



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**PROPUESTA DE ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA MÍNIMA DE MAMPOSTERÍA  
MP-001 CON EJEMPLOS DE APLICACIÓN.**

Para optar al título de ingeniero civil

**Elaborado por**

Br. Fernando Thomas Patiño Carmona

Br. Christopher José Tenorio Vega

**Tutor**

M.sc. Ing. Guillermo Evenor Chávez Toruño

Managua, Septiembre 2022

## INDICE

<b>Capítulo I. - Generalidades</b> .....	<b>1</b>
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes. ....	2
1.3 Justificación.....	4
1.4 Objetivos .....	5
1.4.1 Objetivo general .....	5
1.4.1 Objetivos específicos.....	5
<b>Capítulo II. – Fundamento y conceptos de diseño estructural para mampostería.....</b>	<b>6</b>
2.1 Componentes de la mampostería.....	8
2.1.1 Unidades de mampostería.....	8
2.1.2 Piezas de concreto .....	9
2.1.3 Mortero .....	9
2.1.4 Concreto fluido o grout .....	9
2.2 Resistencia a la compresión en unidades de mampostería.....	11
2.2.1 Unidades de concreto.....	12
2.2.2 Morteros .....	13
2.2.3 Concreto fluido o grout .....	13
2.2.4 Concreto.....	14
2.3 Modelo de Hognestad .....	15
2.3.1 Modelo de propuesto.....	16
2.4 Resistencia a la compresión de la mampostería .....	17
2.5 Módulo de elasticidad.....	22
2.6 Resistencia de diseño .....	23
2.7 Mampostería reforzada .....	24
2.7.1 Cálculo de deformaciones .....	25
2.7.2 Flujo de cargas en estructuras cerradas.....	26
2.7.3 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano. Reducción por esbeltez (permanente).....	27
2.7.4 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano.....	31
2.7.5 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano proporcionada por el refuerzo. ....	34
2.7.6 Resistencia fuera del plano de muros de mampostería y columnas de mampostería.....	35
2.7.7 Resistencia al cortante por deslizamiento del muro de mampostería y columnas de mampostería. ....	37

2.7.8 Resistencia a flexo-compresión en el plano del muro.....	38
2.7.9 Método optativo para resistencia a flexo-compresión en el plano mediante esfuerzo – deformación.....	38
2.7.10 Análisis de la mampostería perpendicular al plano (reforzada). ....	45
2.7.10.1 Muros para cargas perpendiculares al plano .....	45
2.8 Mampostería confinada. ....	47
2.8.1 Diseño de mampostería confinada. ....	47
2.8.2 Disposiciones Generales .....	48
2.8.3 Esfuerzos a compresión axial. ....	49
2.8.4 Flexo-compresión en el plano del muro.....	51
2.8.5 Flexión compuesta en el plano del muro. ....	51
2.8.6 Relación entre la resistencia a la compresión de la mampostería y el módulo de elasticidad. ....	53
2.8.7 Estudios anteriores sobre las propiedades de compresión de la mampostería. ....	54
2.8.7.1 Relación entre ladrillo, mortero y resistencia a compresión de la mampostería....	54
2.8.7.2 Modelo numérico de esfuerzo-deformación por compresión de la mampostería..	54
2.8.9 Flexo-compresión fuera del plano.....	61
2.8.10 Requerimientos mínimos en la mampostería confinada. ....	62
2.8.11 Muros diafragma de mampostería. ....	65
2.8.11.1 Método de la diagonal equivalente. ....	65
<b>Capítulo III. – Criterios de diseño sísmico.....</b>	<b>70</b>
3.1 Recopilación de criterios mínimos para mampostería. ....	70
3.1.1 Requisitos de refuerzo mínimo. ....	70
3.1.2 Traslape del refuerzo.....	72
3.1.3 Requerimientos para elementos de borde en muros de intermedia y especial ductilidad.	
<b>86</b>	
3.1.4 Requisitos máximos de refuerzo.....	88
<b>Capítulo IV. – Guía de ejemplos. ....</b>	<b>91</b>
<b>Capítulo V. – Conclusiones y recomendaciones. ....</b>	<b>168</b>
5.1 Conclusiones. ....	168
5.2 Recomendaciones.....	169
Bibliografía. ....	170
Anexos. ....	172

## Índice de tablas

Tabla 1. Mampostería $R_d$ y $R_o$ factores generales de restricción. ....	8
Tabla 2. Espesores mínimos de las paredes externas e internas de los bloques. ....	11
Tabla 3. Resistencia y relación según tipo de mortero. ....	13
Tabla 4. Resistencia a compresión de unidades de mampostería. ....	17
Tabla 5. Resistencia a compresión de específica normal a la junta de lechada, $f'_m$ para mampostería de ladrillos macizos. ....	18
Tabla 6. Resistencia a la compresión especificada normal a la junta del lechado. ....	18
Tabla 7. Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto. ....	18
Tabla 8. Modelos para predecir la resistencia a compresión de la mampostería. ....	19
Tabla 9. Factor de reducción $\phi$ . ....	23
Tabla 10. Coeficientes de reducción de resistencia. ....	23
Tabla 11. Factor de reducción de resistencia para mampostería y acero. ....	24
Tabla 12. Factores de reducción de resistencia nominal. ....	24
Tabla 13. Factores de modificación de respuesta para muros de mampostería reforzada. ....	45
Tabla 14. Fórmula de resistencia al corte que tiene en cuenta la relación de aspecto de la pared. ....	62
Tabla 15. Requisitos adicionales de detalles de refuerzo para regiones de articulación plástica de muros de corte moderadamente dúctiles y dúctiles. ....	74
Tabla 16. Requisitos de muros de corte de diferentes ductilidades. ....	74
Tabla 17. Requisitos de muros de corte de diferentes ductilidades. ....	76
Tabla 18. Requisitos de refuerzo de muros: muros de carga y corte. ....	77
Tabla 19. Requisitos de refuerzo para elementos de contorno. ....	79
Tabla 20. Requisitos de detalle de refuerzo adicional para regiones de articulación plástica de muros de corte moderadamente dúctil y muros de corte dúctiles. ....	80
Tabla 21. Requisitos de refuerzo para elementos de borde. ....	87

## Índice de figuras

Figura 1. Ejemplos de piezas de mampostería.....	12
Figura 2. Comentario concreto líquido o grout.....	14
Figura 3. Diagrama de esfuerzo-deformación supuesto a flexión.....	15
Figura 3. Izquierda distribución real de esfuerzos, Derecha distribución rectangular equivalente de esfuerzos.....	16
Figura 4. Evaluación del comportamiento y resistencia de prismas de mampostería con datos experimentales correspondientes.....	20
Figura 5. Procedimientos para relleno de grout a altas alturas.....	25
Figura 6. Bloque de esfuerzos en elemento a flexión.....	25
Figura 7. Edificios de mampostería A) vista isométrica que muestra las cargas laterales fuera del plano y en el plano tomada por los muros de cortante.....	26
Figura 8. Área de sección transversal de la pared.....	27
Figura 9. Efectos de la esbeltez en la resistencia axial a compresión.....	28
Figura 10. Resistencia provista por el acero de refuerzo.....	32
Figura 11. Diagrama de la resistencia nominal a corte.....	33
Figura 12. Resistencia del acero a cortante en muros a flexión: a) elevación del muro; b) diagrama de cuerpo libre mostrando refuerzo cruzando una grieta diagonal.....	34
Figura 13. Sección transversal de muro.....	36
Figura 14. Resistencia a corte por deslizamiento en muros de corte.....	37
a) convencionales y moderada ductilidad. b) Muros de corte dúctiles.....	37
Figura 15. Suposiciones en el diseño por Resistencia de mampostería.....	39
Figura 16. Diagrama de interacción.....	42
Figura 17. Distribución de la deformación bajo la condición de falla balanceada.....	44
Figura 18. Secuencia de construcción de mampostería.....	47
Figura 19. Comparación entre curva de esfuerzo-deformación experimental y numérica.....	56
Figura 20. Relación esfuerzo-deformación idealizada para mampostería.....	57
Figura 21. Comparación de las curvas de esfuerzo-deformación de la mampostería estimadas por el modelo analítico propuesto y los modelos de otros investigadores con experiencia curvas obtenidas en varios estudios publicados.....	58
Figura 22. Curvas esfuerzo-deformación para prismas de mampostería para diferentes grados de mortero: el esfuerzo se normaliza con respecto al prisma compresivo fuerza para cada curva.....	59
Figura 23. Cortante actuante en muros de mampostería.....	64
Figura 24. Posición del puntal.....	65
Figura 25. Configuración deformada de un marco relleno con un muro diafragma ante carga lateral.....	66

Figura 26. Diferentes modos de falla en marcos rellenos con muros diafragma. b) aplastamiento en las esquinas del muro y falla por compresión de la diagonal.....	68
Figura 27. Diferentes modos de falla en marcos rellenos con muros diafragma. a) falla por deslizamiento, tensión diagonal y falla en el muro.....	69
Figura 28. Detallado, espaciamiento y refuerzo mínimo de muros de mampostería reforzada.	71
Figura 29. Detallado, espaciamiento y refuerzo mínimo de muros de mampostería reforzada.	72
Figura 30. Muros de corte de mampostería reforzada moderadamente dúctil; requisitos adicionales de refuerzo sísmico. ....	82
Figura 31. Muros de corte de mampostería reforzada moderadamente dúctil; requisitos adicionales de refuerzo sísmico. ....	83
Figura 32. Muros de corte de mampostería reforzada CSA S304-14 requisitos de refuerzo sísmico mínimo. ....	84
Figura 33. $V$ flexión / $V_{cortante}$ VS. $\mu$ .....	85
Figura 34. influencia de la relación entre corte a profundidad y la profundidad $\mu / (V_{udv})$ .	85
Figura 35. Relaciones máximas de refuerzo $\rho_{max}$ .....	86
Figura 36. Requisitos de refuerzo para elementos de borde. ....	88
Figura 37. Distribución de deformación y esfuerzo a través de una sección transversal sometida a carga axial y momento. ....	90

# **CAPITULO I: GENERALIDADES**

## **Capítulo I. - Generalidades**

### **1.1 Introducción.**

La norma mínima de mampostería MP-001 es la encargada de brindar los requerimientos mínimos necesarios para realizar el completo y el debido diseño junto con el correcto análisis de edificaciones de mampostería, es decir, esta norma nos ofrece las capacidades de resistencia a las cargas expuestas en una edificación durante su vida útil entre las cuales tenemos: cargas sísmicas, cargas gravitacionales, presiones de tierra, acción del viento, entre otras.

Debido a que en la rama de la construcción es muy recurrente tanto para ingenieros como arquitectos del país acudir a la norma mínima de mampostería MP-001 para construir estructuras completamente seguras que logren satisfacer las diversas necesidades de resistencia ante cualquier evento sísmico, esto siempre acompañado de los análisis y diseños debidos en edificaciones de mampostería.

Por lo cual se propone una actualización de la norma nicaragüense de mampostería para tener un mayor soporte recurriendo a la comparación de resultados obtenidos de normas extranjeras Especificamente se determino utilizar La norma canadiense (CSA S304-14 ) Design of masonry structures para los criterios de mampostería reforzada y (NTC 2020) normas tecnicas complementarias diseno construccion estructuras mamposteria 2020 donde según los criterios de diseño de interés para los nicaragüenses se determinaron mediante el método comparativo y la metodología empleada en las ecuaciones y rangos de valores que describan más acorde a la realidad y uso de este material en Nicaragua. Se implementarán temas de vital importancia como la resistencia proporcionada por la mampostería fuera del plano, sistema de mampostería con ductilidad intermedia, debido a que nuestro país está sujeto a una gran presencia sísmica es importante implementar el tema del sistema de mampostería con alta ductilidad para zonas con alta sismicidad.



Finalmente, la realización de macros de criterios de diseño para mampostería de alta ductilidad que funcionen como herramientas a disposición de instituciones que laboran en el gremio de la construcción.

## **1.2 Antecedentes.**

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos, quizás incluso más que el campo de la ingeniería civil, este ha sido utilizado a lo largo de la historia, hecho artesanalmente de roca natural utilizada por los mesopotámicos quizás de las primeras civilizaciones en el año 4000 a.c donde el primer manual de construcción en mampostería fue escrito por un romano de nombre Marcus Vitruvius Pollio, un arquitecto mason que escribió el llamado “diez libros en arquitectura” en el primer siglo a.c. (Taly, 2010).

La estabilidad lateral de estructuras de mampostería no reforzada está dada por gravedad, ya que la mampostería es débil en tensión, por lo tanto, la mampostería no reforzada compensa esto con grandes tamaños, además se ha observado en diferentes países que la actividad sísmica sobre la mampostería continúa necesitando un diseño mejor ingeniado. Hoy en día la mampostería utiliza métodos muy diferentes de los métodos empíricos utilizados en el pasado. (Brandow & Ekwueme, 2015)

La primera propuesta de utilizar mampostería reforzada se le atribuye a Marc Isambard Brunel un ingeniero jefe en Nueva York en el año 1813. Las bases de la teoría moderna de diseño de estructuras de mampostería reforzada se le atribuye a A. Brebner que trabajaba en el departamento de trabajo público de la India, el cual luego fue seguido en Japon por Skigeyuki Kanamori un ingeniero civil del departamento de asuntos del hogar del gobierno imperial japonés. Desde 1924 numerosos laboratorios estadounidenses realizar multitud de prueba a las unidades de mampostería, la investigación de la mampostería como material de construcción fue continuada por el Comité Técnico Coordinador de Investigación en mampostería (TCCMR) donde los diseños eran basados en el método empírico, y luego estos tuvieron sustento en los principios de la ingeniería, a finales del año 1994 se desarrolló los estándares de la

teoría de diseño por estados límites, para el diseño de estructuras de mampostería en zonas sísmicas. (Taly, 2010) Capítulo 1.4.

Por muchos años en décadas anteriores las bases del diseño estructural de mampostería en países que son utilizados como referencia de acuerdo a sus estándares era el código de construcción uniforme (UBC) el cual promovía seguridad pública y los requerimientos de estandarización para las construcciones seguras el cual fue publicado por primera vez en 1927 por la conferencia internacional de funcionarios de la construcción (ICBO) hasta 1997 que fue la versión final del código, el cual fue reemplazado posteriormente por el código internacional de la construcción (IBC) publicado en el año 2000 por el consejo del código internacional (ICC). (Brandow & Ekwueme, 2015)

Los estándares desarrollados por el comité conjunto de normas de mampostería (MSJC) perteneciente a la sociedad de mampostería (TMS), el instituto americano del concreto (ACI) y el instituto de ingeniería estructural (SEI) división de la Sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE) estos han servido como referencia para normas internacionales.

El propósito de los códigos de construcción es establecer los requerimientos mínimos aceptables, necesarios para preservar la seguridad.

### **1.3 Justificación**

La norma mínima de diseño y construcción de mampostería emitida por el MTI (Ministerio de Transporte e Infraestructura) se basa en trabajar con propiedades de estándares de calidad y criterios de diseño, tratándose de este tema como es de gran importancia el diseño. Si no se soluciona el problema planteado, se continuará ejecutando sus procesos sin tener una base actualizada que sustente paso a paso cada una de las etapas relacionadas con el proceso de diseño y manteniendo referencias reducidas dificultando el entendimiento.

Caracterizándose esta norma por ser un documento técnico, su actualización constante es de vital importancia y aún más si nos referimos a la implementación de estudios comparativos en los que sirven de guía y mejoramiento para el documento que todos los ingenieros del país tienen que disponer a la hora de diseñar en construcción de mampostería.

Los resultados obtenidos mediante la norma pueden ser mejorados gracias a su actualización ya que se emplean métodos más rápidos y precisos, contando de la mano con una guía de ejemplos aplicados en el diseño de mampostería logrando así la automatización consecuente de macros y softwares que mejoren los procesos de diseños de mampostería.

Mediante la actualización de la norma se busca lograr mejoras en la ejecución de los procesos constructivos, diseño y uso de criterios siendo posible de este modo su utilización por parte de los trabajadores actuales y futuros.

Por ende, es necesaria la actualización del mismo y de aquellas herramientas que adjuntas a este posibiliten el conocimiento procedimental, secuencia lógica y manejo de sus procesos.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

- ✓ Proponer la actualización de la norma nicaragüense de diseño y construcción de mampostería, con ejemplos de aplicación.

### **1.4.1 Objetivos específicos**

- ✓ Fundamentar metodologías y criterios de diseño para mampostería haciendo uso de normas extranjeras y manuales de diseño para mejorar la norma actual del país.
- ✓ Considerar los criterios de diseño sísmico para mampostería de uso ordinario o ductilidad limitada, ductilidad intermedia y alta ductilidad o sistema resistente especial, resistencia proporcionada por la mampostería fuera del plano a corte y flexo-compresión, por medio de literatura técnica que argumenta los criterios basados en pruebas de laboratorio con el fin de generar diseños más seguros en mampostería.
- ✓ Realizar guía con ejemplos aplicados en el diseño de mampostería mediante hojas de cálculo he implementado la automatización utilizando macros y softwares, para mejorar los procesos de diseño con mampostería.

**CAPITULO II:  
FUNDAMENTOS Y  
CONCEPTOS DE DISEÑO  
ESTRUCTURAL PARA  
MAMPOSTERÍA**

## **Capítulo II. – Fundamento y conceptos de diseño estructural para mampostería.**

La mampostería es uno de los elementos de construcción más antiguos conocidos por los humanos, es frecuentemente utilizada en la construcción de manera amplia en diseños, la mampostería en relación con el concreto es un opción más viable y por viable se refiere a los bajos costos que solicita en comparación con otros materiales, es comúnmente utilizada en edificaciones, para casos donde es necesario una estructura económica, pero que a la vez sea resistente y duradera, a la vez sin utilizar más espacio del disponible, es posible utilizar las paredes de mampostería donde en dependencia de la zona y sus requerimientos sísmicos esta puede ser mampostería sin refuerzo, reforzada y confinada.

La mejor manera de obtener resultados en cuanto a diseños estructurales de mampostería es obtener un sólido conocimiento de las fortalezas y debilidades de este material, estas características las cuales auxilian el criterio de diseño nos permiten obtener un mejor desempeño del material empleado y como este encaja, esto nos permite reducir los costos, y aumentar el desempeño en cualquier sistema estructural, de forma muy similar al concreto la mampostería ya sea de concreto o de arcilla es débil a tensión y fuerte a compresión.

El rápido avance en tecnología de la información y ciencias de las computadoras e ingeniería ha llevado a mayores avances en el diseño y construcción. La magnitud y sofisticación de los equipos de prueba ha mejorado, lo cual nos permite una mejor comprensión del comportamiento de los componentes estructurales. Teorías de análisis estructural y técnicas de diseño han mejorado, donde tomamos ventaja del aumento de la capacidad de las computadoras, lo que se traduce como cálculos más complejos, y efectivos, que describen de manera precisa el comportamiento real y nos da respuesta de respuesta con respecto a cargas internas y externas que actúan en la mampostería.

El diseño empírico donde se requiere el muestreo de especímenes para ser probados, ya que en realidad la producción del bloque en el país no está realmente certificada, no cumple con los estándares y requerimientos necesarios para producir las unidades de mampostería ya que estos tipos de ensayos no son aplicados a nivel nacional, con lo cual un requerimiento del diseño empírico es la prueba de especímenes.

Ya que la mampostería es generalmente sometida a diferentes tipos de esfuerzos, comúnmente como son esfuerzos de compresión, tensión, cortante y flexión además de torsión el cual se abordará más a fondo en el diseño sísmico, donde un elemento Arquitectónico puede convertirse en un elemento estructural, como es comúnmente visto en columnas de mampostería, en viga y arcos, el cual puede ser utilizado apropiadamente utilizando los requerimientos planteados en este documento.

La norma actual no considera los sistemas de mampostería con ductilidad intermedia ni alta ductilidad para zonas con alta sismicidad. La “Seismic Design guide for masonry buildings”. Segunda edición-2018. Canadian concrete masonry producers association es de las normativas más modernas que introduce valores de ductilidad para mampostería equivalentes a  $Q=1.5$  hasta  $Q=3$  Para muros ductiles de mampostería.

### **Normativas de referencia para ampliación y mejora de la norma mínima de diseño y construcción de mampostería MP-001**

1. Norma técnica E.070 Peru 2005.
2. Rep-027-2007, Republica dominicana.
3. NEC 2014 Ecuador.
4. Norma mínima de diseño y construcción de concreto estructural (CR-001), Reglamento nacional de construcción costa rica.
5. Building code requeriments for structural and specification for masonry structures (ACI 530-13 Y ACI 530.1-1).
6. Norma técnica complementaria para la revisión de la seguridad estructural en edificaciones (NTC-2017). Estructuras de mampostería.
7. Seismic design guide for masonry buildings. Segunda edición 2018. Canadian concrete masonry produccers asossiation. Svetlana Brzev.
8. Norma técnica obligatoria nicaragüense. Fabricación de bloques de concreto NTON 12-008-16.
9. SMIE-17. Sociedad mexicana de ingeniería estructural.
10. Design of masonry structures s304-14 Canadian standards association.
11. Reglamento para el diseño estructural panameño. REP-2014.

**Tabla 1.** Mampostería Rd y Ro factores generales de restricción.

Type of SFRS	Rd	Ro	Restricciones de altura (m)				
			Casos donde IE Fa Sa (0.2)			>0.75	Casos donde IE Fv Sa (1.0) > 0.3
			<0.2	>0.2 a <0.35	>0.35 a <0.75		
Estructuras de mampostería diseñadas y detalladas de acuerdo a SCA S304-14							
muros a cortante dúctiles	3.0	1.5	NL	NL	60	40	40
muros a corte moderadamente dúctiles	2.0	1.5	NL	NL	60	40	40
construcciones convencionales - muros de corte	1.5	1.5	NL	60	30	15	15
construcciones convencionales - marcos resistentes a momento	1.5	1.5	NL	30	NP	NP	NP
mampostería no reforzada	1.0	1.0	30	15	NP	NP	NP
otra mampostería SFRS(s) no listado arriba	1.0	1.0	15	NP	NP	NP	NP

Fuente: elaboración propia.

Nota: Np=sistema no permitido, NL=sistema permitido y no está limitado en las alturas como un SFRS.

Otras normativas como el CSCR-10 (Código sísmico de costa rica 2010), Building code requeriments for masonry structures (TMS 402-13, TMS 602-13, ACI 530-13, ACI 530.1-13) incluyen también en sus normativas criterios y especificaciones para mampostería de alta ductilidad. La SMIE, pretende en corto tiempo incluir normas para diseño dúctil.

## 2.1 Componentes de la mampostería

### 2.1.1 Unidades de mampostería

Para el diseño de las obras de ingeniería en base a la presente norma, se podrán utilizar piezas de mampostería de concreto o arcilla, las cuales deberán cumplir con las siguientes especificaciones:

Piezas de arcilla



Las piezas de arcilla deberán cumplir con las especificaciones establecidas en las normativas nacionales vigentes.

### **2.1.2 Piezas de concreto**

Las piezas de concreto deberán cumplir con las especificaciones establecidas en las normativas nacionales vigentes

### **2.1.3 Mortero**

El mortero estará constituido por una mezcla de aglomerante y agregado fino, a la cual se añadirá la cantidad de agua necesaria que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin segregación del agregado.

### **2.1.4 Concreto fluido o grout**

El concreto fluido o grout es un material de consistencia fluida que resulta de mezclar cemento, agregados y agua. El concreto líquido o grout se emplea para rellenar huecos de las unidades de mampostería en la construcción de los muros reforzados, y tiene como función integrar el refuerzo con la mampostería en un solo conjunto estructural.

El concreto fluido se clasifica en dos tipos: fino y grueso. El concreto fluido fino no contendrá agregado grueso y se podrá usar en bloques de 10cm o más ancho.

El concreto fluido grueso contendrá agregado fino y grueso y su uso se limita a bloques de 15 cm o más de ancho.

Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, para el caso que se cuente con refuerzo inferior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la manejabilidad.

#### **Definiciones**

Para los propósitos de este documento, aplican las siguientes definiciones y términos:

**Autoridad nacional competente (ANC).** El ministerio de transporte e infraestructura, de acuerdo a lo establecido en la legislación vigente.

**Absorción.** La absorción en la propiedad del bloque para absorber agua hasta llegar al punto de saturación.

**Área bruta.** El área bruta de los bloques será el área total incluyendo las celdas, medidas en el plano perpendicular a la dirección de las cargas gravitacionales.

**Área neta.** Será el área bruta de los bloques excluyendo el área de las celdas, medidas en el plano perpendicular a la dirección de las cargas gravitacionales.

