentos tendrá la capacidad para resistir la fuerza lateral total.	0.67
5. Tanques elevados llenos, sobre cuatro o más piernas embreizadas y no soportadas por un edificio.	2.5 ²⁶
6. Estructuras otras que edificios y que no aparezcan en la tabla 23-J del UBC.	2.00

Los diseños de edificios de mampostería por lo general estarán clasificados en los tipos 1 o 2. Están arbitrariamente limitados a una altura de 160 pies. Estos tipos se pueden describir de la siguiente manera:

²⁶ El valor mínimo de KC será 0.12 y el valor máximo de KC no necesita ser más de 0.25.

Tipo 1: "Todos los edificios excepto los clasificados más abajo," teniendo un valor asignado de K de 1.00, incluyen sistemas de construcción de marcos completos que soportan cargas verticales, con la resistencia lateral provista por muros de corte. En efecto, esto reconoce que, si el sistema lateral falla por alguna razón, el edificio no colapsaría inmediatamente. Por lo que sería menos peligroso que un sistema que depende de los elementos que resisten fuerzas laterales (p.e. muros de corte de carga) también para soporte vertical.

Tipo 2. "Estructuras de cajón," con $K=1.33$, es el sistema de mampostería más común. Los muros de corte proveen estabilidad lateral, así como soporte vertical. Estas son usadas en edificios bajos, medianos y altos.

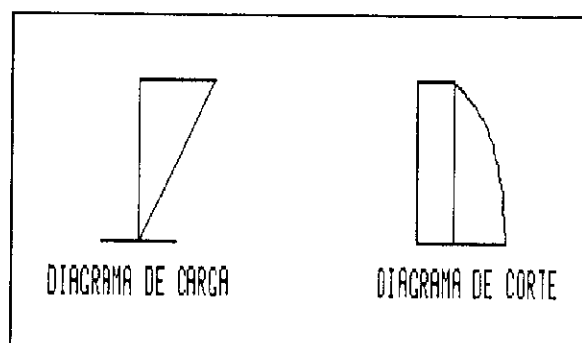
El modificador S es un factor de resonancia de la estructura en el lugar, basado en la suposición que existe una relación directa entre el período del lugar, el movimiento del suelo que se puede esperar en el lugar y la respuesta de edificios de períodos diferentes en ese lugar. Puede ser evaluado con la formula 12-4 del UBC, donde S está expresada en términos de T , el período del edificio, y T_s , el período

característico del lugar. S no puede ser tomado como menos de 1.0. T se calcula como se describió anteriormente, siendo limitado a un mínimo de 0.3 segundos. El rango de T_s sería tomado de datos geotécnicos sustentados. T_s será tomado como el valor dentro del rango de períodos del lugar que sea más cerca a T , con un valor máximo de 2.5.

El último valor en la formula de corte en la base, W , es simplemente la carga muerta total del edificio, incluyendo cargas de particiones. En estructuras para almacenaje y bodegas, el 25% de la carga viva debe incluirse en el valor de W . La carga muerta incluye la carga vertical debida a todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes, tales como paredes, pisos, techos y equipo fijo de servicio. Particiones móviles, de acuerdo a la sección 2304(d), se consideran como una carga muerta uniforme de 20 lb/pie².

Si se asume que un edificio vibra predominantemente en su modo fundamental, con la curva de deformación siendo una línea recta (desplazamiento dinámico uniforme), la amplitud de la vibración es proporcional a la altura. Debido a que el período fundamental de vibración se aplica a todo el edificio, la aceleración en cualquier nivel debe variar también directamente con la elevación sobre la base. Las fuerzas laterales actuando sobre la estructura variarán, por lo tanto, en forma lineal desde cero en la base hasta un máximo en la parte superior. La distribución triangular definida por el código, como se muestra

en la ilustración 2.3, está basada en esta suposición general. De acuerdo con esto, las fuerzas acumuladas desde arriba para abajo, generan una distribución parabólica del corte.



Il. 2.3 Diagramas de carga y corte.

La fórmula 12-5 del UBC separa del corte en la base a una fuerza horizontal, F_t , (UBC 12-6), la cual se asume que actúa directamente en la parte superior del edificio. Esta última fuerza representa una especie de efecto de latigazo y tiene considerable importancia en el diseño únicamente en la parte superior del edificio, donde el marco es liviano, y también en el momento de volteo. Las expresiones correspondientes son:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.9)$$

donde

$$F_t = 0.07 TV \leq 0.25 V \quad (2.10)$$

Nótese que F_t puede considerarse como cero cuando T es 0.7 segundos o menos. El restante del corte en la base se

distribuye en todos los niveles arriba de la base, incluyendo el techo de acuerdo con la fórmula 12-7 del UBC, la que dice que

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.11)$$

El momento de volteo, impuesto sobre el edificio, es igual a la suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas arriba de la base multiplicadas por sus alturas sobre la base. Si las fuerzas fueran representadas por un perfil de respuestas máximas que se alcanzan en diferentes momentos, el momento de volteo sería considerablemente sobre estimado. Sin embargo, debido a que el primer modo es dominante para estos momentos de volteo, y las fuerzas para el primer modo sí alcanzan un máximo en forma simultánea, los efectos asignados por el Código no obtienen una influencia excesiva. Se puede además observar que los momentos de volteo por lo general no representan una amenaza verdadera, ya que la naturaleza transitoria de la carga no le permite suficiente tiempo al edificio para pasar a una posición más allá de su centro de rotación. Sin embargo, este fenómeno transitorio no elimina la necesidad de estudiar la generación de fuerzas axiales en columnas o muros de corte debidas a los momentos de volteo, con su consiguiente aumento en las cargas verticales preexistentes.

El Código especifica que la fuerza horizontal total que se aplica en cualquier nivel sea distribuida a los muros de corte en proporción a sus rigideces relativas donde los diafragmas de piso o techo pueden ser clasificados como elementos rígidos.

El Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council ATC) emplea un enfoque diferente al empleado por el UBC para diseño sísmico. Las provisiones de la ATC para diseño sísmico están basadas en cuatro consideraciones: desempeño sísmico (Seismic Performance), índice sísmico (Seismic Index), movimientos del suelo para diseño (Design Ground Motions) y grupos de riesgo sísmico (Seismic Hazard Exposure Groups).

El desempeño sísmico es una medida del grado de protección provistos para el público y los ocupantes del edificio en contra de los peligros que resultan de los efectos del sismo. El índice sísmico y los grupos de riesgo sísmico se emplean para asignar a los edificios a las categorías de desempeño sísmico. La categoría de desempeño sísmico D se asigna para proveer el nivel más alto de protección y desempeño.

El índice sísmico está relacionado con el coeficiente de aceleración pico efectiva asociada con la velocidad (A_v). Los movimientos de suelo para diseño están definidos en términos de la aceleración pico efectiva (A_a) o de la aceleración pico efectiva asociada con la velocidad (A_v). Los coeficientes A_a y A_v y el índice sísmico se determinan de acuerdo al siguiente procedimiento:

1. Determine en la figura 1-1 del ATC-3-06 el área en el mapa para A_a , y en la figura 1-2 el área en el mapa para A_v .
2. Determine el valor de A_a y A_v de acuerdo a la tabla 1-A del ATC (ver tabla 2.6).
3. Determine el valor de índice sísmico de acuerdo a la tabla 1-A del ATC (ver tabla 2.6).

Todos los edificios serán asignados a un grupo de riesgo sísmico para los propósitos de diseño de acuerdo a lo indicado por la ATC. Los tres grupos de riesgo sísmico son:

Grupo III. El grupo de riesgo sísmico III estará compuesto por todos los edificios que contengan facilidades esenciales, las cuales son necesarias para la recuperación post-terremoto. Estas facilidades tendrán la capacidad de funcionar durante e inmediatamente después de un terremoto. Ejemplos de facilidades del grupo III son: estaciones de bomberos, estaciones de policía, facilidades médicas y plantas generadoras de corriente eléctrica.

Grupo II. El grupo de riesgo sísmico II estará compuesto por edificios que tengan un gran número de ocupantes o edificios en los cuales la movilidad de los ocupantes está

limitada. Ejemplos de edificios del grupo II son: colegios, tiendas con más de 5,000 pies cuadrados por nivel o más de 35 pies de alto, centros comerciales con más de 30,000 pies cuadrados de área bruta sin incluir los estacionamientos, hoteles de más de cuatro niveles y edificios de apartamentos de más de cuatro niveles.

Grupo I. Los edificios del grupo I son todos aquellos que no se pueden clasificar como de los otros grupos.

Para los propósitos del diseño de acuerdo a la ATC, todos los edificios serán asignados con base en su grupo de riesgo sísmico y su índice sísmico a una categoría de rendimiento sísmico de acuerdo a la tabla 1-A del ATC (ver tabla 2.5).

Tabla 2.6
Categorías de rendimiento sísmico

Índice Sísmico	Grupo de riesgo sísmico		
	III	II	I
4	D	C	C
3	C	C	B
2	B	B	B
1	A	A	A

Tabla 2.7
 Coeficientes A_a , A_v e índice sísmico

Número del área en mapa	Figura 1-1 A_a	Figura 1-2 A_v	Índice Sísmico
7	0.40	0.40	4
6	0.30	0.30	4
5	0.20	0.20	4
4	0.15	0.15	3
3	0.10	0.10	2
2	0.05	0.05	2
1	0.05	0.05	1

De acuerdo a los requerimientos de la ATC, el método de análisis a emplear depende de la categoría de rendimiento sísmico del edificio. Los procedimientos a emplear para las diferentes categorías de rendimiento sísmico son:

Categoría A: Los edificios regulares o irregulares asignados a esta categoría no necesitan ser analizados para fuerzas sísmicas para el edificio como una unidad. Únicamente se aplicarán las indicaciones dadas en la sección 3.6 del ATC para algunos de los componentes del edificio.

Categoría B: Los edificios de la categoría B serán analizados de acuerdo al método de fuerza lateral equivalente de acuerdo a lo indicado en el capítulo 4 del ATC.

Categoría C,D: Los edificios que no tengan ninguna irregularidad serán analizados de acuerdo al método de fuerza lateral equivalente. Los edificios que contengan irregularidades deberán ser analizados con consideración especial de sus características dinámicas.

En el análisis por el método de fuerza lateral equivalente, el edificio se considera fijo en la base, y se diseña para resistir el corte sísmico en la base V de acuerdo con la siguiente formula:

$$V = C_s W \quad (2.12)$$

donde C_s es el coeficiente de diseño sísmico, y W es la carga de gravedad total del edificio. W se tomará igual al peso total de la estructura incluyendo cargas muertas, tales como particiones y equipos permanentes, para bodegas se tomará un mínimo del 25 por ciento de la carga viva. El valor de C_s puede ser determinado de acuerdo a la fórmula 2.13 o 2.14. La fórmula 2.13 requiere el cálculo del período fundamental del edificio (fórmulas 2.15 y 2.16).

$$C_s = \frac{1.2 A_v S}{RT^{\frac{2}{3}}} \quad (2.13)$$

donde S es el coeficiente de las características del perfil del

suelo, R es el factor de modificación de la respuesta y T es el período fundamental del edificio. C_s no necesita ser mayor a:

$$C_s = 2.5 \frac{A_a}{R} \quad (2.14)$$

Para perfiles de suelo tipo S_3 en áreas donde A_a es mayor o igual a 0.30, C_s puede ser determinado como:

$$C_s = 2 \frac{A_a}{R} \quad (2.14a)$$

Para marcos resistentes a momentos no restringidos por elementos externos más rígidos se puede considerar que el valor del período fundamental del edificio T es igual al valor aproximado del período fundamental T_a :

$$T_a = C_T h_n^{\frac{1}{4}} \quad (2.15)$$

donde C_T es 0.035 para marcos de acero y 0.025 para marcos de concreto, y h_n es la altura en pies sobre el nivel de la base hasta el nivel más alto del edificio.

