



Universidad Autónoma de Querétaro
 Facultad de Ingeniería
 Maestría en Ciencias (construcción)

Comportamiento a compresión y cortante de un muro de mampostería sin juntas de mortero
 construido con bloques romboidales

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
 Maestro en Ciencias (Construcción)

Presenta:

Arq. Jorge Arturo Gutiérrez Camarena

Dirigido por:

Dr. José Luis Reyes Araiza

SINODALES

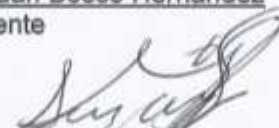
Dr. José Luis Reyes Araiza
 Presidente

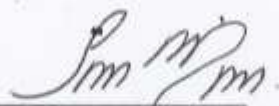
Mtro Rubén Ramírez Jiménez
 Secretario

Dra. Luz Pérez Rea
 Vocal

Dr. Moisés Arroyo Contreras
 Suplente

Dr. Juan Bosco Hernández
 Suplente


 Dr. Aurelio Domínguez González
 Director de la Facultad



 Firma


 Firma


 Firma


 Firma


 Firma


 Dr. Wilco Torres Pacheco
 Director de Investigación y
 Posgrado

RESUMEN

Algunos autores han obtenido las propiedades mecánicas de mamposterías sin juntas de mortero sometidas a cargas de compresión y de volteo bajo diferentes variables como altura del muro, confinamiento, morfología del elemento prefabricado y topología de ensamblado. El propósito de este trabajo fue analizar el comportamiento ante cargas de compresión y cortante por método experimental de una mampostería sin juntas de mortero, conformada por bloques romboidales agujerados hechos de cemento – arena y ensamblados con varilla de acero lisa de 5/16” de diámetro. Se analizaron las propiedades mecánicas de los bloques y se realizaron pruebas estándar a compresión y tensión diagonal sobre los especímenes sin juntas de mortero así como en su análogo no reforzado y con juntas de mortero. La resistencia a esfuerzos de compresión de los bloques fue de 43 kg/cm². Las pilas sin juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión soportaron un 15% menos carga que las pilas con juntas de mortero, siendo de 11.69 y 12.68 kg/cm² respectivamente, aunque mostraron un comportamiento más dúctil; en tanto los muretes sin juntas de mortero bajo cargas de compresión diagonal tuvieron una resistencia de 0.43 kg/cm², mientras que su análogo fue de 0.39 kg/cm², lo que implica que el acero de ensamblado absorbió más cargas cortantes. Los resultados demuestran un patrón que sugiere que los muretes sometidos a cargas de aplastamiento son dañados en sus paredes por esfuerzos de concentrador de esfuerzos; mientras que los estudiados en las pruebas de cortante, son afectados ya sea por la rotación del elemento o bien por el empuje de las varillas que ocasiona el desprendimiento de la mismas.

(Palabras clave: mampostería, sin junta de mortero, bloques romboidales)

ABSTRACT

Some authors have obtained the mechanical properties of mortarless masonry under compression loads and overturning under different variables as the wall height , confinement , morphology and topology prefabricated element assembly. The purpose of this study was to analyze the behavior under compressive loads and shear experimental method of mortarless masonry, consisting of rhomboidal blocks made of cement - sand and assembled with smooth steel rod 5/16" diameter . The mechanical properties of the blocks are analyzed , and standard tests and diagonal compressive stress conducted on the mortarless specimens and in its analog unreinforced with mortar joints . The resistance to compression of the blocks was 43 kg/cm² . The design strength of mortarless piles subjected to compressive stress was 15% less than its analogue, being 11.69 and 12.68 kg/cm² respectively, but showed a more ductile behavior, while the mortarless walls under compression loads were diagonal design strength of 0.43 kg/cm² while its analog was 0.39 kg/cm² , which implies that the steel absorbed more cutting assembly loads. The results demonstrate a pattern suggesting that the low walls subjected to crushing loads are damaged in their walls efforts hub efforts, while studied in tests shear are affected either by rotation of the element or by the push rod which leads to the development of the same .

(Keywords: masonry, mortarless, rhomboidal block)

AGRADECIMIENTOS

En la preparación de esta tesis se recogió la opinión desinteresada del Director y sinodales de este trabajo.

En particular se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico aportado y a la Universidad Autónoma de Querétaro por permitir el uso de sus instalaciones.

Agradezco el apoyo recibido por familiares y amigos que me motivaron a continuar con este trabajo.

INDICE

I. INTRODUCCION	1
II. REVISION DE LITERATURA	5
2.1.- Bloques.....	5
2.2.- Muros con juntas de mortero.....	11
2.3.- Muros sin juntas de mortero.....	17
2.4.-Normas aplicables	26
2.4.1.- Norma británica.....	26
2.4.2.- Norma australiana	28
2.5.- Descripción y análisis del sistema constructivo analizado	32
2.5.1.- Análisis morfológico del bloque	32
2.5.2.- Descripción general del sistema constructivo	34
III. METODOLOGIA	36
3.1.- Materiales	36
3.1.1.- Agregados	36
3.1.2.- Varilla.....	43
3.1.3.- Cemento	43
3.2.- Fabricación de bloques.....	44
3.2.1.- Mortero usado en la fabricación de bloques.....	48
3.2.2.- Almacenamiento de bloques	51
3.3.- Medición de bloques	52
3.4.- Propiedades mecánicas de los bloques	53
3.4.1.- Resistencia a compresión	53
3.4.2.- Módulo de ruptura.....	54
3.4.- Pilas sin juntas de mortero sometidas a cargas de compresión.	55
3.5.- Muretes sin juntas de mortero sometidos a esfuerzos de cortante.....	55
3.6.- Pilas y muretes con juntas de mortero sometidos a cargas de compresión y de tensión diagonal	59
3.6.1.- Mortero usado en juntas	59
3.6.2.- Ensayo de pilas y muretes con juntas de mortero.....	62
IV.- RESULTADOS Y DISCUSIONES	64
4.1.- Resistencia a esfuerzos de compresión del mortero empleado en la fabricación de bloques	64
4.2.- Propiedades mecánicas de los bloques	65
4.3.- Resistencia de pilas sujetas a cargas de compresión	68
4.4.- Resistencia al cortante de muretes de mampostería	72
4.6.- Conclusiones	80
LITERATURA CITADA	81
ANEXOS	86
Anexo I. Metodología para la caracterización de agregados	86
Anexo 2. Dimensiones de fabricación de los bloques	91
Anexo 3.- Grietas	100

Anexo 4.- Reportes	103
Anexo 4.1.- Bloques sometidos a esfuerzos de compresión	103
Anexo 4.2.- Bloques sometidos a esfuerzos de flexión simple.....	105
Anexo 4.3.- Pilas sin juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión	106
Anexo 4.4.- Comportamiento de muretes sin juntas de mortero sometidos a esfuerzos de tensión diagonal	125
Anexo 4.5.- Comportamiento de pilas con juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión.....	134
Anexo 4.6.- Comportamiento de muretes con juntas de mortero sometidas a esfuerzos de cortante	137
ANEXO 5.- Ecuaciones de las normas técnicas complementarias	138
ANEXO 6.- Nomenclatura	140

INDICE DE CUADROS

Cuadro		Página
2.1.1	Propiedades mecánicas de tabiques	8
2.2.1	Resistencia de diseño a compresión de diferentes mamposterías (NTC, 2004)	16
2.2.2	Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería (NTC, 2004)	16
3.1.1.1	Granulometría de la arena	37
3.1.1.2	Granulometría de una jal de mina	38
3.1.1.3	Granulometría del agregado jal – arena de mina proporción 2:5	41
3.1.2	Propiedades mecánicas de la varilla	43
3.2.1	Resistencia a esfuerzos de compresión de cubos de mortero de cemento – jal en proporción 2:5	60
4.1.1	Resistencia a esfuerzos de compresión de probetas cilíndricas de 10 x 20 cm de mortero cemento – jal – arena proporción 1:2:5	64
4.2.1	Resistencia a esfuerzos de compresión de bloques	67
4.3.1	Pilas sin juntas de mortero sujetas a cargas de compresión	69
4.3.2	Pilas con juntas de mortero sujetas a cargas de compresión	69
4.4.1	Muretes sujetos a cargas de compresión sobre la diagonal	72

INDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1.1	Método de ensayo de bloques sujetos a compresión según la norma NMX-C-036	7
2.1.2	Tipos de piezas de mampostería	9
2.1.3	Modos típicos de falla	10
2.2.1	Mampostería a escala real del estudio de Bruschi en 1973	11
2.2.2	Especímenes bajo distintos acoplamientos y tipo de agrietamiento ante esfuerzos cortantes (Alcocer, et al.)	12
2.2.3	Interacción momento cortante en muros de mampostería tradicionales (Pérez, 2011)	13
2.2.4	Ensaye sísmico de mampostería confinada a escala natural de 2 niveles (Sánchez, et. Al.)	14
2.2.5	Coefficientes recomendados para edificios de varios niveles siguiendo el método de columna ancha de acuerdo al estudio de Flores y Alcocer, 2001.	15
2.3.1	Bloque tipo del estudio de Laster visto en alzado	16
2.3.2	Comportamiento de mamposterías sujetas a cargas laterales paralelas al plano (Senthivel, 2009). En orden mampostería sin juntas de mortero, mampostería con juntas de mortero y mampostería con juntas de mortero en bloques irregulares.	18
2.3.3	Bloque de enclavamiento del estudio de Hasan	19
2.3.4	Estudio de estabilidad en muros (Zucarello, 2008)	19
2.3.5	Muros de contención (Chungsik Yoo, 2003)	20

2.3.6	Figura 2.3.6. Bloque tipo de la investigación de Waleed, 2007	21
2.3.7	Sistema constructivo Thai (Simion, 2009)	22
2.3.8	Sistema constructivo para muros: Solbric (Simion, 2009)	22
2.3.9	Sistema constructivo para muros: Hydraform (Simion, 2009)	23
2.3.10	Sistema constructivo para muros: Bamba (Simion, 2009)	24
2.3.11	Sistema constructivo para muros: Auram (Simion, 2009)	24
2.3.12	Sistema tailandés para muros sin juntas de mortero (Simion, 2009)	25
2.5.1.1	Dimensiones de diseño del bloque	32
2.5.1.2	Dimensiones de paredes del bloque	33
2.5.2.1	Descripción general del sistema constructivo	34
2.5.2.2	Holgura entre la varilla y el agujero de empotramiento	35
3.1.1.3.1	Graduación sugerida para el agregado (Norma ASTM C-331)	39
3.1.1.3.2	Graduación granulométrica de la arena de mayor densidad comparada con la sugerida en la Norma ASTM-C-331	40
3.1.1.3.3	Graduación granulométrica de la jal de mina comparada con la sugerida en la Norma ASTM-C-331	40
3.1.1.3.4	Comparación del agregado constituyente de los bloques con lo sugerido en la norma ASTM C-331	42
3.2.1	Foto del molde	44
3.2.2	Perspectiva del molde	45

3.2.3	Posicionamiento de pistones sobre placa romboidal	46
3.2.4	Cajones del molde	47
3.2.1.1	Método para determinación de la fluidez del mortero	48
3.2.1.2	Moldes para la fabricación de probetas cilíndricas	48
3.2.1.3	Cuarto de curado	49
3.2.1.4	Probetas cilíndricas a los 28 días de curado	49
3.2.1.5	Azufre en estado natural y en calentamiento	50
3.2.1.6	Discos de cabeceado de azufre	50
3.2.2.1	Lote de bloques fabricado	51
3.3.1	Simbología de dimensiones de fabricación de bloques	52
3.3.2	Simbología de dimensiones de fabricación de medios bloques	52
3.4.1.1	Máquina universal y medidor	53
3.4.1.2	Método del cabeceo	53
3.4.2.1	Diagrama en alzado de prueba de flexión simple	54
3.4.2.2	Determinación de resistencia a esfuerzos de compresión y flexión simple en bloques	54
3.4.1	Topología de ensamblado de la pila vista en planta y en perspectiva	55
3.5.1	Perspectiva de murete inclinado a 45° para pruebas de tensión diagonal	56
3.5.2	Vista en planta y perspectiva del murete	57

3.5.3	Topología de ensamblado de la primera y tercera hilada del murete visto en planta	57
3.5.4	Topología de ensamblado de la segunda hilada del murete visto en planta	57
3.5.5	Perspectivas de ensayo de muretes sometidos a esfuerzos cortantes, problemas de rotación lateral del muro y cinta de enzunchar alrededor	58
3.5.6	Área transversal de la diagonal de la mampostería	58
3.6.1.1	Molde para la fabricación de cubos de mortero	59
3.6.1.2	Cubos de mortero a los 28 días de curado	59
3.6.2.1	Pilas con juntas de mortero	62
3.6.2.2	Muretes con juntas de mortero	62
3.6.2.3	Muretes con juntas de mortero sometidos a esfuerzos de compresión sobre la diagonal	63
4.2.1	Aparición de primera grieta en un bloque	66
4.2.2	Aparición de grieta apreciable en un bloque	66
4.2.3	Patrón de falla de bloques sometidos a esfuerzos de compresión	68
4.3.1	Evolución de grietas en pilas sin juntas de mortero, con vista posterior y anterior respectivamente.	70
4.3.2	Patrón de colapso en pilas sin juntas de mortero	70
4.3.3	Patrón de colapso en pilas con juntas de mortero	71
4.3.4	Grietas longitudinales en pilas con juntas de mortero	71

4.4.1	Representación de esfuerzos en las pruebas de acuerdo a la tabla, siendo el primer diagrama sin juntas de mortero y el segundo con juntas de mortero.	73
4.4.2	Patrón de colapso en muretes sin juntas de mortero sujeto a esfuerzos de tensión diagonal	74
4.4.3	Rotación de lado derecho del murete durante el ensaye de tensión diagonal	74
4.4.4	Dirección de empuje del bloque central derecho del murete durante el ensaye de tensión diagonal	75
4.4.5	Zona de falla en muretes con juntas de mortero	75
4.4.6	Reacciones normal y cortante en muretes con juntas y sin juntas de mortero respectivamente.	76
4.4.7	Diagrama de cuerpo libre en la junta de unión de muretes sometidos a cargas de cortante.	77
4.4.8	Carga de empuje y carga de deslizamiento en las varillas de los muretes sin juntas de mortero sujetos a cargas de cortante.	78

I. INTRODUCCION

La historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener un lugar en donde protegerse de las inclemencias de la naturaleza. Desde épocas remotas, el hombre ha buscado para ello, materiales accesibles que sean fáciles de utilizar y que proporcionen la mayor comodidad. Los tipos de materiales utilizados por las culturas de la antigüedad fueron determinados por las condiciones del terreno en donde se asentaron [Gallegos, 1999]. La ingeniería estructural también ha estado ligada desde los inicios de la humanidad. Pero fue hasta mediados del siglo XVII que se empezaron a aplicar los conocimientos de la mecánica en el análisis y diseño de estructuras.

El análisis estructural ha sido posible gracias a diversos personajes entre los que se mencionan: Galileo Galilei (1564-1642) quien es considerado como el fundador de la teoría de las Estructuras, en su libro *Dos nuevas ciencias*, publicado en 1638, donde analizó la falla de algunas estructuras simples como la viga en voladizo. Aunque sus resultados fueron corregidos posteriormente, puso los cimientos para los desarrollos analíticos posteriores especialmente en la resistencia de materiales. Robert Hooke (1635-1703), quien desarrolló la ley de las relaciones lineales entre la fuerza y la deformación de los materiales o ley de Hooke. Isaac Newton (1642-1727), quien desarrolló el cálculo. Euler (1707-1783), desarrolló la teoría del pandeo de columnas. Charles August de Coulomb (1736-1806), presentó el análisis de la flexión de las vigas elásticas. En 1826, L.M.Navier (1785-1836) publicó un tratado sobre el comportamiento elástico de las estructuras, el cual se considera como el primer libro de texto sobre la teoría moderna de la resistencia de los materiales.

El desarrollo de la mecánica estructural continuó a un paso tremendo durante todo el resto del siglo XIX y hacia la primera mitad del XX, cuando se desarrollaron la mayor parte de los métodos clásicos para el análisis de las estructuras. Los colaboradores importantes de este período incluyeron B:P: Clapeyron (1799-1864), quien formuló la ecuación de los tres momentos para el

análisis de las vigas continuas; J.C: Maxwell (1831-1879), quien presentó el método de las deformaciones coherentes y la ley de las deflexiones y los círculos de Mohr del esfuerzo y la deformación unitaria; Alberto Castigliano (1847-1884), quien formuló el teorema del trabajo mínimo; C. E. Grene (1842-1903), quien desarrolló el método del momento-área; H. Müller-Breslau (1851-1925), quien presentó un principio para la construcción de las líneas de influencias; G. A. Maney (1888-1947), quien desarrollo el método de la pendiente-deflexión, que se consideraba como el precursor del método material de las rigideces, y Hardy Cross (1885-1959); quien desarrolló el método de la distribución de momentos, en 1924.

El advenimiento de las computadoras en la década de 1970 revolucionó el análisis estructural, debido a que se podían resolver grandes sistemas de ecuaciones simultáneas. El desarrollo de los métodos actuales, orientados a la computadora se pueden atribuir, entre otros a J. H. Argyris, R. W. Clough, S. Kelsey, R. Livesley, H. C: Martin, M. T. Turner, E.L. Wilson y O. C. Zienkiewicz.

Existe en México una larga tradición en el estudio e investigación sobre la mampostería. Poco después del sismo de 1957, comenzó un programa de investigación analítica y experimental sobre el tema, y esta actividad ha continuado ininterrumpida desde entonces, con la participación cada vez de nuevas generaciones de especialistas. Las contribuciones de estos estudios al conocimiento del material y de su función estructural, sobre todo en cuanto al diseño sísmico, son reconocidas internacionalmente [Meli, 2003].

También México ha estado a la vanguardia en la normativa sobre el diseño estructural de este material. Desde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1963, y sobre todo en el de 1976, se han incluido criterios racionales de diseño de la mampostería que han sido adoptados por normas de otros países. El planteamiento del Reglamento de 1976, que trata a la mampostería con un criterio de diseño similar al de los otros materiales más

modernos y más estudiados, como el concreto reforzado y el acero, fue pionero a escala internacional [Meli, 2003].

El problema planteado radica en el desconocimiento de las propiedades mecánicas en la aplicación de una mampostería sin juntas de mortero formado por piezas irregulares. Por un lado se ha demostrado que la ausencia de mortero en muros aumenta la inestabilidad del mismo siendo un motivo primordial para evitar su selección como alternativa constructiva; mientras que por otro lado diversas investigaciones como la de Zucarello, 2008, han confirmado que otras variables, como el confinamiento, la fricción de los elementos, la aplicación de cargas verticales mientras se realiza un empuje horizontal, entre otras, pudieran compensar este déficit en la adherencia química entre los bloques; sin embargo, dichos estudios fueron realizados sobre muros con elementos regulares, que si bien sirve como punto de partida no resuelve el problema expuesto.

Este trabajo es dedicado a analizar estructuralmente a esfuerzos de compresión y de cortante una mampostería sin uso de juntas de mortero cuyo uso nos ofrecería una nueva alternativa arquitectónica. Una ventaja de estos sistemas constructivos es el ahorro de hasta el 80% en costos de mano de obra [Hosea, 2009].

Para cumplir el objetivo se ha seleccionado un procedimiento experimental por motivo de su practicidad y de la posibilidad de obtener resultados reales acorde al proceso de fabricación. Difícilmente se obtienen materiales completamente isotrópicos para el uso de métodos numéricos en la predicción del comportamiento de la mampostería, ya sea, por las irregularidades internas del elemento, mala adherencia, el proceso de fabricación y curado, etcétera, por lo cual un método experimental puede ofrecer investigación explorativa más profunda en este tema.

Se ha delimitado el estudio de la mampostería sin considerar su relación a otros sistemas constructivos, acoplamientos, confinamientos ni recubrimientos. Los bloques de estudio fueron fabricados en serie, por medio de un molde de acero, con mortero cemento – jal – arena proporción: 1:2:5 y analizados individualmente para conocer sus propiedades donde posteriormente se procedió a ensamblarlos con varilla lisa de 5/16”.

Se auxilió de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para realizar las pruebas estándar de mamposterías sujetas a esfuerzos de compresión y cortante. Y de forma similar a Walleed se ha optado por una comparación del conjunto experimental sin juntas de mortero con su análogo que sí incluye juntas de mortero, sin embargo, en este trabajo se prefirió no rellenar el interior de los mismos.

. La resistencia a esfuerzos de compresión de los bloques fue de 43 kg/cm². La resistencia de diseño de pilas sin juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión fue un 15% menor que su análogo, siendo de 11.69 y 12.68 kg/cm² respectivamente, aunque mostró un comportamiento más dúctil; en tanto los muretes sin juntas de mortero bajo cargas de compresión diagonal tuvieron una resistencia de diseño de 0.43 kg/cm², mientras que su análogo fue de 0.39 kg/cm², lo que implica que el acero de ensamblado absorbió más cargas cortantes. Los resultados demuestran un patrón que sugiere que los muretes sometidos a cargas de aplastamiento son dañados en sus paredes por esfuerzos de flexocompresión; mientras que los estudiados en las pruebas de cortante, son afectados ya sea por la rotación del elemento o bien por el empuje de las varillas que ocasiona el desprendimiento de la mismas.

II. REVISION DE LITERATURA

2.1.- Bloques

Según la “Industria de la Construcción – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – especificaciones y métodos de pruebas” (NMX-C-404), las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

Tabique:“...fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruídas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería”.

Bloque:“...fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo”.

Tabicón:“...fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería”.

En la norma antes mencionada se indica además que en localidades donde se cuente con un reglamento de construcción, cuya vigencia sea posterior a los sismos de 1985 y que contenga disposiciones de diseño sismorresistente para estructuras de mampostería regirán las disposiciones estipuladas en dicho reglamento referentes a los requisitos de dimensiones nominales mínimas, áreas netas mínimas y espesores mínimos de paredes de piezas macizas y huecas. En caso contrario regirán las especificaciones de la NMX-C-404. Dicha norma indica

valores de resistencia mínima a la compresión para las piezas de mampostería que se utilizan con fines estructurales que son de 60 kg/cm² para bloques y tabiques recocidos y de 100 kg/cm² para tabique extruido con hueco vertical y tabicones.

En concordancia de la Norma Mexicana NMX-C-404 y la NTCM-DF-2004, las piezas para uso estructural pueden ser macizas o huecas. Se define a las piezas macizas como aquellas cuya área neta sea igual o mayor al 75% de su área total (bruta) en la sección transversal más desfavorable. Para definir las piezas huecas la norma NMX-C-404 admite que posean huecos verticales u horizontales y con área neta no menor al 40% del área bruta. Sin embargo, las NTCM-DF-2004 admiten solamente piezas con hueco vertical (ortogonal a la cara de apoyo que se colocará horizontal), y sólo acepta como huecas a las piezas con no menos del 50% de la relación de área neta a área bruta. Las piezas que no cumplan con alguna de las anteriores especificaciones no podrán ser empleadas para uso estructural, aunque sí para otros usos.

Por otro lado, para las piezas huecas la NMX-C-404 pide un espesor mínimo de las paredes exteriores de 20 mm, mientras que las NTCM-DF-2004 admiten que sea de 15 mm. En ambas reglamentaciones, para piezas huecas con 2 hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm y para piezas multiperforadas, con perforaciones de las mismas dimensiones y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores es 7 mm. Es comprensible que algunas reglamentaciones locales adopten la norma general pero señalando algunas variaciones para adaptarlas a particularidades de cada región. Bajo este esquema, dicha norma se vuelve de carácter obligatorio. En particular, en las NTCM-DF-2004 se prohíbe el uso de piezas con huecos horizontales ya que su comportamiento es muy deficiente, asociado a una falla frágil, y con poca disipación de energía después del agrietamiento, cuando se pierden las paredes de la pieza.

La resistencia de las piedras artificiales se determina por el ensayo de una pieza. Aunque la restricción a la deformación transversal, proporcionada por la fricción con las cabezas de la máquina de ensaye, influye en la resistencia de la pieza, sigue siendo un ensayo muy útil por la facilidad de ejecución. La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material. Por esto es usual definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

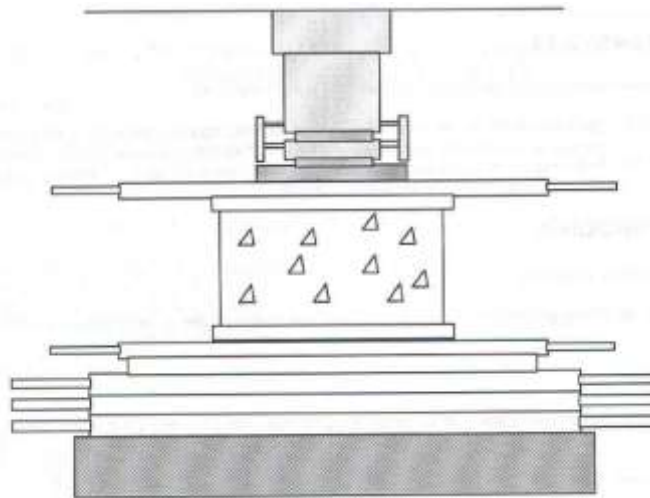


Figura 2.1.1. Método de ensayo de bloques sujetos a compresión según la norma NMX-C-036

La tabla 1 proporciona, de las piezas de uso más frecuente, las propiedades mecánicas con rangos de valores de pesos volumétricos medios, resistencias medias a compresión y coeficientes de variación de las resistencias obtenidas de muestras de piezas fabricadas por distintos productores (Christine, 2004; Hodge y Thorpe, 2006; Hendry et al., 2004). Puede apreciarse que incluso para un tipo dado de piedra existen variaciones grandes en las resistencias promedio y en el control de calidad, reflejado por los coeficientes de variación, de los productos de diversa procedencia.

Tabla 2.1.1. Propiedades mecánicas de tabiques (Robles, 1984)

Material	Resistencia a compresión f_p (kg/cm ²)	Coefficiente de variación, cv	Peso volumétrico (t/m ³)	
Tabique rojo de barro recocido	35 – 115	10 – 30	1.30 – 1.50	
Tabique extruído perforado verticalmente	150 – 430	11 – 25	1.65 – 1.96	
	310 - 570	15 - 20	1.61 - 2.06	
	150 – 400	11 - 26	1.66 - 2.20	
Tabique extruído macizo	375 – 900	5 – 16	1.73 – 2.05	
Tabique extruído, huecos horizontales	75 - 80	13 - 18	1.25 - 1.32	
	50 – 80	16 – 30	1.69 – 1.78	
Bloques de concreto				
	Ligero	20 – 50	10 – 26	0.95 – 1.21
	Intermedio	20 – 80	7 – 29	1.32 – 1.70
Pesado	70 – 145	7 – 28	1.79 – 2.15	
Tabicón	45 – 120	11 – 35	1.05 – 1.6	
Silicio Calcáreo	175 – 200	11 – 15	1.79	

Dos materiales no mencionados en la tabla son el adobe y el tabique de suelo–cemento. El adobe es un material de gran importancia en el medio rural. Se trata de un tabique de barro sin cocer, normalmente mezclado con fibras de distintos tipos (estiércol, paja, hojas, etc.) y secado al sol y al aire libre. Su resistencia a la compresión es del orden de 15 kg/cm². El tabique suelo–cemento es un material interesante por su bajo costo. Se fabrica mezclando suelos con cemento portland.

Existe una gran variedad de piezas de mampostería (piedras artificiales) que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por las características geométricas de las piezas y por los procedimientos de fabricación empleados, las materias primas más comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal.

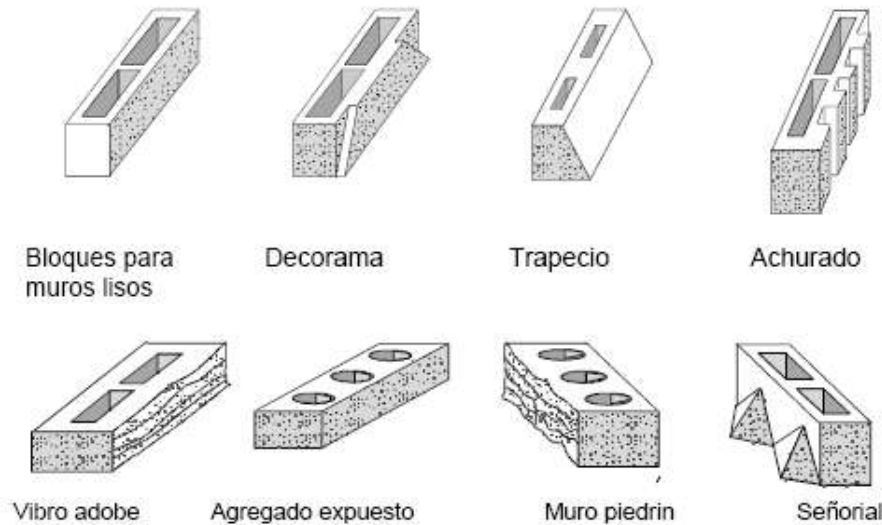


Figura 2.1.2. Tipos de piezas de mampostería [Robles, 1984]

Un posible material para la fabricación del elemento son los morteros. Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales. Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero. El índice de resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la NMX-C-061 mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado. Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante.

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe estar entre 2.25 y 3 ya que se obtienen así mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción. La variabilidad en la resistencia que se obtiene para un proporcionamiento dado es considerable, debido a que la dosificación se hace por volumen y sin controlar la cantidad de agua. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

Las normas que sirven para determinar las propiedades mecánicas de bloques macizos o agujerados con forma de prisma rectangular son la NMX-C-404-ONNCCE-2004 y la NMX-C-441-ONNCCE-2004 para resistencia a esfuerzos de compresión las cuales ofrecen una metodología apropiada de medición que sirve como punto de comparación en elementos de forma irregular.

Además se han estudiado un conjunto de elementos irregulares ensamblados sin aglutinantes donde se obtuvo un resultado experimental al que se le atribuyó el concepto de rigidez negativa, siendo una reacción ejercida por el auto confinamiento (Estrin Y., 2010), esto supone un comportamiento estructural diferente a los elementos unidos con mortero.