**Bloque.** Es una pieza de mampostería cuyo largo nominal es 400mm o mayor en módulos de 100mm y cuya altura nominal es 200mm, (incluyendo la junta de albañilería). Pueden ser sólidos y huecos.

Bloques huecos. Son los que presentan en su sección más desfavorable un área neta por lo menos de 50% del área bruta y el espesor de sus paredes sea cuando menos igual a 2.5 cm.

Bloque sólido. Son los que presentan en su sección más desfavorable un área neta por lo menos del 75% del área bruta.

Bloque especial. Son aquellos que no cumplen con la característica geométrica y las dimensiones establecidas en la norma.

Lote. Es un grupo de bloques de la misma forma y tamaño. El cual es fabricado en la misma fecha y en condiciones similares, el cual es sometido a inspección como conjunto unitario.

Muestra. Es el conjunto de bloques que se usa para información de la calidad de un lote.

mampostería confinada. Es un sistema constructivo que resiste cargas laterales en el cual la mampostería está confinada por marcos de concreto reforzado; los bloques de mampostería constituyen el alma de un diafragma y los marcos constituyen los patines.

Mampostería reforzada. Sistema constructivo en el que se utilizan muros constituidos de bloques solidos o huecos de concreto, en el que se dispone de acero de refuerzo tanto en la dirección vertical como horizontal, de tal manera que el acero y la mampostería trabajen de manera conjunta.

Dimensión de fabricación. Es la dimensión especificada para la elaboración de la pieza (sin el espesor de la junta de albañilería), a la cual se debe ajustar la dimensión real dentro de las tolerancias permitidas. Para los bloques comunes el alto y largo corresponden a 190mm x 390 mm (19cm x 39 cm) respectivamente.

Dimensión nominal o modular. Es aquella que respeta la coordinación modular en los bloques (múltiplos del módulo base igual a 100mm) y que corresponde a las dimensiones reales de la pieza, más el espesor de la junta de albañilería y considerando sus tolerancias de fabricación, por ejemplo, los bloques comunes tienen dimensiones nominales de 200mm x 400mm (20cm x 40cm) en su altura y longitud respectivamente.

Dimensión real. Es la medida de cada pieza obtenida por medición mediante el método de ensayo ASTM C140.

Los bloques se fabrican manteniendo *constante* la altura y el largo en 19cm x 39cm respectivamente, variando únicamente el ancho el cual debe ser como mínimo 10cm.

**Tabla 2.** Espesores mínimos de las paredes externas e internas de los bloques.

Dimensiones de fabricación Ancho x alto x largo (cm)	Espesor mínimo de paredes exteriores (mm)	Espesor mínimo de paredes interiores (mm)
9 x 19 x 39	20	20
10 x 19 x 39	20	20
14 x 19 x 39	25	25
15 x 19 x 39	25	25
19 x 19 x 39	25	25
20 x 19 x 39	25	25
25 x 19 x 39	32	30
30 x 19 x 39	32	30

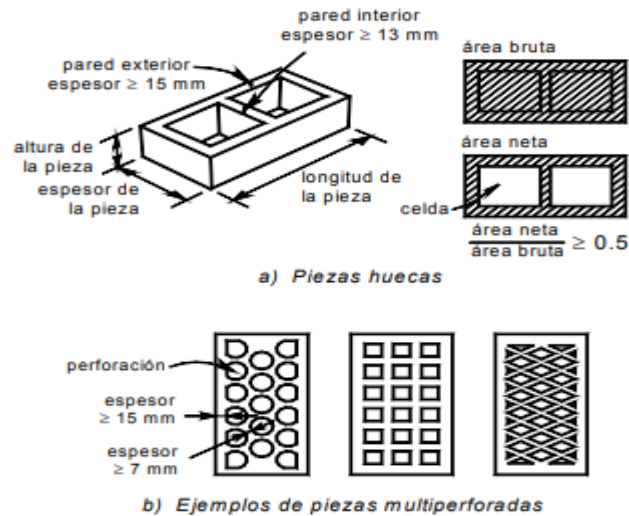
Fuente: norma técnica obligatoria nicaragüense NTON 12 008-16, (2016).

## **2.2 Resistencia a la compresión en unidades de mampostería.**

Bloque hueco o sólido con características tales que permiten su uso para los sistemas constructivos de mampostería confinada y reforzada, con una resistencia de compresión mínima de 10.63 MPa (1 765 psi) con respecto al área neta.

Piezas macizas Para fines de aplicación del Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20mm.

**Figura 1.** Ejemplos de piezas de mampostería.



Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, (2020)

### 2.2.1 Unidades de concreto

El concreto deberá cumplir con las especificaciones que establece el reglamento nacional de construcción de concreto estructural CR-001.

#### Acero de refuerzo

El acero utilizado como refuerzo para sistemas de mampostería debe cumplir la norma ASTM A-706. Se permite utilizar acero que cumpla la norma ASTM A-615 (grado 40 y grado 60), si el esfuerzo real de fluencia no sobrepasa el esfuerzo especificado multiplicado por 1.3.

#### Unidades de mampostería

Tipos de unidades de mampostería:

- Ladrillos de arcilla
- Bloques de concreto

#### Utilización de las piezas de mampostería

##### Unidades solidas de arcilla (artesanal)

Los bloques solidos de arcilla deberán tener una resistencia característica a la compresión sobre el área neta no menor a 80 kg/cm<sup>2</sup>.

##### Unidades sólidas y huecas de arcilla (mecanizadas)

Los bloques sólidos y huecos de arcilla deberán tener una resistencia característica a la compresión sobre el área neta no menor a 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Unidades de concreto

Los bloques huecos de concreto deberán tener una resistencia característica a la compresión sobre el área neta no menor a 108 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.2.2 Morteros

El valor mínimo de la resistencia específica a la compresión del mortero, debe corresponder con el de la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería utilizada, pero en ningún caso este valor podrá ser menor a 58 kg/cm<sup>2</sup>.

Nota: Este valor de 58 kg/cm<sup>2</sup> de MP-001 parece demasiado bajo. NTC define morteros tipo I y II. CSCR-10 define mortero tipo A (1:3, 175 kg/cm<sup>2</sup> = 2,500 PSI) y mortero tipo B (1:4, 126 kg/cm<sup>2</sup> = 1800 PSI).

Motero tipo 1, proporción 1:3 a 1:4 (resistencia >125kgf/cm<sup>2</sup>)

Motero tipo 2, proporción 1:4 a 1:6 (resistencia 75-125kgf/cm<sup>2</sup>)

(CSCR-10)

**Tabla 3.** Resistencia y relación según tipo de mortero.

Tipo de mortero	Resistencia (PSI)	Relación
Tipo S	2000	1:3
Tipo N	1800	1:4

fuentes propia.

### 2.2.3 Concreto fluido o grout

El concreto fluido o grout (una mezcla de alta fluidez compuesta de materiales cementantes, agregados y agua, la cual se coloca dentro de los huecos de mampostería. Su principal finalidad es lograr que el refuerzo insertado en los huecos trabaje de manera monolítica con la mampostería.

- El concreto líquido o grout se clasifica en fino y grueso. Se usará grout fino cuando la dimensión menor de los huecos de la unidad sea inferior a 60mm. Se usará grout grueso cuando la dimensión menor de los huecos sea mayor a 60mm.
- El valor mínimo de la resistencia a la compresión del concreto fluido  $f'_{cf}$  será 140 kg/cm<sup>2</sup>

- Se busca una consistencia de un líquido uniforme sin segregación de los agregados y con un revenimiento medido en el cono de Abrams entre 9" y 11" (225 mm y 227 mm) inciso 3.3.4 E.070.
- Se dice que la consistencia del grout es la de una sopa espesa de sémola que permite rellenar los intersticios internos de la albañilería armada. El objetivo de este concreto es integrar al refuerzo con la albañilería en una sola unidad aparte de proporcionar resistencia al muro.

**Figura 2.** Comentario concreto líquido o grout.



Fuente: Reglamento nacional de edificaciones PERU (E-070), (2006).

El inciso 2.5.3 Rep-027-2007 Republica dominicana especifica que el hormigón en cámara de los muros deberá ser como mínimo de 8" de revenimiento.

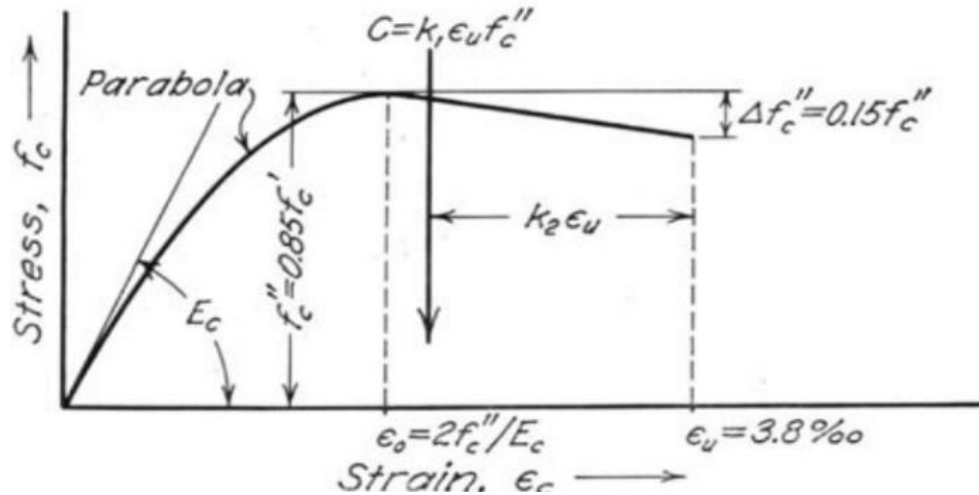
#### **2.2.4 Concreto**

El valor mínimo de la resistencia específica a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento será 210 kg/cm<sup>2</sup>. El concreto deberá cumplir con el reglamento nacional de construcción concreto estructural CR-001.

Nota: Otras posibles opciones no mencionadas en la norma MP-001 es el uso del grout con material cero en proporciones aproximadas de 1 cemento: (2.5-3 partes de arena): 2.5 material cero para una resistencia de 2000 PSI (140 kg/cm<sup>2</sup>), Revenimiento recomendable 10".

### 2.3 Modelo de Hognestad

Figura 3. Diagrama de esfuerzo-deformación supuesto a flexión.



Fuente: Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, Hognestad (1955).

Dónde:

$$f''_c = 0.85f'_c$$

$$e_0 = 2f''_c/E_c$$

Con base en investigaciones experimentales, E. Hognestad et al. (1955) propusieron el modelo esfuerzo-deformación del concreto en compresión.

Este modelo está compuesto de una parte curvilínea descrita por una parábola que comienza en cero y termina cuando el concreto a compresión alcanza la resistencia máxima  $f'_c$ , en este punto la parábola es tangente a la horizontal. A partir de este punto los esfuerzos del concreto disminuyen linealmente conforme aumentan las deformaciones hasta que ocurre la falla. La expresión que representa este modelo es:

$$f_c = \begin{cases} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] f'_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \\ [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] f'_c & \varepsilon_o < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

Función que describe el esfuerzo para cada punto de la deformación unitaria, modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las ntc rcdf 2004, (2013)

En la primera ecuación es de carácter parabólico y la segunda de carácter lineal.

donde  $f_c$  y  $e_c$  es el esfuerzo y la deformación unitaria en el concreto, respectivamente, mientras que  $e_c$  es la deformación unitaria correspondiente a  $f'_c$  y  $e_{cu}$  es la deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión.

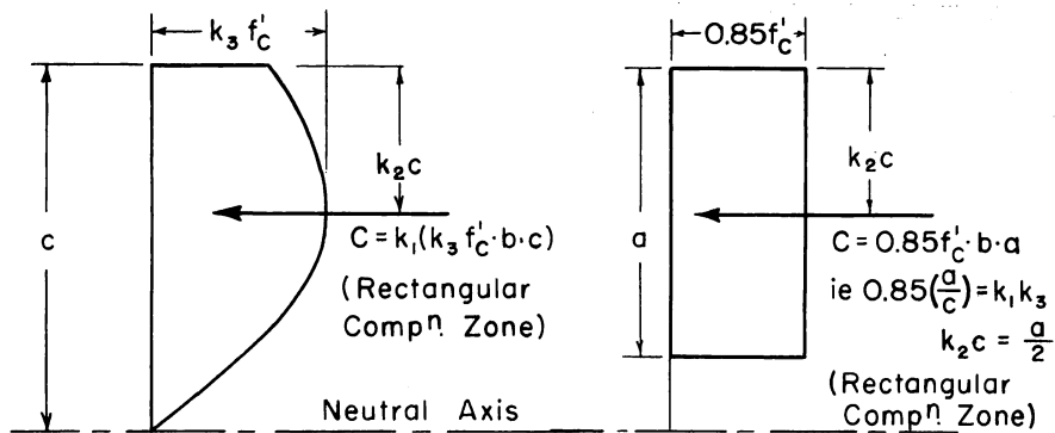
### 2.3.1 Modelo de propuesto

En las hipótesis de las NTC RCDF se acepta que en el momento de la falla del concreto ( $e_c = e_{cu}$  en la fibra comprimida externa) el bloque curvilíneo de esfuerzos se sustituya por otro rectangular equivalente que tenga un esfuerzo  $f'_c$  constante y una profundidad a igual con  $\beta_1 c$  (Fig. 2), donde  $c$  es la profundidad del eje neutro y  $\beta_1$  es un coeficiente igual a:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f'_c \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)} \\ 1.05 - \frac{f'_c}{140} \geq 0.65 & \text{si } f'_c > 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Coeficiente  $\beta_1$  que depende de la resistencia del concreto, modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las ntc rcdf 2004, (2013).

**Figura 3.** Izquierda distribución real de esfuerzos, Derecha distribución rectangular equivalente de esfuerzos.



Fuente: Rectangular concrete Stress distribution in Ultimate Strength design, Hognestad (1955)

Para propósitos de aplicaciones prácticas una relación conservadora y constante entre  $f_u$  y  $f'_c$  fue propuesta.



$$f_u = 0.85f'_c$$

Para una zona rectangular de compresión el esfuerzo promedio del concreto  $k_1k_3f'_c$  es igual a  $0.85\left(\frac{a}{c}\right)f'_c$  el cual es  $k_1k_3 = 0.85\left(\frac{a}{c}\right)$  también  $k_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{a}{c}\right)$  ya que  $k_3$  es tomado como  $0.85f'_c$ , por consiguiente  $\frac{a}{c} = k_1$  Hognestad (1955)

#### 2.4 Resistencia a la compresión de la mampostería

La resistencia básica a compresión de la mampostería se debe especificar a los 28 días de edad, o a una edad menor si se espera que reciba antes de esta edad, la totalidad de las cargas. Su valor determinará con base en uno de los procedimientos siguientes:

Ensayo de prismas

Se podrá establecer la resistencia a partir de ensayos de prismas de mampostería elaborados con los materiales que se utilizarán en la construcción de los muros y bajo las mismas condiciones de construcción.

Cuando la resistencia básica a la compresión de la mampostería no ha sido determinada por medio de ensayos de prismas y tanto las unidades de mampostería en el mortero de junta cumplen con los requisitos especificados en esta norma, la resistencia característica a la compresión de la mampostería se podrá determinar a partir del valor de resistencia a compresión de unidades en la forma siguiente:

$$f'_m = 0.5f'_u \leq 61 \frac{kg}{cm^2} \text{ para piezas de arcilla (5.2)}$$

$$f'_m = 0.5f'_u \leq 45 \frac{kg}{cm^2} \text{ para bloques de concreto (5.3)}$$

Las expresiones anteriores están referidas al área neta del prisma. Ambas expresiones son válidas para mampostería con espesores de junta comprendidos entre 10mm y 15mm. Para otros valores, las resistencias prismáticas de proyecto se deben determinar de acuerdo a procedimientos indicados en el anexo "A".

**Tabla 4.** Resistencia a compresión de unidades de mampostería.

Resistencia a compresión de la unidad de mampostería $f_p$ o $f_b$ (Mpa)	Tipo de mortero S		Tipo de mortero N	
	unidades huecas sin rellenar	unidades solidas o huecas con relleno	unidades huecas sin rellenar	unidades solidas o huecas con relleno
10	6.5	5	6	4.5

Fuente: CSA Canadian Masonry S304-2014, (2014).

Se encontró recurrentemente en las normativas que la resistencia del sistema de mampostería también depende del mortero empleado, Se propone utilizar esta tabla para suplementar lo propuesto en el artículo 5.1.1.1.

**Tabla 5.** Resistencia a compresión de específica normal a la junta de lechada, f'm para mampostería de ladrillos macizos.

Resistencia a compresión específica de unidad (área bruta Mpa)	Tipo de mortero S	Tipo de mortero N
15	6.8	6.0

Fuente: CSA Canadian Masonry S304-2014, (2014).

**Tabla 6.** Resistencia a la compresión especificada normal a la junta del lechado.

Resistencia a la compresión especificada del área neta promedio (Mpa)	tipo de mortero S		tipo de mortero N	
	unidades huecas sin lechada	unidades sólidas o huecas sin lechada	unidades huecas sin lechada	unidades sólidas o huecas sin lechada
30 o mas	17.5	13.5	12	9
20	13	10	10	7.5
15	10	7.5	8	6
10	6.5	5	6	4.6

Fuente: CSA Canadian Masonry S304-2014, (2014).

Una importante coincidencia en los valores correlacionados de la resistencia a compresión de las piezas de mampostería con la resistencia de compresión de la mampostería f'm según la tabla 4 de la CSA 2014 con nuestro valor de diseño según MP-001 Para bloques de 10Mpa (Únicos definidos en la NTON).

**Tabla 7.** Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto.

f'p Mpa (kg/cm2)	f'm Mpa (kg/cm2)	
	Mortero I	Mortero II
6(60) <sup>2</sup>	2.5(25)	2(20)
7.5(75) <sup>2</sup>	4(40)	3.5(35)
10(100)	5(50)	4.5(45)
15(150)	2.5(25)	6(60)
≥20(200)	10(100)	9(90)

Nota: para los valores intermedios de f'p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

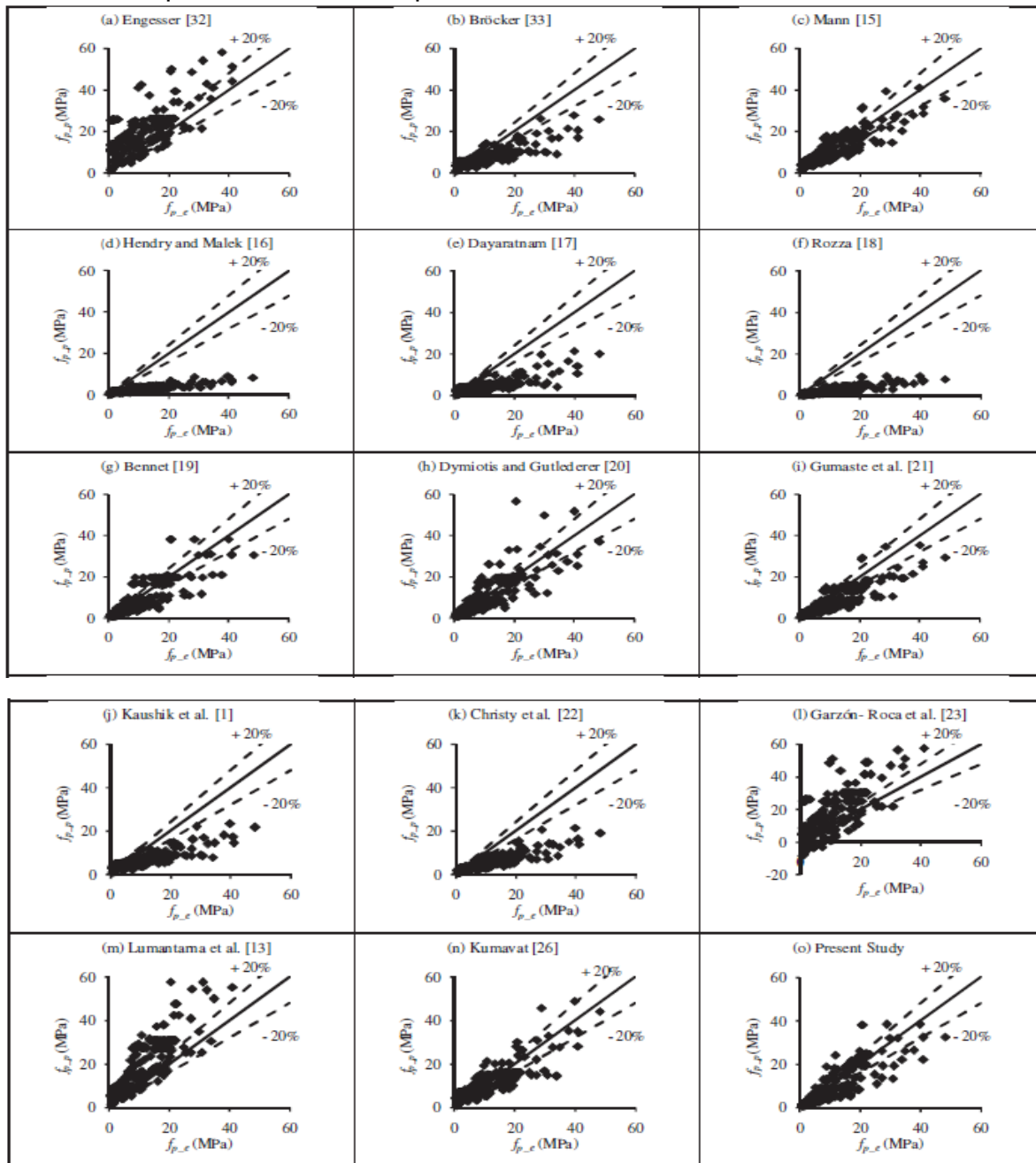
Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, (2020)

**Tabla 8.** Modelos para predecir la resistencia a compresión de la mampostería.

No.	referencia	modelo	parámetros
1	Engesser	$fp = \frac{1}{3}fb + \frac{2}{3}fm$	fp=Resistencia de la mampostería
2	Broker	$fp = 0.68fb^{1/2}fm^{1/3}$	
3	mann	$fp = 0.83fb^{0.66}fm^{0.18}$	fb=Resistencia de la unidad mampostería
4	Hendry y Malek	$fp = 0.317fb^{0.531}fm^{0.208}$	
5	Dayaratnam	$fp = 0.275fb^{0.5}fm^{0.5}$	fm=Resistencia del mortero
6	Rozza	$fp = (vufb + 0.8vmfm)/10$	
7	Bennet et. Al.	$fp = 0.3fb$	vu=Volumen relativo de la unidad
8	Dymiotis y Gultleederer	$fp = 0.3266fb X (1 - 0.0027fb + 0.0147fm)$	
9	Kaushik et. Al.	$fp = 0.317fb^{0.866}fm^{0.134}$	vm=Volumen relativo del mortero
10	Gumaste et. Al.	$fp = 0.63fb^{0.49}fm^{0.32}$	
11	Christy et. Al.	$fp = 0.35fb^{0.65}fm^{0.25}$	
12	Garzón-roca et. Al.	$fp = 0.53fb + 0.93fm - 10.32$	
13	Lumantra et. Al.	$fp = 0.75fb^{0.75}fm^{0.31}$	
14	Kumavat et. Al.	$fp = 0.69fb^{0.60}fm^{0.35}$	

Fuente: Behavior and strenght assessment of masonry prism, Nassif nazeer thaickvail y Job Thomas, (2017).

**Figura 4.** Evaluación del comportamiento y resistencia de prismas de mampostería con datos experimentales correspondientes.



Fuente: Behavior and strenght assessment of masonry prism, Nassif nazeer thaickvail y Job Thomas, (2017).

Según Gumastef  $m= 47.95 \text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia a la compresión diagonal a partir de las unidades de mampostería.

Cuando la unidad de resistencia a la compresión diagonal de la mampostería no ha sido determinada por medio de ensayos de muretes, y tanto las unidades de mampostería como el mortero de junta cumplen con los requisitos especificados en esta norma, la resistencia característica a cortante de la mampostería se podrá determinar a partir del valor de la resistencia a compresión de la mampostería.

$$vm = 0.8\sqrt{f'm} \leq 6 \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \quad (5.5)$$

En el artículo 7.3.3 de la norma MP-001 especifica: La resistencia a compresión diagonal de diseño (vm) no deberá exceder 4 kg/cm<sup>2</sup>, contrario a lo que se especifica en la fórmula anterior que indica que no deberá exceder de 6 kg/cm<sup>2</sup>.

Si ocupamos el mínimo para f'm=45kg/cm<sup>2</sup> y lo ingresamos en la ecuación de resistencia a compresión diagonal de diseño  $vm = 0.8\sqrt{45 \frac{kg}{cm^2}} = 5.36 \frac{kg}{cm^2}$ ; Lo cual estaría por encima de 4 kg/cm<sup>2</sup> que indica textualmente.