Para todos los otros tipos de edificios, el período fundamental aproximado es:

$$T_a = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{L}} \quad (2.16)$$

donde L es el largo del edificio en la base en la dirección considerada.

La fuerza lateral sísmica de corte, F_x , inducida en cualquier nivel, debe ser determinada de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.17)$$

donde

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.17a)$$

donde k es un exponente relacionado con el período del edificio de la siguiente manera: para edificios con un período de 0.5 segundos o menos, $k = 1$, para edificios con un período de 2.5 segundos o más, $k = 2$ y para edificios con un período entre 0.5 y 2.5 segundos, k puede ser tomado como 2 o determinado por interpolación lineal entre 1 y 2, w_i , w_x es la porción de W localizada o asignada al nivel i o x , h_i , h_x es la altura sobre la base al nivel i o x .

El otro método de análisis recomendado por la ATC para ciertos tipos de estructuras es un análisis modal. En este método, se modela el edificio como un sistema de masas concentradas al nivel de cada piso, teniendo cada masa un grado de libertad, el de desplazamiento lateral en la dirección bajo

consideración.

Este tipo de análisis incluye, para cada par de ejes perpendiculares, por lo menos los tres primeros modos de vibraciones o todos los modos de vibración con períodos mayores a 0.4 segundos.

4. Otras consideraciones. Si bien las características estructurales de la mampostería son de suma importancia para el ingeniero, hay otras consideraciones que no se pueden pasar por alto. Entre estas se encuentran la disponibilidad de la materia prima y la localización geográfica de la obra.

a. Disponibilidad de materia prima. Uno de los principales factores que son determinantes en la selección de los materiales a utilizar en una obra es la disponibilidad de la materia prima.

Por lo general no resulta económico importar la materia prima para una obra pequeña. Por tal razón, se deben emplear los materiales que se encuentren disponibles localmente.

b. Localización del valle de Guatemala. No se puede separar la disponibilidad de la materia prima con la localización geográfica. La disponibilidad de la materia prima está estrechamente ligada a la geografía y a la geología del lugar. Aún más, las cualidades y la calidad de la

materia prima disponible están relacionadas con la localización. Es por tal razón que este trabajo se limita a tratar con los materiales disponibles en el valle de Guatemala.

B. Concreto liviano.

Este trabajo concentra su atención en los bloques de concreto liviano. Resulta necesario entonces, definir con claridad qué es lo que se considera concreto liviano.

1. **Definición y características.** El concreto liviano para usos estructurales se define como aquel que a los 28 días alcanza una resistencia a la compresión de por lo menos 2,500 psi (176 Kg/cm²) y un peso unitario secado al aire de menos de 115 libras por pie cúbico (1,842 Kg/m³).

La característica más evidente del concreto liviano es, por supuesto, su densidad, la cual es siempre considerablemente menor que la del concreto ordinario. Sin embargo, el concreto liviano posee otras características menos claras, pero de gran importancia. Entre estas se encuentra su baja conductividad térmica. Es importante no confundir al concreto liviano con los concretos que se emplean como aislantes, los cuales por lo general tienen un peso unitario que varía de 15 a 90 libras por pie cúbico, y cuya resistencia a la compresión rara vez excede a los 1,000 psi.

Las ventajas del concreto liviano van desde la reducción de las cargas muertas hasta la reducción de los tiempos de construcción. El uso de concreto liviano resulta también en una reducción de costos proveniente de la disminución de las cargas muertas y de un costo de transporte menor.

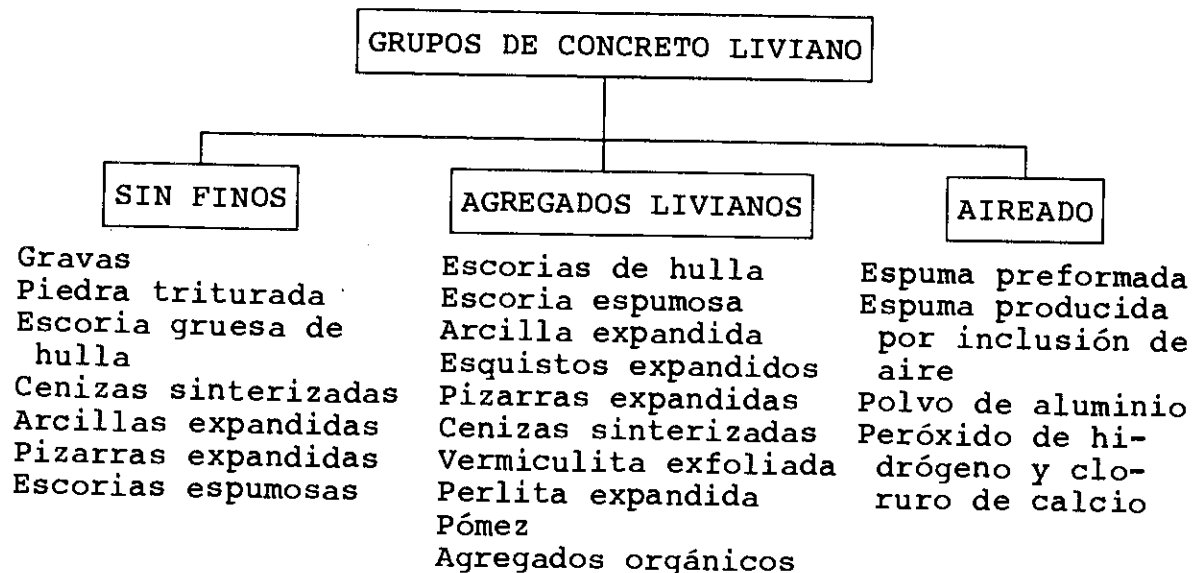
La principal manera de lograr un concreto liviano es por medio de la inclusión de aire en su estructura. Esto se puede lograr de tres maneras:

- 1) Omitiendo los agregados finos y los de diámetros pequeños, con lo cual se obtiene el llamado concreto "sin finos".
- 2) Sustituyendo los agregados de grava o piedra triturada por agregados con estructura celular o porosa, los cuales incluyen aire en la mezcla.
- 3) Haciendo que se produzcan burbujas de aire en una lechada de cemento, de manera que, al fraguar ésta, quede con una estructura celular esponjosa llamada "concreto aireado".

Los tres tipos de concreto liviano se ilustran en forma esquemática en la siguiente tabla:

Tabla 2.8

Grupos de concreto liviano



2. Diseño de concretos livianos. El diseño de las mezclas de los concretos livianos difiere considerablemente del utilizado para las mezclas de concretos densos comunes. En muchas ocasiones los requisitos de funcionalidad de una mezcla no son meramente los especificados para el concreto estructural común, es decir, resistencia y trabajabilidad, sino que se hace necesario considerar, por separado, a cada uno de los agregados de peso liviano.

La graduación y algunas otras propiedades de los agregados

influyen en forma considerable en las propiedades del concreto hecho con ellos.

El diseño de una mezcla de concreto puede definirse como la selección de los materiales más adecuados, esto es, cemento y agregados; las proporciones más económicas de cemento y agua; y los diferentes tamaños de agregados, para producir un concreto que tenga las propiedades físicas requeridas. Las dos propiedades principales para las cuales se diseñan los concretos ordinarios hechos con agregados naturales que cumplan con los requisitos establecidos por las diferentes normas son el grado de trabajabilidad y la resistencia a la compresión a los 28 días.

Sin embargo, con los distintos tipos de concreto liviano no siempre se pueden aplicar las mismas consideraciones de resistencia y trabajabilidad. Por ejemplo, la ligereza en peso es de primordial importancia. Otros factores a estudiar incluyen el uso que se le va a dar al concreto liviano. En el caso del concreto liviano para bloques, uno de estos factores sería la facilidad para poder sacarlos del molde inmediatamente.

En general, las características de los agregados que influyen en las propiedades del concreto de peso normal también afectan las propiedades del concreto liviano estructural. Sin embargo, generalmente se da más importancia a factores como el peso volumétrico unitario, la absorción, la forma de las

partículas, tamaño y textura superficial en los agregados ligeros. Estos factores afectan la resistencia, durabilidad, manejabilidad y facilidad de acabado.

Los requisitos de los agregados ligeros para usarse en el concreto estructural se describen en la especificación de la ASTM C330 ("Tentative Specifications for Lightweight Aggregates for Structural Concrete").

3. Proporcionado de concretos livianos. Los principios para el proporcionado de las mezclas para concreto de peso normal se aplican directamente a las mezclas para concreto ligero, pero su aplicación es generalmente diferente. Pueden usarse procedimientos convencionales con buenos resultados en las mezclas que contienen agregados ligeros caracterizados por la forma redondeada de sus partículas, superficies recubiertas o cerradas, y valores de absorción relativamente bajos.

Debido a las variaciones de la absorción en la mayor parte de los agregados ligeros, la relación agua-cemento no puede establecerse con precisión suficiente a fin de usarse como base para el proporcionado de la mezcla. Por esta razón, las mezclas donde se usan agregados ligeros se determinan por una serie de mezclas de prueba en las que se toma como base la proporción de cemento y el grado de trabajabilidad deseado. Para tal efecto, se rompen muestras a los tiempos deseados para determinar las relaciones entra la resistencia y la proporción

de cemento. Finalmente, con base en esta prueba se puede determinar la proporción de cemento para la resistencia requerida.

Por lo general, si se emplea un agregado ligero con un tamaño máximo de 3/4", las mezclas típicas de concreto requieren proporciones totales de agua de aproximadamente de 157 kg/m³ a 187 kg/m³. Debido a la mayor absorción de los agregados ligeros, pueden ser necesarios entre 172 kg/m³ y 297 kg/m³ de agua; la cantidad de agua necesaria es usualmente de 2 a 3 por ciento menor por cada 1 por ciento de aire incluido.

La amplia variación en las características de los agregados ligeros se refleja en la gran variación de las proporciones de cemento para producir una resistencia dada. Las recomendaciones de los productores de agregados ligeros constituyen la mejor estimación de la proporción de cemento.

Las mezclas de concreto de peso normal bien dosificadas usualmente tienen agregado fino en un 35 a 45 por ciento del peso del agregado total. Las mezclas de concreto liviano requieren porcentajes más elevados de finos debido a diferencias entre los pesos volumétricos específicos de las partículas finas y gruesas, y también porque la mayor parte de los agregados ligeros son de forma angular y tienen texturas superficiales ásperas. Las mezclas manejables para concreto liviano requieren de 45 a 60 por ciento de finos por volumen. Las mezclas con agregados ligeros recubiertos requieren menos

finos , ya que estos agregados se asemejan más a los agregados de peso normal, en forma y en textura superficial.

La experiencia ha demostrado que se requieren, generalmente, entre 1.11m^3 y 1.25m^3 de agregados secos, sueltos (medidos separadamente el agregado fino y el grueso) son necesarios para producir un metro cúbico de concreto. La cantidad exacta depende de la granulometría, de la forma, tamaño, y textura de la superficie de las partículas del agregado. Con partículas redondas bien graduadas, la cantidad puede ser tan baja como 1.0m^3 .

La mayor parte de los concretos livianos contienen de 2 a 4 por ciento de aire atrapado, pero como este tiene un efecto insignificante en la manejabilidad y durabilidad, es conveniente incluir aire. El concreto liviano sujeto a congelación y deshielo debe contener no menos de 6 por ciento en total (aire atrapado más aire incluido). Aun cuando no se requiera resistencia a los cambios de congelamiento a deshielo, el aire incluido se recomienda para proporcionar manejabilidad. La proporción óptima de aire para dar manejabilidad está generalmente comprendida entre 4 y 8 por ciento para concreto liviano.