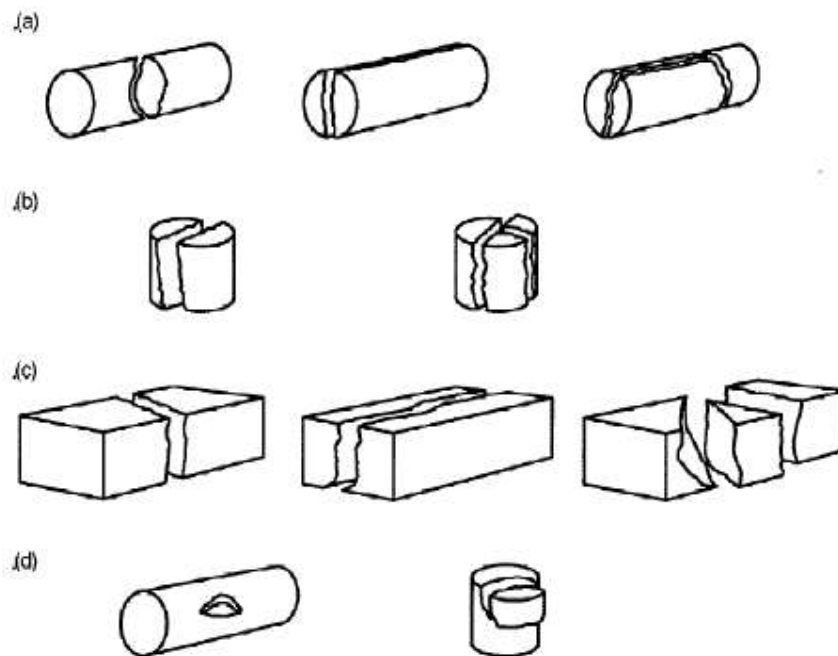


Figura 2.1.3. Modos típicos de falla donde (d) son muestras inválidas (González, 2002)

2.2.- Muros con juntas de mortero

El patrón de agrietamiento común que siguen los muros de mampostería es consecuencia de las fallas de corte por deslizamiento, de corte, de flexión y por aplastamiento en compresión diagonal [Páez Moreno, 2009]

Se han realizado ensayos estáticos a escala real de muros de mampostería (encadenada) con variación de:

- * Tipo y calidad del mampuesto.
 - *Cuantía de la armadura de encadenados
 - *Variación de la resistencia de morteros.
- *Colocación de armadura de corte (horizontal).
 - *Cuantía de refuerzo de confinamiento

Donde se concluyó que la colocación de refuerzo horizontal con cuantía suficiente (0.18) para controlar el agrietamiento diagonal y aumentar la resistencia al corte, junto con cuantías bajas de acero vertical, permite modificar radicalmente el modo de falla de los muros ensayados y aumentar la rigidez inicial y la capacidad de deformación plástica. Las rigideces secantes de muros sin refuerzo horizontal, para una deformación de 0.001, pueden estimarse considerando la sección del muro como homogénea sin agrietamiento. En cambio, para los muros con refuerzo horizontal en los que la columna de encadenado y el panel no se separan, es posible estimar la rigidez inicial teniendo en cuenta la sección transformada y agrietada de las columnas de encadenado [Bruschi, 1973].



Figura 2.2.1. Mampostería a escala real del estudio de Bruschi en 1973

Estudios indican que el grado de acoplamiento no modifica el modo de falla de estructuras a base de mampostería confinada, que es controlado por la falla al corte de los muros, alcanzando una carga de agrietamiento diagonal similar en todos los tipos. Aunque el tipo de acoplamiento tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial de los modelos, la tendencia en la degradación de rigidez durante la prueba fue semejante en todos los ensayos [Alcocer, et al.].

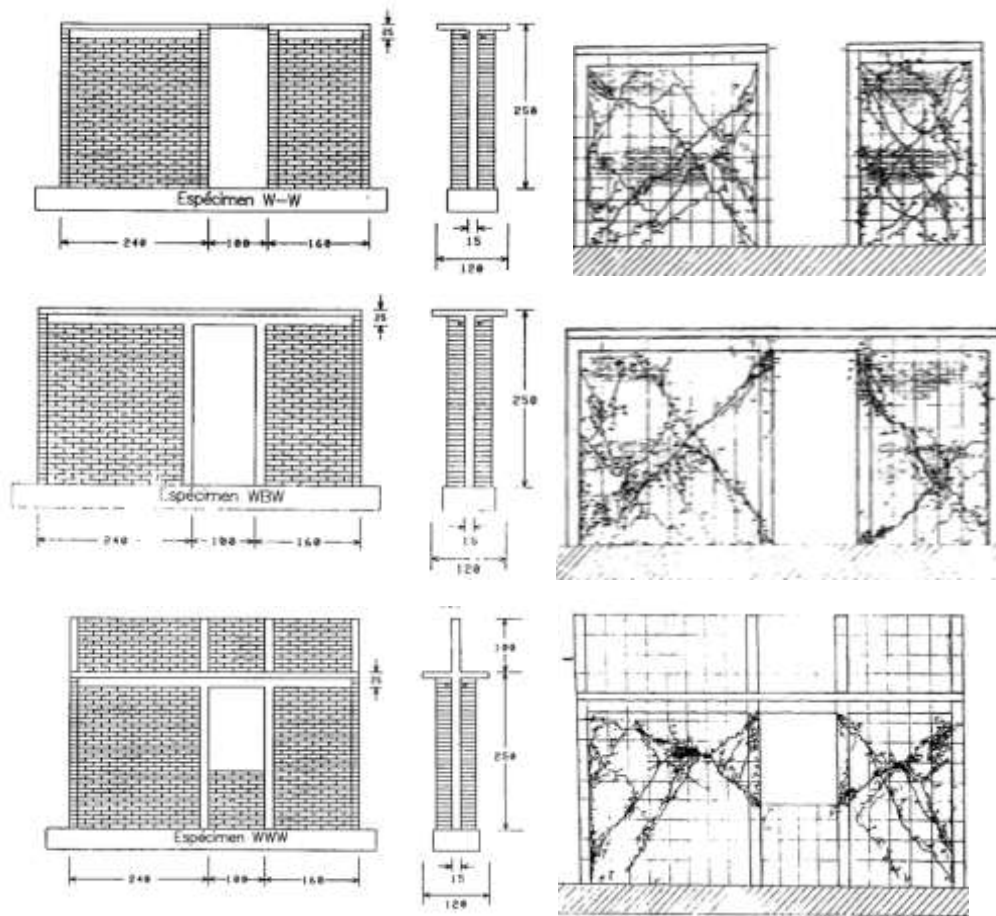


Figura 2.2.2. Especímenes bajo distintos acoplamientos y tipo de agrietamiento ante esfuerzos cortantes (Alcocer, et al.)

La interacción momento-cortante es un fenómeno estudiado por sus efectos sobre un mayor número de niveles debido a que la relación entre momento y cortante tiende a incrementarse con la altura. Se demostró la reducción de la fuerza lateral de agrietamiento cuando hay momento flexionante de 18 ton.m en el extremo superior de muros confinados de 2.50 x 2.50 metros, comparada con la fuerza cortante que se obtiene cuando no está presente dicho momento, siendo de 17.99 ton y 19.27 ton respectivamente.

También se obtuvo que la distorsión al agrietamiento es igual con y sin momento flector y que la degradación de rigidez y la energía disipada acumulada, muestran que el daño acumulado es más severo cuando las distorsiones son debidas a fuerza lateral, en comparación a cuando las distorsiones son producidas por flexión y cortante actuando simultáneamente [Pérez, 2011].

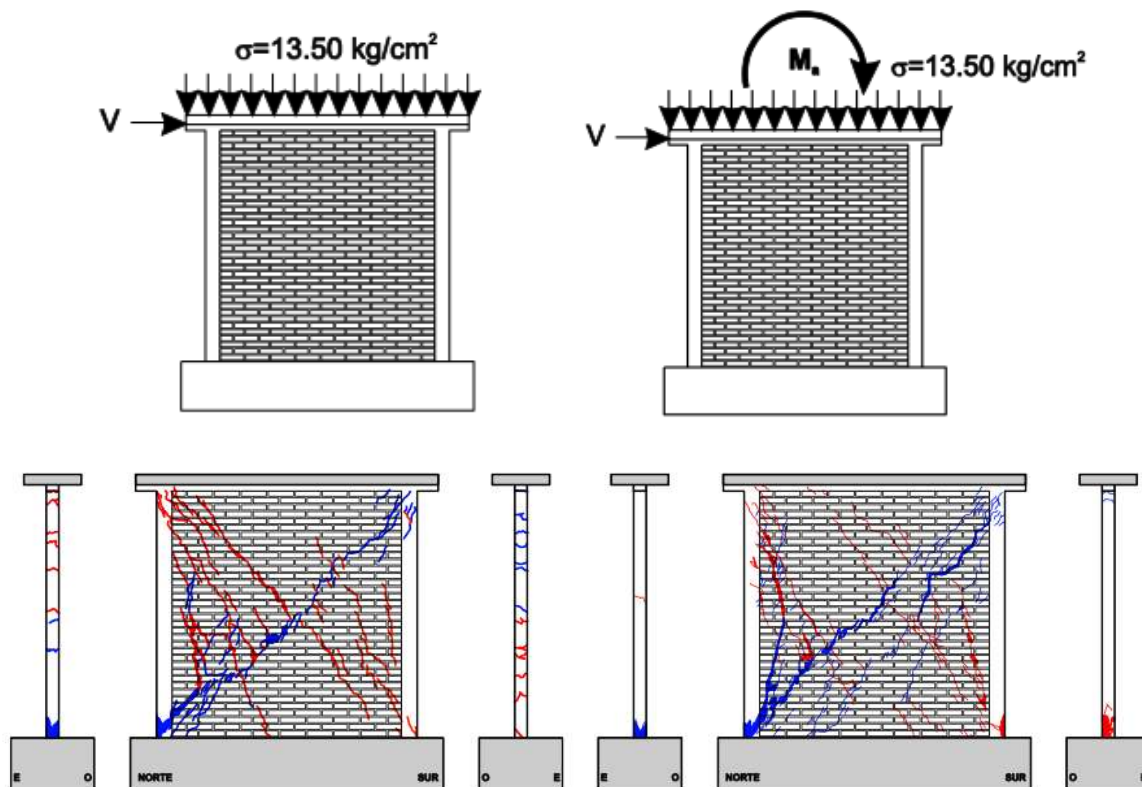


Figura 2.2.3. Interacción momento cortante en muros de mampostería tradicionales (Pérez, 2011)

Se presentaron los resultados del ensayo sísmico de un modelo de dos niveles construido con mampostería confinada y a tamaño natural que indican que el comportamiento del modelo completo estuvo regido por el del primer nivel, cuyo modo de falla fue gobernado por deformaciones de cortante. La distorsión de entrepiso al primer agrietamiento fue de 0.13% alcanzando una ductilidad equivalente de 3 hasta el momento de su resistencia con una pérdida de su rigidez lateral del 80% [Sánchez, et al.].

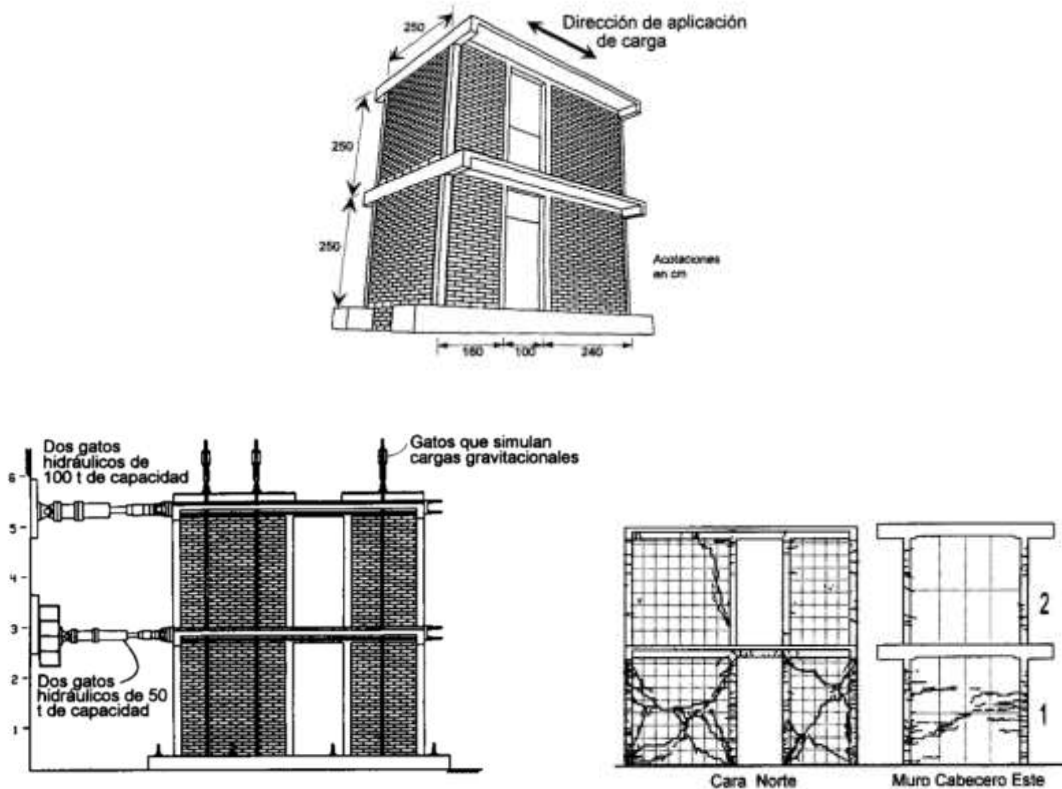


Figura 2.2.4. Ensayo sísmico de mampostería confinada a escala natural de 2 niveles (Sánchez, et. al.)

Se realizaron varios análisis dinámicos no lineales de edificios de mampostería de uno y tres niveles representativos de la vivienda de bajo costo. Los resultados indican que, para registros sísmicos de alta frecuencia, el refuerzo

horizontal provee una solución factible para mejorar las características dinámicas de la estructura permitiendo que sobreviva sin colapso a un evento sísmico intenso. El uso de este refuerzo en los pisos inferiores incrementa la resistencia y capacidad de deformación, además se identificó que el daño, en la estructura de tres niveles se concentró en la planta baja, lo cual coincide con lo observado en reconocimientos en zonas de daño por sismo [Flores, 2001].

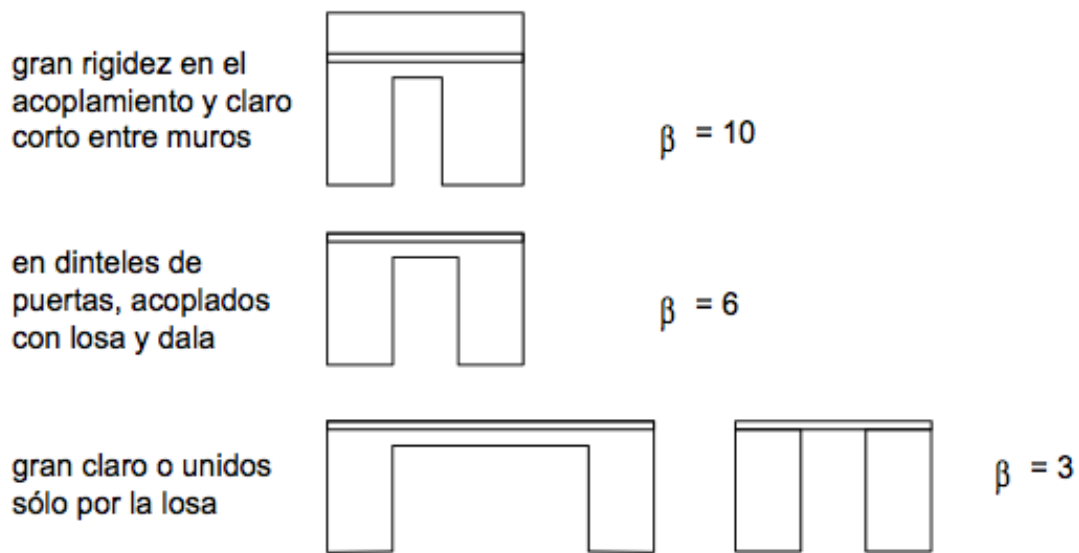


Figura 2.2.5. Coeficientes recomendados para edificios de varios niveles siguiendo el método de columna ancha de acuerdo al estudio de Flores y Alcocer, 2001.

Los valores típicos de diferentes mamposterías sujetas a cargas de compresión y compresión sobre la diagonal se muestran en las tablas 2.2.1 y 2.2.2.

Tabla 2.2.1. Resistencia de diseño a compresión de diferentes mamposterías (NTC, 2004)

Tipo de pieza	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de concreto (pesado ¹) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

Tabla 2.2.2. Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería (NTC, 2004)

Pieza	Tipo de mortero	v_m^{*1} , MPa (kg/cm ²)
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.3 (3)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)
Bloque de concreto (pesado ²) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.25 (2.5)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)

2.3.- Muros sin juntas de mortero

Estudiando los bloques sin juntas de mortero entrelazados se vio que permiten un ligero movimiento y bloqueo estricto en el tiempo, con la ayuda de aplicación de acero de refuerzo, además que absorbe más energía de una onda sísmica que la albañilería tradicional. [Laster, 2012]

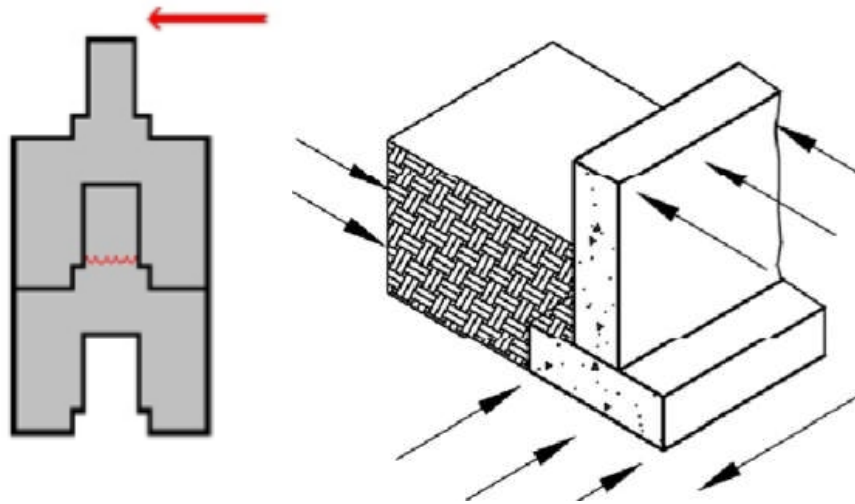


Figura 2.3.1. Bloque tipo del estudio de Laster visto en alzado

Se hizo un análisis de elemento finito no lineal de dos dimensiones para conocer los modos de falla de mamposterías de piedra históricas sometidas a cargas de compresión y de corte lateral; además de una investigación experimental en tres diferentes tipos de muros de corte de mampostería de piedra históricas que se pueden considerar representativos de las antiguas construcciones de mampostería de piedra. Estos tres tipos de mampostería son: (i) la albañilería aserrada sin juntas de mortero, (ii) mampostería de piedra irregular con mortero, y (iii) mampostería con mortero de espesor irregular. Los resultados de los análisis numéricos se compararon con los de las pruebas experimentales y se obtuvieron los siguientes diagramas [Senthivel, 2009].

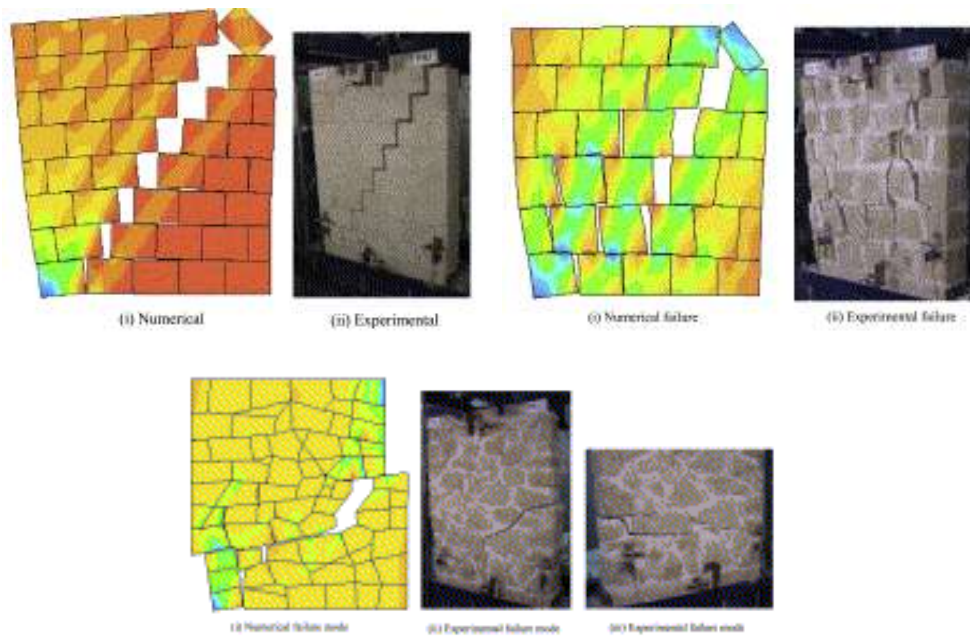


Figura 2.3.2. Comportamiento de mamposterías sujetas a cargas laterales paralelas al plano (Senthivel, 2009). En orden mampostería sin juntas de mortero, mampostería con juntas de mortero y mampostería con juntas de mortero en bloques irregulares.

Se ha desarrollado un sistema de mampostería sin juntas de mortero con unión por enclavamiento, estudiado estructuralmente por Ahmed Hasan. Encontró que los modelos de elementos finitos son inexactos en comparación con el comportamiento real del sistema encontrado experimentalmente. Investigó numéricamente la respuesta desarrollando un algoritmo con modelos matemáticos obtenidos a partir de muestras experimentales de pequeña escala para simular las características principales del sistema de mampostería sin juntas de mortero, que fueron las estructurales de las juntas secas entrelazadas bajo acciones combinadas normal - fuerza de corte, el mecanismo de fallo de las articulaciones, el comportamiento no lineal de contacto de la junta considerando la imperfección geométrica de las camas de bloque, el comportamiento de tensión-deformación no lineal de los materiales de albañilería y el fracaso de los materiales de albañilería, así como la no linealidad geométrica. Propuso una ecuación general para estimar

la capacidad de entrelazar las paredes de mampostería sin mortero bajo cargas verticales excéntricas y concéntricas.



Figura 2.3.3. Bloque de enclavamiento del estudio de Hasan

La estabilidad en muros sin juntas de mortero ha sido analizada en función a su confinamiento, y a la aplicación de cargas verticales mientras se ejerce un empuje horizontal (Zucarello F. A. et al. 2008), siendo el estudio delimitado a bloques de forma rectangular con dimensiones de 3 x 3 metros. Los resultados fueron obtenidos de modo experimental y numérico por medio de un programa computacional que utiliza el método de elementos finitos. Los muros menos confinados mostraron un esfuerzo torsionante en su parte superior, mientras que las otras series lo hicieron a lo largo del punto de aplicación del empuje horizontal.

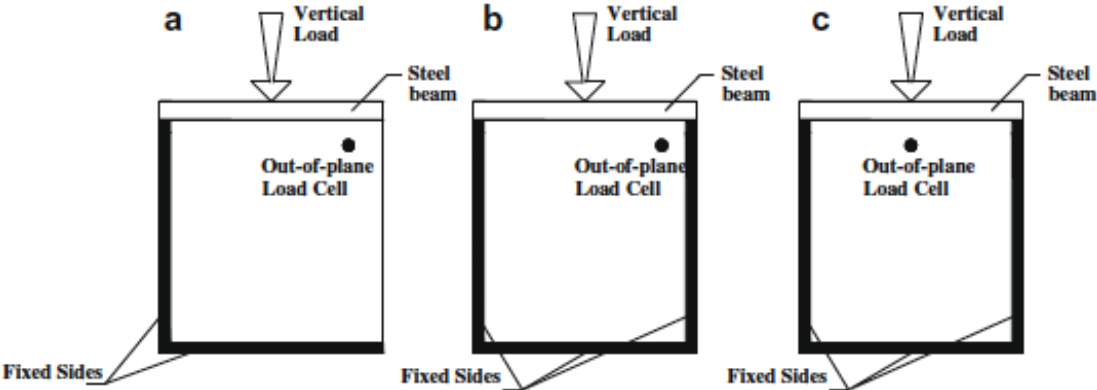


Figura 2.3.4. Estudio de estabilidad en muros (Zucarello, 2008)

Otros autores han contribuido con sus trabajos en muros de contención, cuyos resultados fueron obtenidos por medio de 9 sensores en un muro de 6 metros de alto dividido en dos niveles (Chungsik Yoo, Hyuck-Sang Jung, 2003). Los resultados demuestran que el empuje horizontal causado por el asentamiento del suelo posterior a la construcción e incluso por la etapa de lluvias no sólo aumenta la deformación en el nivel inferior sino también en el superior.

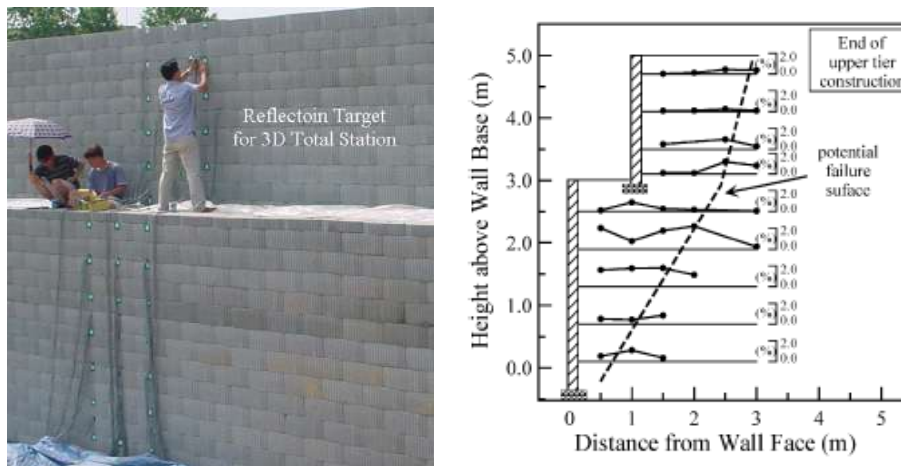


Figura 2.3.5. Muros de contención (Chungsik Yoo, 2003)

Se han realizado estudios en muros convencionales con refuerzo de acero que demuestran la importancia de la topología de ensamblado, concluyendo que entre más cercano al centro se localice el refuerzo, mayor es la resistencia ante las fuerzas de corte impuestas. (Páez Moreno, 2009).

Las comparaciones de resistencia a esfuerzos de compresión en muros sin juntas de mortero con relleno y sin relleno conformados por bloques irregulares caracterizados por su unión en machihembrado (Waleed A. Thanoon, et al., 2007) concluyen que el relleno aumenta el esfuerzo soportado por el murete, sin embargo, la carga última no supera en más de un 20% la de los muros sin relleno.



Figura 2.3.6. Bloque tipo de la investigación de Waleed, 2007

Un concepto importante para los muretes sin juntas de mortero es la desviación, que denota la inclinación que adopta el murete al no poder ser uniformizada su distribución por medio del mortero. Investigado por Simion Hosea Kintingu, que abarca en sus estudios a 5 sistemas constructivos (Thai, solbric, hydroform, bamba y Auram).

El ladrillo de enclavamiento tailandés con dimensiones de 300 x 150 x 100 mm, desarrollado en 1980, muestra una pared con ranuras verticales para deslizar que proporcionan buen empotramiento. Los agujeros verticales también reducen el peso, pueden albergar refuerzo, mortero o instalaciones hidráulicas o eléctricas.

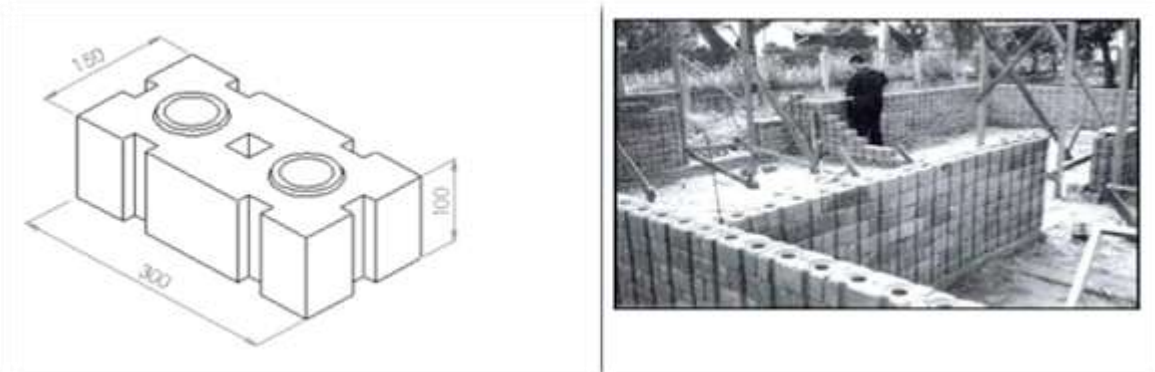


Fig. 2.3.7. Sistema constructivo Thai (Simion, 2009)

El sistema SOLBRIC utiliza ladrillos agujerados de 25 x 20 x 10 cm de alto para la construcción de muros al presionar en sus extremos a través de guías. La pared SOLBRIC tiene una superficie interior plana y externamente una superficie en punta.

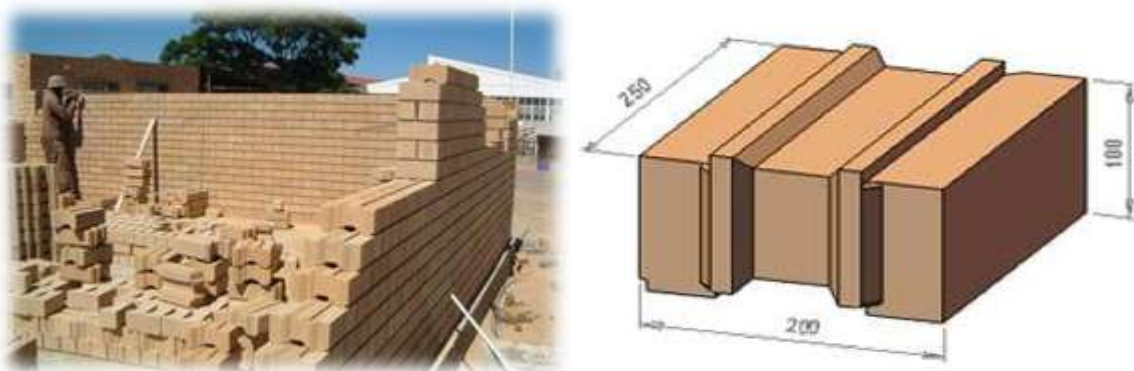


Fig. 2.3.8. Sistema constructivo para muros: Solbric (Simion, 2009)

Hydraform es el tipo más simple de bloque de enclavamiento y consta de una articulación en forma de lengua y un acanalado en los laterales de la parte superior e inferior. Es libre para deslizarse a lo largo de la guía horizontal, que puede ser empujado a lo largo hasta lograr juntas verticales más exactas. El muro Hydraform se moldea presionando a lo largo de los extremos de los bloques, como en el sistema SOLBRIC. Es un bloque sólido de 240 x 220 x 115 mm cuya estabilidad es proporcionada por su peso.

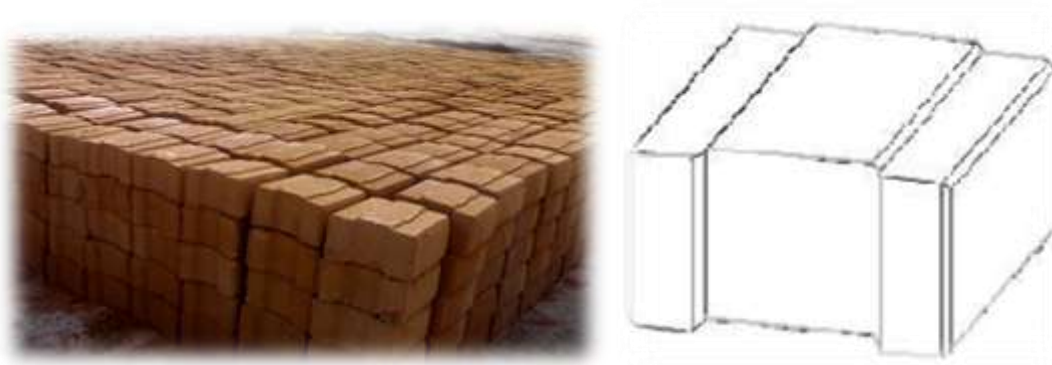


Fig. 2.3.9. Sistema constructivo para muros: Hydraform (Simion, 2009)

El ladrillo Bamba está perforado y cuenta con protuberancias y depresiones. Las caras superior e inferior tienen configuraciones opuestas entre sí, que permiten que se ajusten por bloqueo. Aunque la forma puede producir una estructura rígida, es muy difícil corregir si los bloques tienen defectos. El autor desarrolla unidades especiales para realizar articulaciones.