Se propone utilizar la fórmula para resistencia a compresión diagonal de diseño (vm) que se utiliza en la norma CSA Canadian Masonry S304-2014 que indica:

$$vm = 0.16\left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}\right)\sqrt{f'm} \leq 0.60 \text{ Mpa Para mampostería confinada} \quad (5.2)$$

$$vm = 0.16\left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}\right)\sqrt{f'm} \leq 0.40 \text{ Mpa Para mampostería Reforzada} \quad (5.3)$$

f'm es la resistencia característica a compresión de la mampostería MPa

Mf Momento actuante en el elemento de mampostería kN-mm

Vf Fuerza cortante actuante en el elemento de mampostería kN

dv Peralte efectivo para efecto de cálculo del cortante se toma como 0.8Lw mm

Donde:

$\frac{M_f}{V_f d_v}$  Es un valor que no debe exceder de 1, ni menor de 0.25 para el momento mayorado concurrente, Mf, el cortante mayorado vf en la sección bajo consideración.

El límite superior se determinó introduciendo el valor máximo propuesto de f'm el cual es: 6.5Mpa y 4.5Mpa para mampostería confinada y reforzada respectivamente en la ecuación anterior el cual concordaría con lo propuesto en la norma mexicana, en las normas anteriores de la NTC 2020 se utilizaban valores de 3.5 kg/cm<sup>2</sup> (0.357Mpa) para el área bruta del espécimen, ya que se puede decir que el área neta debe ser mayor que 0.5Ag (3.5kgf/cm<sup>2</sup>)\*2=7.0 kgf/cm<sup>2</sup> Valores los cuales tienen abundante evidencia basada en pruebas, Sin embargo la NTC 2020 argumenta que se encuentra a espera de nuevos valores debidos a inconsistencias, ya que la norma canadiense no

impone un límite para la ecuación se propuso uno basado en la norma Mexicana de mampostería.

## 2.5 Módulo de elasticidad

En el caso que no se realice específicamente sobre las pruebas de prismas, el módulo de elasticidad de la mampostería se determinará a partir de la resistencia prismática de la siguiente forma:

Para el cálculo de propiedades dinámicas y distribución de cargas sísmicas

$$E = 1000 f'm \quad (5.6)$$

Para el diseño elástico de mampostería

$$E = 700 f'm \quad (5.7)$$

Para mampostería de ladrillos de arcilla y bloques de concreto sin relleno de concreto.

$$E = 800 f'm \quad (5.8)$$

Para bloques de concreto con relleno de concreto.

El diseño de mampostería de bloque y arcilla se deberá basar en los siguientes valores de elasticidad:

$$E_m = 700 f'm \text{ para piezas de arcilla}$$

$$E_m = 900 f'm \text{ para bloques de concreto}$$

El módulo de elasticidad toma entre 0.05 y 0.33 de la resistencia máxima a la compresión de cada método de ensayo de prisma. Artículo 1.4 B.3 de TSM 603/ ACI 530.1/ ASCE 6, y ASTM E111.

El módulo de elasticidad de la mampostería construida de unidades de concreto o arcilla debe estar determinada de acuerdo a la cláusula 6.5.4 (Design of masonry structures, CSA Canadian Standards Association S304-14(2014)) como alternativa se puede asumir  $E_m=850f'm$ , pero no mayor que 20000 MPa

- a. El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se puede calcular como:  
 $E_m=500f'm$  con un máximo de 210 000 kgf/cm<sup>2</sup> [9-1]
- b. El módulo de elasticidad para unidades de concreto se puede calcular como:  
 $E_m=750f'm$  con un máximo de 210 000 kgf/cm<sup>2</sup> [9-2]
- c. El módulo de elasticidad del acero se puede calcular como:  
 $E_s= 2\ 100\ 000\ \text{kgf/cm}^2$
- d. El módulo de cortante de la mampostería se puede calcular como:  
 $E_m=0.4E_m$  [9-3]

Ya que se considera en la determinación del  $f'm$  si el bloque esta relleno o sin rellenar se determinará el módulo únicamente en base al material, no en base al tipo de mortero, si este relleno, si es sólido o sin rellenar. Por consiguiente.

Para el diseño elástico de mampostería

$$E = 700 f'm \quad (5.4)$$

Para mampostería de ladrillos de arcilla.

$$E = 800 f'm \quad (5.5)$$

Para bloques de concreto.

## 2.6 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción  $\phi$ , el cual deberá ser mayor o igual a la resistencia última requerida que se obtiene a partir de las combinaciones de cargas mayoradas.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (6.1)$$

$R_n$  Resistencia de diseño

$\phi$  Factor de reducción de resistencia

$R_u$  Resistencia última

### 2.6.1 Factores de reducción de resistencia

El valor de los factores de reducción de la resistencia se tomará de la tabla 6.1

**Tabla 9.** Factor de reducción  $\phi$ .

tipo de esfuerzo	$\phi$
Flexión simple o compuesta (con carga axial) en mampostería no reforzada	0.90
Flexión simple o compuesta (con carga axial) en mampostería reforzada	0.60

Fuente: Norma mínima de mampostería MP-001 (2017)

**Tabla 10.** Coeficientes de reducción de resistencia.

Fuerzas	Coeficiente de reducción
Fuerzas horizontales perpendicular al plano del muro	
Flexión y flexo-compresión	0.80
Cortante	0.70
Fuerzas horizontales paralelas al plano del muro	

Flexión	0.80
Compresión y flexo-compresión	0.60

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción, (2014).

**Tabla 11.** Factor de reducción de resistencia para mampostería y acero.

FACTOR	DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN
$\omega_m$	Factor de resistencia para mampostería	0.6
$\omega_s$	Factor de resistencia para acero de refuerzo	0.85

Fuente propia.

$\omega_m$ =Factor de resistencia para mampostería; siendo 0.60

$\omega_s$ =Factor de resistencia para acero de refuerzo; siendo 0.85

Se consideró utilizar valores de reducción más conservadores como lo son los de la norma NEC-2014, con el cambio de que el coeficiente de reducción para fuerzas horizontales paralelas al plano del muro en flexión se cambió de 0.85 a 0.80 y fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro en cortante se cambió de 0.6 a 0.7 que son valores específicos para mampostería confinada, tomados de la norma mexicana.

**Tabla 12.** Factores de reducción de resistencia nominal.

Elemento mecánico	Mampostería clase A	Mampostería clase B
Flexión y carga axial	$\phi = 0.80 - \frac{1.5 Pu}{Acf'm}$ $0.60 \leq \phi \leq 0.80$	$\phi = 0.75 - \frac{1.5 Pu}{Acf'm}$ $0.55 \leq \phi \leq 0.75$
Cortante y torsión	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.55$
Longitud de desarrollo y traslapes	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.75$
Aplastamiento	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.50$

Fuente: Código sísmico de costa rica, (2010).

## 2.7 Mampostería reforzada

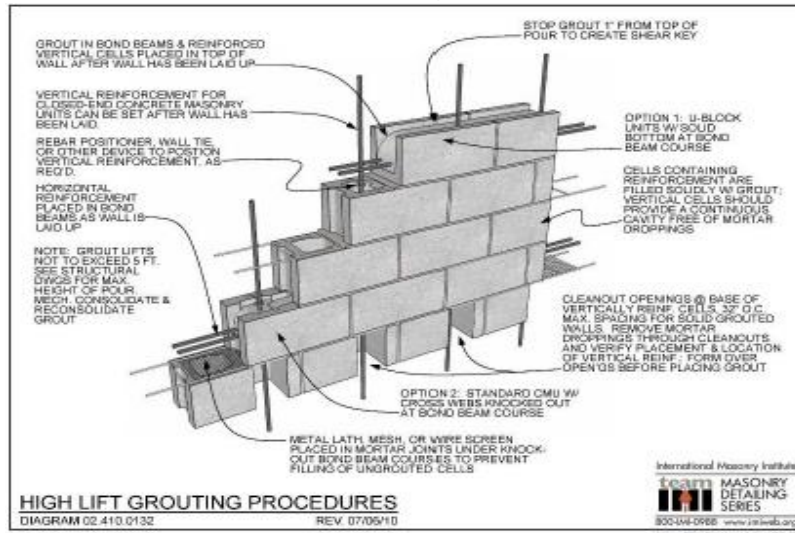
Es aquella con muros reforzados con barras o varillas corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y a lo largo.



## 2.7.1 Cálculo de deformaciones

Los cálculos de deformaciones de elementos de mampostería reforzada con armadura distribuida, se deberán basar en las propiedades de las secciones fisuradas. Las rigideces supuestas a flexión y corte no deberán ser mayores que la mitad de las rigideces basadas en la sección bruta, a menos que se lleve a cabo un análisis específico de sección fisurada.

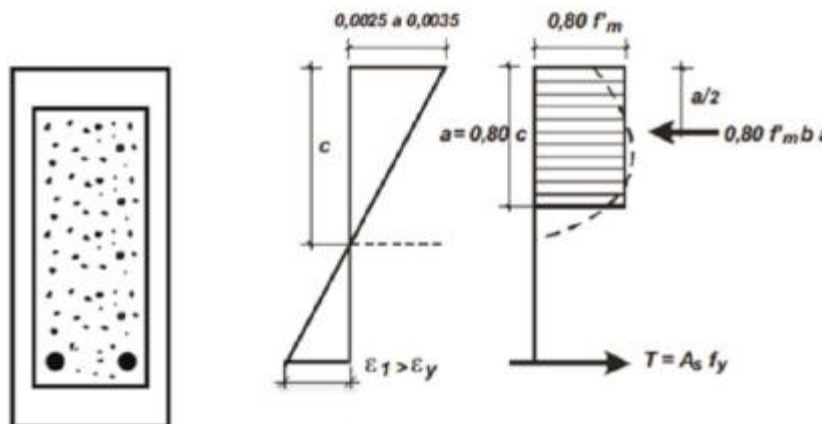
**Figura 5.** Procedimientos para relleno de grout a altas alturas.



Fuente: Masonry detailing series. <https://www.imiweb.org/masonry-detailing-series-3/>

## Hipótesis de diseño

**Figura 6.** Bloque de esfuerzos en elemento a flexión.



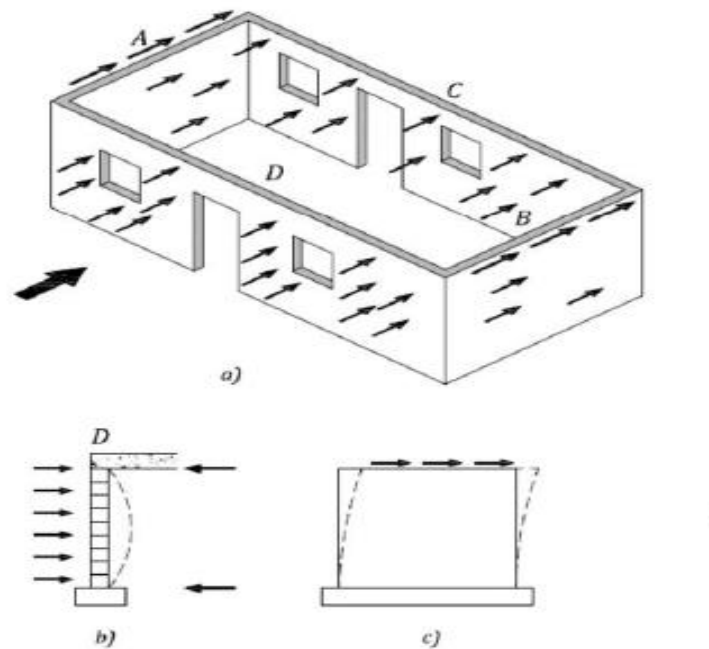
Fuente: Norma mínima de mampostería MP-001(2017).

La máxima deformación específica  $\epsilon_{mu}$  de la mampostería en la fibra extrema en compresión, se deberá suponer igual a 0,0035 para mampostería de piezas de arcilla y 0.0025 para mampostería de bloques de concreto.

El ACI 530-9.3.2, indica el valor máximo de deformación = 0.0025 para mampostería de concreto.

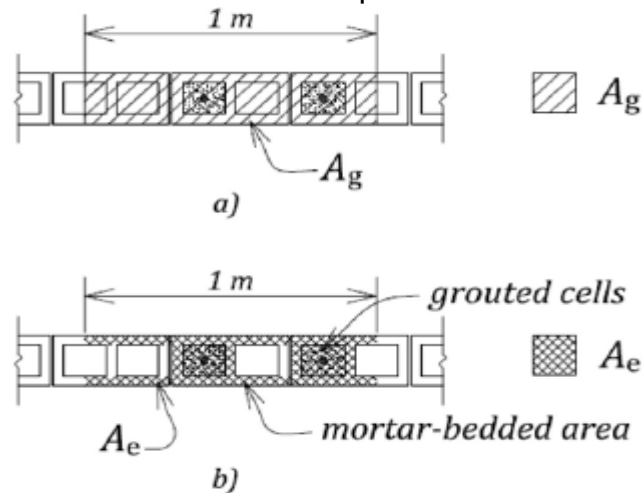
### 2.7.2 Flujo de cargas en estructuras cerradas

**Figura 7.** Edificios de mampostería A) vista isométrica que muestra las cargas laterales fuera del plano y en el plano tomada por los muros de cortante.



Fuente: Seismic design guide for masonry building second edition, Svetlana Brzev y Donald Anderson (2018).

**Figura 8.** Área de sección transversal de la pared.



Fuente: Seismic design guide for masonry building second edition, Svetlana Brzev y Donald Anderson (2018).

### 2.7.3 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano. Reducción por esbeltez (permanente).

**P<sub>n</sub>** Carga axial nominal (N)

**f'<sub>m</sub>** Resistencia característica a la compresión (Mpa)

**A<sub>n</sub>** Área neta transversal de la mampostería (mm<sup>2</sup>)

**A<sub>s</sub>** Área del acero de refuerzo (mm<sup>2</sup>)

**F<sub>y</sub>** Punto de fluencia del acero (Mpa)

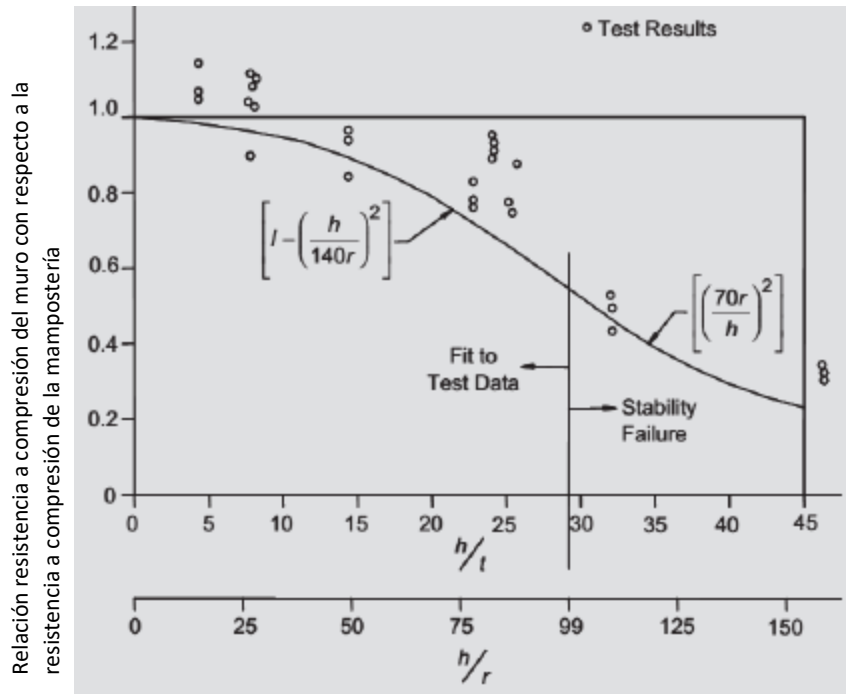
**h** Altura total (mm)

**r** Radio de giro definido como  $\sqrt{\frac{I}{A}}$  (mm)

**I** Momento de inercia de la sección transversal (mm<sup>4</sup>)

Se determinó que el factor de esbeltez utilizado en la ecuación del TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 puede resultar una manera más rápida y conservadora de calcular la resistencia de compresión del elemento de mampostería.

**Figura 9.** Efectos de la esbeltez en la resistencia axial a compresión.



Fuente: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (American Concrete Institute ACI 530), (2013).

Las ecuaciones del inciso 7.3.1 de la norma MP-001 están referidas al ACI 530 inciso 9.3.4.1. El término 0.80 toma en cuenta excentricidades inevitables de la carga axial. Mientras que el 0.80 correspondiente a la simplificación del bloque de compresión uniforme, el TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 afirma que basado en pruebas de laboratorio e investigaciones el factor  $k_3$  corresponde a 0.80 en lugar de 0.85 como fue determinado en concreto.

Sin embargo, la norma canadiense CSA Canadian Masonry S304-14 emplea el valor de 0.85 multiplicado por un factor de reducción de resistencia dependiente del material ya sea acero o mampostería. El cual al momento de emplear el factor de reducción de resistencia propuesto por TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 se puede obtener un cálculo de la resistencia conservador con respecto a las ecuaciones empleadas anteriormente.

Además, los factores de reducción por esbeltez son exigencias permanentes de la norma CSCR y MP-001, no obstante, así otras normas como la NEC-2014 cuyo uso depende de la intensidad de carga axial.

Distribución de bloque rectangular de esfuerzos equivalente en mampostería.

Al igual que Whitney y otros autores han hecho para concreto, un bloque equivalente puede ser desarrollado para mampostería usando el valor calculado de  $k_1k_3$  y  $k_2$  la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos,  $a$  es igual a  $2k_2C$  con el fin de coincidir con el centroide de la distribución de esfuerzos no uniforme como es requerido y el valor último de esfuerzos igual a  $f_c$  es determinado igualando la fuerza equivalente de esfuerzo de la distribución no uniforme al de la distribución de esfuerzos rectangular (Brown, s.f) tal que:

$$k_1k_3f'mbc = f_cab$$

$$k_1k_3f'mbc = f_c2k_2cb$$

$$k_1k_3f'm = f_c2k_2$$

$k_1k_3$  = Relación entre el esfuerzo promedio en el área en compresión la resistencia axial del prisma

Relación entre el esfuerzo medio en el área de compresión al esfuerzo a flexión de la fibra extrema.

$k_2$ =La relación entre la distancia desde la fibra de compresión extrema hasta la fuerza de compresión resultante y la distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el eje Neutro.

$k_3$  = Relación entre la tensión extrema de flexión de la fibra y la resistencia del prisma axial

Entre las conclusiones de la investigación "COMPRESSIVE STRESS DISTRIBUTION OF GROUTED HOLLOW BRICK MASONRY" R.,H., Brown at al, s.f se determinó que:

Una deformación unitaria de 0.0030 es recomendada para usar como deformación última en prismas de 6 pulgadas y 8 pulgadas. Para una deformación unitaria de 0.0030 el valor de  $k_1k_3$  y  $k_2$  para bloques huecos rellenos de grout corresponde a 0.7421 y 0.3721 respectivamente. Para una deformación unitaria de 0.0025 es recomendada para usar como deformación última en prismas de 4 pulgadas, el valor de  $k_1k_3$  y  $k_2$  corresponde a 0.5531 y 0.3890 respectivamente (Brown at al,s.f).

Empleando las ecuaciones y valores de laboratorio podemos realizar un ejemplo para determinar el factor  $k_3$ .

Para prismas de 6 pulgadas y 8 pulgadas  $\epsilon_u = 0.003$ ;  $k_1k_3 = 0.7421$ ;  $k_2 = 0.3721$

Para prismas de 4 pulgadas  $\epsilon_u = 0.0025$ ;  $k_1k_3 = 0.5531$ ;  $k_2 = 0.3890$

Ya que:

$$\frac{a}{c} = k_1; k_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{a}{c}\right); k_1 = 2k_2$$

$$f_c = k_1k_3f'm/2k_2$$

$$f_{\underline{c}} = k_3 f' m$$

Para prismas de 6 pulgadas y 8 pulgadas.

$$f_{\underline{c}} = \frac{0.7421 f' m}{2(0.3721)}; f_{\underline{c}} = 0.997 f' m$$

Para prismas de 4 pulgadas.

$$f_{\underline{c}} = \frac{0.5531 f' m}{2(0.3890)}; f_{\underline{c}} = 0.711 f' m$$

Del cual el promedio es:  $f_{\underline{c}} = \frac{0.711 f' m + 0.997 f' m}{2}; f_{\underline{c}} = 0.85 f' m$

Las ecuaciones propuestas para determinar la capacidad de carga axial son:

Para elementos con una relación **h/r** menor que 99:

$$P_n = [0.85 \omega_m f' m (A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y] \left[ 1 - \left( \frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ (N) (7.1)}$$

Para elementos con una relación **h/r** mayor que 99:

$$P_n = [0.85 \omega_m f' m (A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y] \left[ \left( \frac{70r}{h} \right)^2 \right] \text{ (N) (7.2)}$$

$\omega_m$  = Factor de resistencia para mampostería; siendo 0.60

$\omega_s$  = Factor de resistencia para acero de refuerzo; siendo 0.85

**P<sub>n</sub>** Resistencia a carga axial nominal (N)

**f'm** Resistencia característica a la compresión (Mpa)

**A<sub>n</sub>** Área neta transversal de la mampostería (mm<sup>2</sup>)

**A<sub>s</sub>** Área del acero de refuerzo (mm<sup>2</sup>)

**F<sub>y</sub>** Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa)

**h** Altura total (mm)

**r** Radio de giro definido como  $\sqrt{\frac{I}{A}}$  (mm) 7.3

**I** Momento de inercia de la sección transversal (mm<sup>4</sup>)

La capacidad de carga axial también puede ser determinada sin utilizar el factor de reducción por esbeltez del muro siempre y cuando este no exceda la carga crítica de pandeo, proveniente de la ecuación de Euler.

$$P_n = [0.85\omega m f' m (A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y] (N) \quad (7.4)$$

Resistencia al pandeo para la zona de compresión se determinará de acuerdo como sigue:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \phi_{cr} E m (I)}{(1 + 0.5\beta_d)(kh)^2} (N) \quad (7.5)$$

Resistencia al pandeo para la zona de compresión, Seismic Masonry guide 2nd edition, Svetlana Brzev, Donald Anderson, (2018).

Donde:

$\phi_{er}=0.75$ , factor de resistencia para la rigidez del miembro

$k=1.0$ , factor de longitud efectiva para elementos comprimidos (igual a 1,0 para soporte pin-pin) condiciones - una suposición conservadora que se puede utilizar para esta aplicación).

$\beta_d=0$  relación del momento de carga muerta mayorado al momento mayorado total (igual a 0 cuando 100% vivo se supone carga).

$E_m$ = Módulo de elasticidad para mampostería.

La resistencia al pandeo fuera del plano se considera adecuada cuando:

$$P_{fb} < P_{cr}$$

Esta verificación da resultados conservadores.

#### **2.7.4 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano.**

La ecuación básica de estado límite de diseño está dado por:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_u$  Es la demanda a corte del miembro. (kg)

$\phi$  Es el factor de reducción de capacidad, la cual para demandas por cortante es igual a 0.8.

$V_n$  Es la capacidad disponible del miembro. (kg)

Resistencia a cortante en miembros a flexión.

Cuando se trata de la filosofía de diseño por resistencia última la resistencia nominal a corta está proveída por la resistencia a corte de la mampostería más la resistencia a cortante del acero.

$$V_n = (V_{nm} + V_{ns})\gamma_g \quad (7.6) \quad (N)$$

Donde:

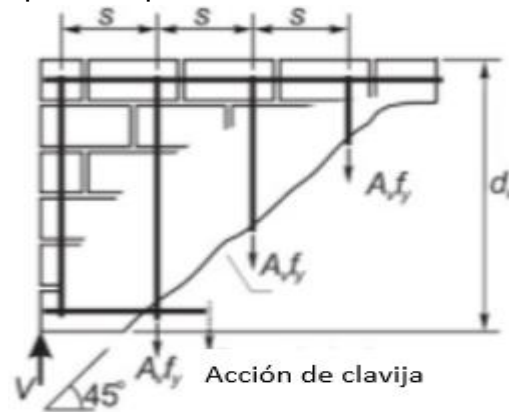
$\gamma_g$  es un factor que toma en cuenta que el muro este relleno parcialmente de grout

$\gamma_g = 0.75$  de otra manera  $\gamma_g = 1.0$ .