Para determinar la variación de la resistencia con la proporción de cemento para un agregado dado, deberá hacerse por lo menos tres mezclas de prueba con diferentes proporciones de cemento. Las mezclas de prueba típicas pueden tener

proporciones de cemento de 279, 362 y 445 kg/m³. Cada mezcla deberá tener el grado de trabajabilidad deseado, y suficiente aire incluido para asegurar la durabilidad.

Cada mezcla de prueba deberá producir cuando menos 0.04 m³ de concreto. Esta cantidad permite hacer determinaciones de la proporción de aire y del peso unitario, así como la fabricación de por lo menos 4 ó 5 muestras de 15 x 30 cm. (6 x 12 pulgadas).

Un procedimiento para hacer mezclas para pruebas es el siguiente:

1. Estímese las cantidades como se acaba de describir, o usando la mejor información de que se pueda disponer.
2. Pésense el cemento, el agregado y el aditivo inclusor de aire.
3. Mézclense, añadiendo el agua para obtener la manejabilidad deseada.
- 3a. Si la mezcla no es manejable o parece tener un "exceso de arena", vuélvanse a estimar las cantidades de acuerdo con los resultados y repítanse los pasos 2 y 3.

4. Determínese la cantidad de agua usada.
5. Mídase la proporción de aire y el peso unitario.
- 5a. Si la proporción de aire no queda dentro de los límites requeridos, repítanse los pasos del 1 al 5.
6. Háganse muestras de 15 x 30 cm.
7. Calcúlense las proporciones de la mezcla.
8. Repítanse los pasos del 1 al 7 para obtener otras dos proporciones en el contenido de cemento.

Después que se han efectuado las pruebas de resistencia, se hace una gráfica con los resultados para relacionar la resistencia y las proporciones de cemento. La proporción de cemento que produce la resistencia requerida se determina de la gráfica. Usando los datos del agua necesaria, del peso unitario, y los coeficientes del peso específico, pueden determinarse con precisión las proporciones de la mezcla.

Generalmente, se recomienda que la mezcla se haga en dos etapas si los agregados tienen una absorción mayor del 10 por ciento en total, si absorben más del 2 por ciento en la primera hora, o si, aunque se humedezcan previamente, no se logra que adquieran una absorción lenta. La mezcladora se debe cargar con aproximadamente dos tercios del agua de mezcla total y todos los agregados. El cemento, el aditivo inclusor de aire y el resto del agua se añaden en la segunda etapa del mezclado.

4. Bloques de concreto liviano. Las unidades de concreto liviano de mampostería, bloques, son aquellas unidades moldeadas de varios tamaños hechas de una mezcla de cemento portland y un agregado liviano. Para mayor detalle sobre los posibles agregados, ver la sección sobre concreto liviano. Los tamaños y formas varían en las distintas localidades, pero la forma predominante, tanto en Guatemala como en los Estados Unidos es el bloque de dos celdas. Una de las razones para esto es, por supuesto, que el acero de refuerzo puede ser colocado con suma facilidad. La norma de la ASTM que se aplica a este tipo de unidades es la C-90.

Los bloques de concreto liviano deben cumplir con la norma C-90 de la ASTM. Estos se construyen con los siguientes materiales, los cuales a su vez deben cumplir con ciertas normas de la ASTM:

1. Cemento Portland: ASTM C-150 o C-175 (para cemento portland con aire incluido) o C-595 (Cemento hidráulico).
2. Cal hidratada: ASTM C-207 tipo S.
3. Otros constituyentes: agregados para inclusión de aire, pigmentos para coloración, impermeabilizantes, etc, los cuales deben haber sido establecidos como apropiados para su uso en concreto y ya sea cumplir con las normas de la ASTM apropiadas o haberse demostrado experimentalmente que no perjudican la durabilidad del concreto.
4. Puzzolanas: ASTM C-618
5. Agregados: ASTM C-331 para agregados livianos.

El proceso normal de producción de bloques de concreto liviano es diferente que para concreto normal debido a que la mezcla, por necesidad, es relativamente seca. En los procesos modernos de fabricación, se coloca la mezcla con la cantidad justa de agua para asegurar una hidratación completa en los moldes. El material en el molde se vibra bajo presión por un período controlado de tiempo para asegurar una compactación sólida. Bloques de mayor resistencia se producen con períodos mayores de compactación. Luego se sacan los bloques de los moldes y se curan, ya sea bajo condiciones atmosféricas normales

o por procesos en autoclave. Este tipo de producción resulta en un producto de calidad, forma, textura y tamaño uniformes.

Las propiedades físicas de los bloques de concreto incluyen color, textura, forma y tamaño. Las propiedades de ingeniería de los bloques incluyen absorción, encogimiento lineal, contenido de humedad, resistencia a la compresión y resistencia a la tensión.

Los bloques de concreto liviano tienen el color gris del cemento. Sin embargo, si así se desea, pueden producirse en variedad de colores, que van desde negro a blanco. El color deseado se logra en el proceso de fabricación por medio de la adición de los pigmentos apropiados. Una de las propiedades más deseables desde el punto de vista del dueño o del arquitecto en un bloque de concreto son su color y textura. Casi cualquier textura puede ser lograda desde una superficie muy lisa hasta una muy rústica. Adicionalmente, los diferentes agregados ofrecen variaciones en la textura.

En Guatemala, los tamaños más comunes de bloques de concreto son de 15 y 20 cms de ancho por 40 cms de largo. Sin embargo, ciertos fabricantes usan 14 y 19 cms de ancho.

Al igual que en el ladrillo, las cualidades de absorción de los bloques se toman como una indicación de su durabilidad. La especificación ASTM C-140 describe el método por el cual se puede medir la absorción. En realidad, resulta cuestionable si efectivamente la absorción es una medida de la durabilidad. De

cualquier manera, la absorción se mide después de 24 horas de inmersión. Se toma el promedio de tres unidades para cada muestra. De acuerdo a la ASTM y el UBC, para bloques de concreto liviano, la absorción máxima es de 20 lb/pie³.

El encogimiento lineal es el cambio en el largo de las unidades desde una condición mojada hasta una condición seca. Los límites se encuentran en tablas en la ASTM y el UBC y varían desde 0.03 hasta 0.065%. La cantidad potencial de encogimiento será un factor para determinar la cantidad de grietas que se pueden formar.

El procedimiento para determinar el contenido de humedad es el establecido por la ASTM C-140. Las unidades de concreto contienen un elemento que se expande cuando está húmedo y se encoge al secar. Por esta razón, las unidades de concreto deben estar secas al ser colocadas. Únicamente se deben humedecer un poco en climas muy calientes y secos con el objeto de enfriarlos ligeramente. Esto no sólo ayuda a manejarlos más fácilmente, sino también evita que el mortero se deshidrate demasiado rápido. Adicionalmente es conveniente que las unidades se encuentren secas en el momento de colocarlas, para evitar encogimientos posteriores.

Con el objeto de establecer la calidad de las unidades de concreto, se debe determinar su resistencia última a la compresión. El procedimiento que se sigue es el indicado en ASTM C-140.

Es importante indicar aquí que esta resistencia última a la compresión no es equivalente a la resistencia última a la compresión ($f'm$) del conjunto de mampostería sobre cual se basa el diseño. Debe notarse que la resistencia última a la compresión del conjunto mortero-bloque ($f'm$) es necesariamente inferior a la resistencia individual de cualquiera de los componentes.

C. Morteros.

1. Definición y características. Los morteros pueden representar tan poco como el 7% del volumen de un muro de mampostería, pero el papel que juega y la influencia que tiene son mucho mayores que lo indicado por su proporción. La selección y uso de varios ingredientes en los morteros afecta directamente su resistencia y sus características de adhesión.

Los principales componentes de un mortero son cemento, cal, arena y agua. Cada uno de estos es esencial para el resultado final de la mezcla. El cemento le da al mortero fuerza y durabilidad. La cal le da trabajabilidad, mayor retención de agua y elasticidad. La arena actúa como relleno y contribuye a la economía y a la resistencia. El agua le da plasticidad a la mezcla. Para producir un mortero de alta

calidad, cada uno de los ingredientes debe ser de la mejor calidad.

Desde su descubrimiento en el siglo XIX, el cemento Portland se ha convertido en el material más empleado en su clase. El cemento Portland es una combinación controlada de cal, sílica, alumina y óxido de hierro. Cuando se mezcla con agua, el cemento portland se hidrata, lo que origina un cambio en la composición química de sus ingredientes que causa el endurecimiento o fraguado. Existen cinco tipos de cemento Portland, cada uno con diferentes características químicas y físicas. Debido a que los requerimientos de adhesión para un mortero son significativamente diferentes que para el concreto, no todos los tipos de cemento son adecuados para morteros. Para la mayor parte de morteros ordinarios, se emplea el tipo I. En ciertos casos, cuando el mortero está expuesto a sulfatos, se puede emplear el tipo II para resistir los ataques químicos. Un substituto común para el tipo I es el tipo III, que es un cemento de alta resistencia inicial. Esta mezcla alcanza rápidamente su resistencia última, y genera mayor cantidad de calor de hidratación. Para uso en climas fríos, estas propiedades ayudan a mantener el mortero húmedo y ayudan a impedir que se congele. Los cementos Portland con aire incluido tipos IA, IIA, IIIA, etc. son producidos por medio de agregados químicos. El aumento del aire incluido mejora la trabajabilidad, la resistencia al congelamiento y deshielo,

aumentan la humedad y la resistencia a los sulfatos y la abrasión. Sin embargo, estos cementos son dañinos en el sentido que disminuyen la adhesión entre el mortero y las unidades de mampostería. Por tales razones, estos cementos no son recomendados para su uso en mampostería, especialmente en mampostería estructural.

La cal es tal vez el ingrediente más valioso de un mortero debido a los muchos beneficios que trae. La cal hidratada en polvo es la forma más común y conveniente empleada hoy en día. De los dos grados de cal hidratada producida, únicamente el tipo S es adecuado para su uso en mampostería. Un mortero sin cal es poco trabajable, alto en resistencia a la compresión pero bajo en adhesión y otras características requeridas. La cal le da plasticidad al mortero, permitiéndole al albañil distribuirla uniformemente y llenar completamente las uniones, mejorando la productividad y calidad. La calidad del flujo plástico de la cal ayuda al mortero a rellenar cavidades y poros en las unidades de mampostería creando una adhesión física fuerte. La cal también permite mantener la humedad por mayor tiempo, resistiendo la absorción del agua por las unidades de mampostería. En términos generales se puede decir que la cal es un elemento esencial para un buen mortero.

La arena representa una buena parte de los ingredientes de un mortero. Para su uso en morteros, la arena debe estar limpia y bien graduada de acuerdo a los requerimientos de la

ASTM. Las partículas de arena deberían ser lavadas y tratadas para remover substancias ajenas. Las arcillas y substancias orgánicas reducen la resistencia del mortero y pueden causar manchas en la mezcla. La arena en un mortero actúa como un relleno, por lo que los materiales cementantes deben recubrirla por completo. Una arena con partículas muy grande causa vacíos entre las partículas, lo que resulta en una mezcla con poca trabajabilidad y mucha permeabilidad. Por el otro lado, si la arena es muy fina, se va a requerir más cantidad de cementantes para cubrir completamente todas las partículas resultando en una mezcla más débil y más porosa.

Funcionalmente, el mortero no sólo une las unidades de mampostería, sino también sella contra la penetración de aire y humedad y provee adhesión con el refuerzo. Para aplicaciones de carga, la resistencia del mortero es un factor crítico.

Durante este siglo, el cemento Portland se ha convertido en el ingrediente principal de la mayoría de morteros. Debido a que es también el principal ingrediente del concreto, muchos diseñadores asumen que los métodos y materiales empleados para producir un concreto fuerte y duradero son los mismos para los morteros. Sin embargo, tanto las pruebas de laboratorio como la experiencia demuestran lo contrario. La propiedad física más importante del concreto es su resistencia a la compresión, mientras que para los morteros las características más importantes se centran alrededor de la adhesión y durabilidad.