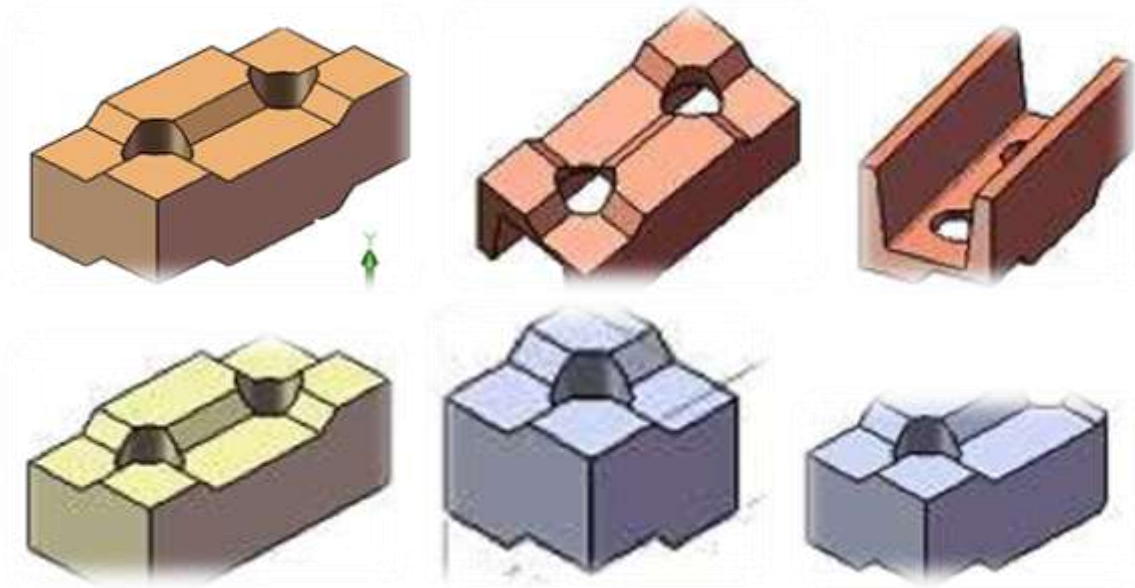


Fig. 2.3.10. Sistema constructivo para muros: Bamba (Simion, 2009)

Este ladrillo de la India tiene algunas similitudes con Bamba y el Thai, con dimensiones de 295 x 145 x 95 mm, es más sólido y pesa entre 9 y 10 kg. Su mecanismo de bloqueo depende de los patrones y depresiones.

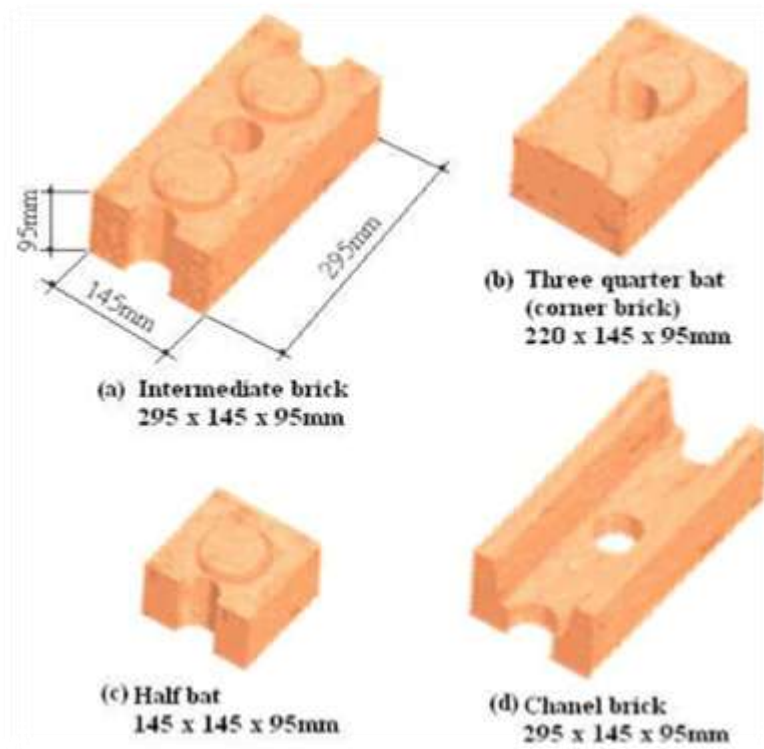


Fig. 2.3.11. Sistema constructivo para muros: Auram (Simion, 2009)

El sistema Tailandés fue diseñado a partir del sistema Bamba. Consta de ladrillos de 300 x 150 x 100 mm. Los botones de bloqueo y la depresión son como el tipo Auram pero de forma piramidal con agujeros que atraviesan el centro de las perillas. El ladrillo es biselado a los bordes delantero y trasero, proporcionando un chaflán, que reduce la fricción de las esquinas durante la producción de ladrillos, lo que reduce la fuerza de expulsión requerida. El número de diferentes piezas de ladrillo se redujo a cuatro a partir de los seis de Bamba: ladrillo completo, tres cuarto, medio y el canal del haz.

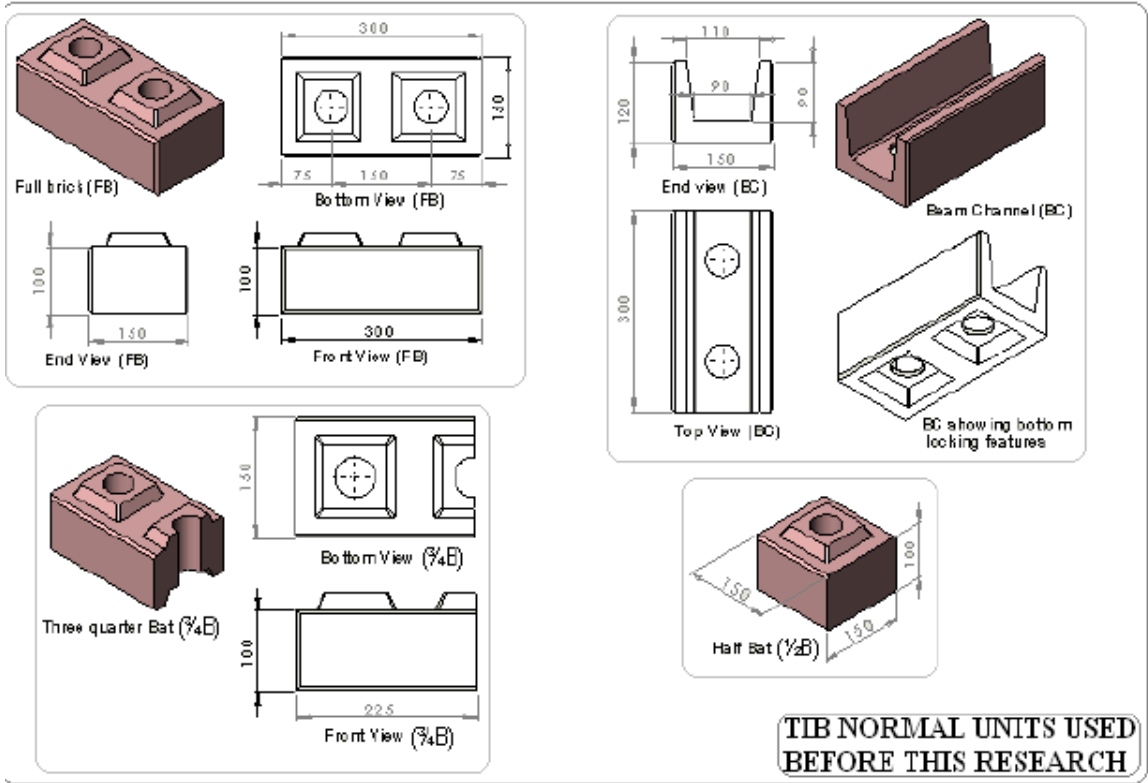


Figura 2.3.12. Sistema tailandés para muros sin juntas de mortero (Simion, 2009)

2.4.-Normas aplicables

2.4.1.- Norma británica

Se considera a los muros sin juntas de mortero como reforzados a efectos de resistencia a la flexión y cizallamiento, según la norma BS 5628:2005 (británica). La Norma BS 5628-2:2005 cláusula 8.2.5 proporciona las reglas para fuerza y resistencia cortante del muro, donde el diseño de un miembro de mampostería sin mortero en flexión se calcula como sigue:

$$V_d = f_v b d / \gamma_{mv}$$

Donde:

B = Ancho del elemento

d = Peralte efectivo

γ_{mv} = Factor de seguridad para esfuerzo cortante

f_v = Fuerza cortante

Si el esfuerzo cortante de cálculo en el miembro es menor que la resistencia al cizallamiento de diseño, no se requiere ningún refuerzo de corte. Si el esfuerzo cortante de cálculo en el elemento es mayor que la resistencia a cortante de diseño, se da la siguiente recomendación:

$$A_{sv} / s_v < (b (v - f_v / \gamma_{mv}) \gamma_{ms}) / f_y$$

A_{sv} = Área del acero de refuerzo

f_y = Límite de fluencia del acero

s_v = Separación del acero de refuerzo, no mayor a 0.75d

v = Esfuerzo cortante debido a las cargas de diseño $< 2.0 / \gamma_{mv}$ MPa

γ_{ms} = Factor de seguridad parcial para la fuerza cortante del acero

La norma BS 5628-2:2005 cláusula 8.5 proporciona las reglas para la resistencia al corte en el plano y refuerzo de corte, donde el diseño para una mampostería sin juntas de mortero con acero vertical usa la siguiente fórmula:

$$V_d = f_v b_b L / \gamma_{mv}$$

Donde:

b_b = Ancho de las paredes del acero de refuerzo

L = Altura del muro

Si el diseño de la fuerza de corte en el miembro es menor que la resistencia al cizallamiento de diseño, entonces se puede suponer que existe una disposición adecuada contra el último límite de cizallamiento. Si el diseño de la fuerza de corte en el miembro es mayor que en la de diseño, entonces el refuerzo de corte horizontal debe ser proporcionado y la se da la siguiente recomendación:

$$A_{sv} \geq (L b_b (v - f_v / \gamma_{mv})) / (f_y / \gamma_{ms})$$

V = Esfuerzo cortante debido a cargas de diseño $V < 2.0 / \gamma_{mv}$

A_{sv} = Área del acero de refuerzo

L = Alto del muro

b_b = Ancho de las paredes del acero de refuerzo

f_v = Resistencia a tensión de la mampostería

f_y = Límite de fluencia del acero

2.4.2.- Norma australiana

Según la Norma AS 3700:2001 (australiana), el diseño de elementos de mampostería sin juntas de mortero se clasifica en reforzada y no reforzada. Hay dos componentes en la resistencia al corte de mampostería no reforzada, la fuerza de cizallamiento (V_0), y la de fricción de corte (V_1) (AS 3700 Cláusula 7.5).

La fuerza de fricción sólo existe si el plano de corte se encuentra bajo compresión. La siguiente relación debe cumplirse para cada combinación de la fuerza de corte de diseño (V_d) y la mínima actuando simultáneamente diseño tensión de compresión (f_d), pero téngase en cuenta que esto no se aplica a un miembro que está diseñado para soportar las cargas sísmicas:

$$V_d \leq V_0 + V_1$$

Donde:

$$V_0 = \phi f_{ms}^* A_{dw}$$

$$V_1 = K_v f_d A_{dw}$$

$\Phi = 0.60$ para cortante

f_{ms}^* = factor de fuerza cortante = $0.15 \text{ MPa} < 1.25 f_{mt}^* < 0.35 \text{ MPa}$

A_{dw} = Área total de paredes que resisten el esfuerzo cortante = A_d para un miembro sólido de sección rectangular.

K_v = Factor de cortante = 0.3 en superficies de concreto

F_d = Mínimo diseño de esfuerzos de compresión que cargarían las juntas de mortero $< 2 \text{ MPa}$

Se considera que la mampostería sin junta de mortero debe estar totalmente asentada, y debe contener refuerzo vertical y horizontal, donde se recomienda que al menos la cantidad mínima de refuerzo para cortante esté instalado en las paredes sin mortero. Se deduce por lo tanto que todas las

paredes sin mortero necesarios para ser diseñado para cizallamiento deben ser diseñados como miembros de mampostería reforzada.

Las reglas para el diseño de miembros sin mortero armado a cortante se dan en el AS 3700 cláusula 8.6. Todas las paredes que están sujetas a fuerzas en el plano también deben comprobar la estabilidad de flexión y global.

Elementos sujetos a esfuerzos de corte en el plano donde $H / L < 2.3$

$$V_d \leq \Phi (f_{VT} A_d + 0.8 f_{sy} A_s)$$

V_d = Diseño a esfuerzos cortantes en sección transversal.

Φ = 0.60 para cortante

F'_{vt} = $(1.50 - 0.50 H/L)$ MPa

A_d = Diseño de sección transversal del elemento

F_{sy} = Diseño de la fluencia del refuerzo

A_s = Sección transversal de refuerzo como sigue:

- (i) Si $H/L > 1.0$, entonces $A_s = A_{sh} L/H$ (donde A_{sh} = área total de refuerzo horizontal anclado)
- (ii) Si $H/L < 1.0$, entonces A_s = mínimo entre el área de refuerzo horizontal o el vertical.

Tenga en cuenta que el refuerzo debe cumplir con lo siguiente:

- a) Debe estar colocado simétricamente en la sección transversal
- b) El acero vertical debe estar colocado del centroide una distancia no mayor a 0.75 veces el alto del elemento ni mayor a 20 cm.
- c) El acero horizontal debe estar colocado del centroide una distancia no mayor a 0.75 veces el largo del elemento ni mayor a 30 cm.
- d) El refuerzo vertical debe ser $A_s > 0,0013 A_d$ y el refuerzo horizontal debe ser $A_s > 0,0007 A_d$. Si el refuerzo no cumple con estos requisitos, entonces la pared se debe seleccionar para albañilería sin refuerzo a cortante.
- e) Debe haber refuerzo con un área de sección transversal de al menos 100 mm² cada 30 cm de los bordes paralelos a la armadura principal a menos

que el refuerzo de la pared está anclado en un miembro de hormigón armado, en cuyo caso el refuerzo de borde se puede omitir.

f) Cuando la pared no está empotrada, tiene que ser anclada para proporcionar resistencia al volteo y el cizallamiento, tal que:

g)

$$V_d = \Phi [k_{sw} P_v L/2 + f_{sy} A_{sv} (L - 2l')] / H$$

V_d = Diseño de fuerza cortante actuando en la sección transversal

Φ = 0.60 para cortante

K_{sw} = $1 - P_v / (A_d f'm)$

P_v = Carga vertical uniformemente aplicada

$F'm$ = Resistencia a compresión de la mampostería

A_b = Área de la pared que soporta la carga cortante

A_{sv} = Área de la sección transversal del acero de refuerzo para esfuerzos cortantes

F_{sy} = Diseño de fluencia del acero

L = Largo en dirección de la dirección de la carga cortante

l' = distancia del centroide del acero de refuerzo al borde del elemento

H = Altura del miembro perpendicular a la dirección de la carga cortante

Elementos sujetos a esfuerzos de corte en el plano donde $H / L > 2.3$

El muro debe ser diseñado de acuerdo con los requisitos de diseño de esfuerzos cortantes fuera del plano.

$$V_d \leq \Phi [f_{vm} b_w d + f_{vs} A_{st} + (f_{sy} A_{sv} d) / s]$$

$$< 4 \Phi f^*_{vm} b_w d$$

V_d = Diseño de fuerza cortante actuando sobre sección transversal

Φ = 0.60 para cortante

F'_{vm} = factor dependiente de la resistencia cortante de la mampostería = 0.35
MPa

B_w = Ancho de pared resistente a esfuerzo cortante; b para sección rectangular

D = Peralte efectivo de muro sin juntas de mortero

F_{vs} = diseño del refuerzo principal = 17.5 MPa

A_{st} = Área de refuerzo longitudinal anclado en sección transversal menor A de
 $0.02b_wd$

F_{sy} = Diseño de fluencia del acero

A_{sv} = Área de sección transversal del refuerzo

S = Separación del refuerzo resistente a esfuerzos cortantes

2.5.- Descripción y análisis del sistema constructivo analizado

El sistema constructivo analizado surge de mi trabajo de tesis previo llamado “Elemento Constructivo Reutilizable para Muros” de la Universidad de Guanajuato, 2011. Se dio prioridad a los sistemas sin juntas de mortero por la posibilidad de ahorrar hasta el 80% de tiempo en mano de obra [Hosea Kintingu, 2009] y se seleccionó este diseño por su versatilidad de acomodados en aparejos y contraste formal con los sistemas tradicionales.

2.5.1.- Análisis morfológico del bloque

El bloque es romboidal de 30 cm de diagonal mayor x 20 cm de diagonal menor x 15 cm de alto conformado por 6 agujeros:

- Cuatro agujeros de $\frac{1}{2}$ " de diámetro llamados “Agujeros de empotramiento” los cuales permiten el paso de varillas en el estibado de bloques sin necesidad del uso de juntas de mortero.
- Dos agujeros de 2" de diámetro llamados “Agujeros de instalación” que permite el paso de instalaciones.

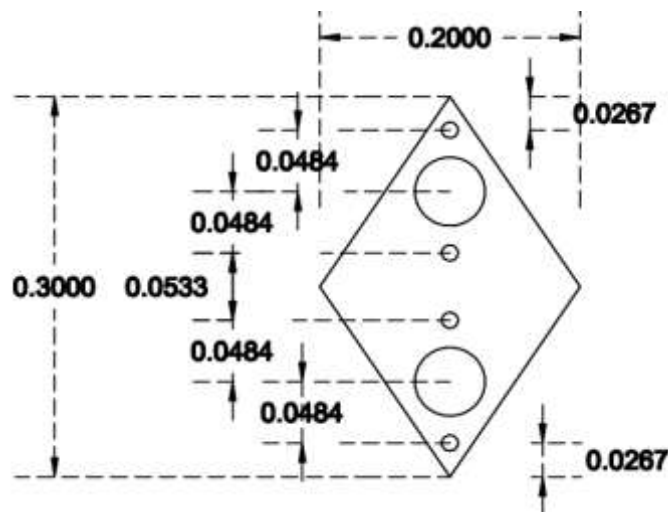


Figura 2.5.1.1. Dimensiones de diseño del bloque

La norma NMX-C-404 define que las piezas macizas son aquellas cuya área de las celdas es menor al 25% del área total y cuyas paredes exteriores son mayores de 20 mm. Mientras que la pieza hueca tiene un área de celda mayor al 25% y menor al 50% del área total y cuyas paredes exteriores son mayores de 15 mm.

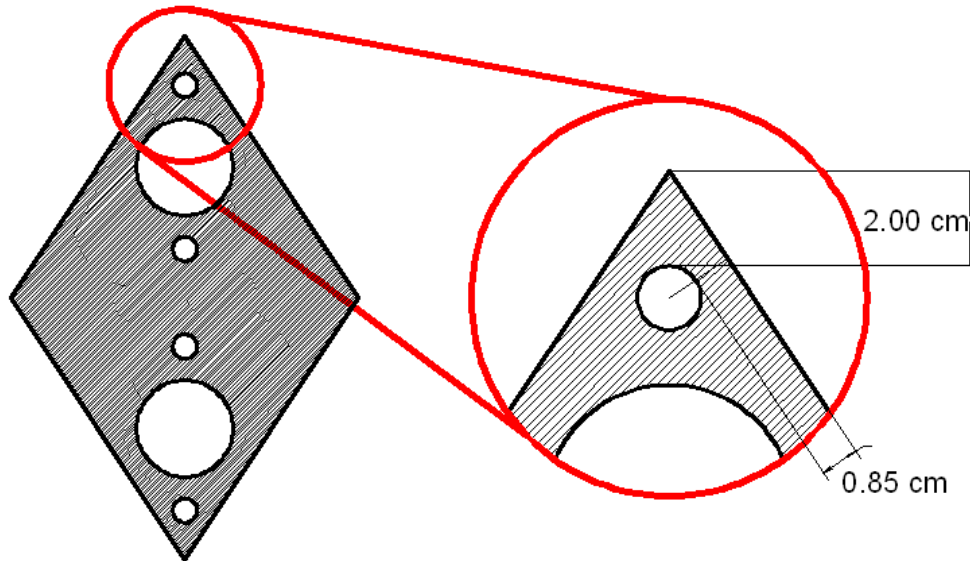


Figura 2.5.1.2. Dimensiones de paredes del bloque

Observando el diagrama 2.5.1.2 y conociendo que la pared mínima del elemento es de 8.5 mm, se entiende que no puede ser usado para muros de carga; por lo tanto, el análisis estructural se centrará en el elemento aplicado en muros aparentes conforme a la norma NMX-C-441.

La norma NMX-C-441 establece dimensiones de 10 a 30 cm de ancho, 10 a 30 cm de alto X 30 cm o más de largo, con tolerancias de 3 mm, además no considera anchos mínimos en paredes. Como el bloque entra en estos parámetros se consideró una resistencia a compresión de cada bloque de 35 kg/cm^2 promedio y 30 kg/cm^2 mínima individual.

2.5.2.- Descripción general del sistema constructivo

El sistema constructivo consiste en anclar el conjunto de varillas *guía* desde la cimentación para ensamblar los bloques por medio de sus *agujeros guía*, con juntas *a hueso*. Su diseño es para una mampostería confinada, lo que implica un refuerzo lateral por castillos u otros perfiles y un refuerzo superior o cadena a la cual se es nuevamente anclada. Ver figura 2.5.2.1.

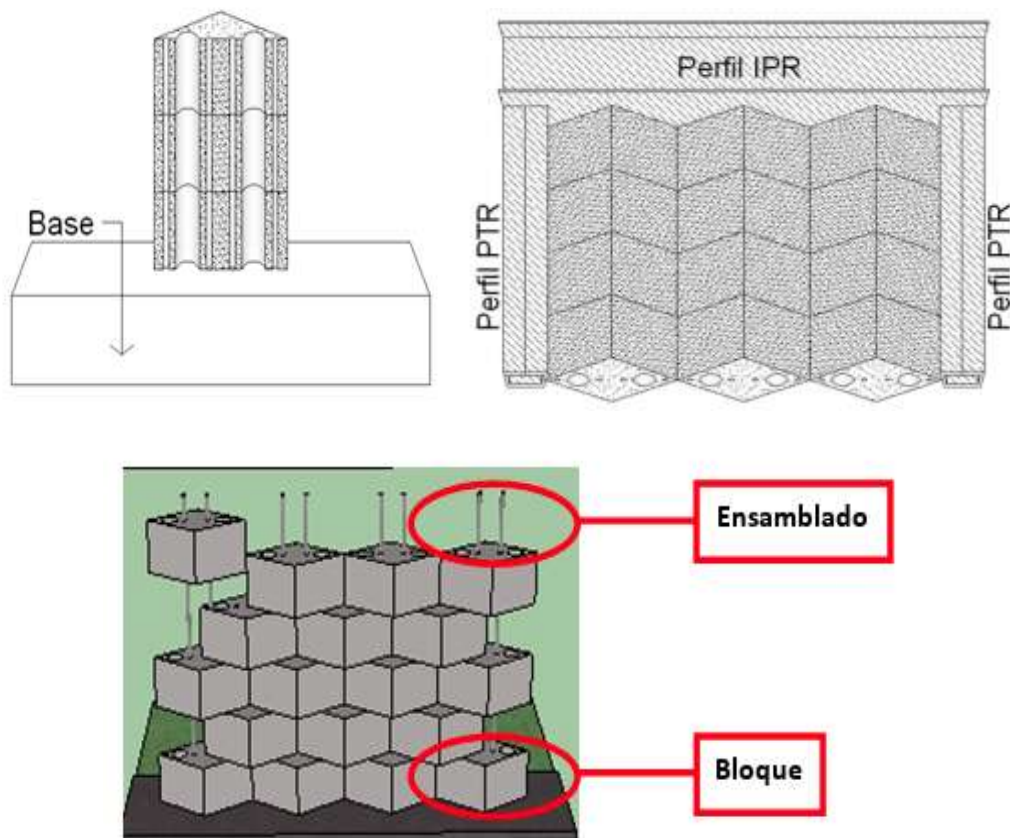


Figura 2.5.2.1. Descripción general del sistema constructivo

Con este método se logra un confinamiento vertical del sistema, sin embargo, cabe mencionar que la holgura que existe entre los *agujeros guía* y la varilla, permite un movimiento horizontal del mismo. Ver figura 2.5.2.2.

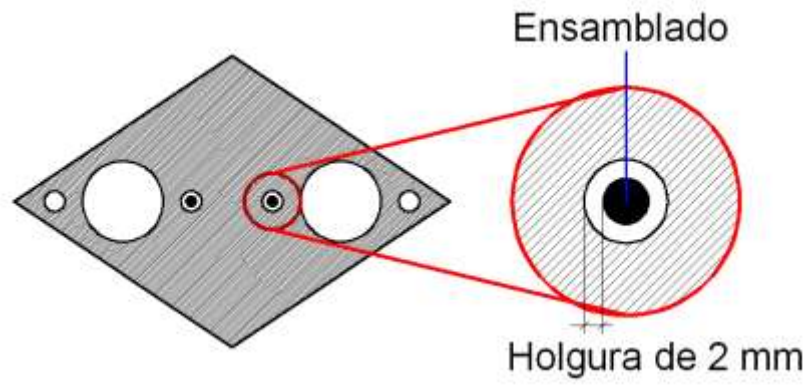


Figura 2.5.2.2. Holgura entre la varilla y el agujero de empotramiento

III. METODOLOGIA

En este capítulo se mencionan primero los materiales utilizados para todos los experimentos: cemento, varillas y agregados. Se continúa con el proceso de fabricación de los bloques, su medición y su obtención de las propiedades mecánicas.

3.1.- Materiales

3.1.1- Agregados

Los agregados (jal y arena) se sustrajeron del banco de arena de Aldama en la ciudad de Irapuato, Guanajuato y fueron cribados en la malla No. 4 para luego caracterizarse acorde al anexo I.

3.1.1.1- Arena de mina

La arena de mina es la que se extrae de las profundidades de estratos geológicos, la cual, muestra las siguientes propiedades físicas:

Humedad actual de arenas = 4%

Humedad superficial y humedad de absorción de arenas = 16%

Gravedad específica = 1.86

Peso volumétrico seco y suelto = 1.293 gr/cm³

Peso volumétrico seco y varillado = 1.43 gr/cm³

Sedimentación: Aceptable (sedimentación completa a las 24 horas)

Densidad: 1870 kg/m³

Tabla 3.1.1.1. Granulometría de la arena

Malla	Abertura nominal mm	Peso retenido parcial gr	% Retenido parcial	%Retenido acumulativo	% que pasa la malla
4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,38	110	18,93	18,93	81,07
16	1.19	172,11	29,62	48,56	51,44
30	0,595	151,15	26,02	74,57	25,43
50	0,297	81,95	14,10	88,67	11,33
100	0,149	41,34	7,12	95,79	4,21
200	0,074	22,38	3,85	99,64	0,36
<200		2,08	0,36	100,00	
Total		581,01	100,00		

Módulo de finura = 0.96

3.1.1.2.- Arena de baja densidad o jal de mina

La arena de baja densidad o llamada jal en Irapuato contiene un peso volumétrico menor a la arena de mina. A continuación se describen sus propiedades físicas:

Humedad actual = 17%

Humedad superficial y humedad de absorción = 26%

Gravedad específica = 1.49

Peso volumétrico seco y suelto = 0.816 gr/cm³

Peso volumétrico seco y varillado = 0.91 gr/cm³

Sedimentación: aceptable (sedimentó probeta a las 24 horas)

Densidad = 1450 kg/m³

Tabla 3.1.1.2. Granulometría de una jal

Malla	Abertura nominal mm	Peso retenido parcial gr	% Retenido parcial	%Retenido acumulativo	% que pasa la malla
4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,38	68,19	12,53	12,53	87,47
16	1.19	118,82	21,84	34,37	65,63
30	0,595	113,54	20,87	55,24	44,76
50	0,297	64,10	11,78	67,03	32,97
100	0,149	66,35	12,20	79,22	20,78
200	0,074	98,10	18,03	97,25	2,75
<200		14,94	2,75	100,00	
Total		544,04	100,00		

Módulo de finura = 0.79

3.1.1.3.- Agregado usado en la fabricación de bloques

La selección del agregado usado para la fabricación de bloques se basó en las norma ASTM C-331 (Ver figura 3.1.1.3.1).