En una sola expresión tenemos que:

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} = 2.25A_n\sqrt{f'm} + \frac{1}{2}A_vf_y\frac{d_v}{s} \quad (\text{kgf})$$

**Figura 10.** Resistencia provista por el acero de refuerzo.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures (Narendra Taly, Ph.D.,P.E.,F.ASCE, 2010).

La ecuación de la normativa es proveniente de la norma TSM 603/ ACI 530.1 americana donde en unidades inglesas estipula lo siguiente:

Verificamos la relación

$$\frac{M_u}{V_u d_v}$$

Donde:

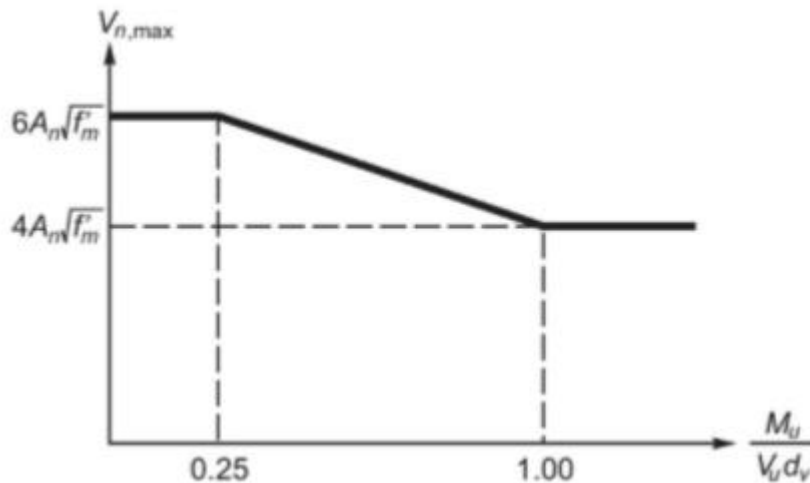


$d_v$  Es el peralte efectivo de la sección transversal del elemento en la dirección paralela al corte. (cm)

Miembros con claros cortos tienden a tener una mayor resistencia al corte.

Si  $\frac{M_u}{V_u d_v} < 0.25$  entonces:  $V_n \leq 6A_n \sqrt{f' m}$  cuando:  $\frac{M_u}{V_u d_v} \geq 1.0$  el cortantes nominal será  $V_n \leq 4A_n \sqrt{f' m}$

**Figura 11.** Diagrama de la resistencia nominal a corte.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures (Narendra Taly, Ph.D.,P.E.,F.ASCE, 2010).

La ecuación empleada por TSM 603/ ACI 530.1 para el cálculo de la resistencia a corte de la mampostería.

La resistencia a corte que la mampostería contribuye está dada por la ecuación:

$$V_{nm} = \left[ 4 - 1.75 \left( \frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f' m} + 0.25 P_u \quad (\text{lb}) \quad (19)$$

Donde la relación  $\frac{M_u}{V_u d_v}$  debe ser positiva y no debe exceder 1.0.

Se propone utilizar la fórmula de cortante de mampostería de la norma CSA Canadian Masonry S304-2014 para que los requerimientos sísmicos de muros dúctiles sean coherentes con las ecuaciones a utilizar.

$$V_m = \phi m (v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma g \quad (7.7) \quad (N)$$

$V_m$ : Resistencia al cortante provista por la mampostería (N)

$A_n$ : Área neta transversal de la mampostería ( $\text{mm}^2$ )

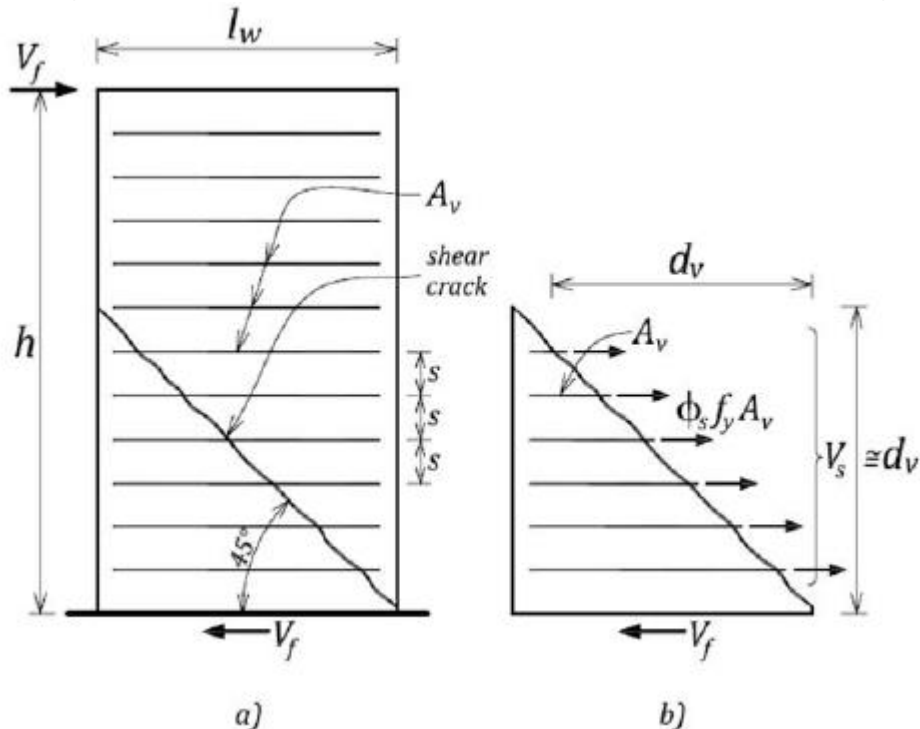
$P$ : Carga axial (N)

$v_m$ : Resistencia característica a compresión diagonal de la mampostería (Mpa)

### 2.7.5 Resistencia nominal de mampostería reforzada en el plano proporcionada por el refuerzo.

Las ecuaciones canadienses del CSA S304-14 es la siguiente:

**Figura 12.** Resistencia del acero a cortante en muros a flexión: a) elevación del muro; b) diagrama de cuerpo libre mostrando refuerzo cruzando una grieta diagonal.



Fuente: Seismic design guide for masonry building second edition, Svetlana Brzev y Donald Anderson (2018).

La resistencia al cortante es proporcionada por el acero horizontal y/o el refuerzo de junta. Un plano hipotético de falla a 45 grados por la aparición de grietas diagonales es contrarrestado por las tensiones del acero de refuerzo antes que las grietas aparezcan.

La ecuación anterior puede ser reescrita como:

$$V_s = \frac{1}{2} A_v f_y \frac{d}{s} \text{ (N)} \quad (7.8)$$

Donde:

$S$  Es la separación del refuerzo. (mm)

$d$  es el peralte efectivo para el cálculo del cortante en muro compactos es tomado como  $0.8hw$  (mm)

$A_v$  Es el área a corte de cada barra de refuerzo. (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  Es el esfuerzo límite en el que el acero puede permanecer elástico. (MPa)

El factor 0.5 proviene de multiplicar 0.6 por  $\phi_s=0.85$  lo cual da como resultado 0.51 aproximadamente 0.5.

Para muros con relación de aspecto  $hw/lw < 1$  se utilizará como límite mayor a la resistencia factorada de corte en el plano del muro la ecuación:

$$V_r = 0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w (dv) (\gamma_g) \left( 2 - \frac{hw}{lw} \right) \text{ (7.9) N}$$

Mientras que para una relación de aspecto  $hw/lw > 1$  se utilizará la ecuación:

$$V_r = 0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w (dv) (\gamma_g) \text{ (7.10) N}$$

$V_r$ : Resistencia máxima a corte (N)

$f'_m$ : Resistencia a la característica de compresión (Mpa)

$dv$ : Altura de la mampostería en la dirección del cortante (mm)

$b_w$ : Ancho del sistema de mampostería (mm)

### **2.7.6 Resistencia fuera del plano de muros de mampostería y columnas de mampostería.**

La norma MP-001 no cuenta actualmente con un inciso al que se puede recurrir para estimar las capacidades resistentes de sistemas de mampostería a cargas de corte actuante perpendiculares a su plano, donde existen dos posibles ecuaciones, concordantes con la metodología hasta ahora empleada, correspondiente a la norma canadiense CSA S304-14

La resistencia a corte factorada fuera del plano debe ser tomada como:

$$V_m = \phi_m (v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma_g \text{ (7.11)}$$

Pero no mayor que  $V_m = 0.4\phi m(\sqrt{f'_m} b_w d_v)$  (7.12)

Donde:

$v_m$  Es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería en MPa.

$b$  El ancho de las celdas rellenas de grout y el alma de las unidades de mampostería (paredes internas o externas) la cual no debe ser mayor que 4t alrededor de cada barra longitudinal de refuerzo, la cual también puede ser calculada por unidad de metro de longitud del muro.

Mientras que la NTC 2020 indica:

$$V_m = 0.5v_m A_n + 0.3P \leq 1.5v_m A_n \quad (N) \quad (7.6)$$

$V_m$ : Resistencia al cortante provista por la mampostería (N)

$A_n$ : Área neta transversal de la mampostería (mm)

$P$ : Carga axial (N)

$v_m$ : Resistencia característica a compresión diagonal de la mampostería (N)

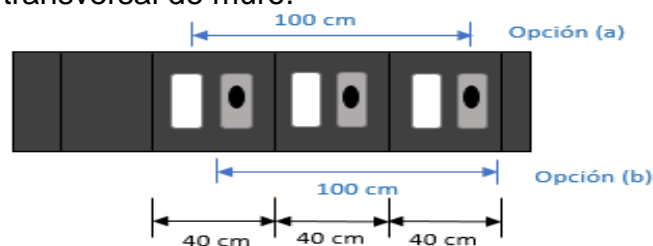
La resistencia a corte de la mampostería no debe exceder de  $4\text{kg/cm}^2 = 0.3925\text{Mpa}$ .

Se estimó que la ecuación más acorde a la metodología empleada corresponde a la ecuación canadiense.

El valor de “b” como ancho a considerar en la resistencia de la mampostería según CSA-2014, es el ancho del grout en las celdas y las almas de las piezas en una longitud no menor o igual a 4 veces al espesor de la pared que rodea cada barra vertical.

Inciso 5.4.5 NEC-2014. El área efectiva, para determinar esfuerzo a cortante perpendicular al plano del muro correspondiente a las proporciones de muro inyectadas con grout de relleno incluyendo las paredes de las unidades de mampostería que la circundan.

**Figura 13.** Sección transversal de muro.



Fuente propia.

“b” efectivo en 1 metro= 5 almas de bloque + 3 celdas grout

$$"b" = 5(25\text{mm}) + 3(162.5\text{mm}) = 612.5\text{mm} = 61.25 \text{ cm}$$

### 2.7.7 Resistencia al cortante por deslizamiento del muro de mampostería y columnas de mampostería.

$$Vr = \phi_m \mu C (N) (7.12)$$

$\mu$  Es el coeficiente de fricción, el cual es igual a 1 para dos superficies de mampostería o una superficie de mampostería y otra de concreto áspero, 0.7 para una superficie de mampostería con otra de concreto de superficie suave o acero, o un valor obtenido para la superficie con la que se hace contacto previamente estudiado

C es la suma de las fuerzas de tensión y carga axial que evitan el deslizamiento del muro (N).

$\phi_m$  Factor de reducción de resistencia para mampostería igual 0.85

$$C = Pd + Ty (N) (7.13)$$

$$\text{Donde } Ty = \phi_s As (fy) (N) (7.14)$$

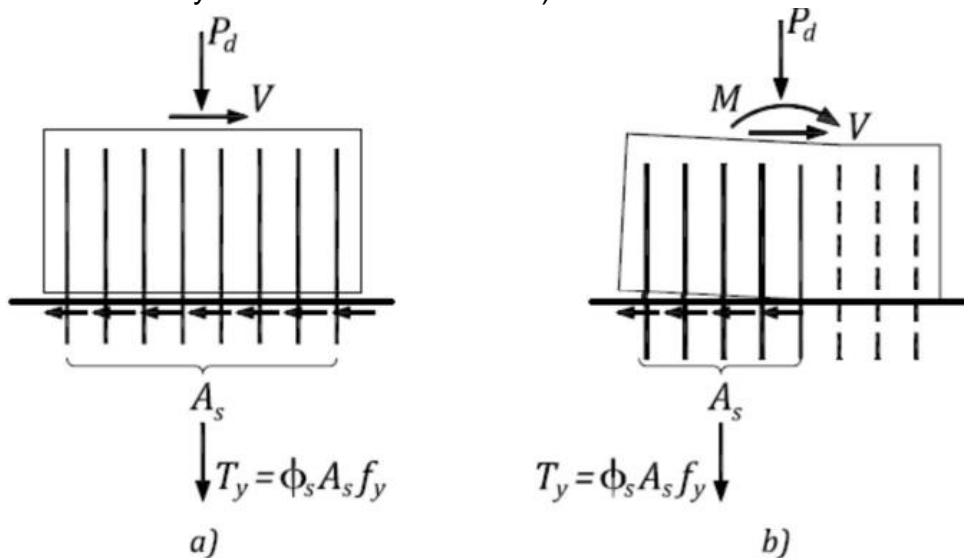
As: Área de acero que se encuentra a tensión. Mm<sup>2</sup>

Fy: esfuerzo de fluidez del acero. MPa

$$\text{Además: } Pd = 0.9Pf (N) (7.15)$$

Pf: Carga axial actuante en el sistema de mampostería N

**Figura 14.** Resistencia a corte por deslizamiento en muros de corte a) convencionales y moderada ductilidad. b) Muros de corte dúctiles.



Fuente: Seismic design guide for masonry building second edition, Svetlana Brzev y Donald Anderson (2018).

### 2.7.8 Resistencia a flexo-compresión en el plano del muro.

Resistencia a momento en el plano del muro:

$$M_r = 0.5 \phi_s f_y A_{vt} I_w \left( 1 + \frac{P_f}{\phi_s f_y A_{vt}} \right) \left( 1 - \frac{c}{I_w} \right) \text{ (N.mm)} \quad (7.16)$$

Donde:

$F_y$ =límite de fluencia del acero (Mpa)

$A_{vt}$ =área de refuerzo vertical (mm<sup>2</sup>)

$I_w$ =Inercia de la flexión del muro (mm<sup>4</sup>)

$\phi_s$ =factor de resistencia para barras de refuerzo

$C$ =Distancia de la fibra extrema de compresión al eje neutro (mm)

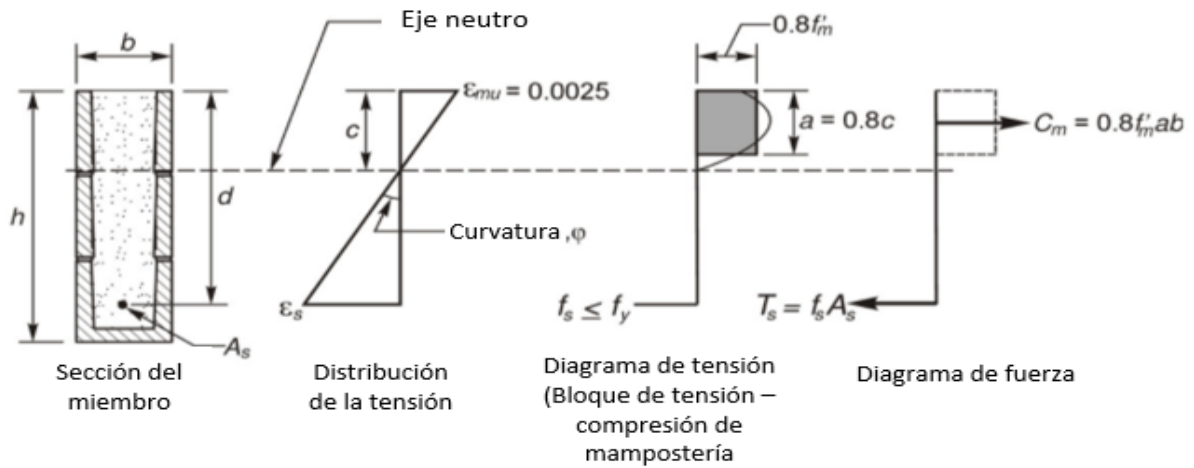
### 2.7.9 Método optativo para resistencia a flexo-compresión en el plano mediante esfuerzo – deformación.

La ecuación básica es:

$$\phi M_n \geq M_u \text{ (lb.in)} \quad (5)$$

La cual nos dice que la resistencia nominal del momento reducido debe ser mayor que el momento último.

**Figura 15.** Suposiciones en el diseño por Resistencia de mampostería.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures (Narendra Taly, Ph.D., P.E., F.ASCE, 2010).

Los principios de resistencia de materiales pueden ser usados para determinar la resistencia a flexión de un miembro simplemente reforzado.

La fuerza de tensión en el refuerzo es:

$$T_s = f_y A_s \quad (6) \quad (\text{kg})$$

Y la fuerza de compresión en la mampostería es:

$$C_m = 0.8f'_m ab \quad (7)$$

Por equilibrio en la sección transversal del elemento la fuerza de tensión y compresión deben ser iguales.

$$C_m = T_s \quad (8)$$

$$f_y A_s = 0.8f'_m ab \quad (6) \text{ y } (7) \text{ en } (8) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$a = \frac{f_y A_s}{0.8f'_m b} \quad (9) \quad (\text{cm})$$

El momento resistente nominal puede ser determinado tomando momentos alrededor del centroide de la fuerza de compresión.

$$M_n = f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (10) \quad (\text{kg.cm})$$

Sustituyendo tenemos.

$$M_n = f_y A_s \left( d - \frac{f_y A_s}{1.6 f'_m b} \right) \text{ (kg.cm)} \quad (9) \text{ en } (10)$$

Según la norma TMS 402 debemos cumplir que el momento nominal sea mayor que 1.3 veces el momento resistente de agrietamiento a flexión, lo cual ayuda a asegurar que la resistencia a flexión es mayor que el momento de agrietamiento, lo que reduce la posibilidad de una reducción de la rigidez de la viga cuando esta agriete.

El momento de agrietamiento es igual a:

$$M_{cr} = S_n f_r \quad (11) \quad \text{(kg.cm)}$$

Donde  $S_n$  es el módulo de sección de la sección transversal de la viga y  $f_r$  es el módulo de ruptura.

La fuerza de compresión máxima está dada por.

$$C = \frac{1}{2} f'_m b c \quad (12)$$

$$C = T$$

$$c = \frac{2 f_y A_s}{f'_m b}$$

Sustituyendo y despejando (12) y (6) en (8)

La distancia desde el eje neutro hasta la fibra máxima comprimida está dada por:

$$c = \frac{d \varepsilon_{mu}}{\alpha \varepsilon_y + \varepsilon_{mu}} \quad (13)$$

Si sustituimos en la ecuación donde la fuerza de tensión es igual a la fuerza de compresión y despejamos para el área de acero obtenemos.

$$A_{s,max} = 0.64 \frac{f'_m}{f_y} b d \left( \frac{\varepsilon_{mu}}{\alpha \varepsilon_y + \varepsilon_{mu}} \right) \text{ (cm}^2\text{)} \quad (14)$$

O en términos de la cuantía máxima.

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (15)$$

Sustituyendo (15) en (14)



$$\rho_{max} = 0.64 \frac{f'_m}{f_y} \left( \frac{\varepsilon_{mu}}{\alpha \varepsilon_y + \varepsilon_{mu}} \right)$$

Para vigas de mampostería sin carga axial tenemos:

$$\alpha = 1.5$$

Donde  $\alpha$  es un factor que necesito para lograr la ductilidad requerida.

$$\varepsilon_{mu} = 0.0025$$

La cuantía máxima está dada por:

$$\rho_{max} = 0.64 \frac{f'_m}{f_y} \left( \frac{0.0025}{1.5 f_y / E_s + 0.0025} \right) \quad (16)$$

Los requerimientos para muros de corte son más rigurosos que para otros miembros a flexión.

Varios investigadores han desarrollado representaciones matemáticas de la relación tensión-deformación de la mampostería en base a los resultados de numerosas pruebas de prismas. Las relaciones matemáticas más comunes se utilizan un polinomio de segundo orden para la rama ascendente. Normalmente se utiliza una relación lineal o exponencial para la rama descendente.

Una curva de tensión-deformación popular para el concreto armado, que a veces se utiliza para la mampostería de concreto, es el modelo de Kent-Park, la relación matemática viene dada por:

$$f_m = kf'_m \left[ \frac{2\varepsilon_m}{\varepsilon_o k} - \left( \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_o k} \right)^2 \right] \quad 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_o k \quad (4.1.8)$$

$$f_m = kf'_m [1 - Z_m(\varepsilon_m - \varepsilon_o k)] \geq 0.2kf'_m \quad \varepsilon_m > \varepsilon_o k \quad (4.1.9)$$

Donde:

$f_m$ = Esfuerzo de mampostería (Mpa)

$\varepsilon_m$ = tensión de mampostería (Mpa)

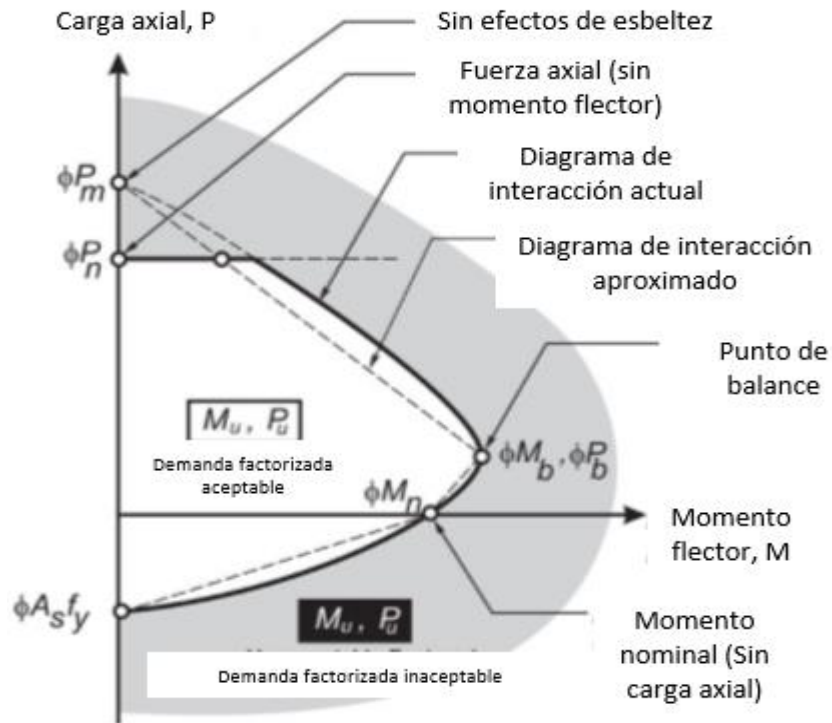
$f'_m$ = Esfuerzo de compresión especificado de la mampostería. (Mpa)

$k$ =Relación entre el esfuerzo máximo y la existencia de compresión especificada.

$\epsilon_0$ = Deformación de la mampostería correspondiente al pico tensión de compresión,  $\text{kf}^m$ , (normalmente se supone ser igual a 0.002 para concreto armado).

$Z_m$ = Pendiente de la rama descendente (igual a 100 si se supone que la tensión de mampostería cae a  $0.05f^m$  con la deformación máxima admisible de 0.0025).

**Figura 16.** Diagrama de interacción.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures, (Narendra Taly, Ph.D., P.E., F.ASCE, 2010)

Donde:

$\phi P_n$  Corresponde a la resistencia axial sin flexión por momento en el miembro.

$\phi P_m$  Corresponde a la resistencia axial del miembro sin considerar los efectos por esbeltez.

$\phi M_b, \phi P_b$  Corresponde a la falla balanceada la cual ocurre cuando cumple con la condición de que la resistencia nominal a compresión de la mampostería sea igual a la resistencia nominal a tensión del acero, lo que quiere decir que la mampostería falla

por compresión y el acero fluye, donde la deformación en la fibra máxima comprimida es igual a la máxima deformación usable y además es igual a la máxima deformación elástica del acero o la deformación en su punto de fluencia.

$\phi Mn$  Corresponde a la resistencia nominal a flexión sin carga axial.

$\phi Asfy$  Es la resistencia nominal a la tensión proveída por el acero, ya que el aporte brindado por la mampostería es muy pequeño y se toma como nulo.

Si  $\frac{H}{r} \leq 99$

$$P_n = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_s) + f_y A_s] \left[ 1 - \left( \frac{H}{140r} \right)^2 \right] (N) \quad (23)$$

Cuando  $\frac{H}{r} > 99$

$$P_n = 0.8[0.8f'_m(A_n - A_s) + f_y A_s] \left( \frac{70r}{h} \right)^2 (N) \quad (24)$$

La deformación unitaria en cada barra de refuerzo está dada por:

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{mu} \left( \frac{d_i - c}{c} \right) \quad (25)$$

$d_i$  Es la distancia desde la fibra máxima comprimida hasta el centroide del acero de refuerzo transversal.