Estas cualidades se ven afectadas por dos juegos de propiedades que interactúan para el resultado final: (1) Propiedades importantes del mortero plástico que incluyen trabajabilidad, retención de la humedad, flujo inicial y flujo después de succión, y (2) características críticas del mortero endurecido que son la fuerza de adhesión, durabilidad y extensibilidad, así como la resistencia a la compresión.

La trabajabilidad influencia a casi todas las otras características. La trabajabilidad no se puede definir con precisión en términos cuantitativos debido a la falta de pruebas o standards para su medición. Un mortero "trabajable" tiene una consistencia pareja y plástica, se esparce con facilidad y se adhiere rápidamente a superficies verticales. Agregados bien graduados mejoran la trabajabilidad al igual que lo hacen la cal, el aire incluido y la cantidad adecuada de agua. La cal le da plasticidad y mejora la capacidad de carga de agua de la mezcla. La inclusión de aire forma pequeñas burbujas que actúan como lubricantes ayudando al flujo, pero se debe poner un límite del 12 al 15% de aire incluido para que sea mínima la pérdida de fuerza de adhesión. Al contrario del concreto, los morteros requieren de una cantidad máxima de agua para trabajabilidad.

Otras características que influyen en la calidad del mortero, tales como graduación de los agregados, retención de agua y flujo, pueden ser medidos con precisión y están

incluidos en los standards de la ASTM. La retención de agua le permite al mortero resistir la succión de la mampostería seca y mantener la humedad necesaria para un curado adecuado. Es la capacidad del mortero de mantener su plasticidad permitiendo al albañil alinear y nivelar las unidades de mampostería sin romper la adhesión. Las unidades de arcilla con alta absorción pueden ser pre-humedecidas, pero los productos de concreto no pueden ser humedecidos, lo que requiere que el mortero resista la pérdida de agua. Bajo condiciones de laboratorio, la retención de agua se mide en pruebas de flujo, y se expresa como la razón del flujo inicial sobre el flujo después de succión. La prueba de flujo es similar a la prueba del "slump" en concreto, pero se efectúa en una "mesa de flujo", la cual se hace vibrar rápidamente hacia arriba y abajo durante varios segundos. Los morteros empleados en construcción requieren valores de flujo un poco diferentes de los de laboratorio. Los morteros de construcción requieren un flujo inicial del orden de 130 a 150%. Los morteros de laboratorio requieren un flujo inicial de 100 a 115%. La cantidad de agua requerida para buena trabajabilidad, flujo apropiado y retención de agua se acepta universalmente como la cantidad máxima de agua compatible con la "trabajabilidad", lo cual puede ser juzgado por un buen albañil.

Agregarle agua a la mezcla para compensar el agua perdida por evaporación, es una práctica aceptada en la construcción de

mampostería. Debido a que la mayor adhesión se obtiene con mezclas húmedas con buenos valores de flujo, un mortero parcialmente deshidratado es menos efectivo si no se reemplaza el agua evaporada. El mortero normalmente empieza a endurecer a las 2 1/2 horas después del mezclado original. Después de este tiempo, agregarle agua causa una baja en la resistencia a la compresión de aproximadamente 25%. Los standards de la ASTM requieren que todo el mortero sea empleado dentro de las primeras 2 1/2 horas, y permite que se le agregue agua tan frecuentemente como sea necesario dentro de este período de tiempo. Pruebas han demostrado que la disminución en la resistencia a la compresión es mínima si se agrega agua 1 ó 2 horas después del mezclado. Cualquier mortero que no se use en 2 1/2 horas debe ser desechado.

La resistencia a la compresión de la mampostería depende tanto de la unidad de mampostería como del mortero. Al igual que en el concreto, la resistencia a la compresión del mortero depende de la relación agua-cemento. Debido a que las propiedades plásticas se ajustan con frecuencia para proveer trabajabilidad y flujo adecuado, y debido a que la resistencia a la adhesión resulta más importante, valores altos de resistencia a la compresión se sacrifican para mejorar las otras características. Para construcciones de dos a tres niveles, la resistencia del mortero es raramente un factor crítico, ya que tanto el mortero como la mampostería son por lo

general mucho más resistentes que lo requerido. La resistencia a la compresión es importante en estructuras de carga, pero las fallas estructurales debidas a la compresión son raras. A pesar que la resistencia de la mampostería puede ser aumentada usando morteros más resistentes, las mejoras no son proporcionales. Las pruebas indican que la resistencia de un muro aumenta sólo un 10% con un aumento del 130% en la resistencia del mortero. Muchas veces hay otros incentivos más que los económicos para emplear morteros menos resistentes. Un mortero muy duro y fuerte puede restringir las expansiones y resultar en rajaduras en los muros.

Otras dos propiedades importantes en un mortero son su extensibilidad y cambio volumétrico. Los cambios volumétricos en un mortero pueden resultar del curado, de ciclos de secado y humedecimiento, cambios en la temperatura o cambios químicos en los ingredientes de mala calidad. Por lo general se considera que el encogimiento del mortero es la causa principal de filtraciones en muros.

2. Diseño de morteros. El diseño de morteros puede ser hecho de acuerdo a pruebas de laboratorio o en base a la experiencia. Para los propósitos de este trabajo, el diseño de los morteros se hizo por medio del programa para computadora personal que aparece en el apéndice.

3. Proporcionado de morteros. La norma ASTM C270, morteros para unidades de mampostería, delinea los requerimientos para cinco tipos de morteros, designados como M, S, N, O y K. Antes de 1954, los tipos de morteros tenían las designaciones A-1, A-2, B, C y D, pero esto resultó que muchos constructores suponían que A-1 significaba de mejor calidad y superior a los otros, por lo que para evitar confusiones se le asignaron nombres arbitrarios a los tipos de morteros, evitando de esta manera que se pensara que alguno de ellos era superior a los demás. Cumplir con ASTM C270 se puede lograr, ya sea por (1) resistencia y retención de agua o (2) proporcionado volumétrico. Si no se indica cual de los criterios se emplea para cumplir con ASTM C270, se asume que es por proporcionado volumétrico. El proporcionado volumétrico está basado en los pesos unitarios indicados en la tabla 3. La resistencia a la compresión después de 28 días para los diferentes tipos de morteros está dado en la siguiente tabla:

Tabla 2.9

Tipos de morteros

Tipo de Mortero	Resistencia psi
M	2500
S	1800
N	750
O	350
K	75

Las proporciones de los morteros por volumen están dadas en la tabla 2.10:

Tabla 2.10
Proporcionamiento de morteros

Tipo de Mortero	Cemento Portland	Cemento de mamp.	Cal	Agregados
M	1 1	1 -	- 1/4	No menos de 2 1/4 y no > de 3 veces la suma de los volúmenes de los cementos y cal usados
S	1/2 1	1 -	- 1/4-1/2	
N	- 1	1 -	- 1/2-1 1/4	
O	- 1	1 -	- 1 1/4-2.5	
K	1	-	2 1/2-4	

Tabla 2.11
Pesos unitarios de materiales

Material	Peso Unitario (lb/pie ³)
Cemento Portland	94
Cal hidratada	40
Arena	80

Cada uno de los cinco tipos de mortero tiene ciertas aplicaciones para las cuales está más adecuado y para las cuales puede ser recomendado. El mortero tipo M, por ejemplo,

es una mezcla de alta resistencia que ofrece mayor durabilidad que los otros tipos de morteros. Se recomienda, tanto para mampostería reforzada como sin refuerzo, que puedan estar sujetas a altas cargas de compresión, congelamiento severo o altas cargas laterales de presiones de suelos, vientos huracanados o terremotos. Debido a su alta durabilidad estos morteros se pueden emplear bajo tierra en contacto con el suelo.

El mortero tipo S produce valores de adhesión en tensión cercanos al máximo obtenible con morteros de cemento y cal. Se recomienda para estructuras sujetas a cargas normales de compresión, pero que requieren una alta adhesión en flexión. El tipo S también debe ser empleado donde la adhesión del mortero es la única fuerza entre la fachada y el muro, tal como es el caso de los azulejos.

El mortero tipo N es un buen mortero para propósitos generales. Es apropiado para fachadas, muros interiores y particiones. Este mortero de mediana resistencia representa el mejor compromiso entre resistencia, trabajabilidad y economía. Cuando se proporciona con cemento, cal y arena en una relación 1:1:6, los resultados de laboratorio pueden dar resistencia de 2800 psi.

El mortero tipo O es un mortero con alto contenido de cal de baja resistencia y baja adhesión. Puede ser empleado en muros que no sean de carga, en fachadas exteriores que no estén

sujetas a congelamiento y deshielo y en muros con cargas de compresión no mayores de 100 psi. Este mortero se emplea por lo general en residencias de uno o dos niveles y es muy apreciado por los albañiles por su trabajabilidad y costo económico.

El mortero tipo K tiene una resistencia a la compresión muy baja. Sólo es adecuado para particiones interiores sin cargas. El tipo K se emplea muy rara vez.

Además de estos tipos de morteros existen otros, tales como los refractarios, de extrema resistencia y los resistentes a químicos.

III CODIGOS Y NORMAS

Ha habido muchos códigos y standards desarrollados a través del mundo para el diseño y control de materiales y métodos de mampostería. En los Estados Unidos, éstos han sido desarrollados por agencias tales como la American Society for Testing and Materials (ASTM), American National Standards Institute (ANSI), American Society of Civil Engineers (ASCE), American Concrete Institute (ACI), Structural Engineers Association of California (SEAOC), International Conference of Building Official (ICBO), y la California Office of the State Architect (OSA), entre otros. En el oeste de los Estados Unidos, la más prominente de estas organizaciones ha sido la ICBO. Ellos han mejorado muchos de los viejos standards de la ASTM, han agregado nuevos que se relacionan específicamente a nuevos desarrollos, tales como la mampostería reforzada, y han incorporado estas regulaciones y requisitos a lo que conocemos como el Uniform Building Code (UBC). Para este trabajo, se ha escogido trabajar con los standares fijados por la ASTM y por el UBC. Esto se debe a que para el campo de la mampostería, estos representan lo más avanzado y lo más utilizado. En lo que concierne a pruebas de materiales, se siguen las especificaciones fijadas por la ASTM.

Para el área de Guatemala, también se cuenta con las normas fijadas por COGUANOR. En este trabajo se hará referéncia también a estas normas, ya que son las que han sido diseñadas específicamente para Guatemala.

IV. INVESTIGACION Y RESULTADOS

A. Pruebas de morteros.

Con base en las especificaciones y definiciones dadas en el UBC, edición 1985, sección 2403, se adoptaron las siguientes:

Materiales: Los materiales aglomerantes podrán ser: cal hidratada, cemento para mampostería y cemento "portland" modificado con puzzolanas.

Morteros: Consistirán de una mezcla de materiales aglomerantes y agregados a los cuales se les añadirá suficiente agua y, si hay, aditivos aprobados, para lograr una consistencia plástica y trabajable.

Proporcionado: El proporcionado de materiales estará basado en experiencias de laboratorio o de campo con los materiales y unidades de mampostería a ser empleados. El mortero estará especificado por las proporciones de sus elementos constituyentes en términos de partes por volumen. El contenido de agua será ajustado para proveer una trabajabilidad apropiada bajo las condiciones existentes en el campo y su relación con los aglomerantes.

Los procedimientos de laboratorio empleados están basados en los métodos de la ASTM designaciones C109-87, C230-83, C305-82, C670-87, C349-82, y la norma COGUANOR NGO 41054.