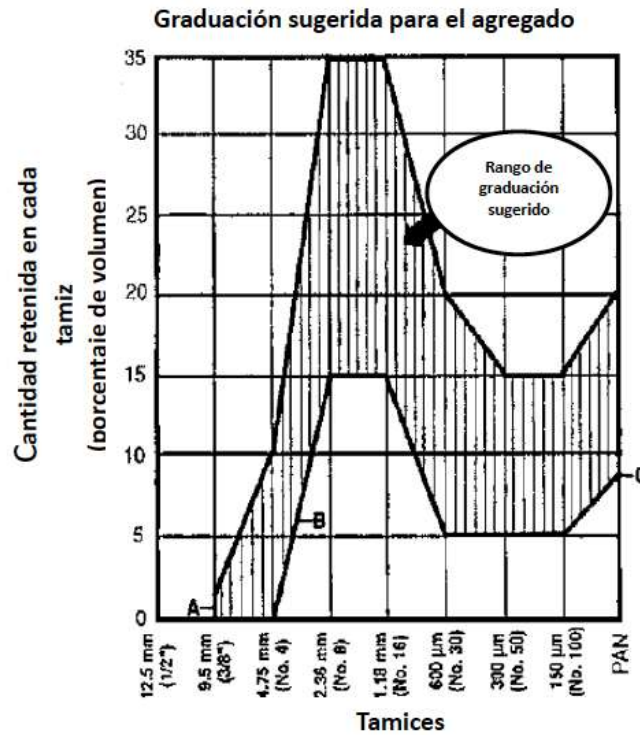


Figura 3.1.1.3.1. Graduación sugerida para el agregado (Norma ASTM C-331)

Las propiedades individuales de los agregados no cumplen con la norma establecida, pues la arena de mina tiene exceso de retenidos gruesos mientras que la arena de baja densidad (jal) tiene exceso de finos y una alta humedad

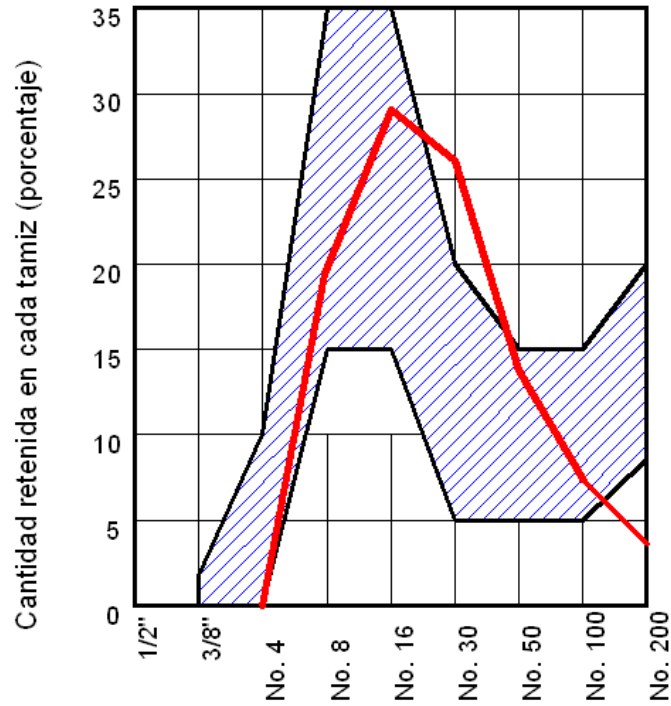


Figura 3.1.1.3.2. Graduación granulométrica de la arena de mayor densidad comparada con la sugerida en la Norma ASTM-C-331

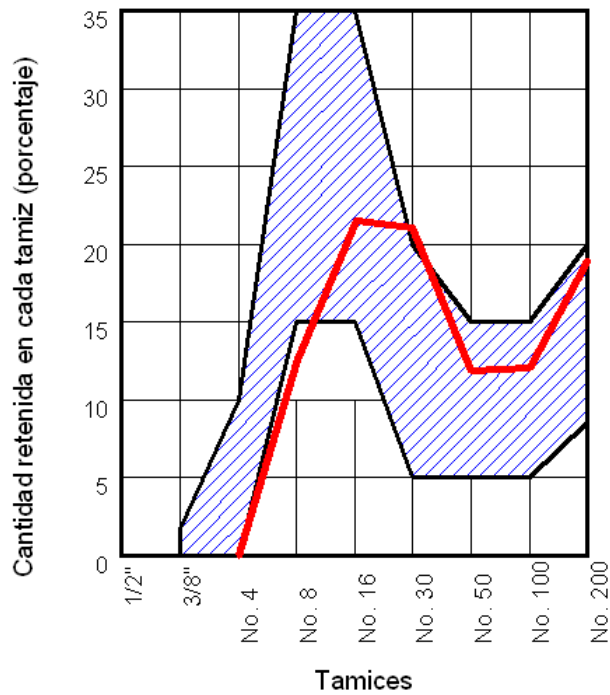


Figura 3.1.1.3.3. Graduación granulométrica de la jal de mina comparada con la sugerida en la Norma ASTM-C-331

Por lo tanto se mezclaron jal – arena de mina en proporción 2:5 para obtener los siguientes resultados:

Humedad actual = 8%

Humedad superficial y humedad de absorción = 19%

Gravedad específica = 2.08

Peso volumétrico seco y suelto = 1.15 gr/cm³

Peso volumétrico seco y varillado = 1.3 gr/cm³

Sedimentación: Aceptable

Material que pasa por la malla No. 200

Densidad = 2060 kg/m³

Porcentaje de terrones de arcilla = 0.85%

Tabla 3.1.1.3. Granulometría del agregado jal – arena de mina proporción 2:5

Malla	Abertura nominal mm	Peso retenido parcial gr	% Retenido parcial	%Retenido acumulativo	% que pasa la malla	C-331 (% de retenido parcial)
4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00	0- 10
8	2,38	97,46	17,10	17,10	82,90	15- 35
16	1.19	156,12	27,39	44,49	55,51	15-35
30	0,595	139,87	19,54	69,04	30,96	5-.20
50	0,297	76,60	13,44	82,48	17,52	5-.15
100	0,149	48,84	8,57	91,05	8,95	5-.15
200	0,074	45,10	12,91	98,96	1,04	8-.20
<200		5,94	1,04	100,00		
Total		569,92	100,00			

Módulo de finura = 0.91

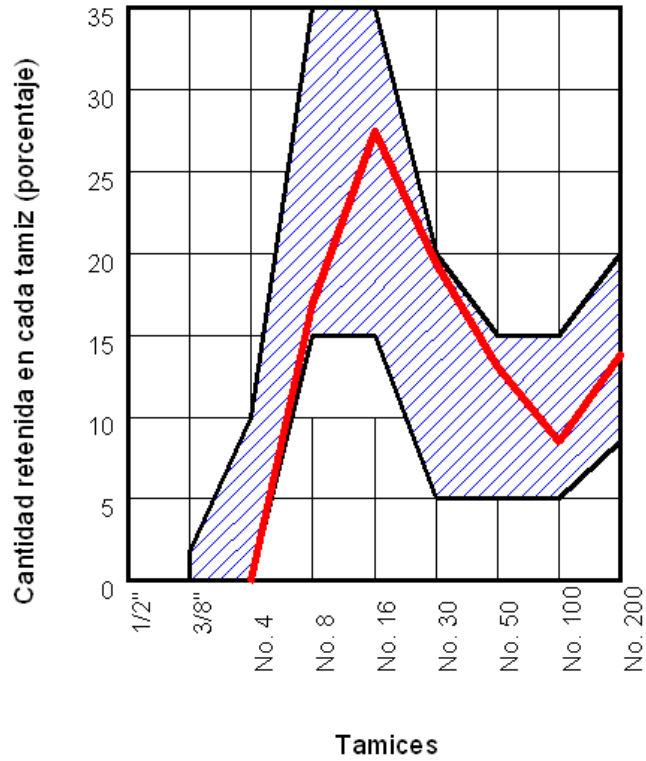


Figura 3.1.1.3.4. Comparación del agregado constituyente de los bloques con lo sugerido en la norma ASTM C-331

3.1.2.- Varilla

El ensamblaje de piezas de pilas y muretes fue con varilla lisa con las propiedades mecánicas de la tabla 3.1.2.

Tabla 3.1.2. Propiedades mecánicas de la varilla

Dimensiones (pulgadas)	5/16
Peso (kg/m)	0.388
Límite de fluencia (N/mm ²)	440 - 690
Resistencia a la tracción (N/mm ²)	490 – 705
Alargamiento en 200 mm (%)	2 – 15
Índice de maquinabilidad	135
Dureza (Hrb)	75 – 95
Longitud (cm)	42

3.1.3.- Cemento

Se utilizó cemento C-30R (tipo II, compuesto) marca Cruz Azul, cuya resistencia mínima a los 28 días es de 30 MPa.

3.2.- Fabricación de bloques

Los bloques se fabricaron por medio de un molde de acero con las características de las figuras 3.2.1, 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4.



Figura 3.2.1. Foto del molde

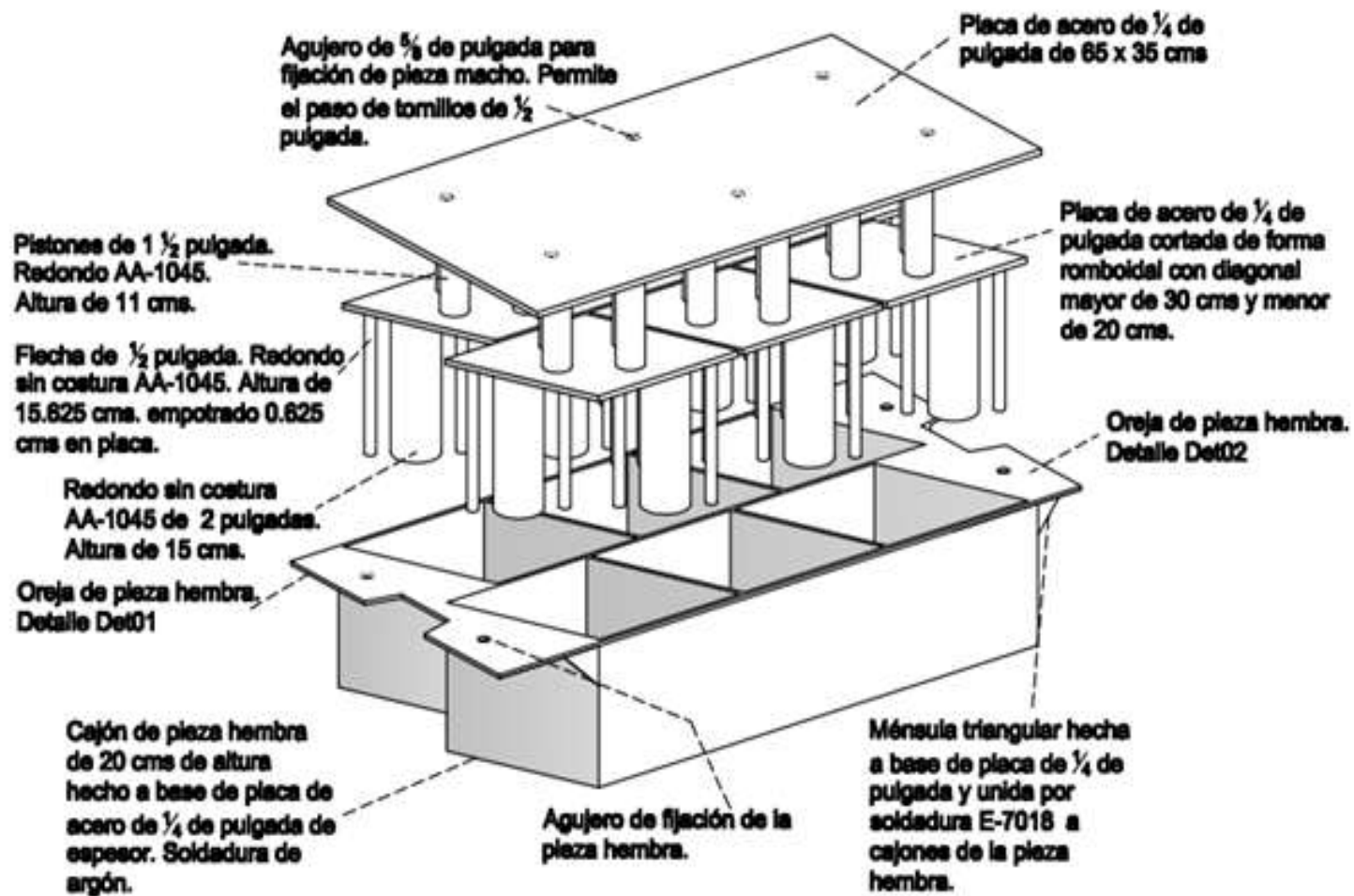
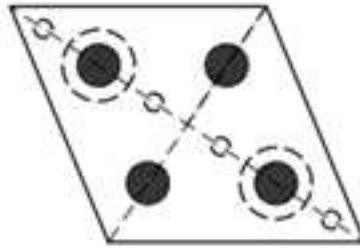
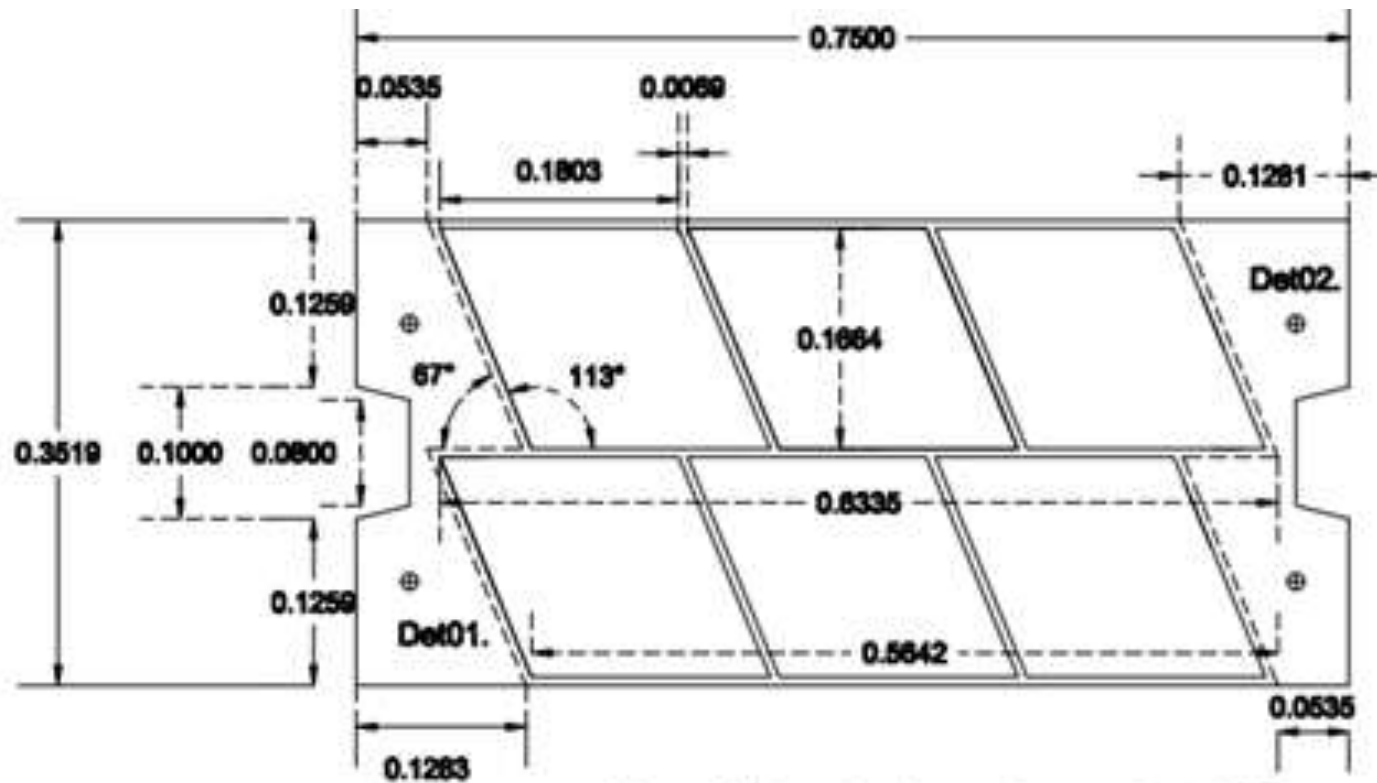


Figura 3.2.2. Perspectiva del molde



- Pistones de 11 cms de altura, redondo AA1045 de $1 \frac{1}{2}$ pulgada de diametro soldados bajo placa de acero de 65 x 35 cms. y $\frac{1}{4}$ de pulgada de grosor.
- Proyeccion de la parte baja de la placa. Redondo sin costura AA1045 Diametro mayor de 2 pulgadas, Diametro menor de $\frac{1}{2}$ pulgada y altura de 20 cms. soldada sobre base de detalle de placa separandose cada uno $\frac{1}{4}$ de pulgada de la otra base, unidos a pistones. (ver detalle de pistones)
- Ejes. Esto indica que si trazamos las diagonales del rombo obtenemos 4 lineas a partir del centro dirigidas a cada esquina. Al centro de cada linea va un piston.

Figura 3.2.3. Posicionamiento de pistones sobre placa romboidal



Marco de $\frac{1}{4}$ de pulgada, en solera, y altura de 20 cms.
 Considérese cada cajón similar tanto en medidas como en ángulo.
 NOTA: Cada cajón recibirá una placa. Por lo tanto, es muy importante no disminuir las dimensiones internas del cajón.

Figura 3.2.4. Cajones del molde

3.2.1.- Mortero usado en la fabricación de bloques

El mortero se fabricó con una mezcla de cemento – jal – arena proporción 1:2:5. De acuerdo a la prueba de fluidez de la norma ASTM C-1437 se determinó que la proporción adecuada de agua es de 2.5 veces la unidad de cemento para una relación agua – cemento de 2.5.



Figura 3.2.1.1. Método para determinación de la fluidez del mortero

Con estas proporciones se fabricaron en base a la norma ASTM C31, cinco probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro x 20 cm de alto, con un área transversal de 78.54 cm^2 , en moldes de hierro forjado (figura 3.2.1.2) cubiertas con aceite para desmoldar en su interior, siendo varillada la mezcla con varilla lisa de 5/8" de diámetro en 3 capas y 25 golpes cada una.



Figura 3.2.1.2. Moldes para la fabricación de probetas cilíndricas

Se desmoldaron las piezas al día siguiente y fueron trasladadas al cuarto de curado del laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro (figura 3.2.1.5) donde permanecieron 28 días.



Figura 3.2.1.3. Cuarto de curado



Figura 3.2.1.4. Probetas cilíndricas a los 28 días de curado

Las probetas resultantes (figura 3.2.1.6) fueron *cabeceadas* en sus caras superior e inferior con azufre hirviendo (figura 3.2.1.7) mediante discos de cabeceado como se muestran en la figura 3.2.1.8.



Figura 3.2.1.5. Azufre en estado natural y en calentamiento



Figura 3.2.1.6. Discos de cabeceado de azufre

Al cabo de media hora, se ensayaron las muestras bajo cargas de compresión en una máquina compresora universal.

3.2.2.- Almacenamiento de bloques

Se utilizó aceite quemado y diesel en proporción 50 – 50 como desmoldante. Los bloques fueron curados cada día durante 7 días y dejados a secar sobre láminas de plástico (figura 3.2.2.1).



Figura 3.2.2.1. Lote de bloques fabricados

3.3.- Medición de bloques

Se tomaron todas las dimensiones de los bloques y se les confirió la siguiente nomenclatura (ver anexo 2):

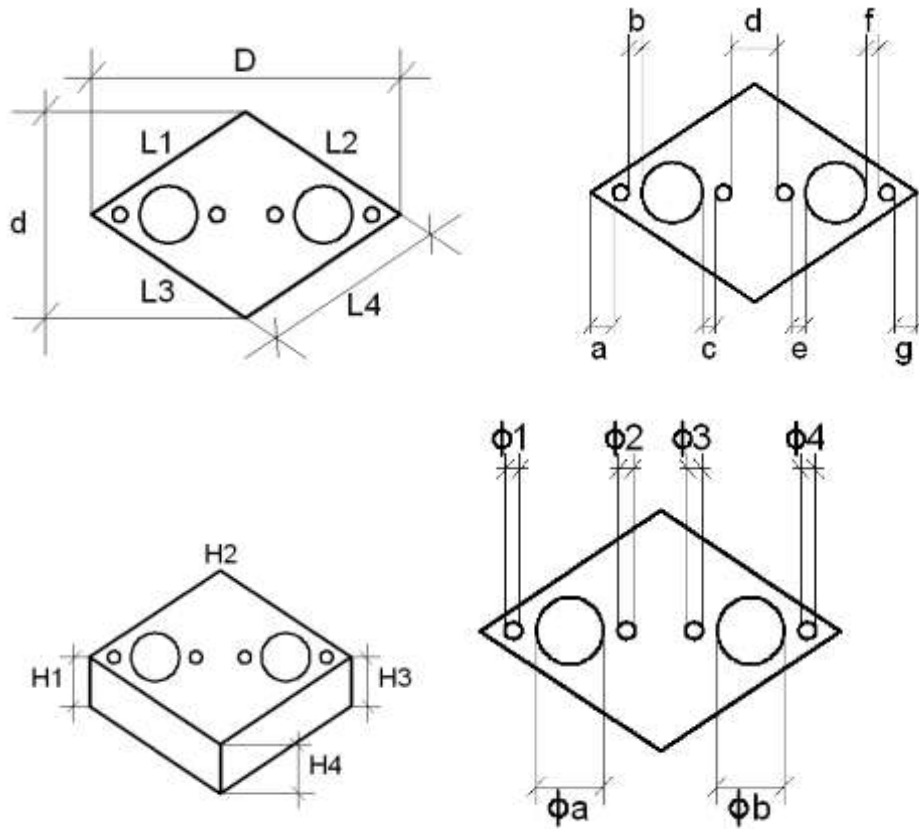


Figura 3.3.1. Simbología de dimensiones de fabricación de bloques

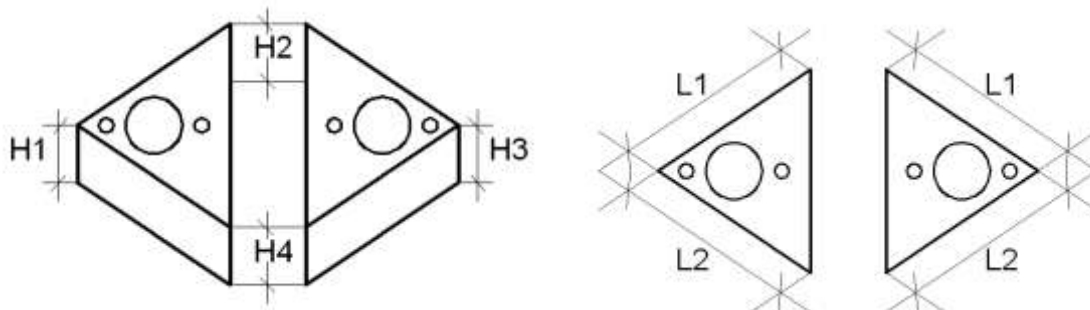


Figura 3.3.2. Simbología de dimensiones de fabricación de medios bloques

3.4.- Propiedades mecánicas de los bloques

3.4.1.- Resistencia a compresión

Se seleccionaron 10 bloques para los experimentos de esfuerzos a compresión y fueron analizados por separado colocándose sobre la base de una máquina compresora universal con medidor de carga (figura 3.4.1.1) donde se procedió a utilizar una placa de acero de $\frac{3}{4}$ " de espesor para distribuir el peso. Se cabecearon los bloques *areneándolos*, es decir, se colocaron arenas – arcillas que pasan por la malla No. 16, sobre las caras superior e inferior de los bloques para que su superficie empate con la superficie de carga (figura 3.4.1.2).



Figura 3.4.1.1. Máquina universal y medidor



Figura 3.4.1.2. Método de *cabeceo*

3.4.2.- Módulo de ruptura

Los bloques estudiados fueron colocados sobre 2 apoyos (ángulos de acero de sección de $2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ " x 20 cm de longitud) a una distancia $X = 5$ cm a partir del borde. No se consideró 1 pulgada como lo recomienda la norma debido a que el borde se desprende. Se aplicó la carga en el centro por medio de una barra circular de acero de 2" de diámetro al centro del bloque. Ver figuras 3.4.2.1 y 3.4.2.2.

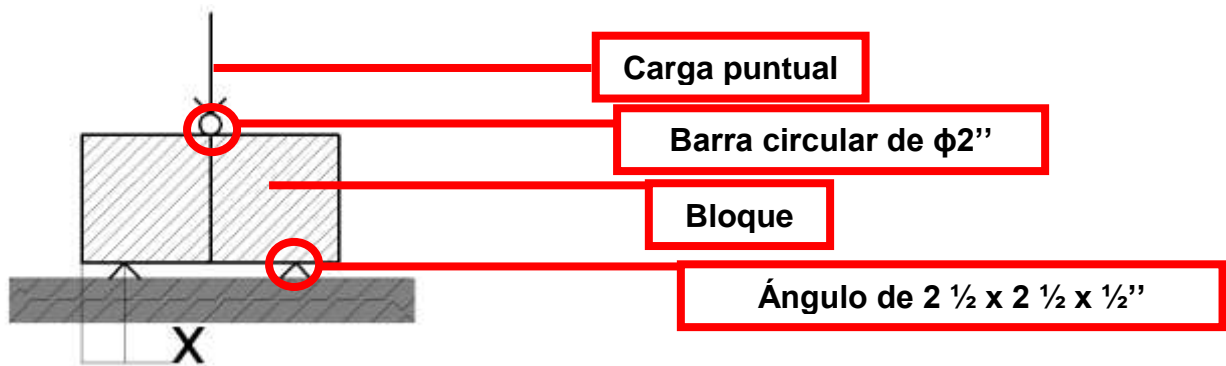


Figura 3.4.2.1. Diagrama en alzado de prueba de flexión simple



Figura 3.4.2.2. Determinación de resistencia a esfuerzos de compresión y flexión simple en bloques

3.4.- Pilas sin juntas de mortero sometidas a cargas de compresión.

Se probaron 9 pilas acorde a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (2004), para determinar sus esfuerzos a compresión utilizando la misma consideración de grietas y los procedimientos de *areneo* y *calzado*. El calzado consiste en seleccionar los bloques conformantes de pilas y muretes para evitar grandes diferencias de alturas por el concepto desviación en muros sin juntas de mortero (Hosea Kintingu, 2009).

Las pruebas a compresión se realizaron con pilas de aproximadamente 45 cm de alto conformadas por 3 bloques estibados con juntas a hueso y ensamblados por 2 varillas lisas de 42 cm de largo colocadas en los agujeros centrales.

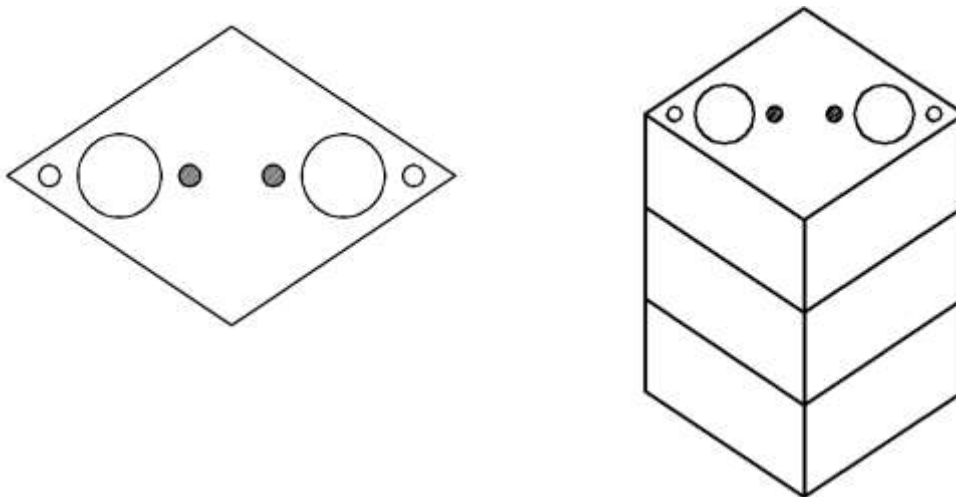


Figura 3.4.1. Topología de ensamblado de la pila vista en planta y en perspectiva

3.5.- Muretes sin juntas de mortero sometidos a esfuerzos de cortante

La prueba a cortante se realizó de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias, donde se considera dimensiones de al menos un bloque y

medio de largo, obteniéndose un murete de 45 x 45 cm, inclinado 45° (figura 3.7.1). Para lograr la inclinación se usó como referencia un ángulo de acero de 2" de lado, ¼" de espesor x 20 cm de largo. El murete fue ensamblado con 3 bloques completos, 3 medios bloques y 3 varillas lisas (figura 3.6.2) con la topología de ensamblado mostrada en las figuras 3.6.3 y 3.6.4. En ensayos preliminares se presentaron problemas de rotación lateral de los muretes, por lo cual, los siguientes especímenes fueron rodeados con cinta de enzunchar en su perímetro (figura 3.6.5).

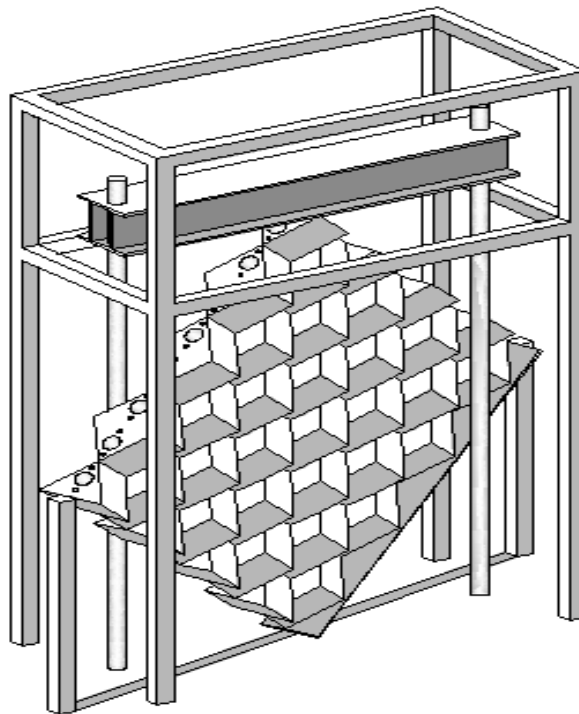


Figura 3.5.1. Perspectiva de murete inclinado a 45° para pruebas de tensión diagonal

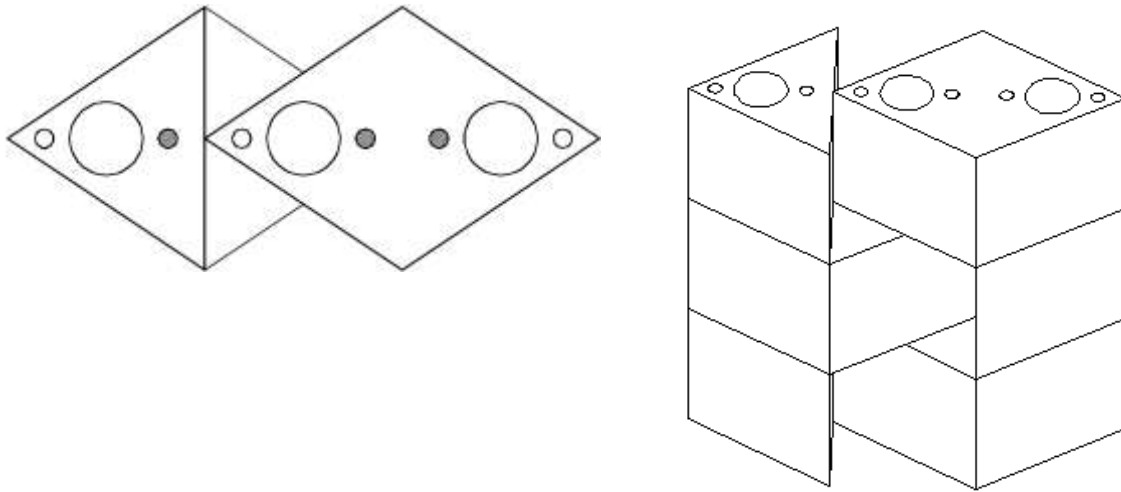


Imagen 3.5.2. Vista en planta y perspectiva del murete

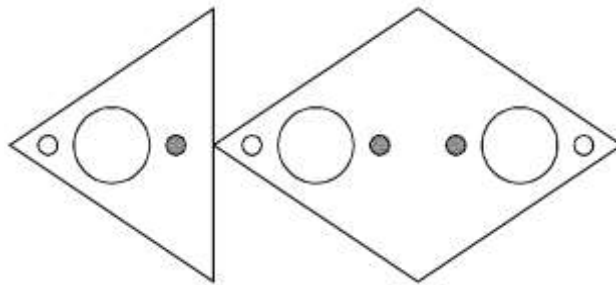


Imagen 3.5.3. Topología de ensamblado de la primera y tercera hilada del murete visto en planta

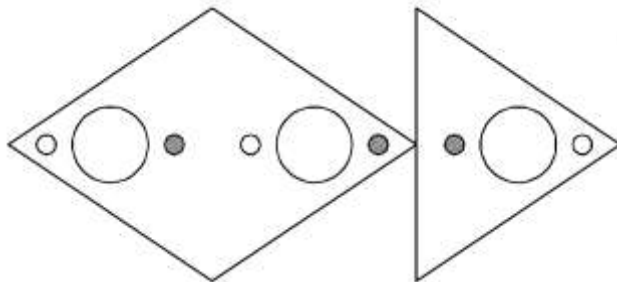


Imagen 3.5.4. Topología de ensamblado de la segunda hilada del murete visto en planta

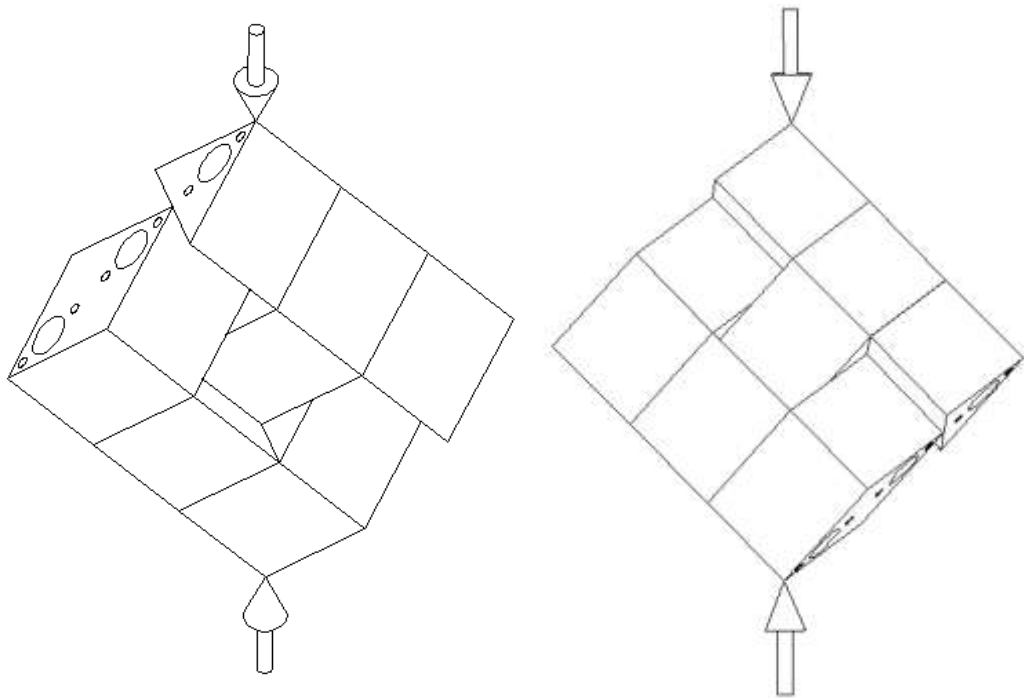


Figura 3.5.5. Perspectivas de ensayo de muretes sometidos a esfuerzos cortantes, problemas de rotación lateral del muro y cinta de enzunchar alrededor.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para obtener el esfuerzo cortante de una mampostería se divide la carga máxima sobre el área transversal de la diagonal.