$c$  Es la base del bloque de compresión o la distancia desde el eje neutro hasta la fibra máxima comprimida.

La fuerza de tensión puede estar dada por:

$$T_{si} = \varepsilon_{si} E_s A_{si} = \varepsilon_{mu} \left( \frac{d_i - c}{c} \right) E_s A_{si} \leq f_y A_{si} (N) \quad (26)$$

Y la fuerza de compresión por:

$$C_m = 0.64cbf'_m \quad (27)$$

El equilibrio de fuerzas en la sección transversal está dado por:

$$(28)$$

$$\sum T_{si} + P = C_m$$

$$0.64cbf'm - \sum \left[ \varepsilon_{mu} \left( \frac{d_i - c}{c} \right) E_s A_{si}; f_y A_{si} \right] - P = 0$$

Sustituyendo (25),  
(26) y (27) en (28)

Esta ecuación es utilizada para determinar la fibra neutra ya sea por el método de prueba y error o solucionando la ecuación.

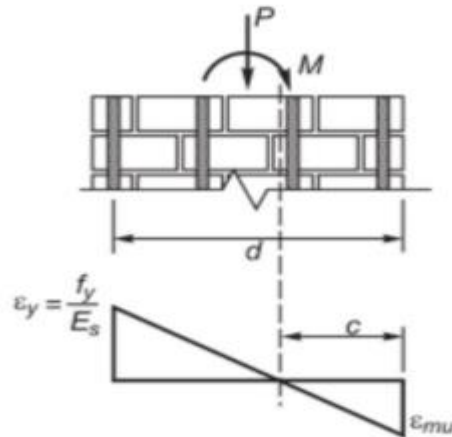
Si hace sumatoria de momento aproximadamente en el centro de la sección transversal, se obtiene la ecuación.

$$M = C_m \left( \frac{L}{2} - \frac{0.8c}{2} \right) - \sum T_{si} \left( d_i - \frac{L}{2} \right) - P = 0 \quad (29)$$

El punto en el diagrama de interacción que corresponde a la condición de deformación unitaria balanceada, depende de la distancia al eje neutro a la cual esto sucede.

$$C_b = \frac{d}{\frac{f_y}{E_s \varepsilon_{mu}} + 1} \quad (30)$$

**Figura 17.** Distribución de la deformación bajo la condición de falla balanceada.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures, (Narendra Taly, Ph.D., P.E., F.ASCE, 2010)

**Tabla 13.** Factores de modificación de respuesta para muros de mampostería reforzada.

Fuerza Básica resistente del sistema	R	Cd
Muro de corte de ductilidad especial de mampostería reforzada	5	3.5
Muro de corte de ductilidad intermedia	3.5	2.25
Muro de corte de ductilidad ordinaria	2	1.25
Muro de corte sin refuerzo detallado	2	1.25
Muro de corte sin refuerzo ordinario sin detallado	1.5	1.25

Fuente propia.

### 2.7.10 Análisis de la mampostería perpendicular al plano (reforzada).

#### 2.7.10.1 Muros para cargas perpendiculares al plano

Cálculo de momentos y deformaciones

El cálculo de momentos y deformaciones de este artículo considera apoyos simples en las partes superior e inferior del muro. Para otras condiciones de apoyo, los momentos y las deformaciones deberán calcularse utilizando los principios de mecánica.

Los procedimientos del presente artículo se deberán usar cuando la tensión axial mayorada en la sección de momento máximo satisface el requerimiento expresado por la siguiente expresión

$$\frac{Pu}{Ag} \leq 0.05f'm \quad (7.8)(7.17)$$

Nota: inciso 9.8.3 del CSCR-10, El otro caso no está claro en CSCR-10 inciso 9.8.4.

El esfuerzo axial y el momento mayorados deberán determinar a la mitad de la altura del muro y se deberán usar para el diseño. El momento mayorado  $M_u$  a mitad de la altura del muro se deberá calcular como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_u f \frac{e_u}{2} + P_u \delta u \quad (N \cdot mm) \quad (7.9)(7.18)$$

Donde  $P_u = P_{uw} + P_{uf} \quad (N) \quad (7.10)(7.19)$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (7.11)$$

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (N \cdot mm) \quad (7.12)(7.20)$$

$$a = \frac{P_u + A_s f_y}{0.80 f'_m b} \quad (mm) \quad (7.13)(7.21)$$

La resistencia nominal al corte se determinará de acuerdo al artículo 8.3.3.3

NOTA: La resistencia a corte según el inciso 8.3.3.3 no existe en dicho artículo.

No se encuentra en nuestra normativa MP-001, por analogía se puede tomar de la CSA-2014, la cual es muy coincidente con la ecuación 7.6 con la variante que el área  $A_n$  (7.6) implica el espesor total multiplicado por 0.50 y la CSA la variable "d" = a medio espesor. El ancho implica reducciones definidas a continuación únicamente para el análisis perpendicular al plano que no está explicado en MP-001.

## 2.8 Mampostería confinada.

### 2.8.1 Diseño de mampostería confinada.

¿Qué es la mampostería confinada?

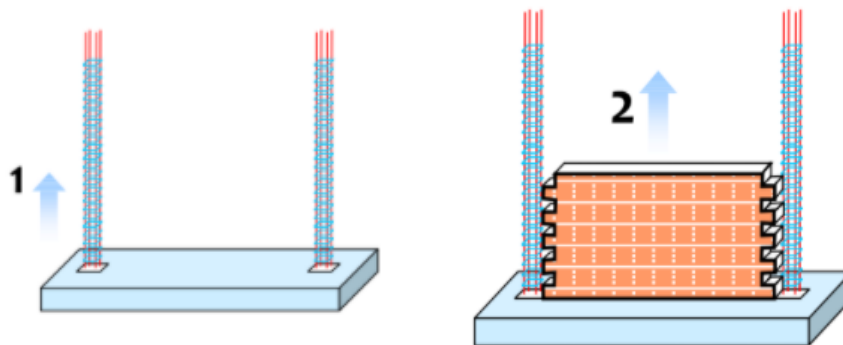
La mampostería confinada puede definirse de varios puntos de vista ya sea como un sistema constructivo, como un material de construcción, o como un sistema estructural, esta consiste en el acomodo de bloques compuestos de concreto o arcilla e incluso de piedra natural, la cual es colocada una encima de otra uniéndose comúnmente mediante un pegamento conocido como mortero.

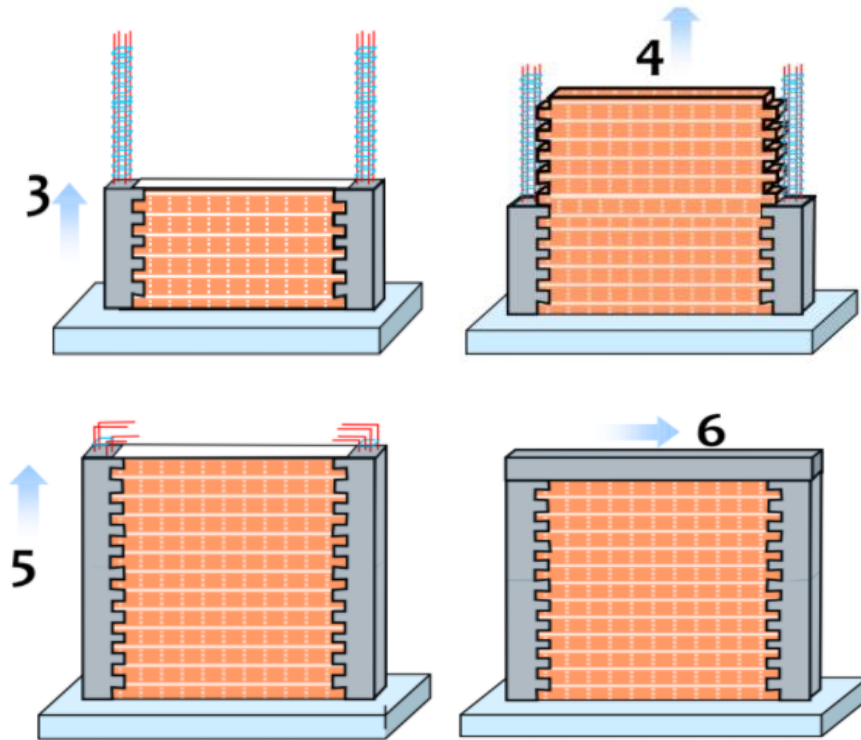
Durante los eventos sísmicos los muros de mampostería son empujados de lado a lado lo que causa daños o grietas en estos, cuando los eventos sísmicos son fuertes los muros de mampostería que no se encuentran confinados pueden colapsar.

Esto se puede prevenir mediante el confinamiento de los muros, este se puede realizar de diferentes maneras ya sea haciendo uso de elementos confinantes de la mampostería en boquetes de puertas y ventanas además de los bordes del muro, o ya sea mediante el colocado de refuerzo entre los bloques.

También existe la posibilidad de realizar un ensanchado de los elementos confinantes verticales (columnas) proveyéndoles así lo que comúnmente podemos llamar endentado, a continuación, una ilustración del proceso de elaboración de un muro de mampostería confinada que posee esta característica.

**Figura 18.** Secuencia de construcción de mampostería.





Fuente: Build a safe house with confined masonry (Kamu Lyer, 2012)

Esta configuración de las columnas permite que el muro reciba las cargas con mayor uniformidad ya que comúnmente sucede que la mampostería se desliza de sus elementos confinantes lo que nos quiere decir que esta pierde la compatibilidad de esfuerzo o deformación, por consiguiente, los esfuerzos en las esquinas de los muros de mampostería confinada aumentan al ser sometidos a cargas laterales en dirección paralela a su plano, es común ver que la manera de falla de esta sea diagonal.

### 2.8.2 Disposiciones Generales.

- Para el diseño de los muros de mampostería confinada, se considera que los elementos de confinamiento de concreto reforzado (vigas y columnas), no contribuyen a incrementar la resistencia del muro al cortante. La función de estos elementos es el de evitar una falla frágil luego de producido el agrietamiento diagonal de la mampostería
- Los elementos de refuerzo de concreto reforzado deben cumplir en forma independiente, la función de confinamiento en el plano del muro y apoyo



del paño de mampostería ante fuerzas horizontales perpendiculares al muro.

- Se deben confinar los muros.
- Para la distribución de las fuerzas sísmicas entre los muros de mampostería confinada y los muros de concreto reforzado, se deben considerar las propiedades mecánicas de ambos materiales.

### 2.8.3 Esfuerzos a compresión axial.

La fuerza resistente de compresión axial en un muro se calculará mediante la siguiente expresión:

$$P_n = 0.80[0.80f'_m * A_n + \sum A_s f_y] \left[ 1 - \left( \frac{H}{140r} \right)^2 \right] \quad (kN) \quad (8.1)$$

*P<sub>n</sub> Carga de compresión*

*f'<sub>m</sub> Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta*

*A<sub>n</sub> Área neta transversal de la mampostería*

*f<sub>y</sub> Fluencia del acero de las columnas de confinamiento*

*A<sub>s</sub> Área de acero longitudinal de la columna de confinamiento*

*r radio de giro de la sección transversal del muro*

*A<sub>s</sub> Área de acero longitudinal de la columna de confinamiento*

La ecuación anterior proviene de TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, la cual fue prescrita para sistemas de mampostería confinada, en la presente investigación se determinó que existe una ecuación que fue desarrollada para calcular la capacidad de carga axial en sistemas de mampostería confinada y por supuesto proveniente de la NTC 2020.

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_e + \sum A_s f_y) \quad (8.1) \quad (Kgf)$$

*f'<sub>m</sub> Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta  $\left( \frac{kgf}{cm^2} \right)$*

*A<sub>e</sub> Área efectiva transversal de la mampostería (cm<sup>2</sup>)*

*f<sub>y</sub> Fluencia del acero de las columnas de confinamiento  $\left( \frac{kgf}{cm^2} \right)$*

*As Área de acero longitudinal de la columna de confinamiento  $cm^2$*

*Fr Factor de reducción de resistencia igual a 0.6*

*Fe Factor de reducción por esbeltez y excentricidad*

a) Se podrá tomar Fe igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50 por ciento. Se podrá tomar Fe igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;

2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que  $t/6$  y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y

3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , no excede de 20.

b) Cuando no se cumplan las condiciones de lo anteriormente estipulado en a), el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso a), y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (8.2)$$

H es la altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;  $e'$  excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a;

$$e' = \frac{Mu}{Pu} + \frac{t}{24} \quad (8.3)cm$$

Excentricidad debida las componentes mecánicas actuantes más la excentricidad mínima

K factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

K=2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;

K=1 para muros extremos en que se apoyan losas; y

K=0.8 para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 5.1) que restrinjan su deformación lateral, el factor se calculará como:

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] x \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (8.4)$$

#### 2.8.4 Flexo-compresión en el plano del muro.

El momento flector se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

Flexión simple

$$M_{ns} = 0.9 A_s f_y d' \quad (kg.cm) \quad (8.2)(8.5)$$

*A<sub>s</sub>* Área de acero longitudinal de cada columna en los extremos del muro (cm<sup>2</sup>)

*d'* Distancia entre los centroides de las columnas en los extremos del muro (cm)

*f<sub>y</sub>* Punto de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

#### 2.8.5 Flexión compuesta en el plano del muro.

Cuando existe esfuerzo axial de compresión sobre el muro, el momento resistente de la sección se calculará mediante la siguiente expresión:

$$M_n = M_{ns} + 0.3 P_u d \quad \text{PARA } P_u \leq \frac{P_n}{3} \quad (kg.cm) \quad (8.3)$$

$$M_n = (1.5 M_{ns} + 0.15 P_n d) \left(1 - \frac{P_u}{P_n}\right) \quad (kg.cm) \quad \text{PARA } P_u \geq \frac{P_n}{3} \quad (8.4)$$

*M<sub>ns</sub>* Resistencia nominal a flexión simple (kg.cm)

*P<sub>u</sub>* Carga axial de compresión sobre el muro (kg)

*P<sub>n</sub>* Resistencia nominal a la compresión del muro (kg)

*d* Peralte transversal útil de muro, definida como la distancia entre el centro de gravedad del refuerzo longitudinal de la columna ubicada en el borde a tracción del muro y la fibra extrema a compresión. (cm)

Nota: A las ecuaciones 8.3 y 8.4 deben aplicarse los factores de reducción de resistencia.

Las ecuaciones 5.3.2 y 5.3.3 se muestran como referencia coincidente con la norma NTC-2017:

$$MR = FRM_0 + 0.3Pud \text{ Sí } 0 \leq Pu \leq \frac{P_R}{3} \text{ (kg.cm) (5.3.2)(8.6)}$$

$$MR = (1.5FRM_0 + 0.15P_R d) \left(1 - \frac{Pu}{P_R}\right) \text{ (kg.cm) Sí } Pu > \frac{P_R}{3} \text{ (5.3.3)(8.7)}$$

Donde:

$M_0 = Asfyd'$  Resistencia a flexión pura del muro; (kg.cm)

$As$  Área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro; (cm<sup>2</sup>)

$d'$  Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro; (cm)

$d$  Distancia entre los centroides del acero de tensión y fibra a compresión máxima; (cm)

$Pu$  Carga axial de diseño a compresión cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 5.3.2 y 5.3.3 (kg)

$FR$  Se tomará igual a 0.8, si  $Pu \leq \frac{P_R}{3}$  e igual a 0.6 en caso contrario.

Figura 30. Sección transversal de muro de mampostería confinada, Norma técnica complementaria diseño y construcción estructuras de mampostería (NTC 2020).

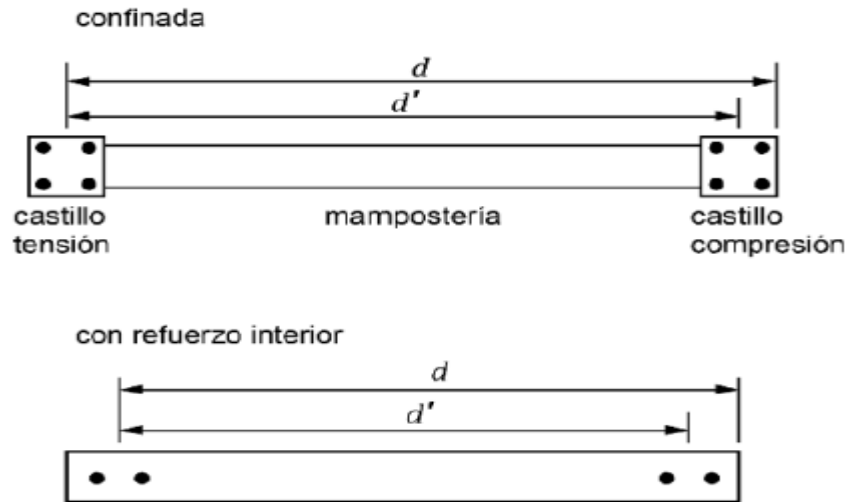
El valor de  $\beta$  es menor que  $\alpha$ , lo que indica que la resistencia a la compresión de la mampostería ( $f'm$ ) está influenciada en mayor medida por la resistencia a la compresión de la unidad de ladrillo ( $fp$ ). Se observa que las constantes propuestas por el Eurocodigo 6 (CEN 2005) se utilizan para estimar la resistencia a la compresión característica de la mampostería un 5% menor, en lugar de la resistencia a la compresión media.

Kaushit et. Al (2007<sup>a</sup>) realizaron experimentos utilizando cuatro tipos diferentes de unidades de ladrillos y tres grados de morteros diferentes, adoptando la presión Eurocodigo 6(Eq 1) y descubrió que usando las resistencias que, usando las resistencias medias a la compresión del material,  $K$  y  $\beta$  eran iguales a 0.63, 0.49, y 0.32, respectivamente. Además, Gumaste et. Al 2007 encontraron que utilizando las resistencias medias de la compresión del material  $K$ ,  $\alpha$ , y  $\beta$  eran iguales a 0.32, 0.87 y 0.13, respectivamente, para prismas unidos por pilas que se construyeron usando dos

tipos de ladrillos diferentes y cinco mezclas de morteros diferentes, lo que indicó que la resistencia a la compresión del mortero tuvo poca influencia en la resistencia a la compresión de la mampostería.

### 2.8.6 Relación entre la resistencia a la compresión de la mampostería y el módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad de mampostería ( $E$ ) se calcula comúnmente como el módulo de cuerda de la parte lineal de la curva tensión-deformación por compresión de la confinada



mampostería, que normalmente se define entre el 5% y el 33% de la resistencia máxima a la compresión de la mampostería ( $f$ : ASTM C1314-03b, ASTM 2003<sup>a</sup>, Drysdale et. Al 1999). Alternativamente, Gumaste et. Al. (2007) utilizó el módulo secante a  $1.25f$ , para calcular el módulo de elasticidad de la mampostería y el módulo de elasticidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$E_m = kf'm$$

Donde  $k$  representa una constante que varía de una recomendación a otra. El código del comité de conjuntos de normas de albañilería (2002) y FEMA 306 (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias 1999) de América del Norte recomiendan que  $E$ , sea igual a  $700f'm$  para mampostería moderna y  $550f'm$  para mampostería existente, respectivamente. Mientras que el código canadiense de mampostería (Canadian Standards Association 2004) sugiere un valor ligeramente superior de  $E=850f'm$  para la mampostería moderna. Paulay y Priestley (1992) y el Eurocódigo 6 (CEN 2005) sugieren que  $E$ , es igual a  $750f'm$  y  $1000f'm$ , respectivamente. Además Kaushik et. Al.

(2007) observaron que había una amplia variación en las relaciones del módulo de elasticidad-resistencia a la compresión de la mampostería de ladrillos de arcilla recién construida, donde los valores variaron de 250f'm a 1100f'm. Esta amplia variación también fue observadoa por Drysdale et al. (1999) quien recolecto datos experimentales anteriores y encontró valores de Em que varía desde 2107f'm a 1670f'm.

## **2.8.7 Estudios anteriores sobre las propiedades de compresión de la mampostería.**

### **2.8.7.1 Relación entre ladrillo, mortero y resistencia a compresión de la mampostería.**

La resistencia a compresión de la mampostería es una de las propiedades más importantes para la evaluación y diseño de elementos de albañilería (Kaushiket al. 2007<sup>a</sup>). Sin embargo, la prueba de compresión de prismas de mampostería no siempre es práctico y por lo tanto muchos investigadores (deodhar200; Gumasté et al. 2007; haushik et. Al. 2007<sup>a</sup>, han intentado desarrollar una expresión empírica que relacione la unidad del ladrillo, mortero y las resistencias a la compresión de la mampostería en una forma como la que se muestra en la ecuación siguiente:

$$f'm = K f'_b{}^\alpha f'_j{}^\beta$$

Donde k,  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes y f'b y f'm = resistencia a la compresión a la unidad de ladrillo, del mortero y de la mampostería respectivamente. El Euro código 6 (CEN 2005) recomienda un rango de valores de K dependiendo de las propiedades de ka unidad del ladrillo y el enlace de ladrillo/mortero, prescribiendo  $\alpha$  y  $\beta$  como 0.70 y 0.30 respectivamente.

### **2.8.7.2 Modelo numérico de esfuerzo-deformación por compresión de la mampostería**

El conocimiento del comportamiento tensión-deformación por compresión de la mampostería es importante para un análisis estructural no lineal (Kaushik et al. 2007b). Además, las características de tensión-deformación de la mampostería influyen en los

modos de deformación de la mampostería y, por lo tanto, la caracterización precisa del comportamiento de tensión-deformación por compresión de la mampostería es esencial para estudiar las características de rendimiento estructural de la mampostería que dependen del material, como la respuesta sísmica en el plano de los pilares URM. Priestley y Elder (1983) introdujeron el modelo de Kent Park modificado para caracterizar el comportamiento de tensión-deformación por mampostería de hormigón. Este modelo incorpora una curva esfuerzo-deformación ascendente parabólica, seguida de una parte descendente lineal y una meseta horizontal del 20% de la resistencia a compresión de la mampostería.

Seible y Kingsley (1991) propusieron una ley principal de tensión-deformación en compresión para mampostería no confinada en compresión.

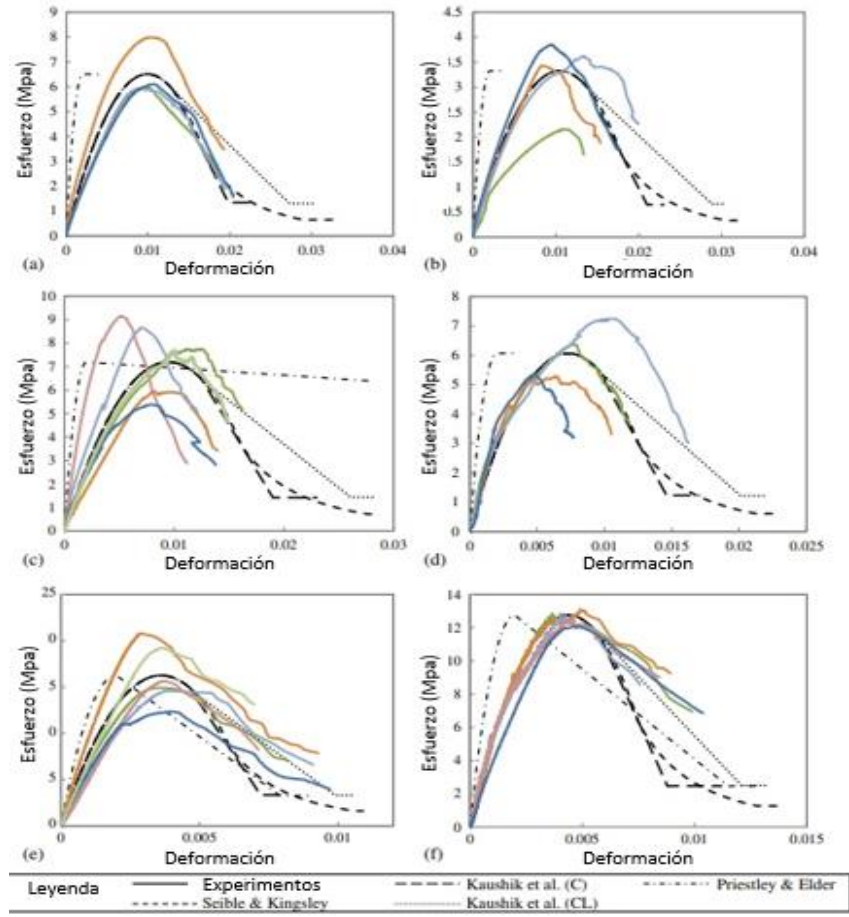
Este modelo incorpora una curva tensión-deformación parabólica, que se extiende hasta el 160% de la deformación en  $f'm$ , seguido de una parte descendente exponencial y una meseta horizontal al 10% de la resistencia a la compresión de la mampostería. Kaushik (2007<sup>a</sup>) adoptaron el modelo desarrollado por Kent y Park (1971), que estaba destinado a hormigón confinado con aros o espirales de acero, reorganizaron la expresión según la ecuación:

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2$$

Donde  $f'm$  y  $\varepsilon_m$  =esfuerzo de deformación de la mampostería, respectivamente; y  $\varepsilon'm$ = deformación de la mampostería correspondiente a  $f'm$ . Kaushik (2007<sup>a</sup>) enontraron que este modelo parabólico tensión-deformación coincidía con sus curvas experimentales de tensión-deformación hasta que se alcanzó la tensión máxima. El comportamiento tensión-deformación post-compresión inmediatamente posterior al pico que desciende a 0.9 también se representó mediante la ecuación anterior, seguido de una parte descendente lineal y una meseta horizontal de  $0.2f'm$ . Teniendo en cuenta la ductilidad que proporcional el mortero de cal, se propusieron dos posibles partes descendentes lineales: una recta que conecta la curva tensión-deformación entre 0.97 y 2.75 para prismas construidos con mortero cemento-cal y una recta entre 0.9 y 2 para prismas construidos utilizando mortero sin cal. Kaushik (2007<sup>a</sup>) sugirió la deformación de la

mampostería en la resistencia máxima  $\epsilon_m$  se puede estimar de acuerdo a la ecuación 4 donde  $a$  y  $b$  y  $e$  son constantes de 0.27, 0.25 y 0.7 respectivamente.