1. Selección de proporcionados. El proporcionado de los morteros fue obtenido con base en los trabajos de tesis de los ingenieros Morales y Pineda. Basados en estos trabajos se seleccionaron varios proporcionados, los cuales tienen las siguientes características:

Tabla 4.1

Proporciones de morteros

MORTERO	CEMENTO	CAL	ARENA	RESISTENCIA	W/C
A1	1	1	6	100 Kg/cm ²	1
A1.1	1	1	6	100 Kg/cm ²	1.5
A2	1	2.5	2.5	100 Kg/cm ²	1
A3	1	1	1	175 Kg/cm ²	0.8
A3.1	1	1	1	175 Kg/cm ²	0.6
A4	1	0	3.75	175 Kg/cm ²	0.8

Los morteros A1, A1.1, y A2 emplean arena amarilla como agregado, mientras que el mortero A3 emplea arena de río como agregado.

Para el diseño de los morteros A1, A1.1 y A3 se emplearon los siguientes datos:

Tabla 4.2
Pesos unitarios y gravedades específicas

Material	Peso unitario	Gravedad específica
Cemento	1.50	3.15
Cal	0.80	2.49
Arena Amarilla	0.89	1.70
Arena de Río	1.91	2.64

Se procedió a efectuar ensayos de peso unitario y gravedad específica de la arena amarilla empleada como agregado en los morteros. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Prueba de peso unitario

Peso tara: 38.7g

Peso tara+muestra: 172.0g

Peso muestra: 133.3g

Volumen muestra: 140.0cm³

Peso unitario: $133.3/140 = 0.95 \text{ g/cm}^3$

Prueba de gravedad específica

Peso tara:	178.0g
Peso tara+muestra:	231.6g
Peso muestra:	53.6g
Peso tara+muestra+agua:	702.1g
Peso agua:	470.5g
Volumen muestra+agua:	500.0cm ³
Volumen muestra:	29.5cm ³
Gravedad específica:	$53.6/29.5 = 1.82 \text{ g/cm}^3$

Diseño de mezclas

El diseño de las mezclas se efectuó utilizando el programa para computadora que aparece en el listado 1 del apéndice.

Las mezclas se calcularon para un volumen total de 645cm³.

El resultado de los diseños aparece en la tabla 4.3

Tabla 4.3
Diseño de morteros

MORTERO	CEMENTO	CAL	ARENA	AGUA
A1	155g	83g	552g	238g
A1.1	131g	70g	466g	301g
A2	159g	212g	252g	371g
A3	253g	135g	322g	388g
A3.1	334g	178g	425g	307g
A4	221g	0g	1,053g	177g

2. Fabricación de muestras. La fabricación de los morteros se efectuó de acuerdo con lo establecido por la ASTM en su designación C305 "Práctica Standard para la Mezcla Mecánica de Pastas y Morteros de Cemento Hidráulico de Consistencia Plástica". De acuerdo a esta designación, se deben cumplir con los siguientes requisitos y seguir los siguientes procedimientos:

- La temperatura del cuarto debe de mantenerse entre 20 y 27.5°C.
- La temperatura del agua no deberá variar de 23°C por más de $\pm 1.7^\circ\text{C}$.

- La humedad relativa del laboratorio no será menor del 50%.
- Los materiales empleados deberán cumplir con los requerimientos establecidos por la ASTM.
- Colocar primero toda el agua en el recipiente de mezcla.
- Agregar el cemento al agua y permitir durante 30 segundos la absorción de agua.
- Mezclar lentamente durante 30 segundos.
- Agregar toda la arena mientras se mezcla lentamente por un período de 30 segundos.
- Terminar de mezclar adecuadamente.

De cada tipo de mortero se hicieron 3 cubos de 5cm de lado y 3 briquetas utilizando moldes fabricados explícitamente para este efecto. Las paredes de los moldes fueron revestidas con aceite con el objeto de facilitar el desencofrado. El mortero fue colocado en los moldes de acuerdo a lo especificado en la designación C 109 de la ASTM, por lo que se procedió a compactar el mortero en los moldes en dos capas.

Las muestras fueron dejadas en sus moldes por un período de 24 horas. Inmediatamente después de ser sacadas de los moldes las muestras, se colocaron en un recipiente para ser curadas. El recipiente contenía agua con cal de acuerdo a lo que establecen las normas de la ASTM.

La siguiente tabla muestra un resumen de las muestras que se fabricaron:

Tabla 4.4

Muestras de morteros

MUESTRA	MORTERO	FECHA	28 DIAS
MC1	A1	14-09-89	12-10-89
MC2	A1	14-09-89	12-10-89
MC3	A1	14-09-89	12-10-89
MB1	A1	14-09-89	12-10-89
MB2	A1	14-09-89	12-10-89
MB3	A1	14-09-89	12-10-89
MC4	A1.1	20-09-89	18-10-89
MC5	A1.1	20-09-89	18-10-89
MC6	A1.1	20-09-89	18-10-89
MB4	A1.1	20-09-89	18-10-89
MB5	A1.1	20-09-89	18-10-89
MB6	A1.1	20-09-89	18-10-89
MC7	A2	26-09-89	24-10-89
MC8	A2	26-09-89	24-10-89
MC9	A2	26-09-89	24-10-89
MB7	A2	26-09-89	24-10-89
MB8	A2	26-09-89	24-10-89
MB9	A2	26-09-89	24-10-89

MUESTRA	MORTERO	FECHA	28 DIAS
MC10	A3	27-09-89	25-10-89
MC11	A3	27-09-89	25-10-89
MC12	A3	27-09-89	25-10-89
MB10	A3	27-09-89	25-10-89
MB11	A3	27-09-89	25-10-89
MB12	A3	27-09-89	25-10-89
MC13	A3.1	29-09-89	27-10-89
MC14	A3.1	29-09-89	27-10-89
MC15	A3.1	29-09-89	27-10-89
MB13	A3.1	29-09-89	27-10-89
MB14	A3.1	29-09-89	27-10-89
MB15	A3.1	29-09-89	27-10-89
MC16	A3	02-10-89	30-10-89
MC17	A3	02-10-89	30-10-89
MC18	A3	02-10-89	30-10-89
MB16	A3	02-10-89	30-10-89
MB17	A3	02-10-89	30-10-89
MB18	A3	02-10-89	30-10-89
MC19	A4	06-10-89	03-11-89
MC20	A4	06-10-89	03-11-89
MC21	A4	06-10-89	03-11-89
MB19	A4	06-10-89	03-11-89

MUESTRA MORTERO FECHA 28 DIAS

MB20 A4 06-10-89 03-11-89

MB21 A4 06-10-89 03-11-89

3. Procedimientos de prueba. La pruebas de resistencia a la compresión se efectuaron de acuerdo a los establecido por la ASTM, designación C 109 "Método Standard para la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento Hidráulico". De acuerdo a esta designación se debe:

- Mezclar el mortero de acuerdo a la designación C 305.
- Determinar el flujo.
- Medir las dimensiones de cada muestra.
- Aplicar la carga en las caras de la muestra que estaban en contacto con la superficie del molde.
- La mitad de la carga puede ser aplicada a una velocidad conveniente.
- El resto de la carga se aplicará de tal forma que la falla ocurra no antes de los 20 segundos ni después de los 80 segundos.

4. Resultados. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

a. Pruebas de compresión. La siguiente tabla muestra un resumen de los resultados de las pruebas de compresión en los morteros:

Tabla 4.5

Resultados de pruebas de compresión en morteros

MUESTRA	MORTERO	W/C	RESIST. DISEÑO	RESIST. OBTENIDA
MC1	A1	1.0	100	38.0 Kg/cm ²
MC2	A1	1.0	100	38.0
MC3	A1	1.0	100	32.7
MC4	A1.1	1.5	100	27.9
MC5	A1.1	1.5	100	25.4
MC6	A1.1	1.5	100	27.2
MC7	A2	1.0	100	10.9
MC8	A2	1.0	100	9.1
MC9	A2	1.0	100	10.9
MC10	A3	0.8	175	72.6
MC11	A3	0.8	175	70.8
MC12	A3	0.8	175	67.1
MC13	A3.1	0.6	175	150.6
MC14	A3.1	0.6	175	153.9

MUESTRA	MORTERO	W/C	RESIST. DISEÑO	RESIST. OBTENIDA
MC15	A3.1	0.6	175	132.4
MC16	A3	0.8	175	59.9
MC17	A3	0.8	175	60.2
MC18	A3	0.8	175	61.7
MC19	A4	0.8	175	23.6
MC20	A4	0.8	175	23.2
MC21	A4	0.8	175	22.5

b. Pruebas de tensión. Los resultados de las pruebas de tensión fueron los siguientes:

Tabla 4.6

Resultados de pruebas de tensión en morteros

MUESTRA	MORTERO	W/C	RESIST. DISEÑO	RESIST. OBTENIDA
MB1	A1	1.0		3.2 Kg/cm ²
MB2	A1	1.0		2.8
MB3	A1	1.0		3.5
MB4	A1.1	1.5		7.0

MUESTRA	MORTERO	W/C	RESIST.	RESIST.
			DISEÑO	OBTENIDA
MB5	A1.1	1.5		7.7
MB6	A1.1	1.5		7.0
MB7	A2	1.0		N/A
MB8	A2	1.0		N/A
MB9	A2	1.0		N/A
MB10	A3	0.8		9.8
MB11	A3	0.8		9.8
MB12	A3	0.8		13.0
MB13	A3.1	0.6		19.0
MB14	A3.1	0.6		17.6
MB15	A3.1	0.6		18.3
MB16	A3	0.8		11.6
MB17	A3	0.8		14.8 Kg/cm ²
MB18	A3	0.8		12.0
MB19	A4	0.8		7.4
MB20	A4	0.8		10.5
MB21	A4	0.8		10.5

B. Pruebas de bloques de concreto liviano. Las pruebas de bloques de concreto liviano se llevaron a cabo de acuerdo a lo siguiente:

1. Muestreo. Se seleccionaron seis bloques de concreto liviano para cada una de cuatro fábricas. El muestreo se hizo de acuerdo a lo establecido por la designación C-140 de la ASTM. Se trató que las muestras seleccionadas fueran representativas del lote completo al cual pertenecían. Adicionalmente, cada una de las muestras se marcaron para su identificación posterior.

2. Procedimientos de prueba. Cada grupo de muestras fue sometido a tres pruebas:

- 1) Pruebas de compresión
- 2) Pruebas de absorción
- 3) Mediciones físicas

Todas las pruebas se llevaron a cabo de acuerdo a lo establecido en la designación C-140 de la ASTM.

Para las pruebas de compresión, se tomaron tres bloques de cada fabricante. El procedimiento de la prueba de compresión fue el siguiente:

- Se probaron tres muestras de cada fabricante.
- Cada una de las muestras se cabeceo de acuerdo a lo descrito en la designación C-140 de la ASTM, sección

9.1.1 utilizando azufre y cemento. Para tal efecto, se utilizó un azafate de metal, el cual sirvió como molde.

- Se colocó cada muestra con el centroide de sus caras de carga alineado verticalmente con el centro de empuje del bloque de carga de la máquina de prueba.
- Se aplicó carga en forma uniforme, de tal manera que la carga total sea aplicada en un período no menor de un minuto ni mayor de dos minutos.
- La resistencia a la compresión de los bloques de concreto se tomó como la carga máxima en libras-fuerza dividida por el área de la sección transversal bruta en pulgadas cuadradas.

Para las pruebas de absorción se siguió el siguiente procedimiento:

- Se seleccionaron tres bloques de cada fabricante.
- Se sumergieron las muestras en agua a temperatura ambiente por un período de 24 horas.
- Aún sumergidas en agua, se suspendieron las muestras de un alambre y se pesaron.
- Se sacaron las muestras del agua y se les permitió drenar por un período de un minuto.
- Con un trapo húmedo, se quitó el exceso de agua en las superficies exteriores.

- Se pesaron las muestras.
- Se secaron las muestras en un horno ventilado, a una temperatura de 100°C, por un período no menor a 24 horas hasta que la disminución en el peso de las muestras no sea mayor al 0.2% del último peso obtenido.