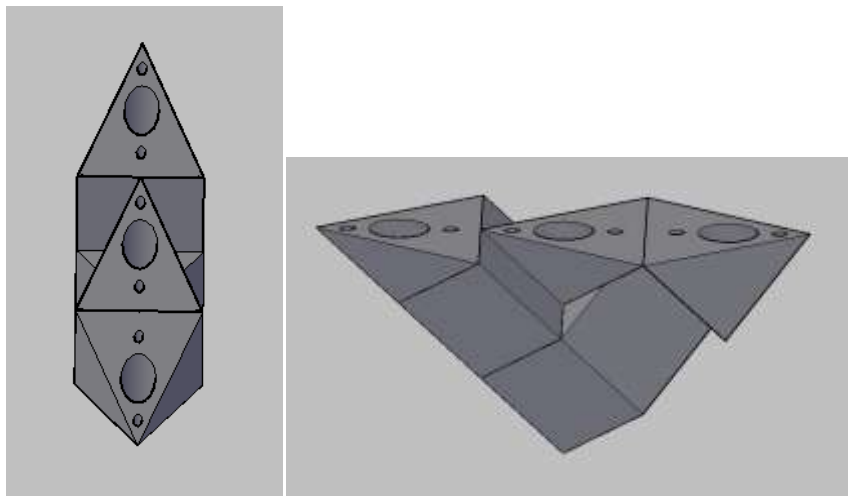


Figura 3.5.6. Área transversal de la diagonal de la mampostería

3.6.- Pilas y muretes con juntas de mortero sometidos a cargas de compresión y de tensión diagonal

3.6.1.- Mortero usado en juntas

Se utilizó un mortero tipo III ($>40 \text{ kg/cm}^2$) conformado por una unidad de volumen de cemento por 2.5 unidades de arena de baja densidad (GDF, 2002), determinándose con la prueba de fluidez que la relación agua – cemento es de 2.5. Para comprobar la resistencia se fabricaron cubos de 5 x 5 cm de acuerdo a la norma ASTM C109, los cuales se dejaron en el cuarto de curado durante 28 días. Al término se les realizaron pruebas de compresión estándar (ver tabla 3.6.1)



Figura 3.6.1.1. Molde para la fabricación de cubos de mortero

(Imagen obtenida de <http://www.fiicsa.com/?q=node/26>)



Figura 3.6.1.2. Cubos de mortero a los 28 días de curado

Tabla 3.6.1. Resistencia a esfuerzos de compresión de cubos de mortero de cemento – jal en proporción 2:5

Foto inicial	Carga soportada (kg)	Esfuerzo a compresión (Kg/cm ²)	Foto final
	2273	90.92	
	2228	89.12	
	3117	124.68	
	2192	87.68	
	2478	99.12	
	2474	98.96	
Promedio	2460.33	98.41	
Desviación estándar	344.32	13.77	

CV	0.14
NTCM	65.00

Usando la ecuación 3.1.1.4 se obtiene una resistencia de diseño de 65 kg/cm².

Ecuación 3.1.1.4. Resistencia de diseño del mortero de juntas (NTC-DF)

$$f_j^* = \frac{\overline{f_j}}{1 + 2.5 c_j}$$

Donde:

$\overline{f_j}$ = Resistencia promedio de cubos de mortero

c_j = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de cubos de mortero, que no será considerado menor a 0.2

3.6.2.- Ensayo de pilas y muretes con juntas de mortero

Se ensayaron 5 muretes y 5 pilas con juntas de 1.5 cm de espesor bajo las mismas condiciones que sus análogos sin juntas para comparar los resultados. (Ver figuras 3.6.2.1, 3.6.2.2 y 3.6.2.3).

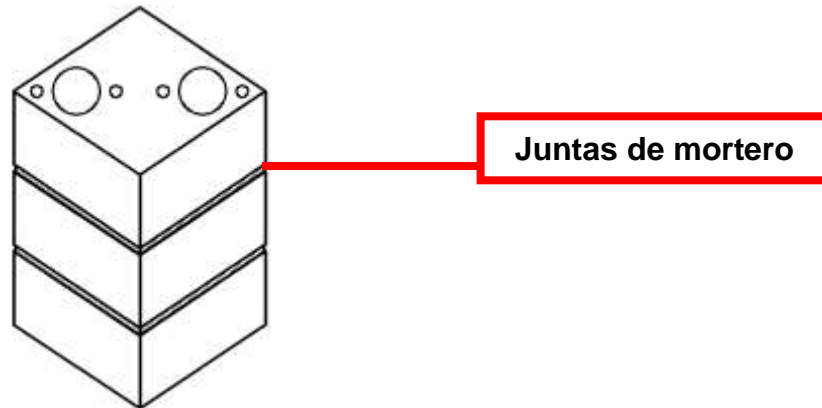


Imagen 3.6.2.1. Pilas con juntas de mortero

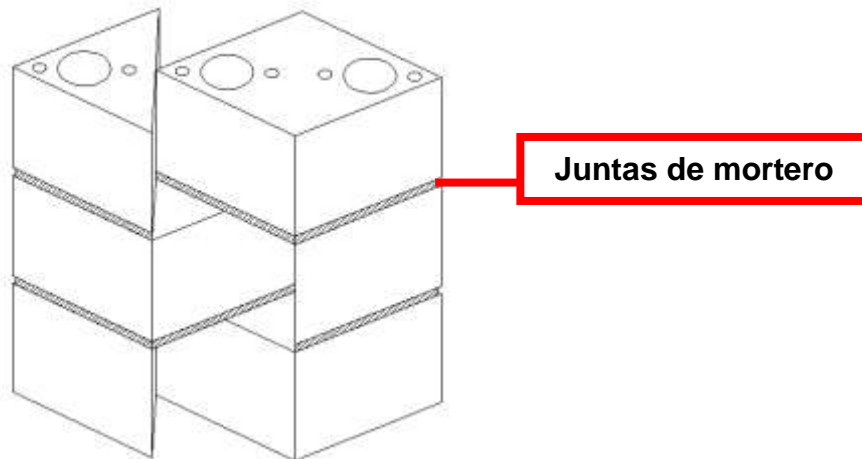


Imagen 3.6.2.2. Muretes con juntas de mortero

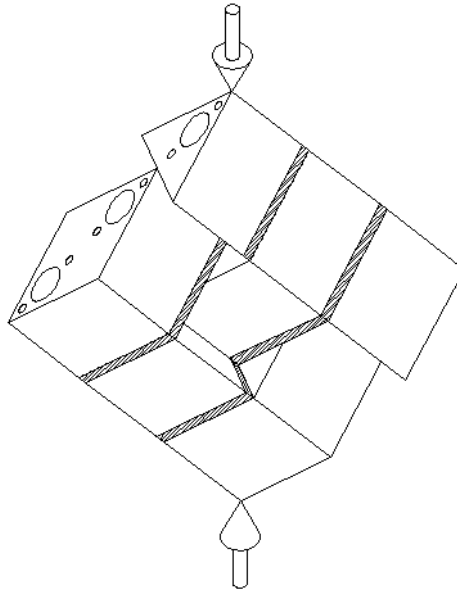


Imagen 3.6.2.3. Muretes con juntas de mortero sometidos a esfuerzos de compresión sobre la diagonal

IV.- RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1.- Resistencia a esfuerzos de compresión del mortero empleado en la fabricación de bloques

Las resistencias a esfuerzos de compresión del mortero empleado en la fabricación de bloques se muestra en la tabla 4.1.1

Tabla 4.1.1. Resistencia a esfuerzos de compresión de probetas cilíndricas de 10 x 20 cm de mortero cemento – jal – arena proporción 1:2:5

Foto inicial	Carga soportada (kg)	Esfuerzo a compresión (Kg/cm ²)	Foto final
	3533	44.98	
	2241	28.53	
	2640	33.61	

	4667	59.42	
	3347	42.62	
Promedio	3285.60	41.83	
Desviación estándar	932.90	11.88	
CV		0.28	
NTCM		24.60	

Los tipos de grietas fueron al centro y en líneas verticales mostrando un claro *abombamiento* en la parte central de los especímenes (falla por compresión) justo al momento del colapso, el cual, fue súbito por tratarse de un material frágil.

La resistencia promedio de las probetas fue de 41.83 kg/cm², con un coeficiente de variación (CV) de 0.28. Utilizando la fórmula de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (ver anexo 5) tenemos una resistencia de diseño de 24.60 kg/cm². Se considera que la dispersión de datos surge porque el material es heterogéneo [González, 2005] y es el motivo principal por el cual decrece en su resistencia de diseño.

4.2.- Propiedades mecánicas de los bloques

Para evaluar los bloques se consideraron 3 fases importantes en la aparición de grietas. Se refiere por primera grieta a la que es ligeramente perceptible y que está por encima de los 0.04 mm referidos en las Normas

Técnicas Complementarias. En este punto las grietas modifican las propiedades estéticas del elemento (ver figura 4.2.1).



Figura 4.2.1. Aparición de primera grieta en un bloque

Las grietas apreciables (figura 4.2.2) son claramente visibles (ancho >0.5 mm) y tienen daños estructurales, pueden además ocasionar desprendimientos.



Figura 4.2.2. Aparición de grieta apreciable en un bloque

Por último el colapso se refiere a la carga última que soporta el bloque, en este punto se ha perdido la función y el daño estructural es severo. (Ver anexo 3).

La tabla 4.2.1 muestra los resultados obtenidos en los bloques sometidos a cargas de compresión (ver nomenclatura en anexo 6).

Tabla 4.2.1. Resistencia a esfuerzos de compresión de bloques

	Área (cm ²)	Esfuerzo 1ª grieta (kg/cm ²)	Esfuerzo grieta apreciable (kg/cm ²)	Esfuerzo colapso (kg/cm ²)
	250,11	30,55	NR	44,03
	250,34	25,96	29,96	NR
	250,34	14,12	19,97	38,33
	255,82	11,14	26,19	35,14
	250,73	23,53	29,43	36,47
	246,05	13,41	20,73	48,69
	253,87	14,97	23,24	58,37
	218,12	25,22	38,05	45,28
	250,92	15,94	36,34	36,34
	245,74	26,45	37,44	44,41
Promedio	247,20	20,13	29,04	43,01
Desviación estándar	10,66	6,88	7,06	7,48
CV		0.34	0.24	0.17
NTCM		10,85	18,06	28,67

De acuerdo a la fórmula 5.1.1 (ver anexo 5) de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal para el cálculo de la resistencia de diseño del bloque se consideraron los esfuerzos de la grieta apreciable (que es la etapa donde el daño estructural ya es irreversible) y se obtuvo **18.07 kg/cm²**.

Auxiliado por el programa computacional GiD e idealizando el elemento como si fuera un material isotrópico y homogéneo se puede ver los puntos donde los esfuerzos son mayores durante la carga a compresión, representados por colores más oscuros en la figura 4.2.3. Comparando la simulación idealizada con los experimentos de especímenes no homogéneos (ver anexo 4) se observa que los esfuerzos se concentran en las paredes de los agujeros sobre todo en los de

instalación cuando el valor numérico es del esfuerzo de grieta apreciable (tabla 4.2.1).

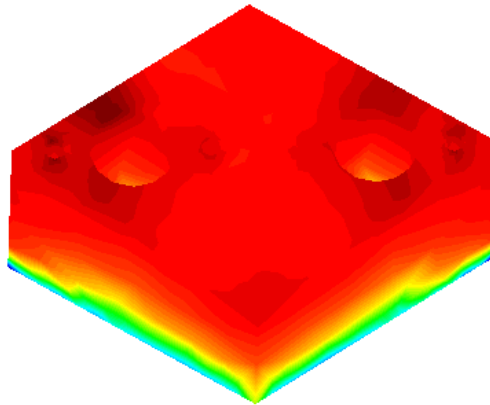


Figura 4.2.3. Distribución de esfuerzos de un bloque sometido a cargas de compresión

Por concentrador de esfuerzos se entiende a la discontinuidad geométrica cuya localización dentro de un sólido elástico aumenta el campo de tensiones.

En tanto del módulo de ruptura se obtuvo un dato promedio de 2.28 kg/cm² (ver anexo 4.2) con un coeficiente de variación de 0.52. Por lo tanto la el modulo de ruptura de diseño (ver anexo 5) de los bloques es de **1.28 kg/cm²**.

4.3.- Resistencia de pilas sujetas a cargas de compresión

Las tablas 4.3.1 y 4.3.2 muestran la evolución de los valores de los esfuerzos en los ensayos de compresión de las pilas sin juntas y con juntas de mortero respectivamente.

Tabla 4.3.1. Pilas sin juntas de mortero sujetas a cargas de compresión

Clave	1ª grieta (kg/cm2)	Grieta apreciable (kg/cm2)	Colapso (kg/cm2)
P1	8,11	12,29	27,46
P2	4,06	7,58	15,09
P3	6,15	17,09	22,77
P4	6,15	8,20	16,15
P5	9,43	12,29	21,13
P6	3,28	9,43	12,47
P7	6,97	10,41	19,76
P8	5,94	6,97	14,89
P9	3,93	7,29	20,70
Promedio	6,00	10,17	18,93
Desviación estándar	2,02	3,29	4,70
CV	0,34	0,32	0,25
NTCM	3,26	5,62	11,69

Tabla 4.3.2. Pilas con juntas de mortero sujetas a cargas de compresión

Clave	Colapso (Kg/cm2)
P1	26,76
P2	26,04
P3	22,83
P4	21,40
P5	11,42
Promedio	21.68
Desviación estándar	6.15

El patrón de falla ante cargas de compresión en pilas sin juntas de mortero se esquematiza en el diagrama 4.3.1, donde A representa el esfuerzo ante la primera grieta; B, cuando la grieta es apreciable y C, el colapso (para ver la evolución de todos las muestras ver anexo 4.3).

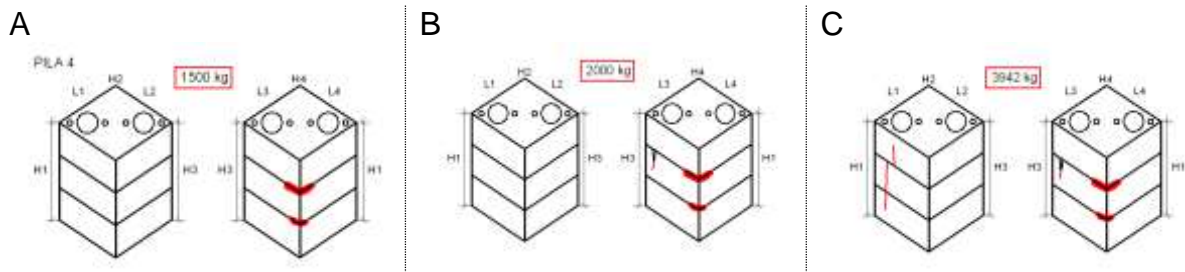


Figura 4.3.1. Evolución de grietas en pilas sin juntas de mortero, con vista posterior y anterior respectivamente.

En los ensayos de las pilas sin juntas de mortero, la zona de falla recurrente fue en los agujeros de instalación. En esta zona el área transversal es menor y se induce un esfuerzo de compresión mayor de concentración de esfuerzos. Se puede observar que los tabiques individuales presentan una falla similar (figura 4.3.2).



Figura 4.3.2. Patrón de colapso en pilas sin juntas de mortero

En el caso de las pilas con juntas de mortero, las grietas aparecieron súbitamente en la carga de colapso (ver figuras 4.3.3 y 4.3.4), a diferencia de los bloques unidos *a hueso*.



Figura 4.3.3. Patrón de colapso en pilas con juntas de mortero



Figura 4.3.4. Grietas longitudinales en pilas con juntas de mortero

Si utilizamos las fórmulas de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal con un factor correctivo de 0.9 para una altura aproximadamente 3 veces el ancho, podemos considerar que la resistencia de diseño de las

mamposterías sin juntas de mortero es de **10.52 kg/cm²**, mientras que la de las mamposterías con juntas de mortero es de **12.68 kg/cm²**. Considerando un muro aparente con cargas de corta duración se tiene un valor de módulo de elasticidad **Em = 9,348.61 kg/cm²**, y de módulo de cortante **Gm = 3,739.45 kg/cm²**. (Ver fórmulas en anexo 5).

Tal como en el trabajo de Walled, 2007 la carga final soportada por las pilas sin juntas de mortero fue menor que la soportada por su análogo con juntas de mortero. En este caso la resistencia fue un 15% menor y se deduce que ha sido por una mejor distribución de las cargas sobre el área gracias al mortero de unión [Meli, 2003].

Obsérvese que la resistencia última de las pilas es similar a la resistencia a primera grieta del bloque individual.

4.4.- Resistencia al cortante de muretes de mampostería

La tabla 4.4.1 presenta la resistencia a cortante de muretes sin juntas y con juntas de mortero respectivamente.

Tabla 4.4.1. Muretes sujetos a cargas de compresión sobre la diagonal

Clave	Muretes sin juntas de mortero		Muretes con juntas de mortero	
	Carga soportada (Kg)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Carga soportada (Kg)	Esfuerzo (Kg/cm ²)
M1	1469,2	2,72	315,00	0.58
M2	480,36	0,89	256,60	0.48
M3	360	0,67	-	-
M4	529,88	0,98	384.00	0.71

M5	620	1,15	-	-
M6	329,53	0,61		
M7	473,46	0,88		
M8	292,03	0,54		
M9	775,25	1,44		
Promedio	592,19	1.10	318,50	0.59
Desviación estándar	361,8	0.67	63.82	0.12
CV	0.61	0.61	0.20	0.20
NTCM	234.33	0.43	212.20	0.39

La resistencia de diseño a esfuerzos cortantes es igual a **0.43 kg/cm²** para muros sin juntas de mortero y **0.39 kg/cm²** para muros con juntas de mortero.

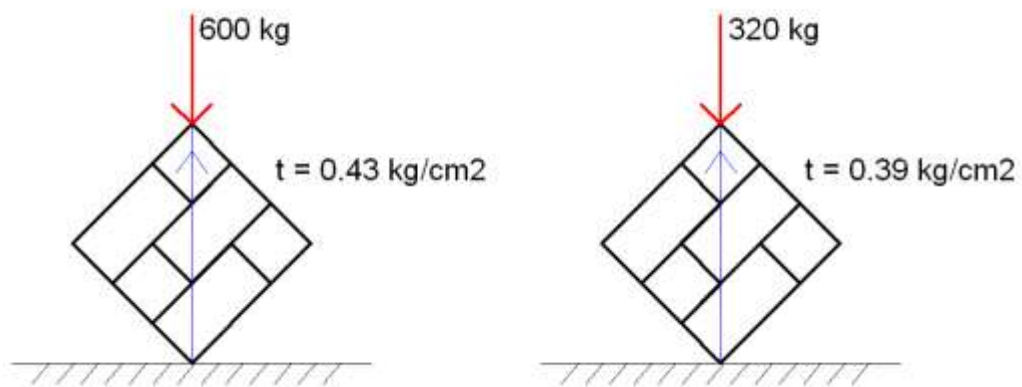


Figura 4.4.1. Representación de esfuerzos en las pruebas de acuerdo a la tabla, siendo el primer diagrama sin juntas de mortero y el segundo con juntas de mortero.

Los muretes sin juntas de mortero sujetos a esfuerzos de tensión diagonal mostraron dos patrones en su comportamiento (figura 4.4.2). En estudios preliminares algunos muretes giraron debido a que el sistema no tiene confinamiento (figura 4.4.3). En los experimentos donde los muretes se rodearon con cinta de enzunchar, el murete se mantuvo fijo y las varillas de armado fueron empujadas por el bloque superior desprendiendo las paredes del agujero de instalación (figura 4.4.4.).



Figura 4.4.2. Patrón de colapso en muretes sin juntas de mortero sujetos a esfuerzos de tensión diagonal

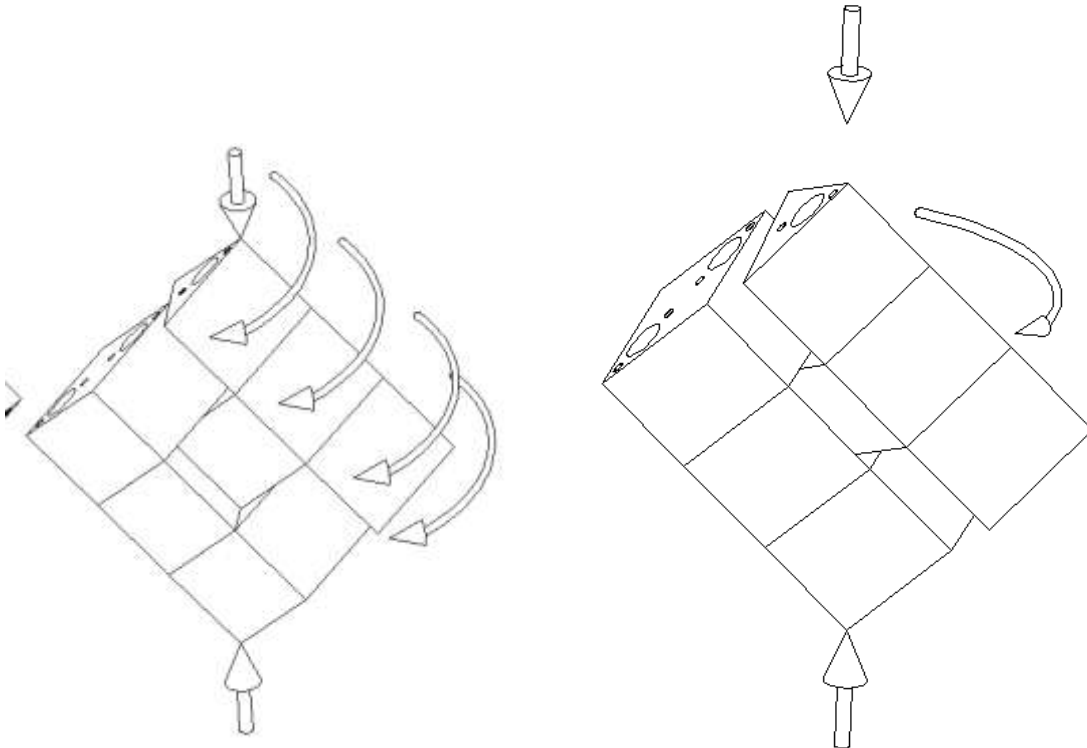


Figura 4.4.3. Rotación de lado derecho del murete durante el ensaye de tensión diagonal

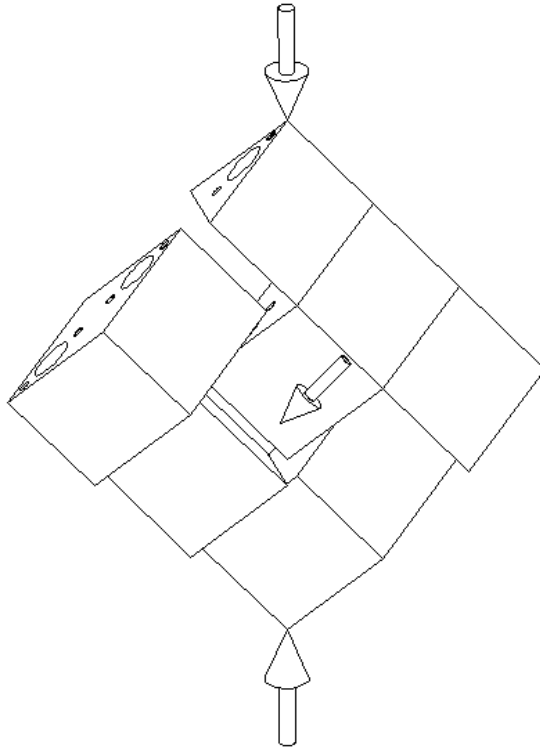


Figura 4.4.4. Dirección de empuje del bloque central derecho del murete durante el ensayo de tensión diagonal

El tipo de falla en los muretes con juntas de mortero fue a lo largo de sus juntas de unión, esto implica que falló la adherencia del mortero. (ver figura 4.4.4)

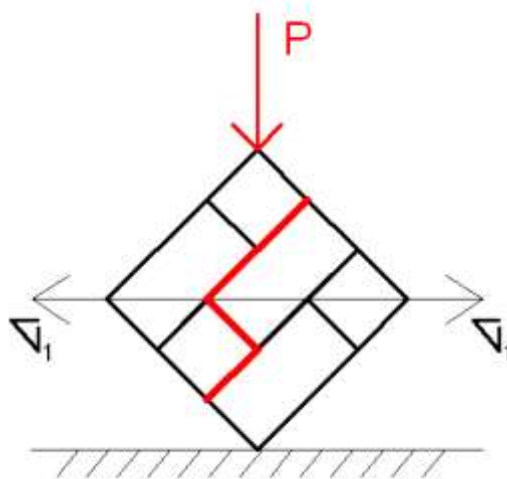


Figura 4.4.5. Zona de falla en muretes con juntas de mortero

Se podría representar la carga (P) que genera esfuerzos de tensión (σ_1) y que es soportada por las reacciones normal (N) y cortante (V) como se muestra en la figura 4.4.6. Se muestran también la zona de falla en color rojo.

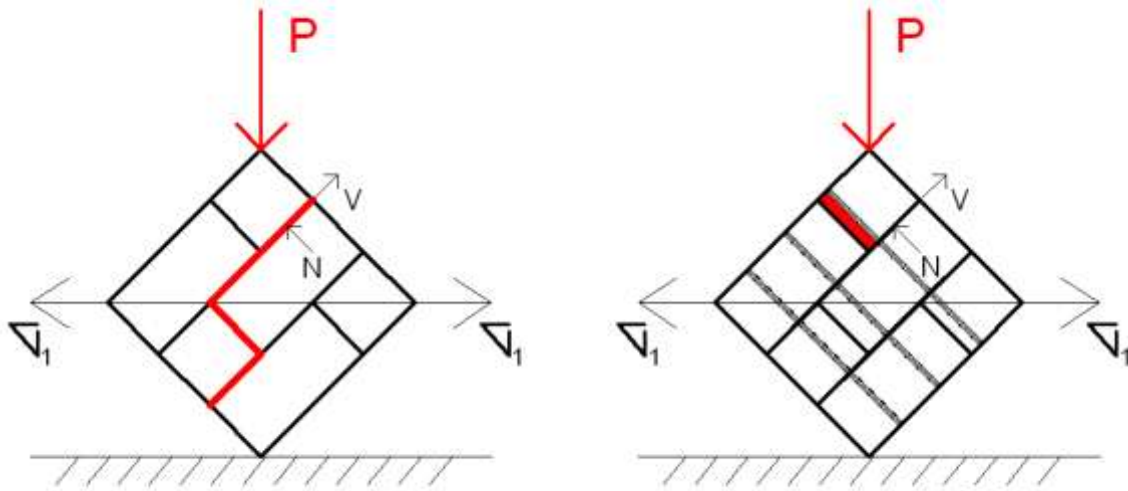
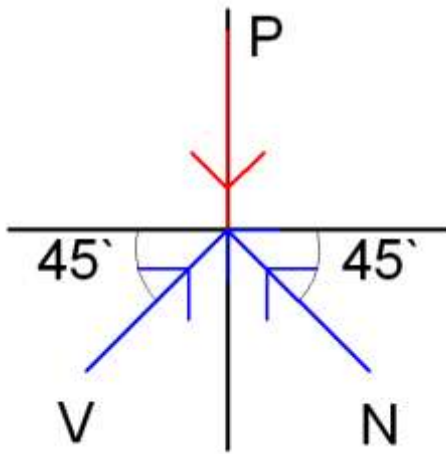


Figura 4.4.6. Reacciones normal y cortante en muretes con juntas y sin juntas de mortero respectivamente.

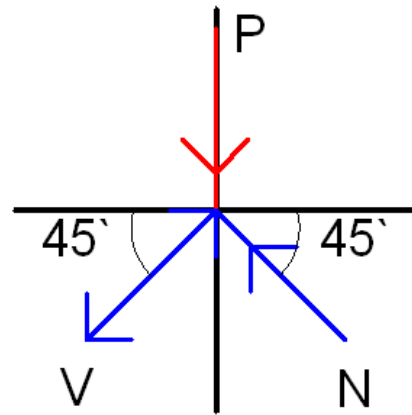
Analizando las componentes en las juntas de unión, observamos que la reacción normal es ejercida tanto por el bloque como por el elemento de unión (junta de mortero tipo III en primera imagen y varilla lisa en la segunda imagen). En tanto la reacción cortante es únicamente soportada por la unión vigente.

Esquematisando un diagrama de cuerpo libre en la junta de unión se obtienen cuatro posibles condiciones mostradas en la figura 4.4.7.

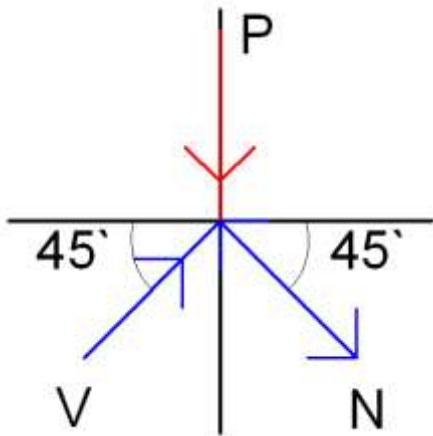
A



B



C



D

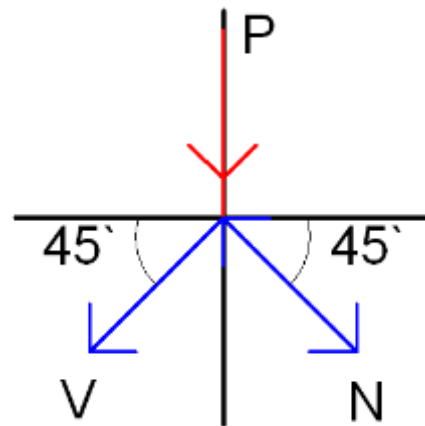


Figura 4.4.7. Posibles diagramas de cuerpo libre en la junta de unión de muretes sometidos a cargas de cortante.