**Figura 19.** Comparación entre curva de esfuerzo-deformación experimental y numérica.

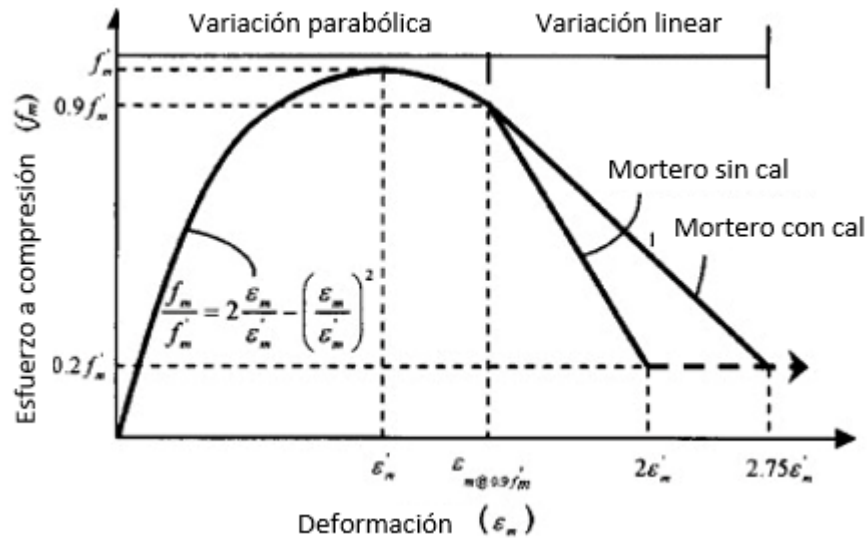


**Fig. 7.** Comparación entre curva de esfuerzo deformación experimental y numérica

Fuente: Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms (Ronald Iumantarna, 2014).



**Figura 20.** Relación esfuerzo-deformación idealizada para mampostería.



Fuente: Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression (hermant B. Kaushik, Durgesh C, 2007).

$$\varepsilon'_m = C_j \frac{f'_m}{E_m^{0.7}}; R^2 = 0.83, \sigma = 0.0001$$

Donde el  $C_j$  depende de la resistencia del mortero utilizado en el prisma dado.

$C_j$  puede obtener los siguientes valores:

$C_j=2.75$  cuando se trabaja con mortero con cal

$C_j=2.0$  cuando se trabaja con mortero sin cal

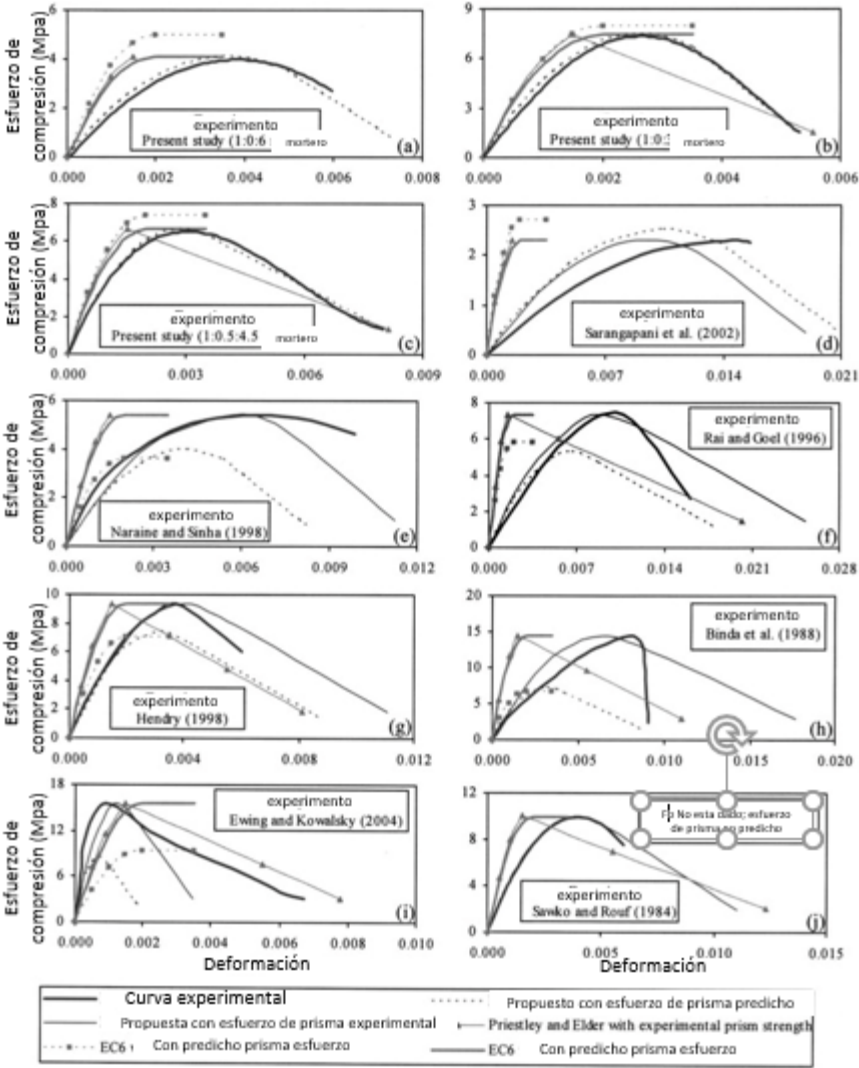
En el presente estudio se observa la deformación máxima de los prismas de mampostería se reduce con el aumento de la resistencia de mortero y este efecto debe incluirse al estimar la deformación máxima, aunque el efecto de la resistencia del mortero ya ha sido incluido, que se estima la resistencia del prisma, el peso dado  $f_j$  fue obviamente menor por que la resistencia del prisma está más influenciada por la resistencia del ladrillo. Sin embargo, las características de deformación de la mampostería están denominadas por el componente más débil y blando, es decir mortero.

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2$$

Donde  $f'_m$  y  $\varepsilon_m$  =esfuerzo de deformación de la mampostería, respectivamente; y  $\varepsilon'_m$ = deformación de la mampostería correspondiente a  $f'_m$ , además la curva parabólica se puede extender en la parte descendente de la curva tensión-deformación hasta que

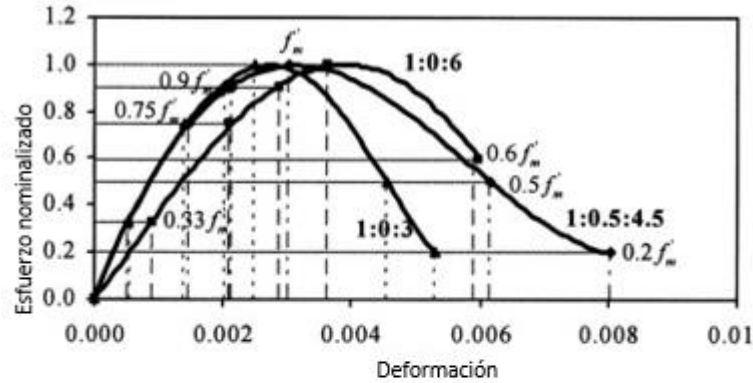
f<sub>m</sub> cae al 90%, después de alcanzar el nivel de tensión de 0.9f<sub>m</sub> en la parte descendente, la curva se puede simplificar como una línea recta hasta la tensión residual en la mampostería, es decir 20% de f<sub>m</sub> sigue existiendo un problema al estimar el valor de ε<sub>m</sub> para el prisma de mampostería en aplicaciones de campo porque es difícil realizar pruebas controladas con instrumentos de medición precisos y máquinas de cargas.

**Figura 21.** Comparación de las curvas de esfuerzo-deformación de la mampostería estimadas por el modelo analítico propuesto y los modelos de otros investigadores con experiencia curvas obtenidas en varios estudios publicados.



Fuente: Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression (hermant B. Kaushik, Durgesh C, 2007).

**Figura 22.** Curvas esfuerzo-deformación para prismas de mampostería para diferentes grados de mortero: el esfuerzo se normaliza con respecto al prisma compresivo fuerza para cada curva.



Esfuerzo en términos de $f'_m$	Deformación en prisma para grados de mortero		
	1:0:6	1:0:3	1:0.5:4.5
0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.33	0.0009	0.0005	0.0005
0.75	0.0021	0.0014	0.0015
0.90	0.0029	0.0021	0.0021
1.00	0.0036	0.0025	0.0030
0.60	0.0059	-	-
0.50	-	0.0045	0.0062
0.20	-	0.0053	0.0080

Fuente: Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression (hermant B. Kaushik, Durgesh C, 2007).

1.  $0.33f'_m$  representa el punto hasta el cual la curva tensión-deformación permanece lineal, a partir de entonces, comienzan a desarrollarse varias grietas en la mampostería que introducen la no linealidad.
2.  $0.75f'_m$  es cuando comienzan las grietas verticales en los ladrillos desarrollándose en torno a este, sin embargo, la mampostería aún resiste cargas sin mucho deterioro.
3.  $0.9f'_m$  representa el nivel de tensión en la mampostería justo antes de la falla cuando las grietas verticales se propagan en exceso a lo largo de la mampostería.
4.  $F'_m$  es el nivel de tensión final en la mampostería.

5.  $0.5f'm$  la tensión correspondiente a este punto de control en la curva descendente se puede considerar como la máxima resistencia a la compresión confiable de la mampostería.
6.  $0.2f'm$  es la máxima tensión residual de compresión correspondiente a la falla de tensión de respuesta observada en la mampostería.

Los dos últimos puntos de control no se registraron en los prismas de mampostería con mortero débil por las razones ya mencionadas. Estos puntos de control se pueden usar de manera afectiva para definir los estados límite de desempeño del material o elemento de mampostería.

$$f'm = Kfb^\alpha fj^\beta$$

Donde K,  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes. Además, también se han especificado algunos otros factores que tienen en cuenta la forma de los ladrillos, la resistencia en seco del ladrillo, la resistencia “normalizada” de los ladrillos etc. Como ya se discutió,  $f'm$  no depende de la resistencia del mortero como tanto lo hace la resistencia del ladrillo.

### 2.8.8 Esfuerzo de cortante

Se propone utilizar la ecuación sin simplificar proveniente de la NTC 2020 para el cálculo de la capacidad de corte del muro de mampostería confinada, la cual nos propone que se utilice la resistencia corte menor ya sea debido a cargas verticales o cargas laterales como sigue:

$$V_{mR} = \varphi[(0.5v'm \cdot A_e + 0.3Pu)] \leq 1.5\varphi v'm \cdot A_e; (8.8) \quad (\text{kgf}) \quad \varphi = 0.7$$

$V$  = Resistencia por cortante (kgf)

$v'm$  = Resistencia a compresión diagonal de la mampostería (kg)

$Pu$  = Fuerza de compresión producida por el esfuerzo axial (kg)

$A_e$  = Área bruta de la sección transversal del muro incluyendo las columnas (cm<sup>2</sup>)

Ubicación de las columnas

Se deberán ubicar columnas de confinamiento de concreto reforzado en:

- a) Todos los bordes
- b) Todas las intersecciones de muros
- c) En el interior de los paños de mampostería a una distancia no mayor de 3.0 m centro a centro de columnas

Ubicación de las vigas

Se deberán ubicar vigas de confinamiento de concreto reforzado en:

- a) Nivel de todos los entrepisos y al nivel de techo
- b) En el interior de los paños de mampostería a una distancia no mayor de 2.5 m de centro a centro.
- c) En el borde superior de todo elemento o saliente que sobrepase el nivel de cielo del último piso.

Nota. En el esfuerzo cortante en el plano de un muro de mampostería confinada, la resistencia es únicamente proporcionada por la mampostería, notar similitud con ecuación 7.6.

### 2.8.9 Flexo-compresión fuera del plano.

Los muros del piso n deben verificarse como placas simples apoyadas en las vigas y columnas de confinamiento para una aceleración sísmica horizontal igual a  $F_{n+1}/W_{n+1}$ , de modo que el esfuerzo a tracción resultante del efecto del momento flector y el esfuerzo axial de compresión solicitante sea igual o menor que el 80% de la resistencia a tracción por flexión  $f_r$ . (MP-001, 2017)

Se realizará empleando la resistencia de materiales.

Esfuerzo debido al momento flector

$$\sigma := \frac{M \cdot c}{I_y} \quad (8.9) \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Esfuerzo debido al axial

$$\sigma_v := \frac{Pu}{(A_n)} \quad (8.10) \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

El máximo esfuerzo a tensión se calcula de la siguiente manera

$$\sigma - \sigma_v \leq 0.80 f_r \quad (8.11) \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Módulo de rotura Para mampostería sujeta a cargas en su plano el módulo de rotura  $f_r$  normal o paralelo a las juntas se tomará como 14kgf/cm<sup>2</sup>.

Para elementos de mampostería sometidos a flexión perpendicular al plano, el módulo de rotura  $f_r$  será:

Cuando la dirección de la tracción por flexión, y según la mampostería será:

Normal a las juntas (mortero de pega horizontal entre cada hilada):

$$\text{Piezas macizas } f_r = 5.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Piezas huecas sin relleno } f_r = 3.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Piezas huecas con relleno  $f_r = 10.0 \frac{kgf}{cm^2}$

Paralelo a las juntas (mortero de pega horizontal entre cada hilada):

Piezas macizas  $f_r = 10.0 \frac{kgf}{cm^2}$

Piezas huecas sin relleno  $f_r = 6.0 \frac{kgf}{cm^2}$

### 2.8.10 Requerimientos mínimos en la mampostería confinada.

El refuerzo mínimo en los elementos de concreto reforzado, será establecido de acuerdo a los requerimientos mínimos del código ACI-318 para vigas y columnas.

El espaciamiento máximo de las vigas de confinamiento en paredes de mampostería será de 2.5m.

El espaciamiento máximo de las columnas de confinamiento en paredes de mampostería confinada será de 3.0m.

Todas las paredes deberán poseer paredes perpendiculares a un espaciamiento no mayor de 8.0m. En caso que este requerimiento no se cumpla, se deberá proveer arriostres en la parte superior de las paredes a una distancia no mayor de 6.0m.

Los elementos de confinamiento deberán tener un ancho y una altura mínimos igual al espesor del muro.

**Tabla 14.** Fórmula de resistencia al corte que tiene en cuenta la relación de aspecto de la pared.

Código	Esfuerzo nominal a corte	Requerimientos
UBS SD (1997)	$V_n = \left( \frac{7}{3} - \frac{4}{3} \frac{M}{Vd} \right) \frac{6}{5} A \sqrt{f'_m} + A \rho_n f_y < V_{nm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{Vd} \leq 1$
MSJC SD (2002)	$V_n = \left( \frac{16}{9} - \frac{7}{9} \frac{M}{VL} \right) \frac{2}{4} A \sqrt{f'_m} + 0.25P + 0.5 \left( \frac{A_v}{s} \right) f_y L < V_{nm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{M}{VL} \leq 1$
CSA (2004)	$V_n = \left( 2 - \frac{M}{Vd} \right) \frac{1}{6} A_e \sqrt{f'_m} + 0.25P + 0.6 \left( \frac{A_v}{s} \right) f_y d < V_{nm}$	Totalmente relleno de grout $\frac{1}{4} \leq \frac{M}{VL} \leq 1$

NZA (2004)	$V_n = \left( \frac{16}{9} - \frac{7He}{9L} \right) \frac{9}{10} v_b + 0.9 \frac{P}{A_e} \tan \alpha + c3 \left( \frac{A_v}{s} \right) f_y$	Sin elementos de refuerzo vertical $\frac{1}{4} \leq \frac{M}{VL} \leq 1$
------------	---	--

Fuente: An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios (Gavilan alcocer, 2015)

Donde:

$V_n$  = Esfuerzo nominal a cortante (kg)

$A$  = Área de sección transversal de la pared (cm<sup>2</sup>)

$F'_m$  = Esfuerzo promedio de resistencia a la compresión de la mampostería (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = Tensión de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

$v_b$  = Resistencia básica al corte de la mampostería /kg

$V_{nm}$  = Límite prescrito para la resistencia al corte (kg)

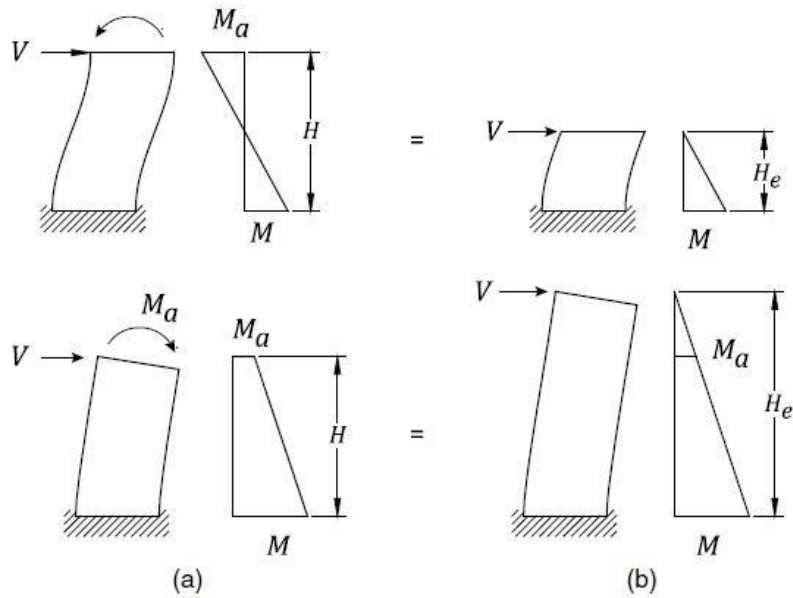
$d$  = Longitud efectiva; distancia desde la cara extrema del muro en compresión al baricentro de la armadura longitudinal en tracción (cm)

$L$  = Longitud total de la pared (cm)

$M$  = momento de flexión (kg.cm)

$V$  = fuerza cortante (kg)

**Figura 23.** Cortante actuante en muros de mampostería.



Fuente: An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios (Gavilan alcocer, 2015).

Donde:

$M_a$  = Momento de flexión en la parte superior del muro (kg.cm)

$H_e$  = Altura efectiva (cm)

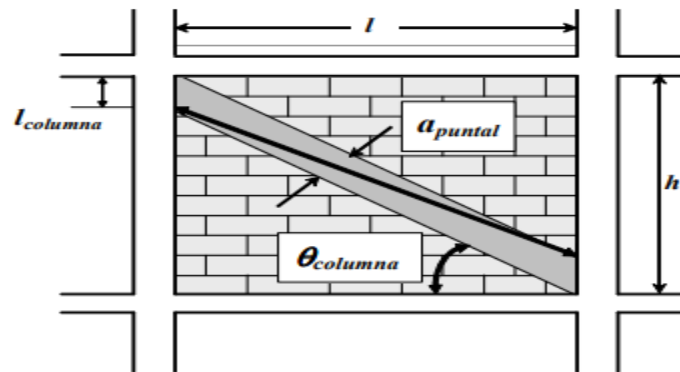
$M$  = momento de flexión (kg.cm)



## 2.8.11 Muros diafragma de mampostería.

### 2.8.11.1 Método de la diagonal equivalente.

Figura 24. Posición del puntal.



Fuente: Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada (Julián Carrillo, 2007)

Muro diafragma: es aquel muro que se encuentra rodeado por vigas y columnas de un marco estructural al que proporciona rigidez y resistencia ante carga laterales, a diferencia de los muros confinados, los muros diafragma no soportan cargas verticales debido a que las columnas son axialmente más rígidas que los muros, y además entre el muro de mampostería y el marco de concreto existe una junta fría la cual separa la transferencia de momento al muro diafragma.

$$\lambda h = h \left( \frac{E_m t \sin 2\theta_d}{4 E_f I_c H} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1)$$

La ecuación anterior representa la rigidez relativa de marco/muro.

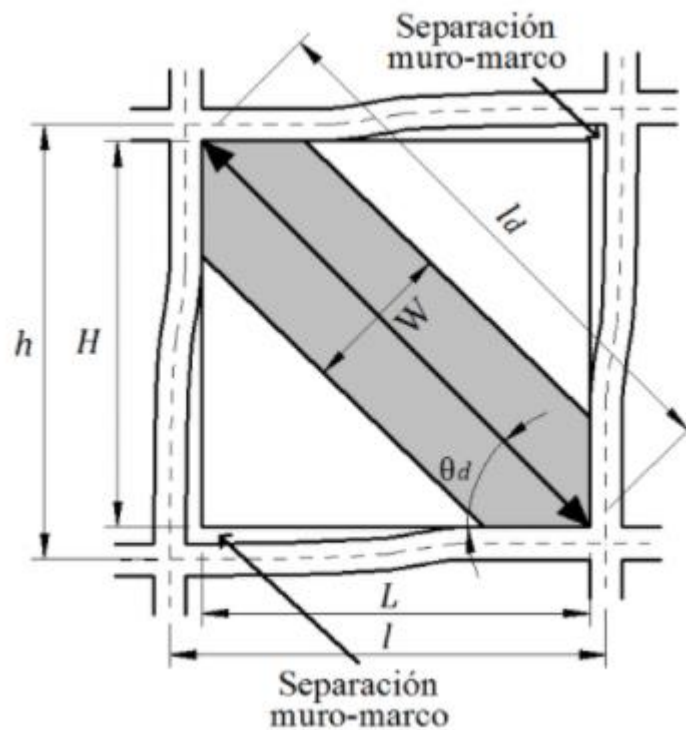
Donde  $h$  es la altura del marco medida al eje de la viga,  $\theta_d$  es el ángulo de inclinación de la diagonal del muro con respecto a la horizontal.

$E_f$  es el módulo de elasticidad del material usado en el marco,  $I_c$  es el momento de inercia de la sección transversal de las columnas respecto al eje centroidal perpendicular al plano del marco.

Em es el módulo de elasticidad de la mampostería,  $t$  y  $H$  son el espesor y la altura del muro.

El código canadiense (CSA S304-14, 2014) propone utilizar el método de diagonal equivalente, basándose en dicho modelo para estimar las fuerzas en los muros diafragma.

**Figura 25.** Configuración deformada de un marco relleno con un muro diafragma ante carga lateral.



Fuente: Nuevas expresiones de la NTC (2017) para el cálculo de la resistencia de muros diafragma de mampostería. (J. Martin Leal Graciano, 2019)

Basado en resultados experimentales y analíticos, Mainstone (1974) propuso la ecuación 2 para el cálculo del ancho de la diagonal equivalente ( $W$ ), la cual está en función del parámetro de rigidez relativa de Stafford-Smith (1962) expresado en la ecuación anterior. Esta ecuación se incluyó en FEMA-274 (FEMA, 1997) y FEMA-306 (FEMA, 1998) para el análisis y rehabilitación de construcciones (como lo reporta Asteris et al. 2011).

$$W = [0.175(\lambda h)^{-0.4}] \cdot l_d \quad (2)$$

En las normas norteamericanas (MSJC, 2010) también se establece un modelo basado en el concepto de la diagonal equivalente, en el cual el ancho de la diagonal se calcula mediante la ecuación 5. Esta ecuación es una interpretación de los análisis de Flanagan (2001), los cuales se realizaron a partir de datos experimentales.