Finalmente, se efectuaron las mediciones físicas de acuerdo al siguiente procedimiento:

- Se seleccionaron tres muestras de cada fabricante.
- Se midieron las siguientes dimensiones:
 - Largo de cada cara (L)
 - Ancho superior e inferior en el centro (W)
 - Altura de cada cara en el centro (H)
 - Espesor de la pared lateral (FST)
 - Espesor del alma en el punto más delgado (WT)

3. **Resultados**. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

a. **Pruebas de compresión**. Los resultados de las pruebas de compresión se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.7

Resultados de pruebas de compresión en bloques

Prueba de compresión ASTM C-140

BLOCK	CARGA	AREA	RESISTENCIA	% AREA
	MAXIMA N	BRUTA cm ²		
PR22	113,879	547.22	210 N/cm ²	55.40
PR29	113,434	553.29	210 N/cm ²	52.06
PR30	126,779	550.58	230 N/cm ²	55.50
PROMEDIO	118,029	550.39	210 N/cm²	54.32
AA01	203,737	547.55	370 N/cm ²	60.76
AA02	226,868	552.90	410 N/cm ²	59.43
AA03	213,523	539.42	400 N/cm ²	63.18
PROMEDIO	214,711	546.64	390 N/cm²	61.12
BB01	111,210	602.19	190 N/cm ²	69.13
BB02	108,986	596.97	180 N/cm ²	66.27
BB03	113,434	602.51	190 N/cm ²	70.66
PROMEDIO	111,210	600.58	190 N/cm²	68.69
CC01	74,733	573.87	130 N/cm ²	66.49
CC02	73,399	568.45	130 N/cm ²	63.07
CC03	71,174	573.42	120 N/cm ²	64.18
PROMEDIO	73,101	571.93	130 N/cm²	64.58

Ver apéndice B para cálculos de áreas y porcentajes.

b. Pruebas de absorción. Los resultados de las pruebas de absorción se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.8
Resultados de pruebas de absorción en bloques
Prueba de absorción ASTM C-140

BLOCK	(A)	(B)	(C)	Absor	%	%
	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO SUSPENDIDO			
PR22	9.57kg	7.11kg	3.83kg	427.85	34.57	-74.86
PR29	9.25kg	7.04kg	3.70kg	397.42	31.36	-65.99
PR30	9.70kg	7.44kg	3.91kg	390.05	30.41	-63.97
PROMEDIO	9.48kg	7.20kg	3.81kg	405.11	32.09	-68.15
AA01	10.65kg	9.24kg	4.38kg	226.66	15.42	-29.31
AA02	10.43kg	9.09kg	4.33kg	220.73	14.83	-28.34
AA03	10.61kg	9.14kg	4.37kg	235.95	16.13	-30.89
PROMEDIO	10.56kg	9.15kg	4.36kg	227.78	15.46	-29.52
BB01	11.88kg	9.23kg	3.56kg	318.61	28.75	-46.80
BB02	11.20kg	8.70kg	3.36kg	318.93	28.78	-46.86
BB03	11.92kg	9.21kg	3.52kg	323.41	29.56	-47.84
PROMEDIO	11.67kg	9.04kg	3.48kg	320.37	29.03	-47.18
CC01	9.97kg	7.97kg	2.74kg	278.24	25.28	-38.58

100

	(A)	(B)	(C)			
	PESO	PESO	PESO		%	%
BLOCK	HUMEDO	SECO	SUSPENDIDO	Absor	Absor	Hume.
CC02	9.34kg	7.31kg	2.52kg	298.10	27.87	-42.52
CC03	9.67kg	7.86kg	2.65kg	257.42	22.97	-34.70
PROMEDIO	9.67kg	7.71kg	2.64kg	277.76	25.31	-38.49

donde:

Absorción = kg/m^3

Absorción, % = $[(A-B)/B] \times 100$

Contenido de humedad, % = $[(A-B)/(C-B)] \times 100$

c. Mediciones físicas. El resumen de los resultados de las mediciones físicas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.9
Resultados de mediciones físicas
Mediciones físicas ASTM C-140

BLOQUE	LARGO cm	ANCHO cm	ALTO cm	AREA	
				NETA cm ²	DENSIDAD kg/m ³
PR22	38.96	14.05	18.95	303.16	1238.07
PR29	39.12	14.15	19.30	288.06	1267.22
PR30	39.04	14.10	18.95	305.55	1285.48
PROMEDIO	39.04	14.10	19.08	298.90	1263.54
AA01	38.96	14.05	18.90	332.64	1469.37
AA02	39.14	14.12	18.57	328.58	1488.60
AA03	39.07	13.82	18.34	340.77	1462.65
PROMEDIO	39.07	14.00	18.59	334.00	1473.54
BB01	39.93	15.09	20.02	416.32	1108.48
BB02	40.01	14.94	19.84	395.61	1108.16
BB03	40.16	15.01	19.76	425.74	1094.38
PROMEDIO	40.03	15.01	19.86	411.93	1103.67
CC01	39.29	14.61	18.19	381.55	1100.47
CC02	39.47	14.53	19.05	358.52	1069.87
CC03	39.07	14.68	19.05	368.00	1120.49
PROMEDIO	39.17	14.61	19.02	369.35	1096.94

Datos calculados con el programa que aparece en el apéndice B.

C. Pruebas de prismas.

Las pruebas de prismas se hicieron de acuerdo con lo indicado por la designación E-447 de la ASTM.

1. **Fabricación de prismas.** Los prismas fueron fabricados de acuerdo a lo indicado por la designación E-447 de la ASTM. Se fabricaron un total de cinco prismas para cada combinación de variables. Se tomaron en cuenta dos variables: resistencia del mortero y origen del bloque de concreto liviano. Se decidió utilizar dos morteros, uno de baja y otro de alta resistencia. Como consecuencia de esto se fabricaron un total de diez prismas para cada una de las fábricas de bloques, cinco con mortero de baja resistencia y cinco con mortero de alta resistencia.

2. **Procedimientos de prueba.** Los procedimientos de prueba fueron los indicados por la designación E-447 de la ASTM.

3. **Resultados.** Los resultados obtenidos en las pruebas de prismas son los indicados a continuación.

a. **Pruebas de compresión.** Los resultados de las pruebas de compresión en prismas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.10
Resultados de pruebas de compresión en prismas
Prueba de prismas ASTM E-447

PRISMA	BLOQUES	MORTERO	CARGA N	AREA	
				NETA cm ²	RESISTENCIA N/cm ²
PPR01	PR	A3.1	95,640	298.90	320
PPR02	PR	A3.1	82,295	298.90	280
PPR03	PR	A3.1	66,726	298.90	220
PROMEDIO	PR	A3.1	81,552	298.90	270
PPR06	PR	A3	60,498	298.90	200
PPR07	PR	A3	64,502	298.90	210
PPR08	PR	A3	67,616	298.90	230
PROMEDIO	PR	A3	64,204	298.90	210
PAA01	AA	A3.1	137,900	334.00	410
PAA02	AA	A3.1	124,555	334.00	370
PAA03	AA	A3.1	173,488	334.00	520
PAA04	AA	A3.1	126,779	334.00	380
PAA05	AA	A3.1	137,900	334.00	410
PROMEDIO	AA	A3.1	140,124	334.00	420
PAA06	AA	A3	106,762	334.00	320
PAA07	AA	A3	102,313	334.00	310
PAA08	AA	A3	115,658	334.00	350
PROMEDIO	AA	A3	108,243	334.00	320

PRISMA	BLOQUES	MORTERO	CARGA N	AREA	
				NETA cm ²	RESISTENCIA N/cm ²
PCC01	CC	A3.1	66,726	369.35	180
PCC02	CC	A3.1	66,726	369.35	180
PCC03	CC	A3.1	48,932	369.35	130
PCC04	CC	A3.1	46,708	369.35	130
PCC05	CC	A3.1	55,605	369.35	150
PROMEDIO	CC	A3.1	56,940	369.35	150
PCC06	CC	A3	40,036	369.35	110
PCC07	CC	A3	31,139	369.35	80
PCC08	CC	A3	31,139	369.35	80
PCC09	CC	A3	35,587	369.35	100
PCC10	CC	A3	33,363	369.35	90
PROMEDIO	CC	A3	32,473	369.35	90

Donde el área neta se calculó utilizando el programa para computadora que aparece en el apéndice B.

V. DISCUSION

A. Diferencias en procedimientos.

Para el desarrollo práctico de este trabajo se trató, en la medida de lo posible, seguir con cuidado los procedimientos de prueba establecidos por las designaciones apropiadas de la ASTM. Sin embargo, por las razones que se dan a continuación, ciertos procedimientos fueron modificados ligeramente. Las modificaciones se hicieron sólo cuando fue necesario, y únicamente si estas no afectaban en forma considerable los resultados obtenidos.

Las pruebas de morteros se llevaron a cabo de acuerdo a lo indicado por la designación C-109 de la ASTM. Esta designación requiere que el mezclado de los morteros se efectúe de acuerdo a la designación C-305. La designación C-305 entre otros requiere:

- Mezcladora eléctrica epicíclica
- Agua a una temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 1.7^{\circ}\text{C}$
- Humedad relativa del laboratorio mayor del 50%

Ninguno de estos requerimientos fue cumplido debido a que el laboratorio no contaba con el equipo necesario.

La designación E-447 de la ASTM para pruebas de prismas en su sección 7.1.1 requiere que en el reporte de los resultados de las pruebas se incluya el nombre y la dirección del

fabricante. Sin embargo, se acordó desde el inicio de este trabajo no indicar los nombres de los fabricantes. Esto se debe a que no se hizo un muestreo estadísticamente significativo para cada fabricante. Siendo el objeto de este trabajo relacionar los parámetros de diseño de la mampostería con la resistencia individual de cada uno de sus componentes y no el de establecer los parámetros de diseño para cada fábrica de bloques de concreto liviano.

B. Técnicas empleadas.

Las técnicas empleadas fueron las indicadas por las designaciones apropiadas de la ASTM con las excepciones expresadas arriba.

C. Resultados esperados.

Al diseñar el procedimiento para este trabajo, se partió de la suposición que la resistencia última a la compresión de los prismas fabricados con bloques de concreto liviano sería un porcentaje de la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano. Adicionalmente se supuso que este porcentaje dependería de alguna forma de la resistencia última a la compresión del mortero empleado en la fabricación de los prismas. Por lo tanto, este trabajo se diseñó de tal forma que se emplearan diferentes calidades de bloques de concreto

liviano y de morteros. Esto se hizo con el objeto de poder obtener al final del trabajo una gráfica con los valores de $f'm$ en el eje vertical y los valores de la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano en el eje horizontal para cada uno de dos morteros.

Las gráficas así obtenidas se presentan en el capítulo VI. Estas gráficas le pueden permitir al diseñador de estructuras de mampostería que utilice bloques de concreto liviano, interpolar o extrapolar el valor de $f'm$, a partir del valor de las resistencia últimas a la compresión de sus materiales.

Es importante hacer notar aquí que los resultados dados en las pruebas de compresión de bloques se han dado conforme a lo especificado por la designación C-140 de la ASTM. Esto significa que la resistencia dada es igual a la carga máxima en libras-fuerza dividida por el área bruta de la sección transversal. Donde el área bruta de la sección transversal es el área total de la sección perpendicular a la dirección de carga incluyendo los espacios vacíos dentro de las celdas. Adicionalmente, la designación C-140 requiere que se reporten los resultados a los 10 psi más cercanos.