Utilizando las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F_y; \text{sen}45^\circ V + \text{sen}45^\circ N - P = 0$$

$$\sum F_x; \text{cos}45^\circ V + \text{cos}45^\circ N = 0$$

Durante el experimento de cortante en muretes con juntas de mortero se indujeron esfuerzos de tensión que propiciaron el desprendimiento de la junta de mortero a lo largo de la componente normal, posteriormente, la carga en la componente cortante (V) ocasionó un deslizamiento que concluyó en una falla escalonada de los especímenes. Su esquema es el 4.4.7 inciso B.

En el caso de los muretes sin juntas de mortero la varilla sufre dos tipos de carga, en la dirección cortante se ejerce un empuje mientras que en la dirección normal, un deslizamiento. Ver figura 4.4.8.

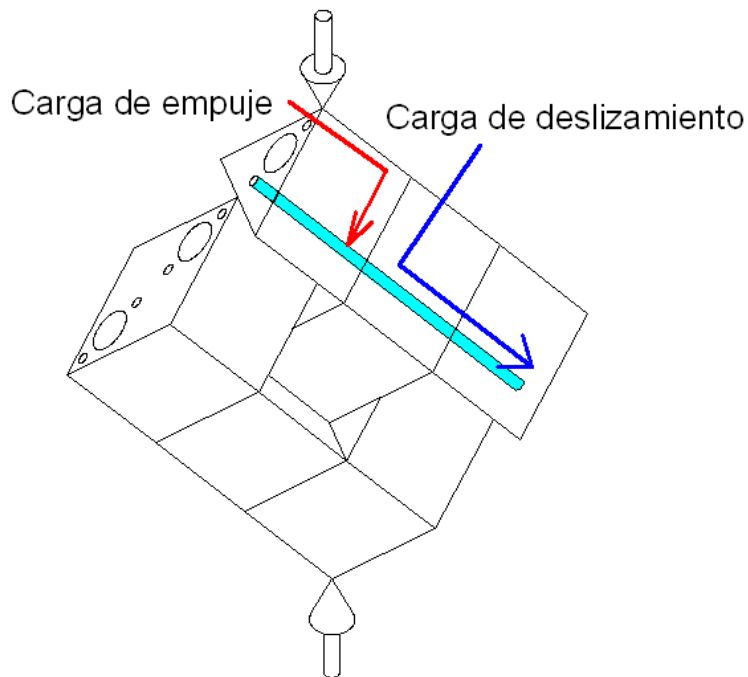


Figura 4.4.8. Carga de empuje y carga de deslizamiento en las varillas de los muretes sin juntas de mortero sujetos a cargas de cortante.

La carga de deslizamiento fue soportada por la cinta de enzunchar, evitando así que la varilla se resbale. La carga de empuje provocó un esfuerzo de flexión en la varilla, corroborado en los especímenes cuyas varillas se doblaron (ver anexo 4.4.5). La carga de empuje continuó y, además de doblar la varilla,

desprendió el borde del bloque superior para finalmente colapsar el murete al dividirlo en 2 partes.

4.6.- Conclusiones

Comparando con la norma NMX-C-404 ningún bloque alcanza los 60 kg/cm², entonces no pueden ser usados para muros de carga. Se recomienda re-diseñar una mezcla con mayor resistencia a compresión ($f'c$).

Se observa que en este diseño de bloques existen concentradores de esfuerzos en las paredes de instalación.

La resistencia a compresión de pilas sin juntas de mortero es menor que la que lleva juntas de mortero debido a que esta última provee una mejor distribución de cargas sobre el área de contacto al ser cubiertos los poros de la superficie de cada bloque.

Los bloques de las pilas sin juntas de mortero tienen libertad de movimiento en sus juntas *a hueso* por lo tanto obtienen grietas prematuras que anuncian su inminente colapso. En el caso contrario las pilas con juntas de mortero colapsan súbitamente.

La resistencia última de pilas sin juntas de mortero es la misma que la resistencia a la primera grieta del bloque individual.

La componente cortante en las pruebas de tensión diagonal fue soportada más por la varilla de los muretes sin juntas de mortero que por la adherencia del mortero de unión de los muretes con juntas de mortero.

LITERATURA CITADA

Alcocer Sergio M., et al. Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada. Programa de investigación sobre seguridad estructural de vivienda económica.

AS 3700. 2001. Mortarless masonry Design Manual. Parte 1 Sección 10 :1

ASTM C-31 Práctica Normalizada para Preparación y Curado de Especímenes de Ensayo de Concreto en la Obra

ASTM C109-2008, "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm] Cube Specimens)".

ASTM C331-2010, "Standard specification for lightweight aggregate for concrete masonry units".

Bruschi Aldo. 1973. Ensayo de muros de mampostería encadenada. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan. Agencia Nacional de Promoción Científica y tecnológica. Argentina.

BS 5628. 2005. Mortarless masonry Design Manual. Parte 1. Sección 11 :1

Chungsik Yoo, Hyuck-Sang Jung. 2003. Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. Sungkyunkwan University.

Estrin Y. 2010. Topological interlocking as a material design concept. Materials Science and Engineering, vol. 31.

- Flores Leonardo E., Alcocer Sergio M. 2001. Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada / Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, CENAPRED. 1a Ed
- Gallegos Héctor, 1999. Edificaciones de Mampostería para Vivienda, 3a Ed, Fundación ICA, México: 3
- Gobierno del Distrito Federal (2002), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F.
- González Cuevas, Robles Fernández. 2005. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. LIMUSA. 4a Ed. México.
- González Vallejo Luis. 2002. Ingeniería Geológica. Pearson.
- Hasan Ahmed. Al-Wathaf Ahmed. Abril 2006. Development of finite element code for non – linear analysis of interlocking mortarless masonry system. Ahmed Universiti Putra Malaysia.
- Laster Charles Anthony. 2012. Earthquake Resistant Design for Masonry Walls Utilizing a Mortar-less Construction System. Interlocking Reinforced Ashlar Masonry, I.R.A.M.
- Meli Roberto, 1975. Comportamiento sísmico de muros de mampostería. Instituto de Ingeniería UNAM, Publ. No. 352. México DF.
- Meli Roberto, 2003. Edificaciones de mampostería para vivienda. Fundación ICA. 3a Ed. México DF.
- Nilson Arthur, et al. 2004. Design of Concrete Structures. Mc Graw Hill. 13a Ed

NMX-C-036-ONNCCE-2004, Industria de la construcción–bloques, tabiques o ladrillos, tabicones y adoquines–resistencia a la compresión–método de prueba.

NMX-C-061-ONNCCE-2010, Industria de la construcción–cementos–determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.

NMX-C-404-ONNCCE-2005, Industria de la construcción-bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural-especificaciones y métodos de prueba, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9

NMX-C-441-ONNCCE-2005, Industria de la construcción-bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso no estructural-especificaciones y métodos de prueba, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México.

NTCM-2004, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.

ONNCCE. 2002., “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional.

Páez Moreno Diego Fernando, et al. Junio 2009. Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería, Revistas Ingeniería Universidad de Medellín, Vol. 8 No.14, Medellín.

Pérez Gavilán Juan José, et al. 2011. Interacción Momento Cortante en Muros de Mampostería Confinada: Un Estudio Piloto. Instituto de Ingeniería UNAM.

Robles F., González O. y Meli R. 1984. Apuntes de mecánica de materiales. Facultad de Ingeniería. UNAM, México D.F.

Sánchez Tomás A., et al. Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales. Centro Nacional de Prevención de desastres CENAPRED

Senthivel R. et al. 2009. Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. Engineering Structures. Portugal.

Simion Hosea Kintingu. 2009. Design of interlocking bricks for enhanced wall construction flexibility, alignment accuracy and load bearing. University of Warwick.

Waleed A. Thanooa, et al. 2007. RazaliAbdulkadirc, Nonlinear finite element analysis of grouted and ungrouted hollow interlocking mortarless block masonry system. Engineering Structures. Vol. 30.

Zucarello F. A. et al. Agosto 2008. A numerical and experimental analysis of unbonded brickwork panels laterally loaded. Construction and Building Materials, Vol. 23 No. 25.

APENDICE

ANEXOS

Anexo I. Metodología para la caracterización de agregados

Humedad:

Se colocó del material una muestra representativa de 300 gramos (Ph) en una charola metálica y ésta sobre una parrilla eléctrica. Se calentó el material moviéndolo con una espátula en forma constante y colocándosele un vidrio de reloj hasta que éste dejara de empañarse. Enfriada la arena se registró su peso seco (Ps) y se utilizó la siguiente fórmula:

$$\% \text{ humedad actual} = \frac{(Ph - Ps)}{Ps} 100 \quad \text{Ecuación (1)}$$



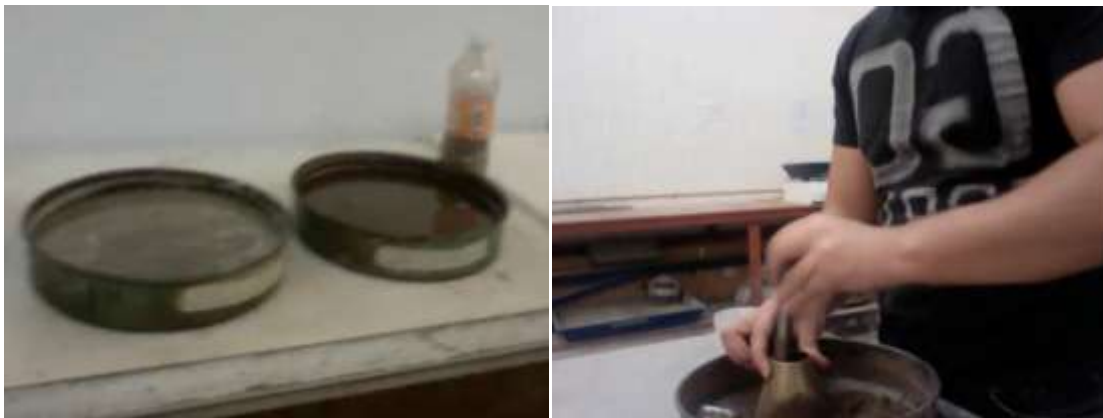
Absorción: El objetivo fue determinar la capacidad máxima de absorción del material expresado en porcentaje.

Se secó superficialmente una muestra de 2 kilogramos que fue saturada durante 24 horas. El secado superficial consiste en calentar la arena en una charola metálica sobre una parrilla eléctrica colocando un molde troncocónico dentro de la charola con el diámetro mayor hacia abajo; se llena el molde con la arena en tres capas distribuyendo 25 golpes dados con el pizón, dando 12 a la primera, 8 a la segunda y 5 a la tercera. Se retira el cono y si la arena trata de disgregarse quiere

decir que ya está seca superficialmente y si la arena mantiene la forma del cono significa que todavía tiene agua en exceso, por lo tanto hay que seguir secando hasta que se obtenga el secado superficial. Conforme vaya perdiendo la humedad la muestra hay que realizar más continuamente el procedimiento con el cono para evitar que se seque en exceso.

Cuando la arena se secó superficialmente se tomó una muestra de 300 gramos (Ph) que se secó completamente hasta que el vidrio de reloj no se empañara registrando el peso (Ps) y se usó la fórmula:

$$\% \text{ humedad de absorción} = \frac{Ph - Ps}{Ps} 100$$



Gravedad específica: Con el fin de determinar el peso de la unidad de volumen del material sin considerar los vacíos que cubren entre partícula y partícula.

Se saturó una muestra de 2 kg durante 24 horas, tomando 1 kg al término del tiempo, se secó superficialmente, para tomar 600 gramos (W0).

Se colocó al material en el frasco y se llenó con agua hasta dos terceras partes de su capacidad, se agitó y posteriormente se llenó el resto del frasco con agua (W1).

Posteriormente, se limpió el frasco y se llenó de agua (W2) pesándolo y usando la siguiente fórmula:

$$GE = \frac{W0}{W2 + W0 - W1}$$



Determinación del peso seco y suelto (P.V.S.S.): para determinar el peso por unidad de volumen cuando el acomodo de sus partículas es en forma libre o natural.

Se vació el material seco dentro de un recipiente de volumen conocido (V) dejándose caer desde una altura de 5 cm medida desde la arista superior hasta colmarlo formando un cono. Enseguida se enrasó el recipiente y se pesó restando el peso propio del recipiente (P). Se usó la fórmula:

$$P.V.S.S. = P / V$$



Determinación del peso volumétrico seco y varillado (P.V.S.V.): Obtener el peso por unidad de volumen de una arena cuando el material tiene una determinada compactación.

Se llenó de arena un recipiente de volumen conocido (V) en 3 capas dando 25 golpes a cada una con una varilla punta de bala de 5/8" de diámetro evitando que se penetrara a la capa anterior. Se enrasó el recipiente y se pesó restando el peso propio del recipiente (P) para usar la siguiente fórmula:

$$P.V.S.V. = P / V$$



Granulometría: necesaria para conocer la distribución del diámetro de las partículas y el módulo de finura.

Se pasó y se agitó una muestra representativa de 500 gramos de material seco por el conjunto de mallas 4, 8, 16, 30, 50, 100 y 200 apiladas en orden decreciente para pesar el retenido por cada malla.

Material que pasa por la malla No. 200: se pesó el retenido de esta malla (Pi), luego se echó agua constantemente hasta que saliera clara. Se secó y se volvió a pesar (Pf). Se usó la fórmula:

$$\% \text{ que pasa la malla No. 200} = \frac{P_i - P_f}{P_i} * 100$$



Sedimentación: sirvió para determinar si el contenido de material fino de una arena era aceptable para la elaboración del mortero.

Se colocó una muestra de arena seca en una probeta de 1 litro de capacidad, hasta llegar a los 414 ml, posteriormente se echó agua hasta la marca de 828 ml. Se agitó durante dos minutos y se dejó reposar la probeta 24 horas.

Si el nivel de los sedimentos superaba los 444 ml se consideraría exceso de finos, debajo de ese nivel es aceptable.



Prueba de terrones de arcilla: Sirvió para conocer el porcentaje de terrones de arcilla ya que son partículas de baja resistencia que con el contacto con el agua forman lodos que contaminan el concreto. El porcentaje válido se encuentra entre el 0.5 y 1%.

Se secó una muestra de 1 kg de arena sin romper los terrones de arcilla pasándose por la malla No. 16. Del retenido se tomaron 100 gramos (Pi) y se saturaron durante 24 horas. Al día siguiente se rompieron los terrones formados y

se pasó el material por la malla No. 200 lavándose con agua hasta que saliera clara. Se secó y pesó (Pf) para usar la fórmula:

$$\% \text{ terrones de arcilla} = \frac{P_i - P_f}{P_i} * 100$$



Densidad: se obtuvo el volumen efectivo excluyendo los vacíos que se forman entre las partículas.

Se colocó en una probeta un volumen de agua conocido (V_i), para añadir una muestra de 300 gramos (P_a) de arena que fue saturada durante 24 horas y superficialmente secada con el método del molde troncocónico. Se registró el volumen final (V_f) y la fórmula fue:

$$\text{Densidad} = \frac{P_a}{V_f - V_i}$$



Anexo 2. Dimensiones de fabricación de los bloques

Ver apartado 3.4.2 para ver la nomenclatura

Anexo 2.1.- Bloques sometidos individualmente a esfuerzos de compresión

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.8	1.7	4.0	1.4	1.9	1.5	1.8	1.5	1.7	1.3	4.7	5.0	15.0	15.0	15.0	15.0
B2	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.7	1.7	1.5	3.7	1.4	1.4	2.0	1.2	1.4	1.5	1.1	5.0	5.0	14.5	15.0	14.5	15.0
B3	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	17.5	1.8	1.9	1.3	3.8	1.6	1.8	2.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	14.2	14.5	14.6	14.8
B4	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.8	2.2	1.3	3.9	1.6	1.8	1.5	0.9	1.3	1.3	1.2	4.5	4.9	15.0	15.0	12.5	14.0
B5	29.0	19.8	18.0	18.0	18.0	17.5	1.5	2.0	1.8	4.0	1.6	2.0	1.8	0.8	1.1	1.5	1.3	4.6	4.4	14.9	15.0	14.5	14.4
B6	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	17.3	1.7	1.8	1.5	3.8	1.5	2.0	1.5	1.1	1.4	1.6	1.4	5.0	4.5	14.5	15.0	14.9	14.5
B7	29.0	20.0	18.0	18.0	18.0	17.8	2.0	2.0	1.6	3.8	1.5	4.8	1.0	1.5	1.5	-	4.5	4.5	14.0	13.8	14.0	14.2	
B8	27.0	19.2	17.3	15.0	15.0	17.5	1.5	1.6	1.9	3.7	1.7	1.9	1.0	1.4	1.5	-	5.0	4.7	14.8	14.8	15.0	14.8	
B9	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	17.5	1.5	1.6	1.5	3.8	1.4	1.8	1.8	1.1	1.4	1.4	1.0	5.0	5.0	15.0	15.0	14.9	14.9
B10	29.5	19.5	17.5	18.0	18.0	18.0	2.0	1.8	1.5	3.5	1.5	1.3	1.6	1.0	1.6	1.4	1.6	4.5	5.0	14.5	14.0	10.5	14.4
X	29	20	18	18	18	18	1,7	1,8	1,6	3,8	1,5	2,1	1,4	1,1	1,4	1,5	1	4,8	4,8	15	15	14	15
d	0,8	0,3	0,3	0,9	0,9	0,3	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1	1	0,7	0,3	0,1	0,1	0,6	0,2	0,3	0,4	0,5	1,5	0,3

X = Promedio ; d = Desviación estándar ; NR = No registrado ; - = No existe

NOTA: Datos en centímetros

Anexo 2.2.- Bloques sometidos individualmente a esfuerzos de flexión simple

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	17.8	17.5	17.5	1.5	1.8	1.5	3.8	1.6	1.4	2.0	1.2	1.4	1.4	1.1	4.9	5.0	14.3	14.3	14.2	14.0
B2	27.0	19.5	17.5	17.0	15.0	17.5	1.4	1.7	1.2	3.8	1.3	2.5	-	1.0	1.4	1.4	-	5.0	5.0	15.0	14.8	14.8	14.7
B3	29.4	19.5	17.5	17.5	17.7	18.0	2.0	1.5	1.8	4.1	1.3	1.6	2.0	0.9	1.0	1.0	0.8	4.9	4.6	13.1	13.3	13.4	13.9

X = Promedio ; d = Desviación estándar ; - = No existe
 NOTA: Datos en centímetros

Tabla 9) Dimensiones de bloques sometidos a esfuerzos de compresión

Anexo 2.3.- Bloques conformantes de pilas sin juntas de mortero sometidos a cargas de compresión

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	18.0	17.5	18.0	1.5	1.5	1.5	4.0	1.5	1.5	1.5	1.4	1.6	1.6	1.0	4.9	4.9	13.5	14.3	14.2	14.5
B2	29.0	19.5	17.8	17.5	18.0	17.5	1.5	1.5	1.5	3.9	1.5	1.5	1.3	1.2	1.5	1.6	1.1	5.0	5.1	14.3	14.8	14.5	14.3
B3	29.0	20.0	18.0	17.9	18.0	18.0	4.9	1.4	4.0	1.6	2.2	2.0	-	1.3	1.3	0.5	4.8	4.7	13.8	13.5	13.8	13.8	
B4	29.0	19.5	17.5	17.7	17.6	18.0	1.7	1.7	1.5	4.0	1.7	1.8	2.1	0.6	1.3	1.3	0.7	5.1	5.0	14.0	14.4	13.5	14.5
B5	29.0	19.5	17.5	17.7	17.5	17.8	1.7	2.0	1.5	4.0	1.7	4.5	0.5	1.5	1.2	-	4.8	4.8	14.0	14.0	13.0	13.5	
B6	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	17.5	4.5	1.6	4.0	1.6	1.9	2.0	-	1.5	1.5	1.2	5.0	5.0	15.0	15.0	14.2	14.7	
B7	29.0	19.5	17.5	18.0	17.5	18.0	2.0	1.0	1.3	3.8	1.4	1.6	1.5	1.2	1.6	1.6	1.3	5.2	5.0	14.5	14.3	14.3	14.2
B8	29.0	19.5	18.0	17.8	17.8	17.9	1.5	1.5	1.5	3.7	1.6	1.5	1.5	1.2	1.5	1.7	1.4	5.2	5.0	14.5	14.4	14.5	14.5
B9	29.0	19.6	18.0	17.9	18.0	18.0	1.4	1.4	1.6	4.0	1.5	1.7	1.7	1.1	1.2	1.1	1.0	4.9	5.0	13.8	14.2	14.4	14.1
B10	29.0	19.5	17.5	18.0	17.8	17.6	1.8	1.6	1.6	3.9	1.5	1.7	1.6	1.1	1.2	1.5	1.2	4.9	5.0	14.0	14.2	13.6	13.6
B11	29.0	19.5	18.0	17.5	17.8	17.8	1.7	1.7	1.5	4.1	1.5	2.0	1.6	1.1	1.4	1.4	1.0	4.9	4.9	14.0	14.5	14.2	14.0
B12	29.0	19.5	18.0	17.5	17.8	18.0	1.5	2.0	1.4	3.8	1.6	2.0	1.6	1.0	1.4	1.4	0.9	5.0	4.8	13.7	13.9	13.4	13.9
B13	29.0	19.5	18.0	17.8	17.8	18.0	1.7	1.4	1.4	3.6	1.4	1.7	1.7	0.8	1.5	1.5	1.0	5.0	4.9	14.1	14.3	14.4	14.4
B14	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.7	1.7	1.4	4.0	1.6	1.8	1.8	0.9	1.4	1.7	0.9	4.8	5.0	14.1	13.7	14.2	14.3
B15	29.0	19.5	17.5	17.8	17.8	17.5	4.5	1.5	3.6	1.2	5.0	-	1.5	1.6	-	4.8	4.6	13.9	14.2	13.9	14.2		
B16	29.0	19.8	17.8	17.6	17.8	17.8	1.6	1.8	1.4	3.9	1.7	1.9	1.8	0.9	1.4	1.5	0.9	4.8	4.2	14.0	14.3	13.9	14.0
B17	29.5	19.5	17.7	17.5	18.0	17.9	2.0	1.8	1.5	3.9	1.5	5.4	0.7	1.3	1.4	-	4.5	4.5	13.8	13.7	13.7	13.8	
B18	29.0	19.0	17.5	17.5	17.5	18.0	1.7	1.4	1.8	3.9	1.6	1.9	1.8	0.9	1.4	1.4	1.0	5.0	4.7	13.8	14.4	13.9	13.7
B19	29.0	19.5	17.5	17.5	17.7	17.6	1.7	1.4	1.3	3.8	1.6	1.5	1.6	1.1	1.4	1.4	1.0	5.0	4.8	14.5	14.5	14.5	14.7
B20	29.0	19.5	17.5	17.7	18.0	17.7	1.8	1.8	1.4	3.7	1.4	1.8	1.5	1.0	1.5	1.5	1.0	4.9	4.5	14.0	14.0	14.0	14.0
B21	29.0	19.5	17.2	17.6	17.8	17.9	4.5	1.6	3.7	1.2	1.7	1.8	-	1.5	1.7	1.1	4.6	4.8	13.9	14.2	14.1	14.1	
B22	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.9	1.8	1.6	4.0	1.5	1.9	1.6	1.1	1.4	1.6	0.8	4.9	4.3	14.4	14.4	14.4	14.4
B23	29.5	19.5	17.5	18.0	18.0	18.0	1.9	1.8	1.6	3.6	1.4	5.0	0.8	1.4	1.5	-	4.6	5.0	14.0	14.3	14.0	15.0	
B24	29.5	19.5	18.0	17.5	18.0	18.0	5.4	2.5	4.4	3.1	5.0	-	1.0	1.0	-	3.2	3.5	14.1	13.8	14.4	14.4	14.3	
B25	29.0	20.0	17.2	18.0	18.0	18.0	1.5	1.8	1.5	3.9	1.5	1.9	2.0	0.9	1.4	1.3	1.0	4.6	4.5	14.4	14.4	14.4	14.3
B26	29.0	19.5	17.8	18.0	18.0	18.0	1.9	1.8	1.6	3.7	1.4	2.0	1.6	1.0	1.3	1.4	0.8	4.6	4.9	14.4	14.6	14.6	14.6
B27	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	4.7	2.0	4.8	2.4	1.6	2.1	-	1.0	1.0	1.1	3.9	3.9	13.9	13.9	13.8	14.0	
X	29	20	18	18	18	18	2,4	1,6	1,6	3,9	1,6	2,4	1,7	0,8	1,4	1,4	0,8	4,8	4,7	14	14	14	14
d	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2	1,3	0,2	0,2	0,3	0,4	1,3	0,2	0,4	0,2	0,2	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,4	0,4

Anexo 2.4.- Bloques conformantes de muretes sin juntas de mortero sometidos a cargas de cortante

Murete M1

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.5	1.5	3.9	1.8	1.6	2.0	1.2	1.5	1.5	1.2	4.7	4.9	14.5	14.5	14.0	14.0
B1'	16.5	20.0	17.5	18.5	NA	NA	6.0		2.5	3.0	NA	NA	NA	-	1.1	NA	NA	3.5	NA	13.0	14.0	NA	14.0
B2	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	17.7	1.9	1.6	1.6	3.8	2.0	1.8	1.0	1.0	1.5	1.6	1.4	4.8	4.5	15.0	15.0	14.7	14.6
B2'	14.0	20.0	17.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.5	1.7	1.7	2.0	NA	NA	1.5	0.8	NA	4.9	NA	14.7	14.0	14.0
B3	29.0	19.5	18.0	18.0	17.5	18.0	1.6	1.8	1.7	3.8	1.7	1.6	1.5	1.0	1.5	1.5	1.0	4.9	5.0	14.8	14.0	14.4	14.5
B3'	14.5	20.0	17.5	18.0	NA	NA	2.1	2.0	1.5	2.0	NA	NA	NA	0.6	1.5	NA	NA	4.4	NA	14.0	13.4	NA	13.4

Murete M2

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	18.0	17.8	17.8	1.5	1.9	1.4	3.8	1.6	1.9	2.0	0.9	1.4	1.4	1.0	4.9	4.5	14.0	14.3	14.4	14.0
B1'	14.8	20.5	17.5	17.8	NA	NA	2.4	1.8	1.8	2.0	NA	NA	NA	0.9	1.4	NA	NA	4.1	NA	13.0	13.0	NA	12.8
B2	29.5	20.0	17.8	18.0	18.0	18.0	1.8	1.9	1.8	4.0	1.8	2.0	1.7	1.0	1.4	1.4	1.0	4.6	4.5	13.8	14.0	13.8	14.0
B2'	14.5	20.5	18.0	17.8	NA	NA	NA	NA	NA	2.0	1.3	1.9	2.0	NA	NA	1.4	1.0	NA	4.5	NA	13.9	13.9	14.0
B3	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.8	1.8	4.0	1.8	1.8	2.0	1.1	1.4	1.4	1.0	4.5	4.8	14.6	14.8	15.0	14.8
B3'	14.2	20.0	17.5	17.5	NA	NA	1.2	1.8	1.9	2.0	NA	NA	NA	1.0	1.3	NA	NA	4.4	NA	13.4	13.0	NA	14.0

Murete M3

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	2.0	1.9	1.6	3.9	1.5	1.8	1.9	1.0	1.4	1.4	1.1	4.6	4.9	14.0	13.8	13.5	14.0
B1'	14.5	20.5	17.8	17.5	NA	NA	NA	NA	NA	1.5	1.6	1.9	2.0	NA	NA	1.4	1.2	NA	4.8	NA	14.5	14.3	14.5
B2	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.8	1.8	4.2	1.7	1.9	1.8	1.2	1.3	1.3	1.3	4.8	4.8	14.5	14.8	14.3	14.3
B2'	14.5	19.5	17.0	18.0	NA	NA	5.5		3.0	2.5	NA	NA	NA	-	1.0	NA	NA	3.0	NA	13.5	13.8	NA	13.3
B3	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.9	1.5	4.0	1.7	1.8	2.0	1.0	1.5	1.4	1.1	4.8	5.0	14.5	14.5	14.3	14.2
B3'					NA	NA	NA	NA	NA					NA	NA	1.4	1.1	NA	4.5	NA	15.2	14.2	14.3

Murete M4

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	17.8	1.8	1.5	1.6	3.8	1.5	1.7	1.5	1.0	1.5	1.5	1.2	5.0	4.8	14.8	14.8	13.8	15.2
B1'	15.0	20.5	18.0	18.0	NA	NA	NA	NA	NA	2.5	2.5	5.0	NA	NA	1.0	-	NA	4.0	NA	13.8	13.7	13.8	
B2	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.5	1.8	4.2	1.7	1.8	1.5	1.2	1.3	1.3	1.1	4.6	4.8	15.2	14.5	14.6	15.3
B2'	14.5	20.0	18.0	17.5	NA	NA	2.0	2.0	2.5	2.4	NA	NA	NA	0.9	1.0	NA	NA	3.5	NA	14.2	13.8	NA	13.5
B3	29.0	19.5	18.0	18.0	17.8	17.8	1.5	1.8	1.3	3.8	1.4	1.2	1.5	1.2	1.4	1.5	1.2	4.8	4.8	14.2	14.2	14.5	14.8
B3'	15.0	20.0	18.5	18.0	NA	NA	NA	NA	NA	2.3	1.3	1.9	1.7	NA	NA	1.6	1.0	NA	5.0	NA	14.8	14.8	15.2

Murete M5

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4	
B1	29.0	19.5	17.5	18.0	18.0	17.6	1.5	1.6	1.8	4.1	1.8	1.7	1.8	1.2	1.3	1.3	1.3	4.9	4.9	14.8	14.3	14.7	15.3	
B1'	14.0	19.0	17.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.9	1.5	1.8	2.0	NA	NA	1.4	1.0	NA	4.6	NA	14.3	14.6	14.6	
B2	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.9	2.0	1.8	4.4	1.5	1.9	2.0	0.9	1.2	1.2	1.0	4.4	4.5	14.6	14.5	14.3	14.4	
B2'	14.0	19.0	1.6	1.7	NA	NA	1.6	1.8	5.0	NA	NA	NA	1.0	-	NA	NA	4.5	NA	14.8	15.3	14.8	NA		
B3	30.0	19.5	18.0	18.0	18.0	17.8	1.5	2.3	2.5	4.4	1.6	1.8	2.0	1.0	1.3	1.3	1.2	3.9	4.6	13.8	14.3	14.2	13.8	
B3'	14.5	19.0	17.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.7	1.5	1.9	1.6	NA	NA	1.4	1.0	NA	4.9	NA	14.8	14.3	14.5	

Murete M6

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.5	19.5	18.0	18.0	17.8	18.0	1.9	1.7	1.8	4.2	1.5	1.6	1.9	1.3	1.3	1.6	1.3	4.7	5.0	13.0	14.3	14.4	14.7
B1'	14.8	20.0	17.8	17.9	NA	NA	1.9	1.7	1.5	1.7	NA	NA	NA	1.3	1.4	NA	NA	5.0	NA	15.0	14.7	NA	14.6
B2	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.4	2.0	1.8	4.5	1.8	1.7	2.1	1.1	1.2	1.2	1.1	4.8	4.8	14.3	15.2	14.3	14.3
B2'	14.5	19.8	17.8	18.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.5	1.8	1.9	2.0	NA	NA	1.4	1.0	NA	4.3	NA	13.6	14.2	14.2
B3	29.0	20.0	18.0	17.5	17.5	18.0	1.5	1.8	1.7	3.7	1.8	1.8	1.5	1.5	1.6	1.5	1.2	4.5	4.7	15.1	14.7	14.3	14.2
B3'	14.5	20.0	18.5	17.8	NA	NA	1.8	2.7	1.9	2.0	NA	NA	NA	0.7	1.5	NA	NA	4.0	NA	13.2	13.0	NA	13.3