Se han identificado cinco distintos modos de falla de marcos rellenos con muros diafragma:

1) Falla por deslizamiento La falla se genera a lo largo de un plano horizontal en las juntas de mortero, ocasionando la separación del muro en dos o más partes. Se produce en muros largos con relación de aspecto  $H/L < 1$ , que da lugar a esfuerzos bajos en el sentido perpendicular a las juntas.

La separación del muro provoca la libre deformación de las columnas, lo cual a su vez ocasiona que se formen articulaciones plásticas en ellas. Si el plano de deslizamiento se forma cerca de la altura media de las columnas, puede provocar el efecto de columna corta en el marco que, eventualmente, puede conducir al colapso debido a una falla por cortante.

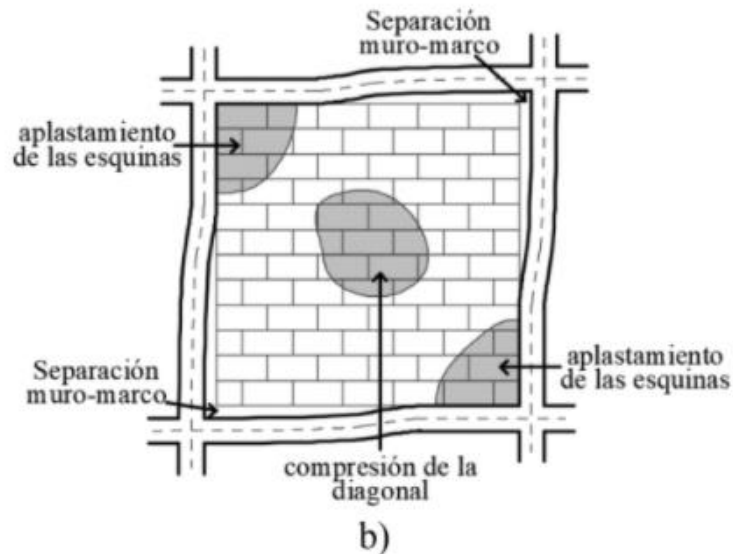
2) Aplastamiento de las esquinas cargadas del muro. Este modo de falla se produce debido a los elevados esfuerzos de compresión biaxial en esas zonas. Este tipo de falla ocurre con mayor frecuencia cuando los muros se construyen con mampostería de baja resistencia a compresión y el marco es flexible ya que la longitud de contacto en las esquinas es menor que cuando el marco es robusto. Adicionalmente, este tipo de falla es más frecuente en muros esbeltos, esto es, con  $H/L > 1$ .

Esto se debe a que en ese caso la componente vertical de la fuerza en el muro es considerable, lo que produce fuerzas de fricción mayores evitando la falla por deslizamiento.

3) Falla por compresión de la diagonal Como se muestra en la figura b. Esta consiste en el aplastamiento de la mampostería en la región central del muro. Este modo de

falla se asocia a muros largos (diagonales esbeltas), los cuales se pandean fuera del plano.

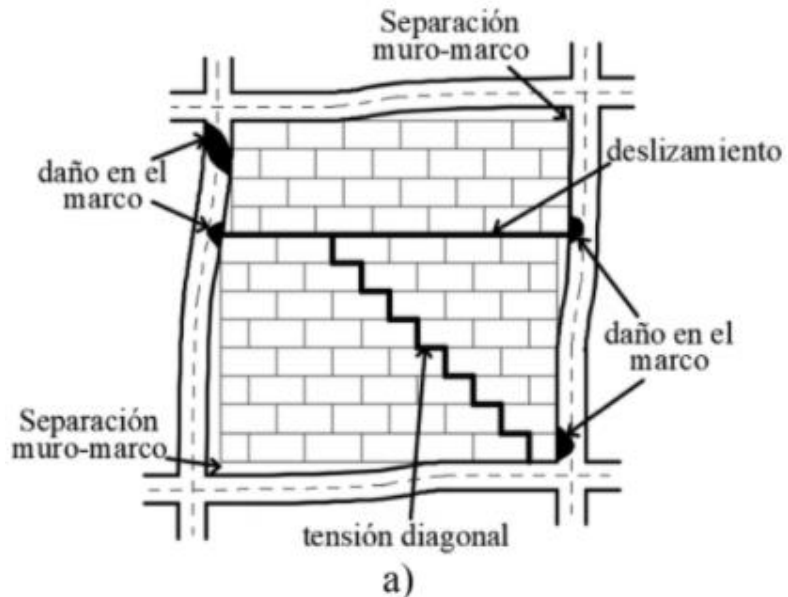
**Figura 26.** Diferentes modos de falla en marcos rellenos con muros diafragma. b) aplastamiento en las esquinas del muro y falla por compresión de la diagonal.



Fuente: Nuevas expresiones de la NTC (2017) para el cálculo de la resistencia de muros diafragma de mampostería. (J. Martín Leal Graciano, 2019)

4) Falla por tensión diagonal. Este modo de falla se caracteriza por la aparición de grietas a lo largo de la diagonal en compresión y comúnmente ocurre junto a una falla por deslizamiento, como se observa en la Figura 8.5.

**Figura 27.** Diferentes modos de falla en marcos rellenos con muros diafragma. a) falla por deslizamiento, tensión diagonal y falla en el muro.



Fuente: Nuevas expresiones de la NTC (2017) para el cálculo de la resistencia de muros diafragma de mampostería, (J.Martin Leal Graciano, 2019)

5) Falla en el marco anterior. Consiste en la formación de articulaciones plásticas en las columnas del marco o en la conexión viga-columna. Este modo de falla se asocia a marcos débiles.

**CAPITULO III:**

**CRITERIOS DE DISEÑO  
SÍSMICO.**

## Capítulo III. – Criterios de diseño sísmico

### 3.1 Recopilación de criterios mínimos para mampostería.

#### Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo vertical en las paredes de mampostería confinada será de varilla #3 a cada 60cm

El refuerzo mínimo horizontal en las paredes de mampostería confinada será de varilla #3 a cada 60cm.

Se deberá colocar una varilla #5 alrededor de los vanos.

**MP-001:** Se deberá colocar una varilla #5 alrededor de los vanos.

#### Refuerzo en abertura según ACI-530 7.3.2.3.1:

##### 3.1.1 Requisitos de refuerzo mínimo.

El refuerzo mínimo vertical al menos 0.2 in<sup>2</sup> (1.27cm<sup>2</sup>) deberá ser proporcionado en las esquinas, dentro de una distancia de 16" (40cm) a cada lado de las aberturas dentro de 8" (20cm) en los extremos de los muros y cada 3 metros centro a centro. Si las aberturas son menores a 40cm el refuerzo vertical que las confine no es necesario a menos que el refuerzo distribuido se interrumpa. (1.27 cm<sup>2</sup> se cubre con 1 #4 o 2 #3).

El refuerzo horizontal debe proporcionarse en el extremo superior e inferior de toda la abertura que debe extenderse al menos 24" y tampoco menos que 40 veces el diámetro de la barra más allá de la abertura.

CSCR-10 9.3.3 El tamaño máximo de la varilla vertical se recomienda como 1/8 del espesor nominal del bloque o la cuarta parte de la dimensión más pequeña de la celda. Min (15cm/8, 10cm/4) = min varilla diámetro (3/4#,1)

ACI-530 6.1.2 permite como máximo varilla de refuerzo teórica la No. 11 e incluye el límite de ¼ la dimensión más pequeña de la celda.

ACI-530 6.3.1 limita el paquete de barras a 2, el corte de dichas barras debe hacerse a una distancia mínima de 40 veces el diámetro.

NEC-2014 4.1.4 Permite el uso de barras en paquete para celdas cuyos puntos de corte deberán estar espaciados como mínimo 40 veces el diámetro de la barra.

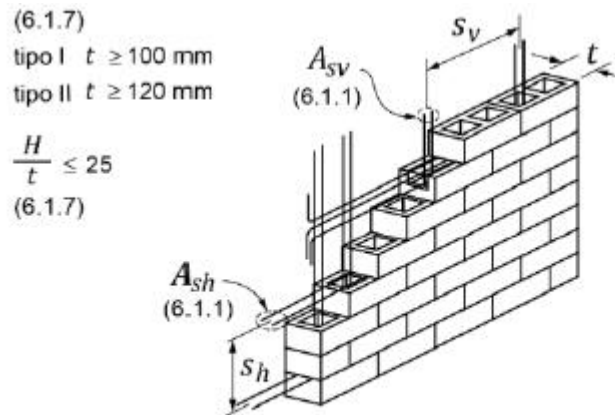
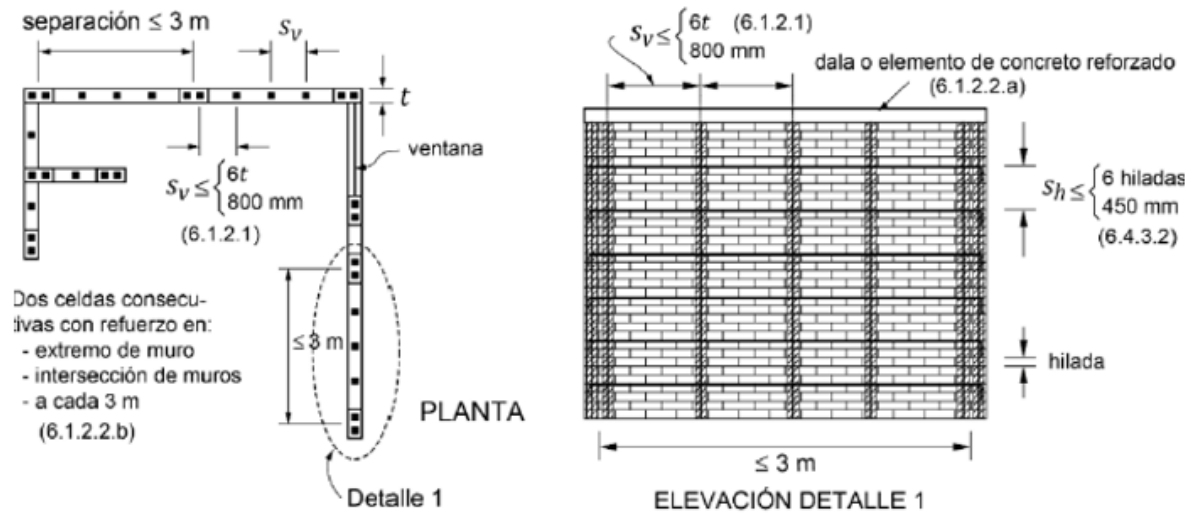
NTC-2017 Muros con aberturas: debe colocarse refuerzo en 2 celdas consecutivas en todo extremo del muro, intersección de dos muros, o cada 3 metros máximo. Todo esto debe ser mostrado correctamente en planta y elevación. Según el artículo 73 inciso e) RNC-07 "capítulo: normas mínimas de mampostería" dice: toda abertura mayor de 60cm en cualquier dirección deberá ser reforzada en todo su contorno con 1#4 o 2#3 como mínimo.

NEC-2014 6.1.2 (Ventanas de inspección y limpieza 4.6) deberán ir en la base de los muros en cada celda con refuerzo vertical o donde indique supervisión con dimensiones mínimas de 75 mm x 75 mm y máximas de 100 mm x 100 mm.

Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 3.3, adicionalmente lo establecido en este inciso.

**Figura 28.** Detallado, espaciamiento y refuerzo mínimo de muros de mampostería reforzada.

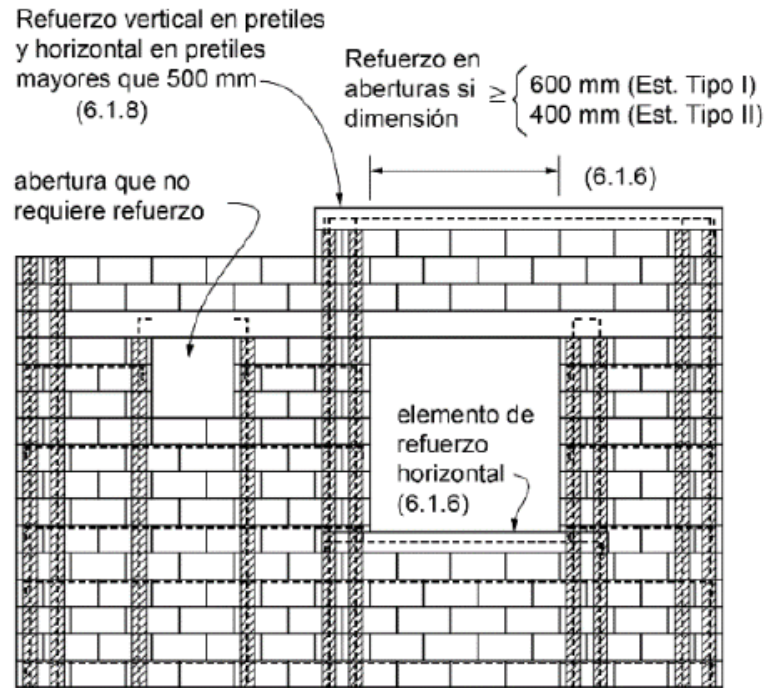


**Figura 6.1.1** Requisitos para mampostería con refuerzo interior



Fuente: Normas técnicas complementarias de diseño y construcción en estructuras de mampostería, (NTC, 2020)

**Figura 29.** Detallado, espaciamiento y refuerzo mínimo de muros de mampostería reforzada.



**Figura 6.1.3 Refuerzo en aberturas y pretilos**

Fuente: Normas técnicas complementarias de diseño y construcción en estructuras de mampostería, (NTC, 2020)

Según la norma NTC, el tipo I corresponde a la configuración convencional de Nicaragua.

### 3.1.2 Traslape del refuerzo.

#### Arto. 63. Acero de refuerzo.

Para el refuerzo de mampostería, se usarán varillas de acero corrugadas. El acero de refuerzo será ASTM-A-615 grado 40. Se admitirá acero liso de 6mm en estribos.

El acero de refuerzo usado en mampostería cumplirá con lo estipulado en la sección 1.2 del ACI 530-02.

Los traslapes, uniones y anclajes del refuerzo de la mampostería, serán de acuerdo a lo especificado en las normas de concreto reforzado.

Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior ACI 530 3.3.7.2 .

La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero o concreto de relleno no será menos que  $L_t$  calculada con la ecuación 3.3.1

$$L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \quad \left( L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \right) \quad (3.3.1)$$

$d_b$     diámetro de la barra de refuerzo;  
 $\beta_1$     =1 para barras de menor diámetro que las del No 5 o

*db diámetro de la barra de refuerzo*

*$\beta_1 = 1$  para barras de menor diametro que la número 5*

*$\beta_2 = 1.3$  para barras de número 5 o mayor diametro;*

*Recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningun casi se tomará mayor que  $5d_b$  y en ningun caso la longitud de traslape será menor que  $40d_b$ .*

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio y medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de estructura de mampostería, en el cual se podrá ubicar solo en el tercio y medio.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en  $20d_b$ .

#### Empalmes traslapados ACI 530 2.1.7.7.1

La longitud mínima de traslape para barras en tensión o compresión debe determinarse mediante la Ecuación 2-12, pero no menos de 12 pulgadas (305 mm) ACI 530 2.1.7.7.1.1

Estas barras deben estar completamente desarrolladas y tener un espacio libre entre las barras transversales y las barras traslapadas que no exceda 1,5 pulgadas (38 mm). Las pruebas también indicaron que la longitud de la vuelta debe ser de al menos  $36d$ , o el efecto del refuerzo transversal es mínimo. Como resultado, este límite se aplicó a la longitud de la vuelta. La prueba también mostró que incluso cuando se proporciona más área de refuerzo transversal, se vuelve significativamente menos eficaz en cantidades superiores a  $0,35 \text{ in}^2$  (226 mm). Por lo tanto, el área de refuerzo transversal

en cada una de las vueltas. 4, está limitado a 0,35 pulg. (226 mm). incluso si se proporciona más. (ACI 530), (2013).

**Tabla 15.** Requisitos adicionales de detalles de refuerzo para regiones de articulación plástica de muros de cortante moderadamente dúctiles y dúctiles.

	<p>a) 600 mm o b) <math>lw/5</math></p> <p>El que sea mayor desde los extremos del muro.</p> <p>las barras de refuerzo deberán tener ganchos de 90 grados en los extremos de la pared.</p> <p>longitud mínima de traslape: <math>1.5ld</math></p> <p>Dentro de la región de bisagra plástica: (Cl.16.8.5.5)</p>	<p>a) 600 mm or b) <math>lw/5</math></p> <p>El que sea mayor desde los extremos del muro.</p> <p>Las barras deben tener ganchos de 90 grados alrededor de las barras de refuerzos verticales en los extremos de la pared.</p> <p>longitud mínima de traslape: <math>1.5ld</math> dentro de la región de bisagra plástica: (Cl.16.9.5.5)</p>
--	---	---

Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Tabla 16.** Requisitos de muros de corte de diferentes ductilidades.

Disposición	Muros de corte de construcción convencional	muros de corte moderadamente dúctiles	muros de corte dúctiles	muros de corte moderadamente dúctiles ( $h_w/l_w < 1$ )
Factor de ductilidad	$R_d = 1.5$	$R_d = 2.0$	$R_d = 3.0$	$R_d = 2.0$
	No aplica	<p><b>Cl.16.8.4</b></p> <p><math>h_p = \text{mayor que}</math></p> <p><math>\frac{lw}{2}</math> ó <math>\frac{hw}{6}</math></p> <p>y <math>h_p \leq 1.5 lw</math></p>	<p><b>Cl.16.9.4</b></p> <p><math>h_p = 0.5lw + 0.1hw</math></p> <p>y <math>0.8lw \leq h_p \leq 1.5lw</math></p>	Sin disposiciones especiales
		<p><b>Cl.16.6.2 and 16.8.5.2</b></p>	<p><b>Cl.16.6.2</b></p>	

<b>Región de rótula plástica (2.6.2)</b>		La mampostería dentro de la región de rótula plástica totalmente inyectada (Cl.16.6.2), sin embargo, en algunos casos se permite una inyección parcial (Cl.16.8.5.2)	Mampostería dentro de la región de rótula plástica. Deberá estar completamente cementado.	
<b>Control de ductilidad</b>	No aplica	<b>Cl.16.8.7&amp;16.8.8</b>	<b>Cl.16.9.7&amp;16.8.8</b>	
		1. $\epsilon_{mu} = 0.0025$ 2. $c/lw < 0.15$ <i>donde</i> $hw/lw \geq 5.0$ y $\Delta f1 Rd Ro \leq 0.01$  Alternativamente se requiere una verificación de ductilidad (Cl.16.8.8)	1. $\epsilon_{mu} = 0.0025$ 2. $c/lw < 0.125$ <i>donde</i> $hw/lw \geq 5.0$ & $\Delta f1 Rd Ro \leq 0.01$  Alternativamente se requiere una verificación de ductilidad (Cl.16.8.8)	
<b>Restricción de la relación altura-grosor del muro</b>	<b>Cl.10.7.3.3</b>	<b>Cl.16.8.3</b>	<b>Cl.16.9.3</b>	<b>Cl.16.7.4</b>
	No cumplir con requisitos de esbeltez sísmica y procedimientos de diseños	$h / (t + 10) < 20$ Menos que se pueda demostrar que para paredes con cargas ligeras una pared más esbelta es satisfactoria para la estabilidad fuera del plano	$h(t + 10) < 12$	$h(t + 10) < 20$ al menos que se pueda demostrar que, para muros con cargas ligeras, un muro más esbelto es satisfactorio para la estabilidad fuera del plano.
Límites $h/t$ posibles para secciones de muros rectangulares sección del muro limitados $c/bw$ y $c/lw$				

Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Tabla 17.** Requisitos de muros de corte de diferentes ductilidades.

disposición (La sección de la referencia de la guía se muestra en paréntesis)	muros de corte de construcción convencional	muros de corte moderadamente dúctiles	muros de cortes dúctiles	muros de corte pequeños moderadamente dúctiles ( $h_w/l_w < 1$ )
<b>resistencia a corte/tracción diagonal (2.6.6)</b>	<b>CI.10.10.2</b> $V_r = V_m + V_s$ igual que el diseño no sísmico.	<b>CI.16.8.9.1</b> $V_r = 0.75V_m + V_s$ 25% de reducción en la resistencia a corte de la mampostería.	<b>CI.16.9.8.1</b> $V_r = 0.50V_m + V_s$ 50% de reducción en la resistencia a corte de la mampostería.	<b>CI.10.10.2</b> igual que los muros de construcción no convencionales.
				<b>CI.16.7.3.1</b> Fuerza cortante aplicada uniformemente a lo largo de la longitud del muro.
<b>Resistencia al corte por deslizamiento (2.6.7)</b>	<b>CI.10.10.5</b> $V_r = \phi m \mu C$ igual que el diseño no sísmico.	<b>CI.10.10.5</b> $V_r = \phi m \mu C$ igual que el diseño no sísmico.	<b>CI.16.9.8.2</b> $V_r = \phi m \mu C$ solo refuerzo en la zona de tensión a tomar en cuenta el cálculo de C.	<b>CI.10.10.5</b> Igual que en todos los muros de construcción no convencionales
<b>Área de refuerzo mínimo (2.6.9)</b>	Requerimientos del área de refuerzo mínimo (CI.16.4.5) aplicado cuando $I_e F_a S_a(0.2) \geq 0.35$ de otro modo aplica requerimientos mínimos de refuerzo no sísmico (CI.10.15.1)	<b>CI.16.4.5</b> Los requisitos mínimos del área de refuerzo sísmicos se aplican a todas las clases de muros de mampostería dúctil.		
				<b>CI.16.7.5</b> Requisitos de refuerzo adicional.

Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Tabla 18.** Requisitos de refuerzo de muros: muros de carga y corte.

	<b>Requisitos de diseño no sísmico</b>	<b>Requisitos sísmicos mínimos para <math>I_E F_a S_a(0.2) \geq 0.35</math></b>
<b>Área mínima: refuerzo vertical y horizontal</b>	<b>Cláusula 10.15.1.1</b>	<b>Cláusula 16.4.5.1</b>
	El refuerzo vertical para muros de carga sujetos a carga axial más flexión deberá ser: $A_{v \text{ mín}} = 0.00125A_g$ para $s \leq 4t$ $A_{v \text{ mín}} = 0.00125(4t^2)$ para $s > 4t$ S304-14 no contiene disposiciones sobre el área de refuerzo horizontal mínima	Los muros de carga (incluido los muros de corte) deberán reforzarse con acero de refuerzo horizontal y vertical con un área mínima total de $A_{stotal} = 0.002A_g$ distribuidos con un área mínima en una dirección de al menos $A_{v \text{ min}} = 0.00067A_g$ (Aproximadamente un tercio del área total). Refuerzo equivalente a por lo menos una barra 15M alrededor de cada panel de mampostería y alrededor de cada abertura superior a 1000mm de ancho o alto. Dicho refuerzo se detallará a desarrollar el límite elástico de las barras en esquinas y empalmes.
<b>Área máxima: refuerzo vertical y horizontal</b>	<b>Cláusula 10.15.2</b>	
	Área de refuerzo máxima vertical u horizontal $A_{smax} = 0.02A_g$ para $s \leq 4t$ $A_{smax} = 0.02(4t^2)$ para $s > 4t$	
<b>Espaciamiento: refuerzo vertical</b>	<b>Requerimiento para diseño no sísmico</b>	<b>Requerimientos mínimos de diseño <math>I_E F_a S_a(0.2)^3 0.35</math></b>
	<b>Cláusula 10.15.1.2</b>	<b>Cláusula 16.4.5.3&amp;16.5.2</b>

	<p>Donde el refuerzo vertical sea requerido que resista a esfuerzo de flexión por tracción será:</p> <p>a) Continúo entre soportes laterales</p> <p>b) Espaciamiento no mayor de 2400 mm a lo largo del muro</p> <p>c) Proporcionado a cada lado de la abertura de más de 1200 mm de largo</p> <p>d) Provisto a cada lado de las juntas de movimiento, y</p> <p>e) provistos en las esquinas, intersecciones y extremos de paredes</p>	<p>El refuerzo sísmico vertical deberá ser uniformemente distribuido a lo largo del muro.</p> <p><u>Para todas las clases de paredes dúctiles y paredes con construcción convencional en sitios donde:</u>  <math>IEFsSa (0.2) \geq 0.75(Cl. 16.4.5.3)</math>:  El espaciamiento no deberá exceder al menor de:</p> <p>a) <math>6(t + 10) mm</math></p> <p>b) <math>1200mm</math></p> <p><u>Excepto para paredes con construcción convencional en sitios donde:</u>  <math>IEFsSa (0.2) &lt; 0.75(Cl. 16.5.2)</math>:  El espaciamiento no deberá exceder al menor de:</p> <p>c) <math>12(t + 10) mm</math></p> <p>d) <math>2400 mm</math></p>
	<b>Cláusula 10.15.1.4</b>	<b>Cláusula 16.4.5.4</b>
<b>Espaciamiento de refuerzo horizontal</b>	<p>Cuando se requiera refuerzo horizontal para resistir los efectos de las fuerzas de corte, deberá ser:</p> <p>a) Continúo entre soportes laterales</p> <p>b) Espaciamiento no mayor que el menor de: 2400mm o <math>lw/2</math> 0/c para viga de unión de refuerzo</p> <p>c) Espaciado a no más de: 600mm para un 50% de adherencia continua y 400mm para otros patrones</p> <p>d) Proporcionado por encima y por debajo de cada abertura de más de 1200 mm</p> <p>e) Proporcionado en la parte más alta del muro y donde el muro está conectada al techo.</p>	<p>Refuerzo sísmico horizontal deberá ser continuo entre los apoyos laterales, e espaciamiento no deberá exceder: x</p> <p>a) 400 mm Solo donde es utilizada las juntas de refuerzo</p> <p>b) 1200 mm Solo donde es utilizada la viga de unión de refuerzo</p> <p>c) 2400 mm Vigas de refuerzo y 400 mm Para juntas de refuerzo donde ambas son usadas</p>

Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Tabla 19.** Requisitos de refuerzo para elementos de contorno.