VI. CONCLUSIONES

A. Parámetros de diseño.

Los parámetros de diseño en muros de mampostería utilizando bloques de concreto liviano para el valle de Guatemala determinados de acuerdo a la resistencia individual de las unidades de concreto liviano en combinación con la resistencia del mortero empleado son:

Resistencia del Bloque N/cm ²	f'm N/cm ²	
	Mortero 590 N/cm ²	Mortero 1430 N/cm ²
130	90	150
210	210	270
390	320	420

Es importante notar aquí que la resistencia del bloque de concreto está calculada con base en el área bruta de acuerdo a lo indicado por la designación C-140 de la ASTM, mientras que el valor de f'm está calculado con base en el área neta de acuerdo a lo indicado por la designación E-447 de la ASTM.

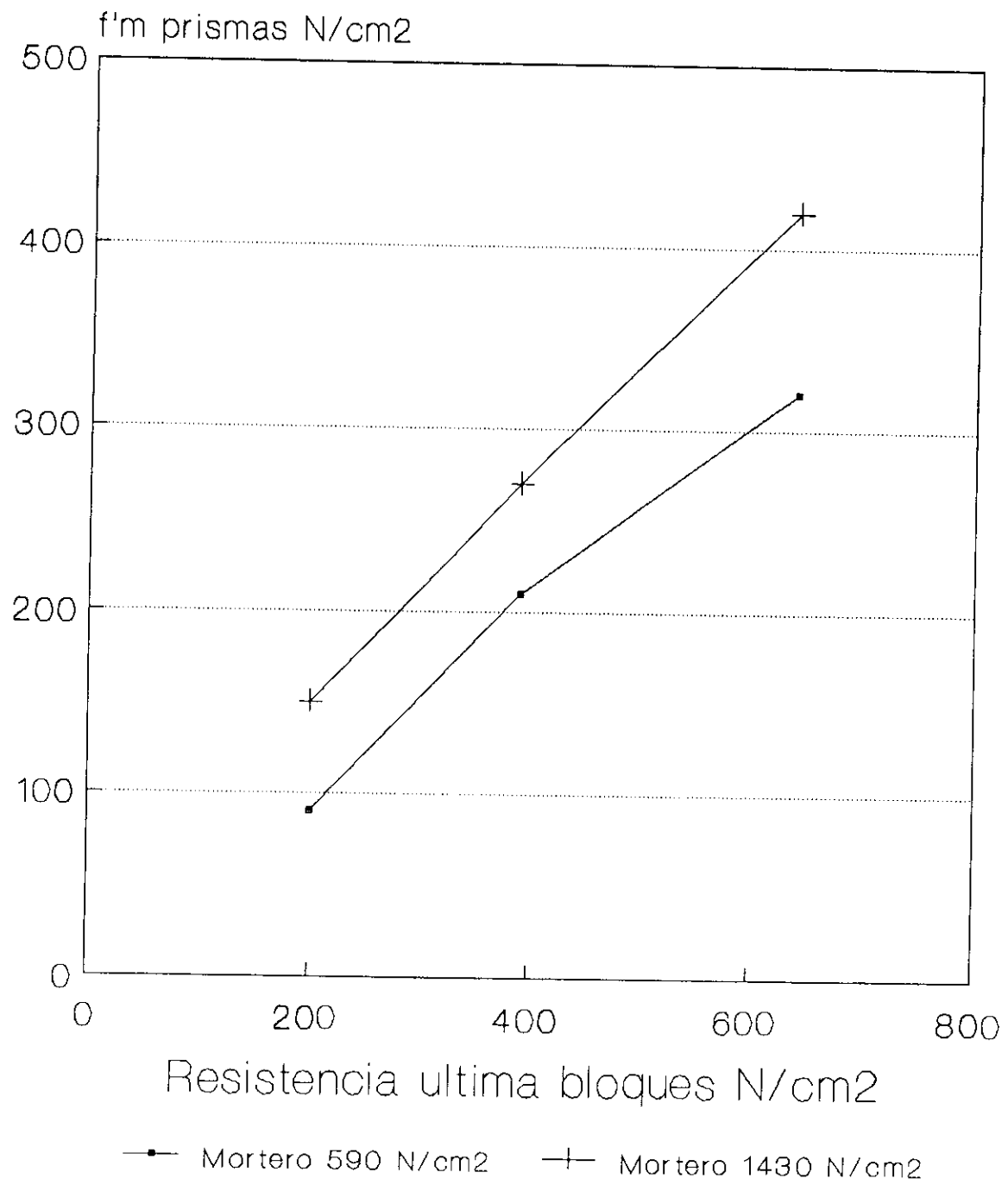
B. Relaciones entre esfuerzo último de los bloques, prismas e intervención de los morteros.

Para visualizar mejor la relación entre la resistencia última a la compresión de los bloques y la resistencia última a la compresión de los prismas, es necesario expresar ambas resistencias en función del área neta de los bloques. La siguiente tabla muestra las resistencias últimas de los bloques de concreto liviano y de los prismas expresadas en función de las áreas netas de los bloques. Adicionalmente, la tabla incluye la resistencia última de los prismas expresada como el porcentaje de la resistencia última de los bloques.

Resist. Ultima Bloques	f'm N/cm ² %			
	Mortero 590 N/cm ²		Mortero 1430 N/cm ²	
	N/cm ²	%	N/cm ²	%
200	90	44.8	150	75.9
390	210	54.4	270	70.2
640	320	50.5	420	65.6

La ilustración 6.1 nos muestra en forma gráfica las relaciones entre la resistencia última de los bloques de concreto liviano, la resistencia del mortero y la resistencia de la combinación de los bloques con el mortero en prismas.

Resulta evidente, al observar la gráfica, que los parámetros de diseño dependen tanto de la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano, así como de



II. 6.1 Parametros de diseno

la resistencia última a la compresión de los morteros. También podemos observar en la gráfica, que el factor principal en la determinación de los parámetros de diseño es la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano. Efectivamente, una reducción de más del 50% en la resistencia última a la compresión del mortero no implica una reducción proporcional de la resistencia última de los primas, mientras que una reducción de más del 50% en la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano sí implica una reducción casi proporcional en la resistencia última a la compresión de los prismas.

C. Conclusiones y recomendaciones.

Con base en los resultados obtenidos en este trabajo podemos sacar las siguientes conclusiones:

- El valor de $f'm$ en muros de mampostería utilizando bloques de concreto liviano para el valle de Guatemala depende, principalmente, de la resistencia última a la compresión de los bloques de concreto liviano y de la resistencia última a la compresión del mortero empleado.
- Se encontró una gran variación en las resistencias últimas a la compresión de los bloques de concreto liviano obtenidos en diferentes fábricas del valle de Guatemala. Esto implica que no todos los

fabricantes de bloques de concreto liviano utilizan los mismos proporcionados, ni tienen el mismo nivel de control de calidad. Por tal razón, no es posible asumir un valor para la resistencia última de los bloques de concreto liviano para propósitos de análisis y diseño estructural. Por consiguiente, tampoco es posible asumir un valor de $f'm$ para los mismos propósitos.

- De los dos factores estudiados, la resistencia última a la compresión de los morteros es la que menos influye en el valor de $f'm$.
- El valor de $f'm$ a utilizar para el análisis y el diseño debe ser estimado con base en pruebas de resistencia de los bloques y morteros que se van a utilizar. Para tal efecto es posible utilizar la ilustración 6.1 para determinar el valor de $f'm$ de acuerdo a las resistencias obtenidas en pruebas de laboratorio.
- No se recomienda utilizar para propósitos de análisis y diseño el valor sugerido de $f'm$ por el código UBC, ya que resulta ser muy superior a los valores obtenidos en este trabajo.
- Con excepción de un fabricante, todos los bloques de concreto liviano cumplieron con la absorción máxima

recomendada por la ASTM de 20 lb/pie³ (ver tabla 4.8).

- Se encontró que todos los bloques efectivamente cumplían con los requisitos para ser considerados de concreto liviano. Es decir, que la densidad de los bloques es de 90 lb/pie³ o menos.

VII. BIBLIOGRAFIA

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
Estructuras de Bloques de Concreto. México. Primera Edición,
1983. Editorial Abeja, S.A. 161 páginas. (TA 683 .24 E93)

Short, Andrew y Kinniburgh, William.
Concreto Ligero Cálculo, Fabricación, Diseño y Aplicaciones.
México. Primera Edición 1967. Editorial Limusa-Wiley, S.A. 669
páginas. (TA 439 S47)

Staff Portland Cement Association.
Proyecto y Control de Mezclas de Concreto. México. Primera
Edición 1978. Editorial Limusa, 163 páginas. (TA 439 P78)

Beall, Christine.
Masonry Design and Detailing For Architects, Engineers, and
Builders. Segunda Edición 1987. McGraw-Hill. 491 páginas.
(TA 670 B43)

Arnold, Christopher y Reithermana, Robert.
Configuración y Diseño Sísmico de Edificios. México. Edición
1987. Editorial Limusa, 298 páginas.

Ambrose, James y Vergun, Dimitry.
Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo.
México. Primera Edición 1986. Editorial Limusa, 293 páginas.
(TA 654 A57)

Proceedings of a session held in conjunction with Structures
Congress '85.
New Analysis Techniques for Structural Masonry. 1985. American
Society of Civil Engineers. 127 páginas. (TA 670 N48)

Schneider, Robert y Dickey, Walter.
Reinforced Masonry Design. 1980. Prentice-Hall, Inc. 619
páginas.

APENDICES

A. Listado del programa para diseño de morteros.

PROGRAMA: MORTERO.BAS
 LENGUAJE: BASICA

```

10 'Calculo de mezclas de morteros a partir de proporcionado
    por volumen
20 'Alejandro Maldonado
30 '
40 SCREEN 0,1:WIDTH 80:KEY OFF:CLS
50 PRINT TAB(36);"Morteros"
60 PRINT:PRINT
70 INPUT "Unidades 1=(m^3, Kg) o 2=(cm^3, g): ",UNITS
80 IF UNITS=1 THEN FP=1000 :FV=1000000! ELSE FP=1:FV=1
90 KK=28316.8466#
100 PRINT
110 INPUT "No. de unidades cubicas deseadas: ",M
120 PRINT
130 INPUT "Numero de aglomerantes: ",NA
140 INPUT "Numero de agregados m.: ",NAM
150 PRINT
160 FOR I=1 TO NA:PRINT "Proporcion aglomerante";I;:INPUT ": ",
    A(I):NEXT I
170 PRINT
180 FOR I=1 TO NAM:PRINT "Proporcion agregado";I;:INPUT ": ",
    AM(I):NEXT I
190 PRINT
200 INPUT "Proporcion agua/aglomerantes: ",N
210 PRINT
220 FOR I=1 TO NA:PRINT "Peso unitario aglomerante";I;:INPUT ":
    ", P(I):NEXT I
230 PRINT
240 FOR I=1 TO NAM:PRINT "Peso unitario agregado";I;:INPUT ":
    ", PA(I):NEXT I
250 PRINT
260 FOR I=1 TO NA:PRINT "Densidad aglomerante";I;:INPUT ": ",
    D(I):NEXT I
270 PRINT
280 FOR I=1 TO NAM:PRINT "Densidad agregado";I;:INPUT ": ",
    DA(I):NEXT I
290 AGA=0:FOR I=1 TO NA:AGA=AGA+P(I)/D(I)*A(I):NEXT I
300 AGAM=0:FOR I=1 TO NAM:AGAM=AGAM+PA(I)/DA(I)*AM(I):NEXT I
310 R=0:FOR I=1 TO NA:R=R+P(I)*A(I):NEXT I:R=R*N
320 X=M/(AGA+AGAM+R)
330 CLS:PRINT TAB(36);"Morteros":PRINT:PRINT
340 PRINT "Relacion agua/aglomerantes: ";N
350 PRINT "Numero de unidades cubicas:";M