Murete M7

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	20.0	18.0	18.0	17.8	18.0	2.0	1.6	1.6	4.1	1.1	1.7	1.8	1.1	1.3	1.3	1.2	4.8	4.6	15.0	15.1	14.3	14.6
B1'	12.0	20.0	1.6	1.6	NA	NA	-	1.9	1.6	1.4	NA	NA	NA	-	1.3	NA	NA	4.5	NA	14.2	14.8	NA	14.8
B2	29.0	20.0	18.0	18.0	17.8	18.0	1.4	1.7	1.8	4.2	1.6	1.9	2.0	1.3	1.2	1.3	1.2	4.7	4.8	14.8	15.2	14.2	14.8
B2'	14.2	20.0	17.2	17.5	NA	NA	NA	NA	NA	1.9	1.8	4.5	NA	NA	1.2	-	NA	4.8	NA	13.8	13.8	14.2	NA
B3	29.5	19.5	17.8	18.0	18.0	17.8	1.8	1.8	1.8	3.8	1.6	2.1	1.8	1.0	1.3	1.5	1.1	4.6	4.8	15.2	15.2	14.6	14.8
B3'	14.1	20.5	18.0	17.8	N	NA	5.0	1.9	2.0	NA	NA	NA	-	1.3	NA	NA	4.8	NA	1.4	13.8	NA	13.8	NA

Murete M8

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	g	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	30.0	20.0	18.0	18.0	17.8	18.0	1.9	1.7	1.8	4.2	1.8	2.0	2.0	1.1	1.2	1.3	1.0	4.6	4.6	14.5	15.2	14.6	14.5
B1'	12.0	20.0	15.0	15.0	NA	NA	-	1.8	1.2	2.0	NA	NA	NA	-	1.6	NA	NA	4.6	NA	14.8	14.8	NA	14.8
B2	29.0	19.8	18.0	18.0	18.0	18.0	1.8	1.6	1.5	3.7	1.5	1.5	1.5	1.3	1.6	1.4	1.4	5.0	5.0	14.5	14.8	14.8	14.8
B2'	12.0	20.0	14.0	14.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.5	1.5	2.0	-	NA	NA	1.5	-	NA	4.4	NA	15.2	15.1	14.8
B3	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	1.5	1.8	4.2	1.6	1.8	2.0	1.1	1.1	1.2	1.2	4.8	4.8	14.3	14.4	14.2	14.2
B3'	14.8	20.0	18.0	17.8	NA	NA	1.8	1.8	1.8	1.8	NA	NA	NA	0.9	1.5	NA	NA	4.5	NA	14.2	14.3	NA	14.3

Murete M9

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	2.2	1.8	2.1	3.9	1.9	1.9	2.0	0.6	1.2	1.2	1.0	4.4	4.4	14.2	14.3	14.2	13.8
B1'	14.4	19.0	18.5	17.0	NA	NA	4.9	1.7	1.4	NA	NA	NA	-	1.3	NA	NA	4.6	NA	14.8	14.8	NA	14.4	NA
B2	29.0	20.0	17.8	18.0	18.0	18.0	2.0	1.7	1.6	3.8	1.6	1.8	1.5	1.0	1.3	1.3	1.2	4.5	4.8	15.2	14.8	14.6	15.3
B2'	14.8	19.8	17.2	17.2	NA	NA	NA	NA	NA	2.2	1.6	4.9	NA	NA	1.2	-	NA	4.7	NA	14.3	14.3	13.8	NA
B3	29.0	20.0	18.0	18.0	17.5	18.0	1.4	1.6	1.4	3.6	1.4	1.4	1.8	1.0	1.6	1.4	1.0	5.2	5.0	14.8	14.7	14.9	14.8
B3'	12.0	20.0	14.8	14.0	NA	NA	-	2.1	1.6	1.5	NA	NA	NA	-	1.6	NA	NA	4.2	NA	13.2	13.6	NA	13.3

X = Promedio ; d = Desviación estándar ; NA = No aplica ; - = No existe
 NOTA: Datos en centímetros

Anexo 2.5.- Bloques conformantes de pilas con juntas de mortero sometidos a cargas de compresión

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.6	17.8	18.0	18.0	17.8	4.7	1.6	3.9	1.6	1.9	2.0	-	1.5	1.5	1.1	4.8	4.6	13.8	14.0	14.5	14.4	
B2	29.5	19.8	18.0	18.0	18.0	18.2	2.1	1.9	1.9	4.2	1.8	1.9	1.9	0.9	1.5	1.5	1.2	4.9	4.8	14.2	14.9	14.6	14.8
B3	29.5	19.8	18.0	18.0	18.0	18.0	5.4	1.8	4.2	1.7	2.2	1.7	-	1.4	1.7	1.1	4.8	4.8	14.0	14.0	14.5	14.8	
B4	29.5	19.8	18.0	18.0	18.2	18.0	1.9	2.0	1.9	4.3	1.7	1.9	2.0	1.2	1.6	1.5	1.1	4.6	5.0	14.0	14.5	14.5	14.5
B5	29.0	19.5	17.6	18.0	18.0	18.0	1.9	2.0	1.8	4.0	1.7	1.8	1.8	1.1	1.5	1.5	1.2	4.8	4.6	14.2	14.5	14.8	14.4
B6	28.5	19.1	17.8	18.0	18.0	18.0	1.3	1.9	1.8	4.2	2.0	1.9	1.8	1.1	1.7	1.7	1.2	4.6	4.4	15.0	14.6	14.6	14.8
B7	29.0	19.8	17.6	18.0	17.8	18.0	1.6	1.6	1.8	3.9	1.8	1.9	1.6	1.1	1.6	1.5	1.2	5.0	4.8	14.4	14.6	14.4	14.6
B8	28.6	19.5	17.5	18.0	18.0	17.5	2.2	2.0	1.6	4.5	2.1	5.0	1.0	1.5	1.6	-	4.6	4.0	14.8	14.8	14.4	14.8	
B9	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.6	1.8	1.5	4.0	1.5	2.0	1.8	1.5	2.0	1.6	1.5	5.0	4.9	14.6	14.6	14.5	14.8
B10	29.4	19.5	18.0	17.6	18.0	18.0	2.3	1.8	1.9	4.0	1.6	1.9	1.6	1.1	1.6	1.6	1.4	4.5	4.9	14.8	14.5	14.5	13.8
B11	29.0	19.5	18.2	17.8	18.0	18.0	5.0	1.9	4.0	1.9	2.0	1.8	-	1.6	1.7	1.4	4.8	4.9	14.2	14.3	14.8	14.5	
B12	29.4	19.5	18.0	18.1	18.0	18.0	2.2	2.4	2.1	4.4	2.0	2.4	2.0	1.0	1.7	1.5	1.1	4.2	4.2	14.0	14.0	13.5	13.8
B13	29.0	19.0	17.5	18.0	18.0	18.0	4.9	1.6	4.0	1.9	2.0	2.0	-	1.4	1.5	1.4	4.8	4.7	15.0	14.8	14.6	14.2	
B14	29.5	19.5	18.0	17.8	18.0	18.0	2.3	2.0	1.8	4.2	2.0	2.2	2.5	0.8	1.4	1.4	1.1	4.6	4.0	14.5	14.0	14.0	14.5
B15	29.0	19.0	17.8	17.8	17.5	17.8	2.0	1.8	1.7	4.2	1.7	2.1	1.5	1.4	1.5	1.6	1.2	4.9	4.9	14.5	15.3	15.2	14.6

Anexo 2.6.- Bloques conformantes de muretes con juntas de mortero sometidos a cargas de cortante

Murete 1

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.5	17.8	18.0	18.0	18.0	5.5	1.8	4.4	1.8	2.1	1.8	-	1.4	1.5	1.0	4.0	4.5	15.0	15.2	14.8	15.2	
B1'	14.0	20.0	17.2	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	5.6	2.1	1.6	NA	NA	-	1.0	NA	3.6	NA	13.4	13.6	13.8	
B2	28.8	19.8	17.8	18.0	18.0	18.0	1.6	2.0	1.7	4.1	1.7	2.1	1.8	1.2	1.7	1.7	1.2	4.8	5.0	14.6	14.8	14.8	14.8
B2'	14.5	20.0	17.8	17.8	NA	NA	2.0	1.8	2.0	2.2	NA	NA	NA	1.2	1.5	NA	NA	4.2	NA	14.6	13.5	NA	NA
B3	29.0	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	2.0	2.0	2.0	4.5	2.0	2.0	2.0	1.1	1.5	1.2	1.2	4.5	4.5	13.8	14.5	14.6	14.0
B3'	14.2	20.0	16.5	16.5	NA	NA	NA	NA	NA	2.0	1.6	1.8	1.5	NA	NA	1.5	1.0	NA	5.0	NA	15.0	15.0	15.5

Murete 2

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	28.5	19.5	17.8	18.0	18.0	17.8	2.2	2.0	2.0	4.2	2.0	2.0	2.0	0.8	1.5	1.5	1.2	4.2	4.5	14.0	14.0	14.8	15.0
B1'	15.0	19.0	18.0	17.5	NA	NA	NA	NA	NA	2.2	2.0	5.0	NA	NA	1.6	-	NA	4.2	NA	14.0	14.0	14.0	
B2	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	5.0	1.9	4.2	1.9	2.0	2.0	-	1.6	1.6	1.2	4.6	4.6	14.0	14.0	14.6	14.4	
B2'	14.2	20.5	17.8	18.0	NA	NA	1.5	2.0	2.0	2.8	NA	NA	NA	0.6	1.0	NA	NA	3.8	NA	13.9	13.9	NA	13.2
B3	29.5	19.5	18.0	17.8	18.0	18.0	2.0	1.8	1.8	3.9	1.8	1.9	1.7	1.4	1.5	1.5	1.2	4.6	4.6	15.0	14.5	15.0	15.0
B3'	14.5	20.0	18.0	17.8	NA	NA	NA	NA	NA	2.8	2.2	5.0	NA	NA	1.0	-	NA	4.2	NA	13.5	14.0	13.5	

Murete 3

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	28.5	19.5	18.0	18.0	18.0	17.8	1.5	2.0	1.5	4.2	2.0	2.0	2.0	1.0	1.4	1.4	1.1	4.5	4.5	14.0	14.8	15.0	14.8
B1'	15.0	18.5	17.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	5.8	1.8	2.0	NA	NA	-	1.0	NA	4.5	NA	14.4	14.0	14.5	
B2	29.5	20.0	18.0	18.0	18.0	18.0	2.0	1.8	2.0	4.1	1.8	4.8	1.0	1.5	1.5	-	4.8	4.8	14.8	14.8	14.3	14.8	
B2'	15.0	20.0	18.0	18.0	NA	NA	1.5	2.0	1.6	2.4	NA	NA	NA	1.2	1.2	NA	NA	4.6	NA	14.0	14.0	NA	14.0
B3	28.5	19.5	18.0	18.0	18.0	17.8	1.5	1.9	1.8	4.0	1.8	2.0	1.8	NA	NA	-	-	NA	3.8	NA	14.0	14.3	15.0
B3'	14.0	19.5	16.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	5.0	5.0	1.1	1.4	1.5	1.1	5.0	4.8	15.0	15.0	15.0	14.8		

Murete 4

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.5	19.5	18.0	18.0	18.0	18.0	1.5	2.0	1.6	4.0	2.0	2.0	1.9	1.2	1.5	1.5	1.1	4.9	4.8	14.1	14.4	14.4	14.1
B1'	14.5	20.5	18.0	18.0	NA	NA	NA	NA	NA	1.8	2.1	5.0	NA	NA	1.2	-	NA	4.0	NA	13.3	13.4	13.6	
B2	28.5	19.6	17.5	18.0	18.0	18.0	1.6	2.0	1.8	4.0	1.9	4.0	1.0	1.5	1.5	-	4.0	4.1	14.2	14.2	13.5	14.2	
B2'	14.6	20.1	18.0	17.8	NA	NA	2.0	2.1	1.9	2.2	NA	NA	NA	1.0	1.6	NA	NA	4.1	NA	13.9	13.8	NA	13.6
B3	29.6	19.8	18.0	18.0	18.0	18.0	1.8	2.0	1.5	4.2	1.8	1.8	1.8	1.0	1.1	1.1	1.1	4.3	5.0	14.2	14.2	13.8	13.8
B3'	14.0	20.0	17.2	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	4.6		5.0	NA	NA	-	-	NA	4.5	NA	14.2	14.2	14.3	

Murete 5

	D	d	L1	L2	L3	L4	a	b	c	d	e	f	G	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φa	Φb	H1	H2	H3	H4
B1	29.0	19.0	17.5	18.0	18.4	17.8	1.6	2.0	1.8	4.0	1.8	4.8	1.1	1.4	1.5	-	4.6	5.0	14.5	14.8	15.0	14.8	
B1'	14.2	19.0	17.0	17.0	NA	NA	NA	NA	NA	2.0	1.8	2.0	2.0	NA	NA	1.1	0.9	NA	4.4	NA	13.5	13.5	13.5
B2	29.0	19.6	18.0	18.0	18.0	18.0	5.0		1.8	4.2	1.6	2.1	2.0	-	1.4	1.4	0.9	3.8	4.2	15.0	14.8	13.6	14.2
B2'	14.6	19.6	17.5	17.5	NA	NA	5.0		2.0	2.5	NA	NA	NA	-	1.4	NA	NA	4.0	NA	13.8	13.6	NA	13.8
B3	29.0	19.2	17.5	18.0	18.0	18.0	1.5	2.0	1.8	3.8	1.6	2.0	1.6	1.2	1.5	1.4	1.0	4.6	4.6	14.4	14.4	14.8	14.8
B3'	14.2	20.0	18.0	18.0	NA	NA	NA	NA	NA	2.0	2.0	5.3	NA	NA	1.3	-	NA	4.0	NA	13.9	13.9	13.9	

X = Promedio ; d = Desviación estándar ; NA = No aplica ; - = No existe
 NOTA: Datos en centímetros

Anexo 3.- Grietas

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, los elementos de este material tienden a agrietarse [González Cuevas]. Las causas fundamentales del agrietamiento son por cambios volumétricos y por esfuerzos de tensión debidos momentos flexionantes o fuerzas cortantes (tensión diagonal).

En el concreto reforzado el agrietamiento comienza muy por debajo de las cargas de servicio a las que estarán sometidas los elementos. Incluso el agrietamiento se produce por la contracción del concreto durante el fraguado.

El agrietamiento del concreto es un proceso completamente aleatorio, altamente variable e influenciado por muchos factores. Debido a la complejidad del problema, los métodos actuales para la predicción del ancho de las grietas están basados en la experimentación. Es decir estos métodos predicen el ancho máximo probable de la grieta, lo que significa que el 90% del ancho de las grietas estará por debajo del valor calculado. Sin embargo puede ocurrir que se presenten algunas grietas con un ancho de grieta del doble del calculado (Nilson).

El proceso de formación de grietas termina hasta que la fuerza de tensión transmitida del acero al concreto es menor que aquella que puede resistir el concreto. Durante el proceso de agrietamiento la distribución de esfuerzos varía entre el concreto y el acero.

Los factores que influyen en el ancho de las grietas son: Adherencia entre el concreto y el acero (barras lisas o corrugadas). En general los elementos reforzados con barras lisas mostrarán un menor número de grietas pero el espesor de éstas será considerablemente mayor que para barras corrugadas. Si se emplean barras corrugadas el número de grietas es mucho mayor que para barras lisas pero casi son invisibles, es decir su ancho será mucho menor que para barras lisas.

Espesor del recubrimiento. En general, el incremento del recubrimiento incrementa el espaciamiento de las grietas y aumenta el ancho de las grietas. Área que rodea las barras de refuerzo en la zona de tensión. Disminuye cuando mejor distribuido se encuentre el acero (barras de menor diámetro). Para controlar el agrietamiento es mejor utilizar un mayor número de barras de menor diámetro que barras de diámetros grandes (Nilson).

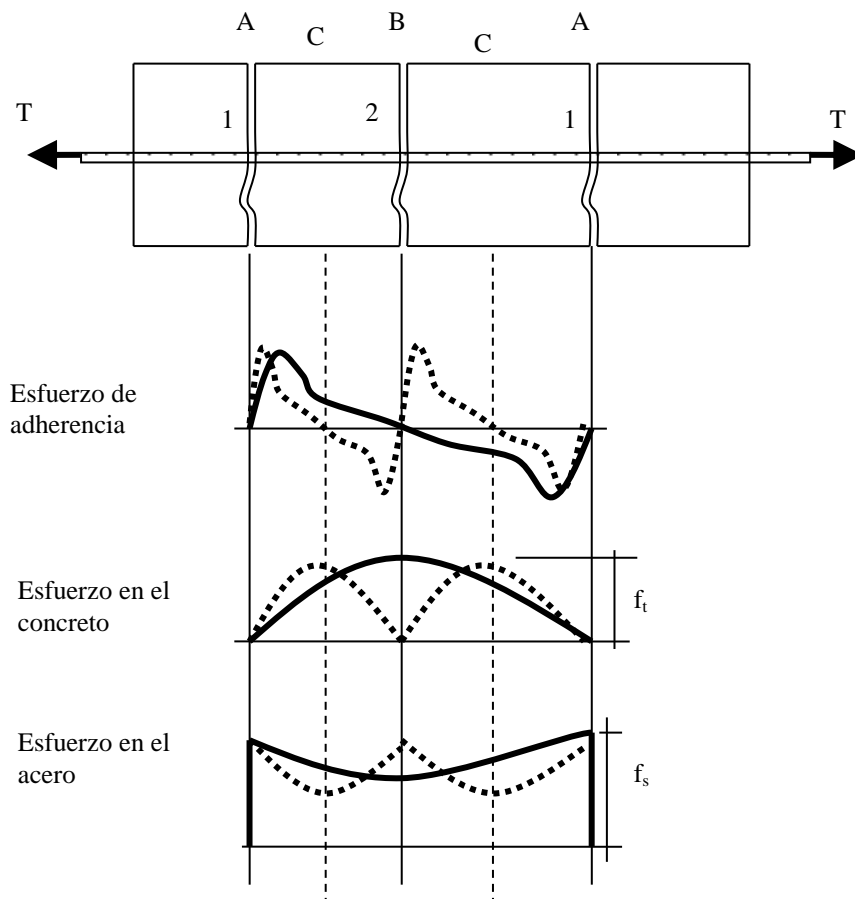


Figura 2.5.1.) Mecanismo clásico de agrietamiento









La relación del módulo de rigidez a cortante y el módulo de elasticidad calculado experimentalmente, G_m / E_m , varió entre 0.1 y 0.3, lo cual es menor de lo que se calcula considerando un comportamiento elástico en un material isotrópico y, de hecho, no cumpliría con la ley de la isotropía, ya que de acuerdo con ella, el mínimo valor posible de G_m / E_m es 0.33 para satisfacer la teoría (considerando

que el máximo valor teórico de la relación de Poisson es $\nu = 0.5$), por lo que lo anterior indica que modelar a la mampostería como isotrópica no es del todo adecuado y que debe tenerse especial cuidado en interpretar los resultados obtenidos de análisis que se basan en esta hipótesis. Las diferencias que desvían a la relación G_m / E_m de la teoría de la isotropía se deben, además de la anisotropía existente de las piezas, a las deformaciones de cortante y compresión del mortero, en el cual el efecto del confinamiento es distinto en los muretes en la prueba de compresión diagonal al que ocurre en pilas en la prueba de compresión. También hay que considerar que la aproximación con la que se pueden fijar los valores del módulo de cortante es muy pobre, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son muy pequeñas y pueden ser fácilmente afectadas por errores de medición de estas deformaciones.

Una de las modificaciones de las NTCM-2002 (GDF, 2002) con respecto a versiones anteriores es adoptar que, para fines de análisis, $G_m = 0.4E_m$ cuando se determine a partir del módulo de elasticidad de la mampostería (E_m), para hacerlo totalmente compatible con la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica, ya que muchos programas de análisis y de elementos finitos que se utilizan en la práctica profesional para estudiar estructuras de mampostería se basan en estas hipótesis, y resulta incongruente y peligroso utilizar $G_m = 0.3E_m$, como en versiones anteriores, ya que esto conduce a valores de ν irreales que pueden introducir errores numéricos significativos en los análisis que pueden redundar en estimaciones erróneas de esfuerzos y deformaciones. El utilizar $G_m = 0.4E_m$ no es exclusivo de las NTCM-2002, los reglamentos de los Estados Unidos ACI-530 (2002), UBC (1997) e IBC (2000) vienen tomando este valor desde hace tiempo, esencialmente para la razón expuesta anteriormente [Meli, 2003].

Anexo 4.- Reportes

Anexo 4.1.- Bloques sometidos a esfuerzos de compresión

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Observaciones iniciales: agujero $\phi 4$ desgastado, esquinas H2 y H3 despostillados, cacarizos en el bloque.</p> <p>Primera grieta en esquina H2 a los 7640 kg. Grieta transversal a los 10,300 kg.</p> <p>Aparición de grieta menor en L3 a los 10,300 kg Desprendimiento de esquina H2 a los 11,013 kg.</p>	
B2		<p>Observaciones iniciales: la cara inferior no está agujerada, esquina H1 dañada.</p> <p>Primera grieta en L4 a los 6,500 kg.</p>	
B3		<p>Observaciones iniciales: esquinas H3 y H4 despostilladas.</p> <p>Primera grieta en esquina H4 a los 3,536 kg. La grieta se vuelve notoria a los 5,000 kg. Surgen grietas en la esquina H2 a los 5,700 kg. Colapsa definitivamente la pieza a los 9,600 kg.</p>	
B4		<p>Observaciones iniciales: esquina inferior de H1 y esquina superior de H3 despostilladas.</p> <p>Primeras 2 grietas en L1 a los 2,850 kg. Las grietas aumentan a los 4,800 kg. Nueva grieta en L4 a los 5,100 kg. Desprendimiento de desperfecto a los 5,800 kg. Esquina H2 dañada a los 6,200 kg. Daño considerable a los 6,700 kg.</p>	

B5



Primera grieta en L3 a los 8,200 kg. Colapso a los 8,990 kg

Observaciones iniciales: cara inferior irregular.
Primera grieta en L4 a los 5,900 kg. Se expande una grieta en H4 no muy notoria a los 6,300 kg. Grieta apreciable en esquina H4 a los 7,380 kg. Grietas apreciables en L1 y L2 a los 8,500 kg. Colapso a los 9,143 kg.



B6



Primera grieta en esquina H2 a los 3,300 kg. Desprendimiento de imperfección de esquina H2 a los 3,400 kg. Primera grieta en L4 a los 3,500 kg. Grieta no notoria expandida de L4 a los 3,950 kg. Primera grieta en L3 a los 4,690 kg. Daño visible en esquina H2 a los 5,100 kg. Nueva grieta en L1 a los 5,600 kg. Desprendimiento de esquina H2 a los 5,800 kg. Las grietas en L3 y L4 son notorias a los 6,300 kg. Inminente colapso a los 10,700 kg. Colapso definitivo a los 11,980 kg.



B7



Observaciones iniciales: Sin agujero $\phi 4$.
Primera grieta en L2 a los 3,800 kg. Primera grieta en L4 a los 4,500 kg. Grieta apreciable en L2 a los 5,900 kg. Grieta en L3 a los 6,500 kg. Desprendimiento en L3 a los 11,000 kg, claramente desgastada. Máximo registrado 14,819 kg.




B8







Observaciones iniciales: esquina H3 dañada, no tiene esquina, no existe agujero $\phi 4$.
Primera grieta en L4 a los 5,500 kg. Primera grieta en L3 a los



B9		6,000 kg. Primera grieta en tramo de esquina H3 a los 8,500 kg. Colapso a los 8,977 kg.	
		Observaciones iniciales: Cacarizos de muy notorios en L3. Primera grieta en H2 a los 4,000 kg. Desprendimiento de esquina H2. Grieta en L4 a los 8,000 kg. Colapso a los 9,118 kg.	
B10		Observaciones iniciales: Esquina H3 dañada, cacarizos muy notorios en L2, L3 y L4. Primera grieta estructural en L4 a los 6,800 kg. Primera grieta en L3 a los 7,200 kg. Expansión de grieta de L4 a los 7,500 kg. Desprendimiento en L4 a los 9,200 kg	

Anexo 4.2.- Bloques sometidos a esfuerzos de flexión simple




Clave	Foto inicial	1ª grieta	Colapso	Foto final
B1		300	513	
B2		65	165.38	
B3			320	

Anexo 4.3.- Pilas sin juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión


PILA P1

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
<p>B1</p> <p>B2</p> <p>B3</p>		 <p>Bloque inferior B1 Bloque intermedio B2 Bloque superior B3</p> <p>A los 1980 kg surge la primera grieta causada por efecto de flexocompresión en la pared del muro de instalación del bloque central. A los 2100 kg, aparece la segunda grieta debido al mal asentamiento entre el bloque superior e inferior. Alcanzando los 2200 kg la pared de instalación opuesta es agrietada por efecto flexionante y se expande al bloque superior. A los 2570 kg, se presenta en el bloque superior una grieta por asentamiento y otra marca de flexocompresión en el otro agujero de instalación, además se desprende una esquina en el bloque intermedio. A los 3000 las grietas se vuelven notorias. A los 3600 kg aparecen las primeras grietas en los bloques inferiores. La pila colapsa a los 6700 kg.</p>	

PILA P2





Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B4		<p>Bloque superior: B4 Bloque intermedio: B5 Bloque inferior: B6</p>	
B5		<p>Observaciones iniciales: H2 sobrecargado, hueco en B6 parte baja, desviación B5-B6 de 0.8 cm en H4, desviación B5- B6 de 1 cm en H1, desviación B4- B5 de 1 cm en H1, irregularidad en junta B5 – B6 en toda el área.</p>	
B6		<p>A los 990 kg aparecen las primeras grietas por el mal asentamiento en el bloque superior que produce el desprendimiento de una esquina del mismo a los 1300 kg. A los 1850 kg el bloque central se agrieta producto de un esfuerzo flexionante, esto transfiere la carga a la pared opuesta que comienza a dañarse a los 2100 kg. A los 2400 kg aparece la primera grieta inferior. Las grietas se volvieron más notorias y se unieron los distintos bloques hasta un máximo de carga de 3681 kg.</p>	

PILA P3

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B7		<p>Bloque superior B9 Bloque intermedio B8 Bloque inferior B7</p>	
B8		<p>Observaciones iniciales: separación de 1.3 cm en H1 bloques B8 – B9. Desfase de de 0.5 cm en L3 bloques B8 - B9. Separación en H4 de 1 cm en bloques B8 – B9.</p>	
B9		<p>La primera y segunda grieta aparecen en el bloque inferior tratándose de un efecto de compresión simple a los 1500 kg y 1750 kg respectivamente. A los 4170 kg se agrieta súbitamente las paredes de un agujero de instalación en los 3 bloques. A los 4400 kg comienza a desprenderse una de las esquinas del bloque central para finalmente hacerlo a los 5500 kg, punto en el cual las grietas son muy notorias y se vuelve la máxima carga registrada.</p>	







PILA P4

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B10		<p>Bloque superior B10 Bloque intermedio B11 Bloque inferior B12</p>	
B11		<p>Observaciones iniciales: esquina H1 1 cm más elevada.</p>	
B12		<p>A los 1500 kg se desprenden algunos imperfectos de los bloques central y superior. A los 2200 kg aparece la primera grieta estructural causada por mal asentamiento en el bloque superior. A los 3942 kg la grieta de flexocompresión aparece en el bloque central y se expande a lo largo de los bloques superior e inferior.</p>	

PILA P5

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B13		<p>Bloque superior B15 Bloque intermedio B14 Bloque inferior B13</p>	
B14		<p>Observaciones iniciales: esquina H3 menor a las otras por 0.5 cm. Aparece una grieta por flexocompresión en el agujero de instalación del bloque central a los 2300 kg, que transfiere la carga a su pared opuesta que es dañada a los 2700 kg. Se vuelven más notorias y surge la primera en el bloque inferior a los 4600 kg, continuando su prolongación hasta los 5157 kg.</p>	
B15			

PILA P6

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B16		Bloque superior B16 Bloque intermedio B17 Bloque inferior B18	
B17		Observaciones iniciales: Bloque B18 con esquinas H1 y H3 desgastadas en 1 cm	
B18		Primera grieta en el bloque inferior a los 800 kg. Se daña la pared del agujero de instalación del bloque central a los 1700 kg, hecho que se vuelve más notorio a los 2300 kg. A los 3043 kg súbitamente se agrietan completamente las paredes del agujero de instalación en toda la pila.	







PILA P7

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B19		<p>Bloque superior B19 Bloque intermedio B20 Bloque inferior B21</p>	
B20			





Observaciones iniciales: H1
sumido 1 cm

Se desprenden las imperfecciones a los 1700 kg. A los 1877 kg el efecto de flexocompresión afecta el bloque central y éste expande su grieta al bloque superior, que se vuelve notorio a los 2540 kg incluso en la pared opuesta. Llegando a los 2950 kg existe otra grieta por flexión en el otro agujero de instalación que se expande hacia el bloque inferior. La carga máxima fue de 4821 kg, durante el cual las grietas se volvieron cada vez más severas.

PILA P8

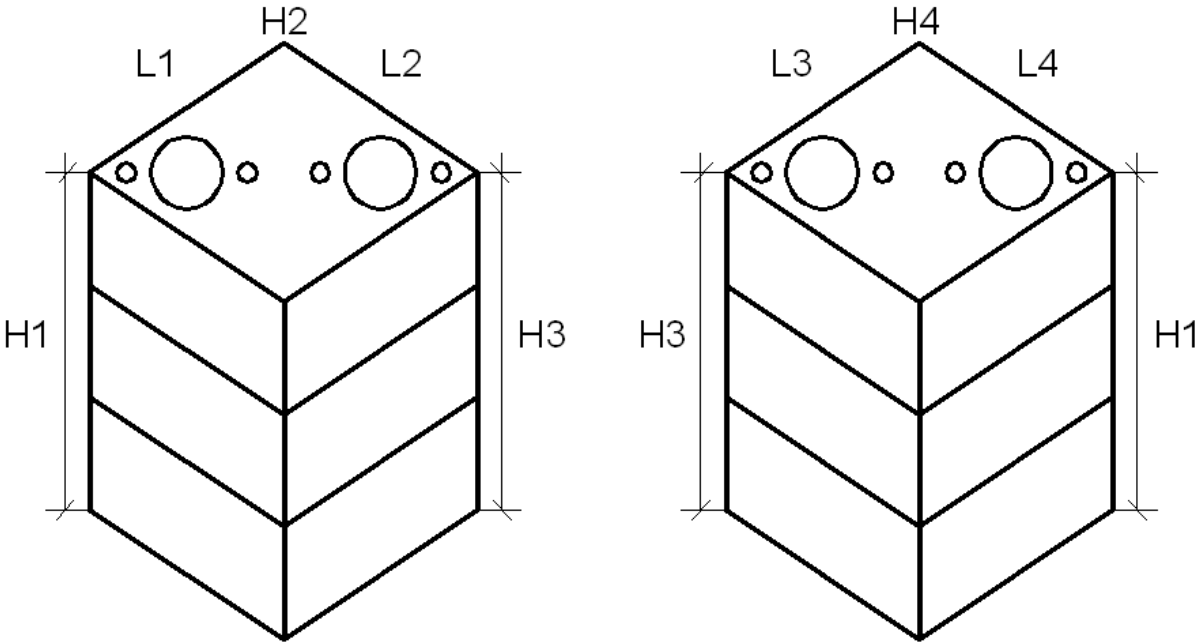
Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B22		<p>Bloque superior B22 Bloque intermedio B23 Bloque inferior B24</p>	
B23		<p>Observaciones iniciales: esquina H4 levantada, se areneó mucho H2. Bloque 3 con defecto constructivo en H3.</p>	
B24		<p>Primera grieta por flexocompresión a los 1450 kg en una pared de agujero de instalación, que transfiere su carga a la pared contraria y la agireta a los 1700 kg. A los 2600 kg las grietas se prolongan a los bloques inferiores y a los 2800 kg aparece una similar en el agujero de instalación contrario. Llegando a los 3640 la pared contraria de éste último imita el comportamiento y la pila colapsa.</p>	

PILA P9

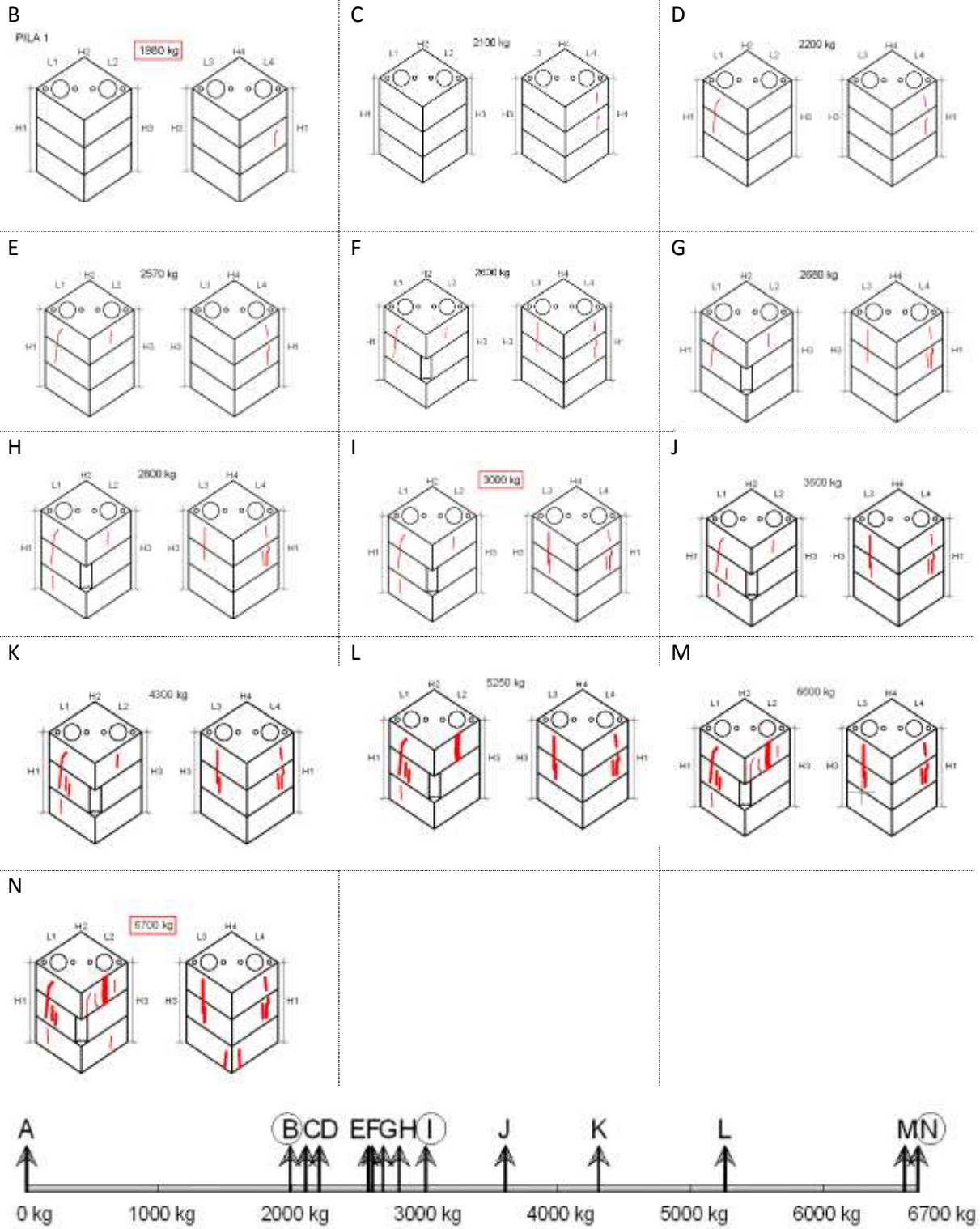
Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B25		<p>Bloque superior B25 Bloque intermedio B26 Bloque inferior B27</p>	
B26		<p>Observaciones iniciales: H2 más levantado 0.5 cm, desperfecto de B27 en L3.</p>	
B27		<p>Muy buen calzado, relativamente uniforme.</p> <p>Desprendimiento de imperfecciones menores a los 960 kg. A los 1780 kg aparecen en 3 caras de la pila grietas de flexocompresión en las paredes de los agujeros de instalación del bloque central y se expanden al bloque inferior, prolongándose al superior a los 2900 kg. La cara restante se comporta similar y llega al colapso a los 5050 kg.</p>	

Se considera la siguiente imagen para describir el comportamiento a esfuerzos de compresión de cada pila, agregando también una recta de tiempo para indicar los puntos de agrietamiento.

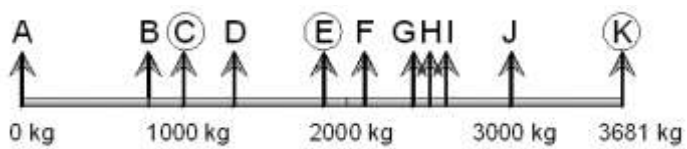
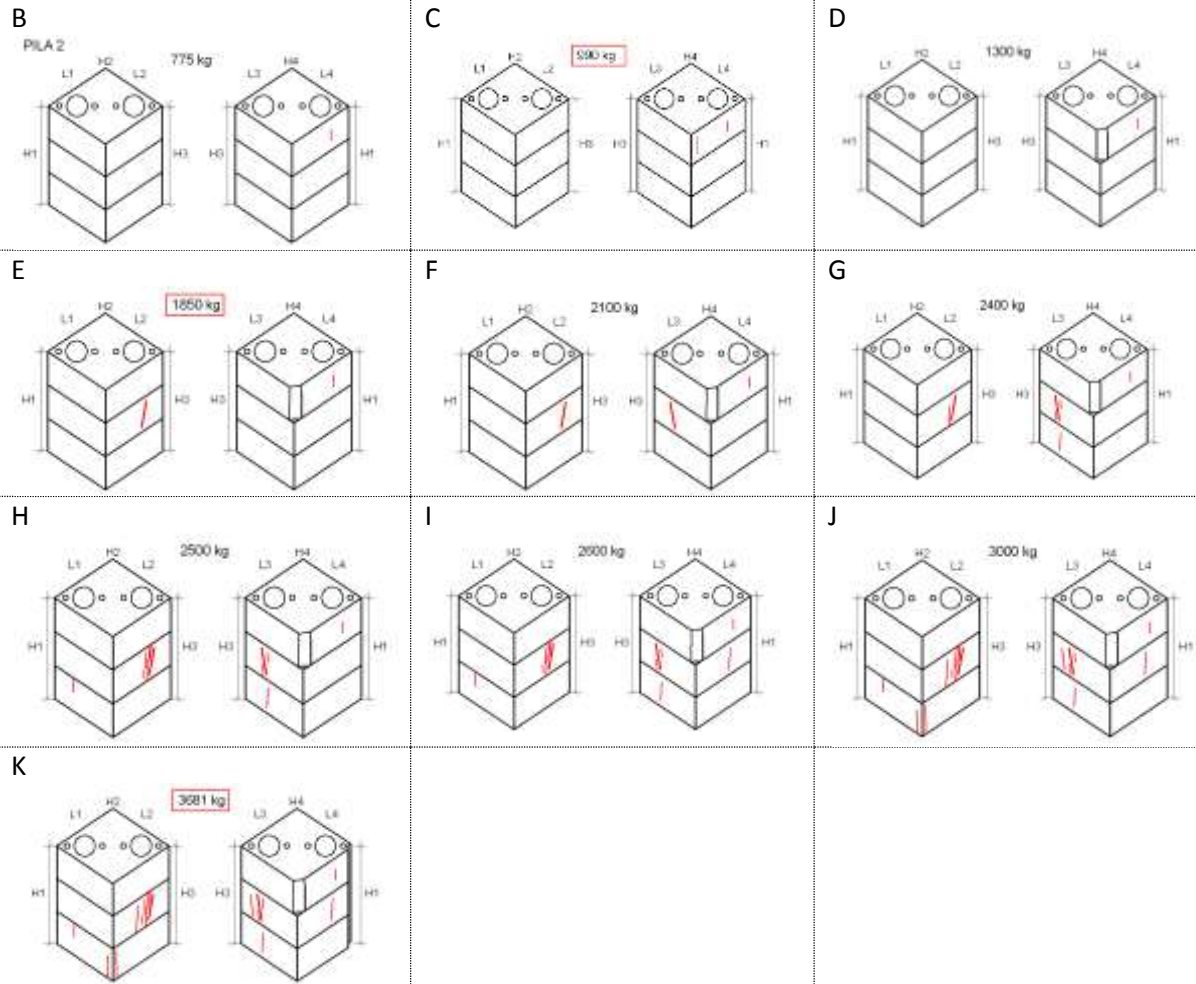
A



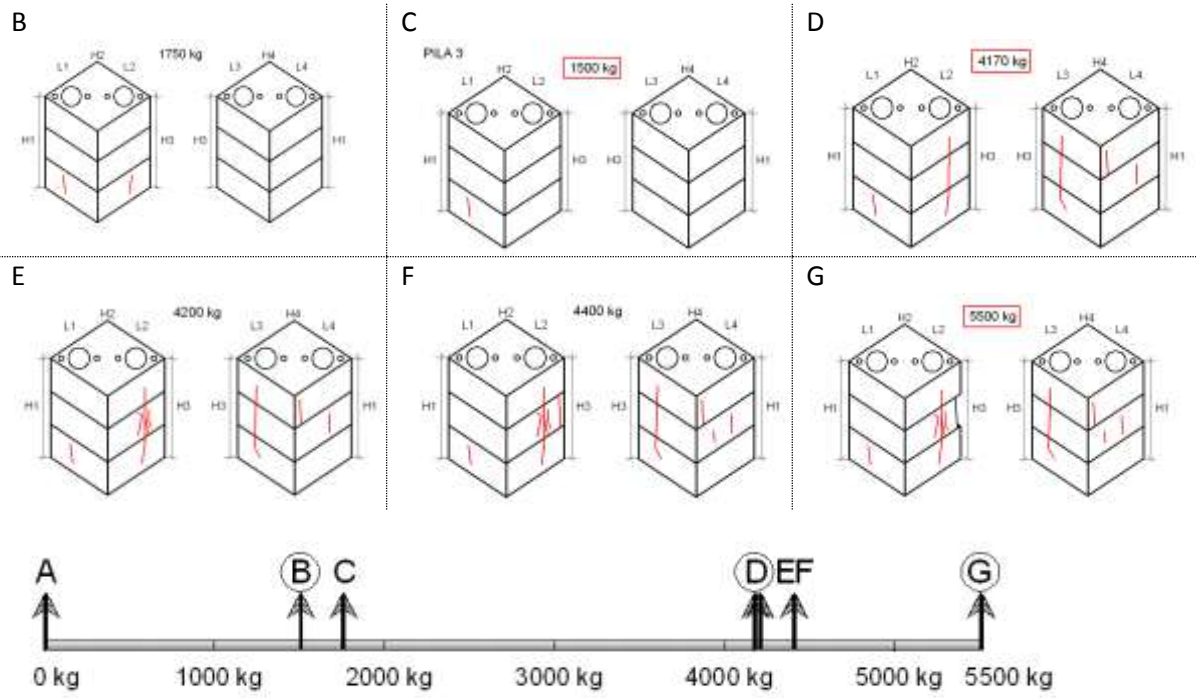
Pila 1



Pila 2

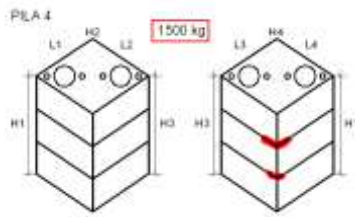


Pila 3

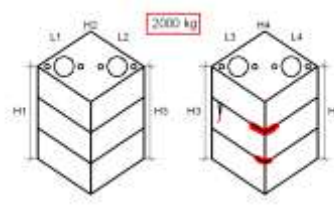


Pila 4

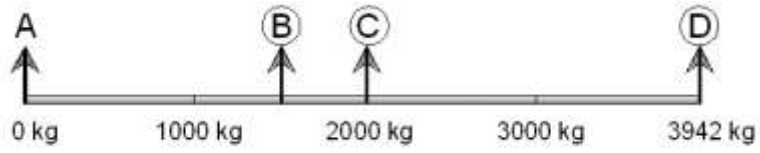
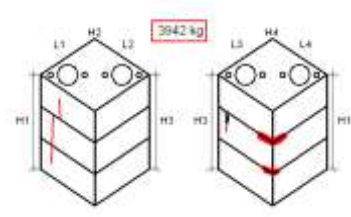
B



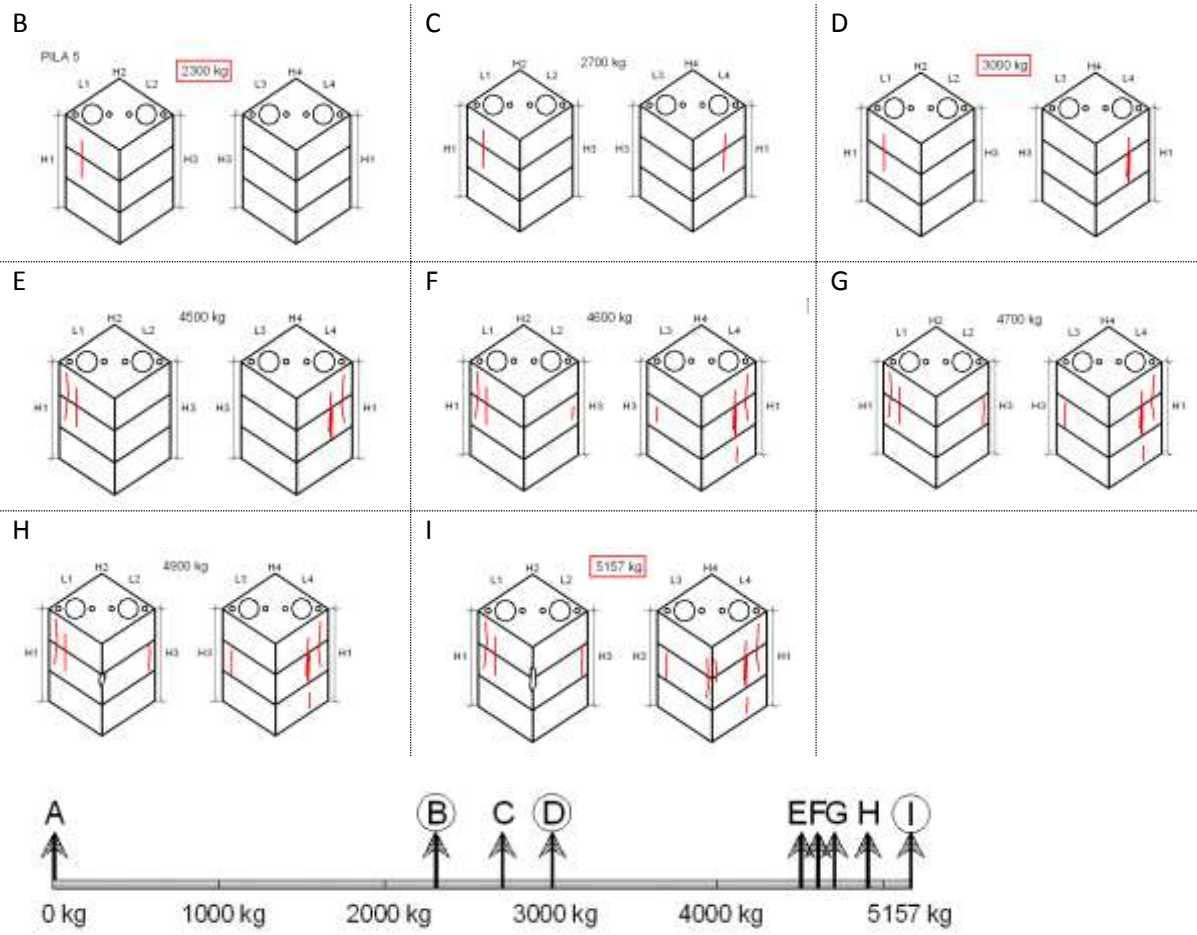
C



D

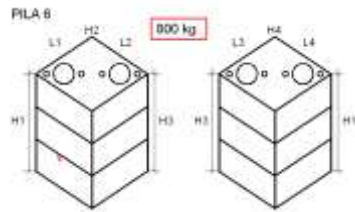


PILA 5

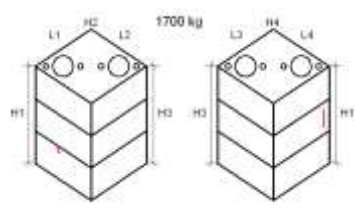


PILA 6

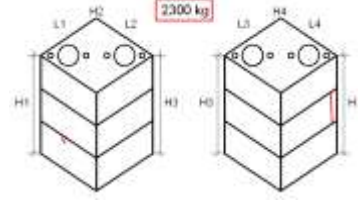
B



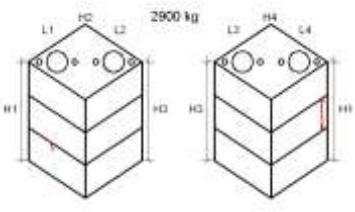
C



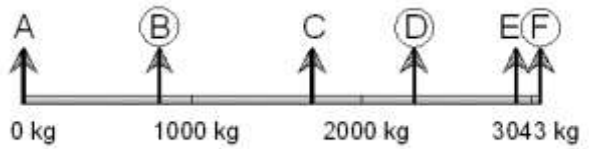
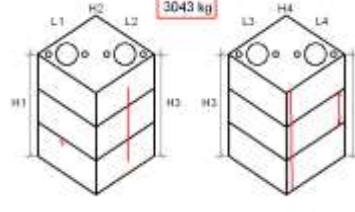
D



E

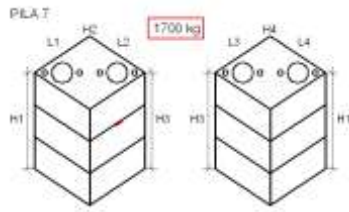


F

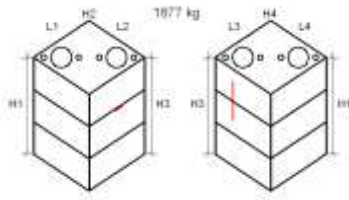


PILA 7

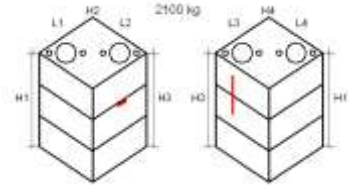
B



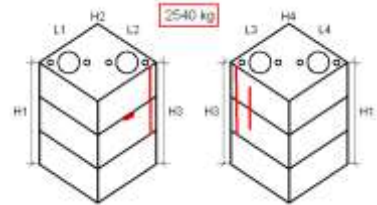
C



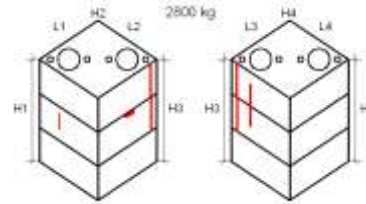
D



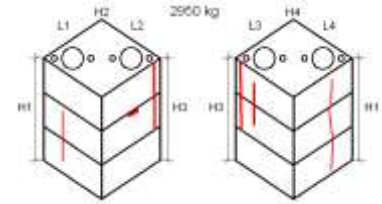
E



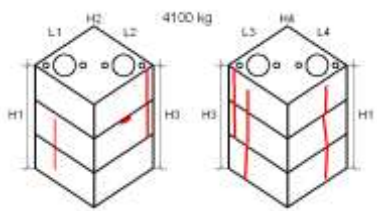
F



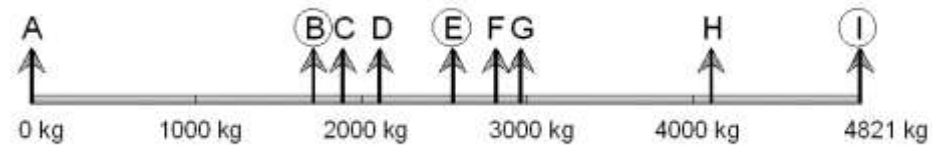
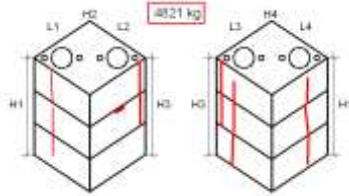
G



H

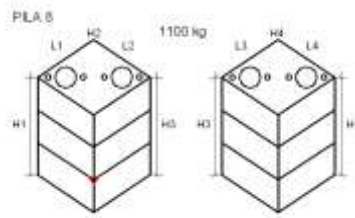


I

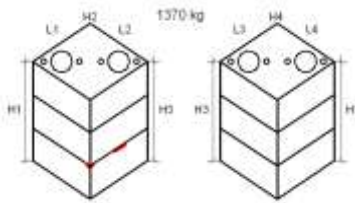


PILA 8

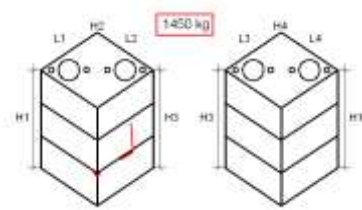
B



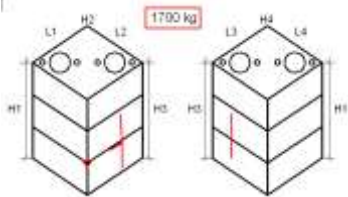
C



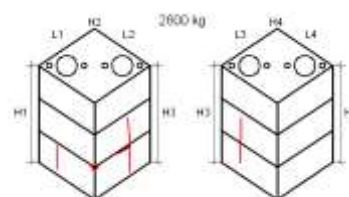
D



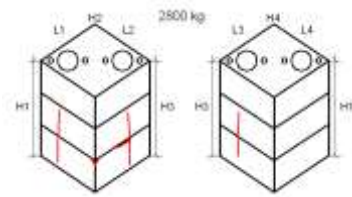
E



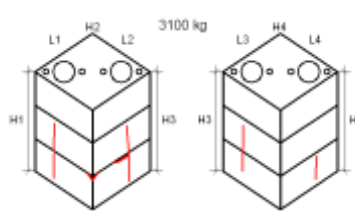
F



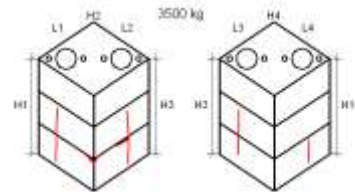
G



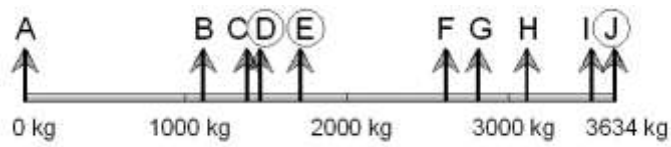
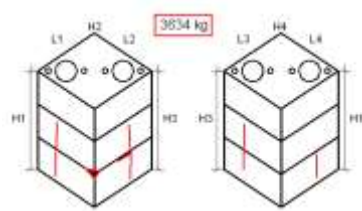
H



I

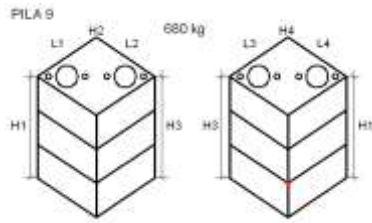


J

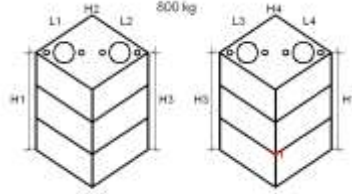


PILA 9

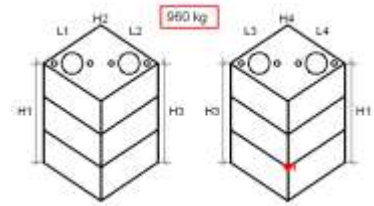
B



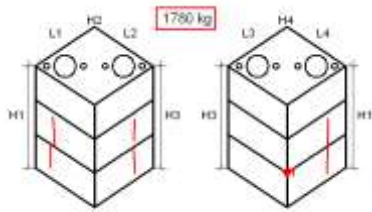
C



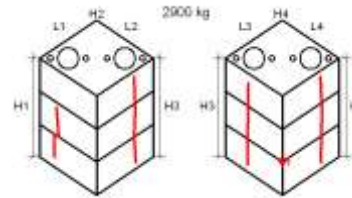
D



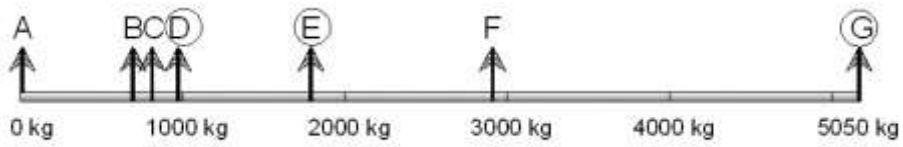
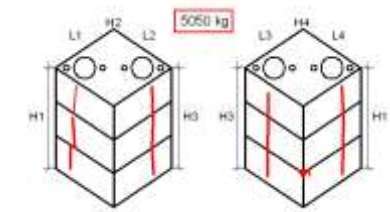
E



F











G



Anexo 4.4.- Comportamiento de muretes sin juntas de mortero sometidos a esfuerzos de tensión diagonal










MURETE M1

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1’ Bloques intermedios: B2 – B2’ Bloques superiores: B3 – B3’</p> <p>Desprendimiento de esquina H1 a los 500 kg. Desprendimiento de H3 en B2 a los 800 kg Grietas en L2 y L3 de bloque B2 a los 1200 kg Máximo registrado a los 1469.2 kg</p>	
B1’			
B2			
B2’			
B3			
B3’			
			

MURETE M2

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B2 – B2’ Bloques intermedios: B3 – B3’ Bloques superiores: B1 – B1’</p> <p>Bloque B3 se desliza ligeramente a los 380 kg. El murete gira y cae de la prueba, máximo registrado a los 480.36 kg. Varilla de extremo izquierdo fue doblada, con una desviación de 3.5 cm.</p>	
B1’			
B2			
B2’			
B3			
B3’			








MURETE M3

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1			
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			
<p>Bloques inferiores: B1 – B1' Bloques intermedios: B2 – B2' Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>El bloque superior colapsó y empujó la varilla a los 360 kg.</p>			









MURETE M4

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1'</p> <p>Bloques intermedios: B2 – B2'</p> <p>Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>B3 no entra en contacto, genera pandeo.</p> <p>Desmoronamiento de B3' a los 148 kg</p> <p>Se distorsiona el muro a los 390 kg</p> <p>Máximo registrado a los 529.88 kg</p> <p>Varilla V1 flexionada 5 mm</p> <p>Varilla V2 flexionada 3 mm</p>	
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			

MURETE M5

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1'</p> <p>Bloques intermedios: B2 – B2'</p> <p>Bloques superiores: B3 – B3'</p>	
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			

MURETE M6

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		Bloques inferiores: B1 – B1' Bloques intermedios: B2 – B2' Bloques superiores: B3 – B3'	
B1'		Gira el murete a los 329.53 kg. Ligeras deflexiones en varilla 2 mm.	
B2			
B2'			
B3			
B3'			

MURETE M7

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1			
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			
		<p>Bloques inferiores: B1 – B1'</p> <p>Bloques intermedios: B2 – B2'</p> <p>Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>Máximo registrado 473.46 kg.</p> <p>Deflexión varilla 1 de 1 cm</p> <p>Se rompió el bloque 2 antes del deslizamiento.</p>	



MURETE M8

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1'</p> <p>Bloques intermedios: B2 – B2'</p> <p>Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>El murete se deslizó a los 292.03 kg</p>	
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			
			

MURETE M9

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
B1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1'</p> <p>Bloques intermedios: B2 – B2'</p> <p>Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>El murete resbala a los 90 kg y se reajustó, chocando pared con pared de los bloques superiores a los 350 kg.</p> <p>Máximo registrado a los 775.25 kg.</p> <p>Varilla 1 deflexionada 8 cm</p> <p>B3 intacto</p> <p>B1 intacto</p>	
B1'			
B2			
B2'			
B3			
B3'			

Anexo 4.5.- Comportamiento de pilas con juntas de mortero sometidas a esfuerzos de compresión

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
P1		<p>Bloques inferiores: B1 – B1' Bloques intermedios: B2 – B2' Bloques superiores: B3 – B3'</p> <p>Primera grieta en el bloque superior en L4 a los 4500 kg. Aparecen nuevas grietas en el mismo bloque en los demás lados a los 5900 kg. El bloque falla súbitamente a los 6528.57 kg.</p>	

P2



Primera grieta en el bloque superior a los 4000 kg. En el mismo aparecen grietas en los lados contrarios a los 6200. Fallo súbito a los 6354 kg.



P3



Primera grieta en el bloque superior a los 5200 kg. Se desprenden las esquinas H1 y H3 del mismo a los 5280. Máximo registrado 5570.41 kg.



P4



Ligeros desprendimientos a los 2200 kg. El bloque es agrietado en todas las direcciones a los 5222.45 kg.





P5



Se daña únicamente el bloque inferior llegando su colapso a los 2785.71 kg.



Anexo 4.6.- Comportamiento de muretes con juntas de mortero sometidas a esfuerzos de cortante

Clave	Foto inicial	Reporte	Foto final
M1		Bloques inferiores: B1 – B1' Bloques intermedios: B2 – B2' Bloques superiores: B3 – B3' Colapsa a los 210 kg.	
M2		Colapsa a los 171 kg	

M3



Las juntas se desprendieron antes de hacer la prueba.



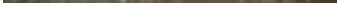
M4



Colapsa a los 256 kg



M5



Se descartó este espécimen, ya que resbaló a los 25 kg.



ANEXO 5.- Ecuaciones de las normas técnicas complementarias

Ecuación 5.1. Resistencia de diseño de bloques (NTCM)

$$f_p^* = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5 c_p}$$

$\overline{f_p}$ = media de la resistencia a compresión de las piezas sobre área bruta

c_p = coeficiente de variación de la resistencia a compresión de la pieza, que se considerará mayor a 0.2

Ecuación 5.2. Resistencia de diseño de mamposterías sujetas a cargas de compresión

$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5 c_m}$$

$\overline{f_m}$ = Media de la resistencia a compresión de las pilas corregidas a su relación espesor altura

c_m = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de mamposterías, que nunca será considerado menor a 0.15.

Con estos valores se calculan los módulos de elasticidad (E_m) y de cortante (G_m) de acuerdo a la misma norma, en las ecuaciones 4.3.2 y 4.3.3.

Ecuación 5.3. Módulo de elasticidad (NTCM)

$$E_m = 800 f_m^* \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas}$$

Ecuación 5.4. Módulo de cortante (NTCM)

$$G_m = 0.4 E_m$$

Ecuación 5.5. Resistencia de diseño a cortante de la mampostería

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5 c_v}$$

\bar{v}_m = media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga

c_v = Coeficiente de variación, siempre mayor a 0.20

ANEXO 6.- Nomenclatura

X	Promedio
SD	Desviación estándar
CV	Coeficiente de variación
NTCM	Resistencia de diseño según las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal
PSJM	Pilas sin juntas de mortero
PCJM	Pilas con juntas de mortero
MSJM	Muretes sin juntas de mortero
MCJM	Muretes con juntas de mortero