```

```

360 F$="Aglomerante ##          #####.###          #####.###
      #####.###          #####.###"
370 F1$="Agregado    ##          #####.###          #####.###
      #####.###          #####.###"
380 F2$="Agua        #####.###          #####.###
      #####.###          #####.###"
390 T1$=" MATERIAL          M^3          Kg
      bolsas          cubetas"
400 T2$=" MATERIAL          cm^3          gramos
      bolsas          cubetas"
410 IF UNITS=1 THEN PRINT T1$:PRINT ELSE PRINT T2$:PRINT
420 FOR I=1 TO NA
430 PRINT USING F$;I;X*A(I);X*A(I)*P(I)*FP;
      X*A(I)*FV/KK;2*X*A(I)*FV/KK
440 NEXT I
450 FOR I=1 TO NAM
460 PRINT USING F1$;I;X*AM(I);X*AM(I)*PA(I)*FP;
      X*AM(I)*FV/KK;2*X*AM(I)*FV/KK
470 NEXT I
480 W=R*X
490 PRINT USING F2$;W;W*FP;W*FV/KK;2*W*FV/KK
500 PRINT:PRINT:END

```

B. Listado del programa para los calculos requeridos por la designación C-140 de la ASTM.

PROGRAMA: C140.BAS
 LENGUAJE: BASICA

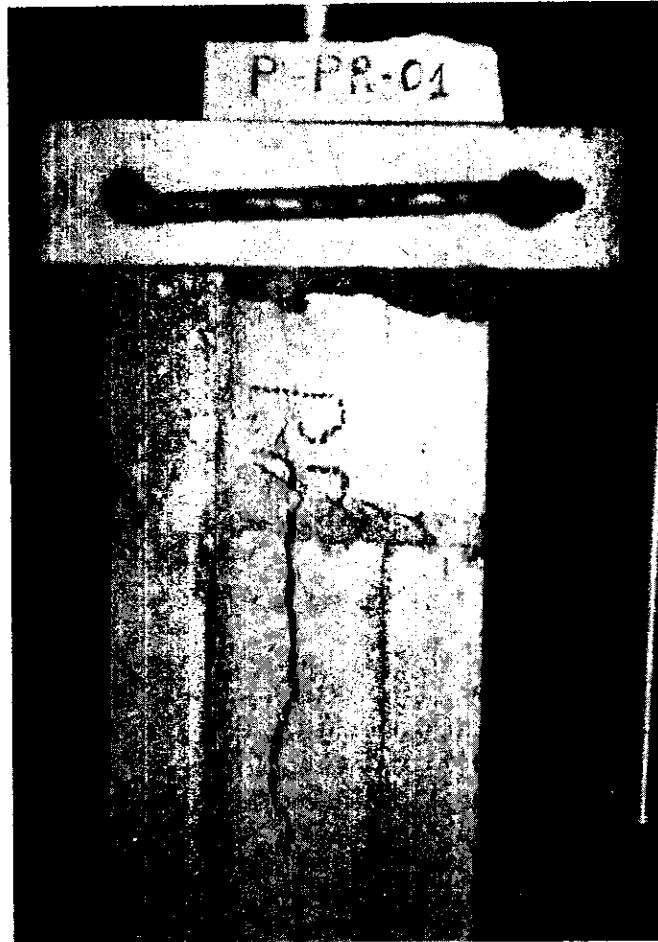
```

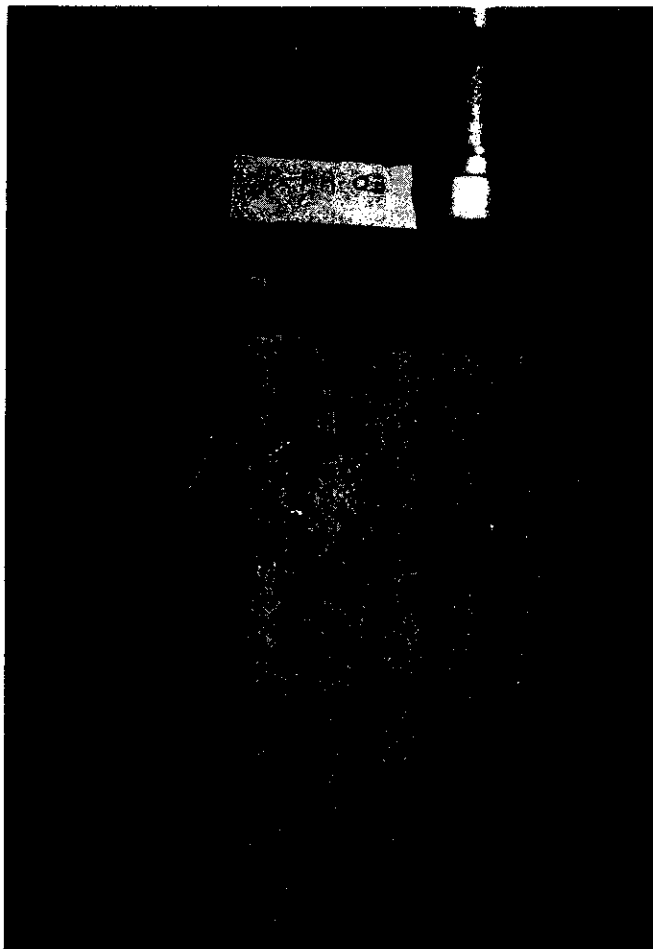
100 CLS
110 INPUT "Peso seco de la unidad (lb): ",C
120 INPUT "Peso humedo de la unidad (lb): ",E
130 INPUT "Peso suspendido de la unidad (lb): ",F
135 INPUT "Longitud de la unidad (in): ",L
136 INPUT "Ancho de la unidad (in): ",W
137 INPUT "Altura de la unidad (in): ",H
150 D=(C/(E-F))*62.4
160 B=(W*H*L)/1728
170 A=C/D
180 ANA=(A/B)*100
200 CLS
210 PRINT "Area neta promedio: ";ANA;"%"
220 PRINT "Volumen neto: ";A;"pies cubicos"
230 PRINT "Volumen bruto: ";B;"pies cubicos"
240 PRINT "Densidad: ";D;"lb por pie cubico"
250 PRINT
260 PRINT "Area bruta: ";L*W;"pulgadas cuadradas"
270 PRINT "Area neta: ";L*W*ANA/100;"pulgadas cuadradas"

```

B. Fotografías.

Las fotografías representan los modos de falla de todos los prismas probados.





D. Indice alfabético de terminos empleados.

- Absorción viii, xi, 32, 33, 58-60, 64, 66, 67, 70, 73, 88, 95, 96, 99, 100, 113
- ACI 81
- Adhesión 8, 21, 68-74, 78
- Agregados 56-61, 64-66, 69, 72, 77, 83, 116
- Agua 9, 18, 38, 39, 58-60, 62-65, 68-70, 72-74, 76, 83, 86, 87, 88, 96, 105, 116, 117
- Aire incluido 60-62, 65, 69, 72
- Amortiguamiento 14, 15, 32, 33, 36, 41
- ANSI 81
- Area bruta 4, 117
- Area efectiva de refuerzo 4
- Area transformada 4
- ASCE 81
- ASTM 6, 29, 59, 64-67, 71, 73, 74, 76, 81, 82, 84, 87, 88, 91, 95, 98, 99, 101-103, 105-107, 109, 114, 117
- ATC x, xi, 24, 26, 47-50, 53
- Azulejo 4
- Block 98-100
- Bloques 1-3, viii, ix, xi, 2, 3, 28, 29, 55, 58, 64-67, 95, 96, 98, 99, 102-104, 106, 107, 109, 110, 112-115
- Cal 65, 68-70, 72, 77, 78, 83-85, 87, 88
- Carga xii, 4, 6-9, 11, 12, 17, 20, 24, 25, 27-29, 43-46, 51, 71, 72, 75, 78, 91, 96, 98, 103, 104, 107
- Carga de servicio 20
- Cargas de lluvia 18
- Cargas de nieve 18
- Cargas de trabajo 20, 21
- Cargas de viento 17, 18, 115
- Cargas laterales 8, 18, 20, 31, 78
- Cargas muertas 17, 20, 51, 56
- Cargas sísmicas 13, 14
- Cargas vivas 7, 16, 17, 20
- Celda 4
- Código Uniforme de Construcción 15, 24
- Códigos 1, 6, 15, 17, 18, 81
- Columnas x, 25, 26, 46
- Compresión viii, ix, x, xi, 6, 8, 19, 20, 22-26, 28, 55, 58, 66-68, 70-72, 74-76, 78, 79, 91, 92, 95-98, 102, 103, 106, 107, 110, 112, 113
- Concreto 1-3, vii, viii, xi, 2-5, 8, 10, 14, 19, 24, 28, 29, 39, 52, 55-62, 64-67, 69, 71-74, 95, 96, 102, 106, 107, 109, 110, 112-115
- Concreto Liviano vii, viii, xi, 2, 3, 5, 28, 29, 55-58, 60, 61, 64-67, 95, 102, 106, 107, 109, 110, 112-114

Consistencia 72, 83, 87
 Diafragma 10-12
 Diseño 1-3, vii, viii, ix, x, xi, xii, 1-3, 9, 12, 15,
 16, 18, 19, 24, 25, 28, 37, 39, 42, 45, 47-49,
 51, 57, 58, 68, 75, 81, 85-87, 92-94, 106, 109,
 110, 112, 113, 115, 116
 Energía 13, 14, 19, 31-33
 Estructura x, 1, 7-10, 12, 14, 16, 17, 29-31, 33, 36,
 37, 43, 44, 51, 56
 Estructuras de cajón vii, 12-15, 41, 43
 f'm 19, 24-28, 68, 107, 109, 110, 112, 113
 Flujo 70, 72-74, 91
 Frecuencia x, 1, 18, 33, 74
 Fuerza x, 10, 11, 21, 22, 32-35, 37, 42, 45, 47, 50, 51,
 53, 68, 72, 78, 96, 107
 Guatemala 1-3, vii, 2, 3, 13, 54, 55, 64, 66, 82, 109,
 112
 ICBO 81
 Ladrillo 4, 66
 Lechada 5, 6, 56
 Mampostería vii, x, xi, 2-10, 12, 14, 19, 21-26, 28, 29,
 35, 38, 39, 42, 43, 54, 64, 68, 70, 71, 73-76,
 78, 81, 83, 106, 107, 109, 112
 Mortero 3, 5-8, 21, 39, 67-79, 83, 84, 87-94, 102-104,
 106, 109, 110, 112, 116
 Mortero tipo K 79
 Mortero tipo M 77
 Mortero tipo N 78
 Mortero tipo O 78
 Mortero tipo S 78
 Muros 1-3, vii, x, 2, 3, 6-13, 25-27, 35, 38, 39, 42,
 43, 46, 47, 75, 78, 79, 109, 112
 Muros de cavidades 6, 7
 Muros de corte vii, 8-11, 13, 25-27, 35, 42, 43, 46, 47
 Muros de retención vii, 9, 10
 Normas viii, 6, 58, 64, 65, 81, 82, 88
 OSA 81
 Parámetros de diseño 1-3
 Peso secado al aire 5
 Pisos 12, 38, 44
 Prismas viii, ix, xi, xii, 28, 29, 102, 103, 105, 106,
 110, 112, 118
 Proporcionado viii, xi, 59, 76, 77, 83, 84, 116
 Punto de cedencia 16, 19, 24, 31, 32
 Refuerzo 4, 10, 19, 21, 23-28, 64, 71, 78
 Resistencia última 16, 19, 22-26, 28, 67-69, 106, 107,
 110, 112, 113
 Retención de agua 68, 72, 73, 76
 SEAOC 81
 Tensión viii, xi, 10, 14, 20-23, 66, 78, 93

Terremoto 13, 15, 41, 48
Trabajabilidad 57-59, 62, 68, 69, 71-74, 78, 79, 83
UBC xi, 15, 17, 24, 25, 28, 34, 35, 37, 41-43, 45-47,
67, 81, 83, 113
Unidad de mampostería 3, 4, 6, 74
Viento 7, 17-19, 115