	<b>Cláusula 16.11.4</b>	<b>Cláusula 12.2.1</b>
<b>Amarres regulares (aros) y amarres de prevención de pandeo: Espaciado</b>	<p>Espaciamiento de pandeo y amarres de prevención y amarres transversales sísmicos no deben exceder del menor de:</p> <p>a) 6 veces el diámetro de las barras.                      b) 24 veces diámetros de amarre.                      e) La mitad de menor dimensión del miembro.</p>	<p>Los amarres laterales regulares de no menos de 3.65 mm de diámetro y espacio entre amarres debe ser el menor de:</p> <p>a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.                      b) 48 diámetros <i>de</i> tirante                      e) La menor dimensión del miembro del extremo.</p>
<b>Prevención de pandeo y amarres sísmicos</b>	<p><b>Cláusula 16.11.7</b></p> <p>Rompiendo amarres de prevención para ser proporcionados por aros simples superpuestos. cuando se requieran amarres sísmicos deberán ser el mismo tamaño de la barra espaciamento que el amarre de prevención de pandeo.</p>	No requerido.
<b>Amarres sísmicos</b>	<p><b>Cláusula 16.11.5</b></p> <p>Los amarres sísmicos son barras de refuerzo con un gancho de 90 grados en un extremo y un gancho de 135 grados en el otro final. Estos lazos cruzados deben colocarse verticalmente barras de refuerzo en cada extremo.</p>	No requerido

Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).



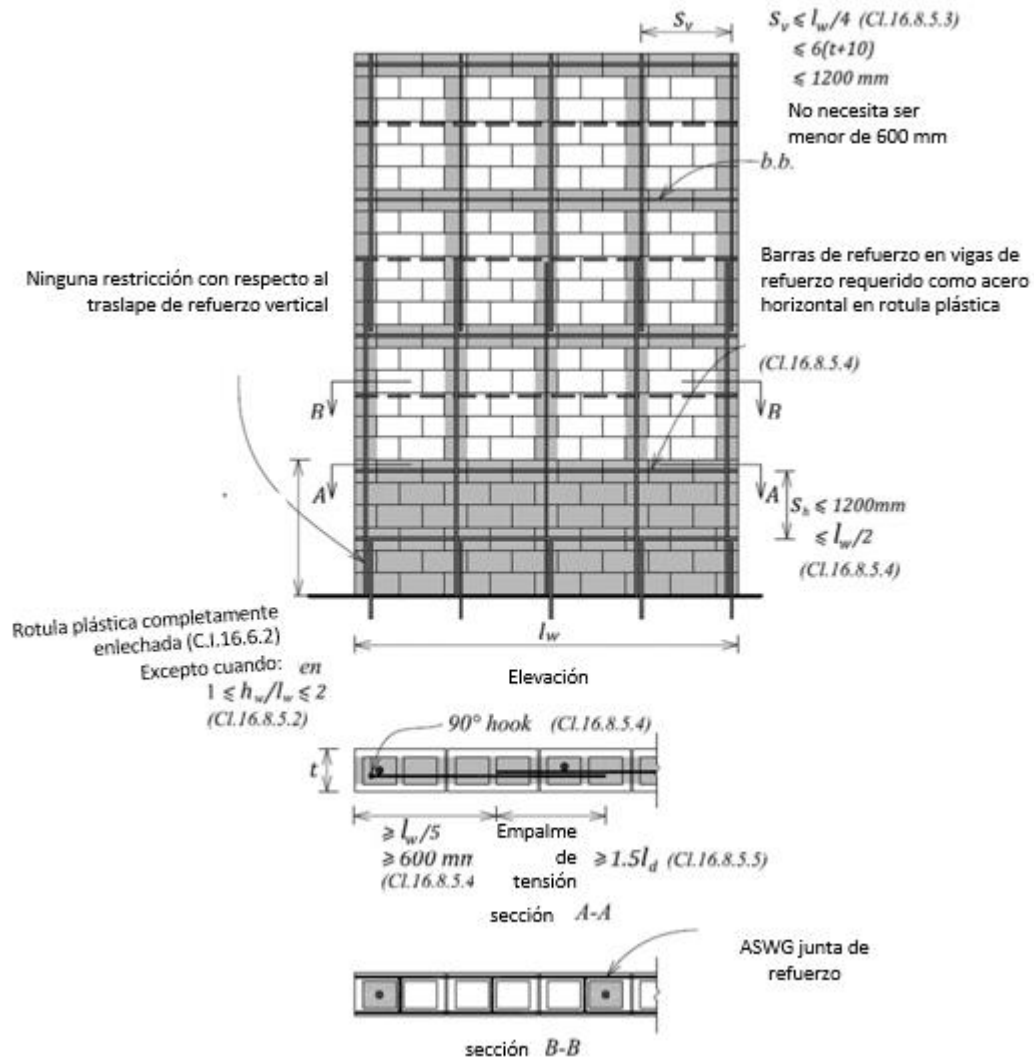
**Tabla 20.** Requisitos de detalle de refuerzo adicional para regiones de articulación plástica de muros de corte moderadamente dúctil y muros de corte dúctiles.

		<b>Muros de corte moderadamente dúctiles</b>	<b>Muros de corte dúctiles</b>
<b>Lechada</b>		<b>Cláusula 16.6.2&amp;16.8.5.2</b>	<b>Cláusula 16.6.2</b>
		Mampostería dentro de la región de la rótula plástica debe estar completamente enlechada (C.I16.6.2) Sin embargo se permite la lechada parcial (Cl.16.8.5.2) CUANDO: $1 \leq h_w / l_w < 2$ y también a) $IEFaSa (0.2) < 0.35$ o b) $IEFaSa (0.2) \geq 0.35$ Pero el esfuerzo de compresión debido a la carga axial mayorada es inferior a 0.1f'm.	La mampostería dentro de la región de rótula plástica deberá estar completamente sellada
<b>Refuerzo vertical</b>	<b>Espaciado</b>	<b>Cláusula 16.8.5.3&amp;16.4.5.3</b>	<b>Cláusula 16.9.5.3&amp;16.4.5.3</b>
		El menor de $l_w/4$ y el valor prescrito por Cl. 16 4 5 3, pero no necesita ser inferior a 600mm  El área de refuerzo concentrado en cada extremo del muro no debe exceder el 25% del refuerzo distribuido (C.I.16.8.5.3)	El menor de $l_w/4$ y el valor prescrito por Cl. 16 4 5 3, pero no necesita ser inferior a 600mm  El área de refuerzo concentrado en cada extremo del muro no debe exceder el 25% del refuerzo distribuido (C.I.16.8.5.3)
	<b>Detallado</b>	<b>Cláusula 16.8.5.1</b>	<b>Cláusula 16.9.5.2</b>
		Longitud mínima de empalme $1.5l_d$ dentro de la región de rótula plástica (C.I.16.8.5.5)	En cualquier sección dentro de la región de rótula plástica no se puede traslapar más del 50% del área de refuerzo vertical. Longitud de traslape mínimo $1.5l_d$ dentro de la región de rótula plástica
<b>Refuerzo horizontal</b>	<b>Espaciado</b>	<b>Cláusula 16.8.5.4</b>	<b>Cláusula 16.9.5.4</b>
		Las barras de refuerzo se deben utilizar en la región de la articulación plástica a una	Las barras de refuerzo deben ser utilizadas en la rótula plástica a una

		distancia no mayor de 1200 mm o $lw/2$ .	espaciamiento no mayor de 600mm o $lw/2$
	<b>Detallado</b>	<b>Cláusula 16.8.5.4&amp;16.8.5.5</b>	<b>Cláusula 16.9.5.4&amp;16.9.5.5</b>
		El refuerzo horizontal no debe ser traslapada dentro	El refuerzo horizontal no deberá traslaparse dentro
		a) 600 mm o b) $lw/5$ el que sea mayor desde el extremo de los muros Las barras deben tener los menos ganchos de 90 grados en los extremos del muro. Longitud de empalme traslapado mínimo $1.5ld$ dentro de la región de rótula plástica. (CI.16.8.5.5)	a) 600 mm or b) $lw/5$ el que sea mayor desde el extremo de los muros las barras deben tener ganchos de 180 grados alrededor de las barras de refuerzo vertical en los extremos del muro. $1.5ld$ dentro de la región de rótula plástica.  (CI.16.9.5.5)

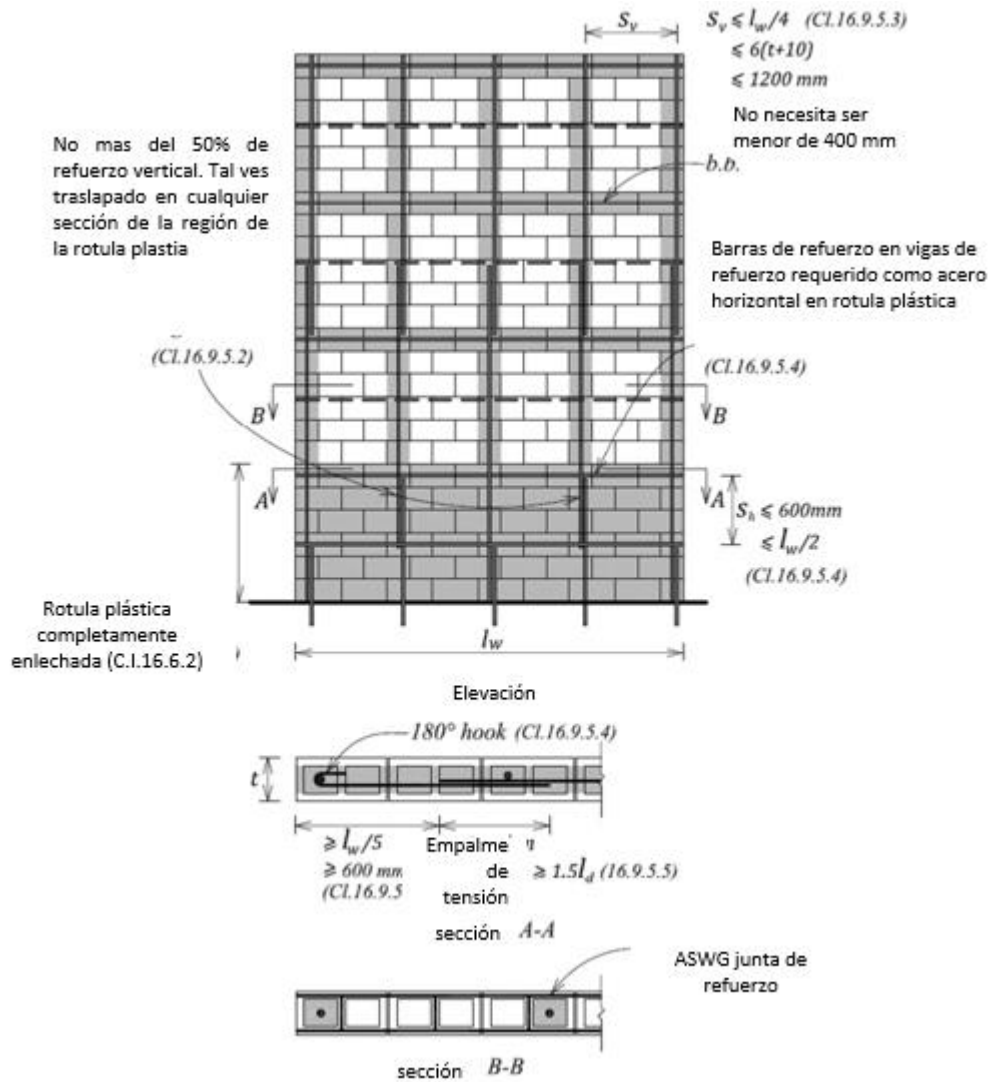
Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Figura 30.** Muros de corte de mampostería reforzada moderadamente dúctil; requisitos adicionales de refuerzo sísmico.



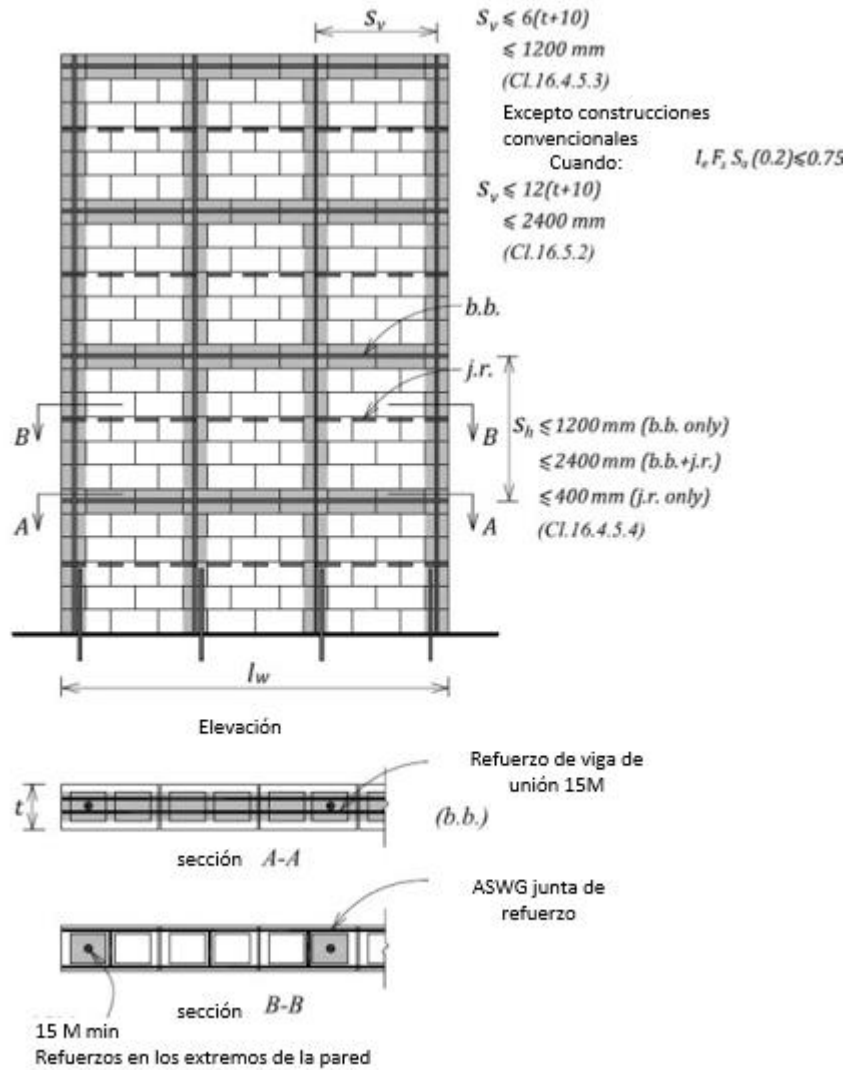
Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Figura 31.** Muros de corte de mampostería reforzada moderadamente dúctil; requisitos adicionales de refuerzo sísmico.



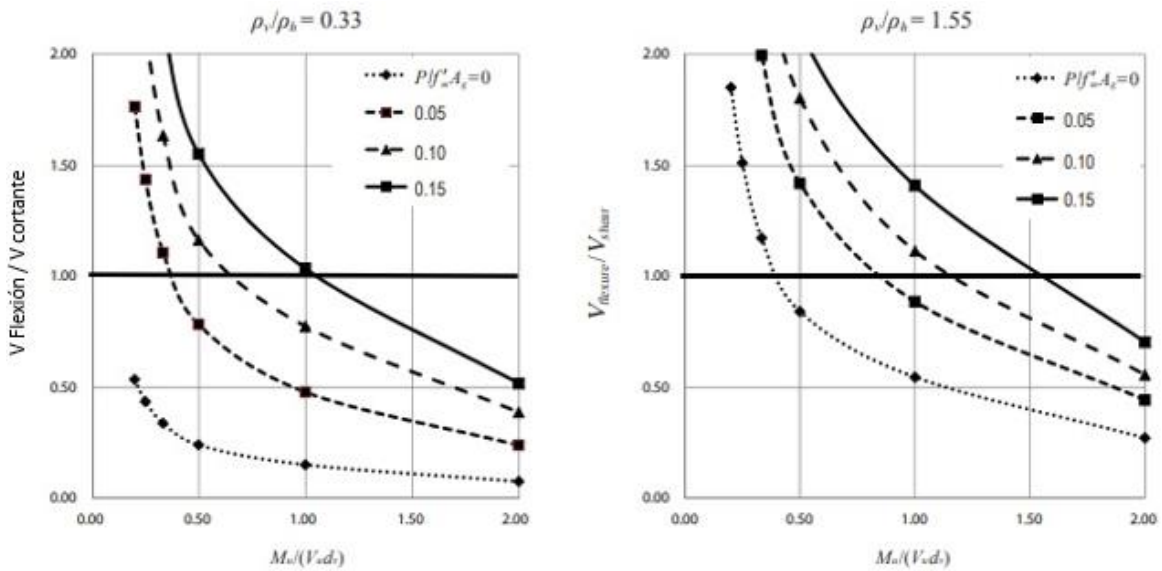
Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

**Figura 32.** Muros de corte de mampostería reforzada CSA S304-14 requisitos de refuerzo sísmico mínimo.



Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

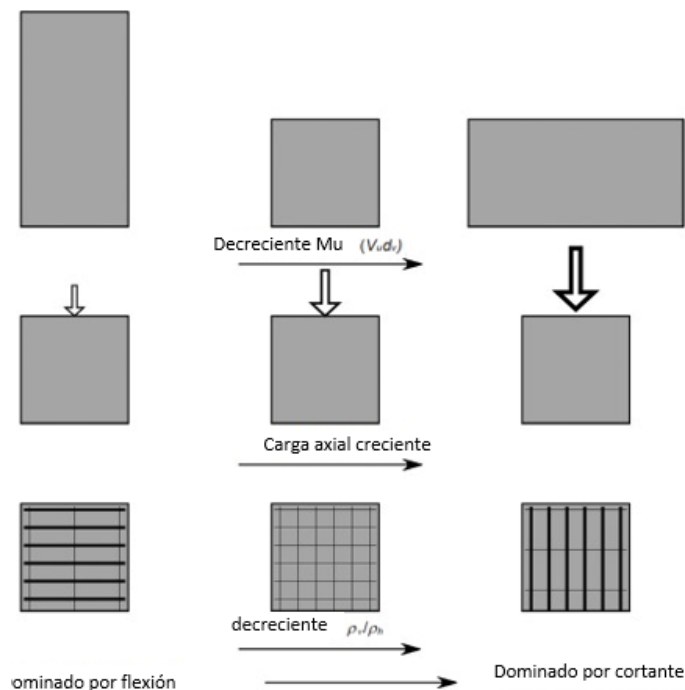
**Figura 33.** V flexión / V cortante VS. Mu.



Fuente: Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls (Gregory R. Kingsley, P. Benson Shing, 2014).

El efecto de la relación de aspecto y la carga axial en el comportamiento esperado de los muros de corte con dos proporciones diferentes de refuerzo vertical a horizontal. Puntos de datos que caen por encima de la línea  $V_{flexión} / V_{shear} = 1.0$  representan muros con mayor probabilidad de tener un comportamiento dominado por cortante.

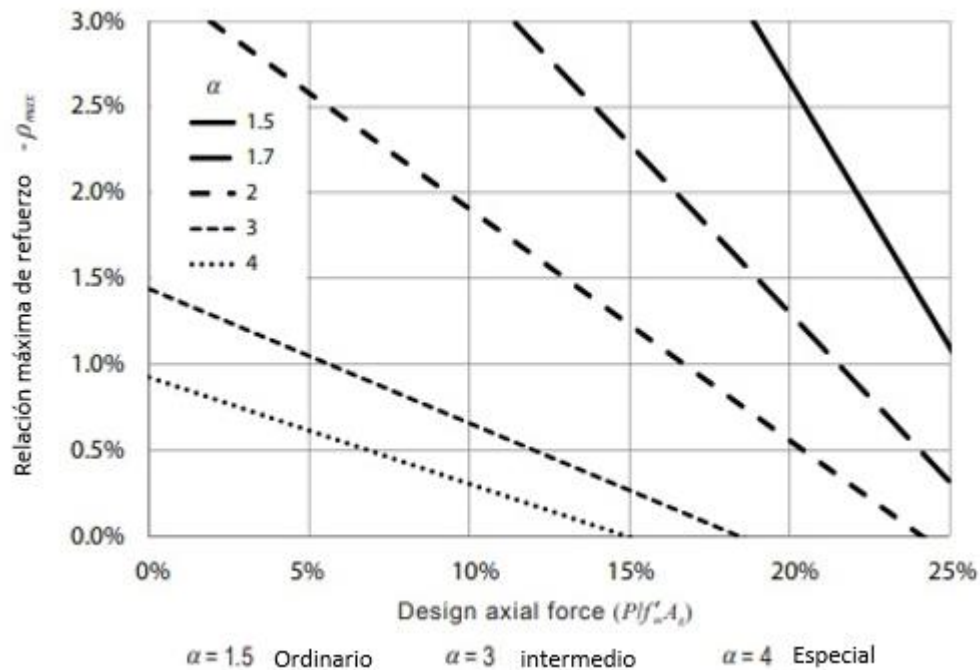
**Figura 34.** influencia de la relación entre corte a profundidad y la profundidad  $M_u / (Vudv)$ .



Fuente: Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls (Gregory R. Kingsley, P. Benson Shing, 2014).

Ilustración conceptual de la influencia de la relación entre corte a profundidad y la profundidad  $\mu / (Vudv)$ , la carga axial y la relación entre el refuerzo vertical y el horizontal en el comportamiento del muro.

**Figura 35.** Relaciones máximas de refuerzo  $\rho_{max}$ .



Fuente: Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls (Gregory R. Kingsley, P. Benson Shing, 2014).

Relaciones máximas de refuerzo  $\rho_{max}$  usando SD para muros en el plano con distribución refuerzo y niveles variables de carga axial, que ilustran el efecto de valores variables para  $\alpha$ . Solo los valores  $\alpha$  de 1.5, 3 y 4 son relevantes para el código.

### 3.1.3 Requerimientos para elementos de borde en muros de intermedia y especial ductilidad.

Es de interés notar que la TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 en las cláusulas 9.3.6.6.1 hasta 9.3.6.6.5 contiene provisiones para muros de corte, sin embargo es esperado que los elementos de borde no sean necesarios para muros ligeramente cargados  $Pf \leq 0.1Agf'm$  o de mediana altura  $\frac{Mf}{vf(Lw)} \leq 1.0$  O muros sujetos a esfuerzos moderados de corte, edificaciones de baja o mediana altura no desarrollaran deformaciones a compresión suficientes com para requerir confinamiento especial.

Los elementos de borde serán requeridos cuando no se cumpla con los requerimientos de ductilidad para muros, asumiendo que el límite de deformación unitaria de la mampostería es  $\epsilon_{mu} = 0.0025$  cuando los elementos de borde son usados la deformación unitaria máxima puede ser mayor que 0.0025 pero esta no debe exceder 0.008.

Para muros de mampostería parte del sistema sismorresistente de intermedia o especial ductilidad con elementos de borde la resistencia a cortante será calculada como sigue:

$$V_r = 0.002(2\epsilon_{mu})(V_m) + V_s$$

Se reduce la contribución de la resistencia de la mampostería y carga axial actuante para tomar en cuenta los efectos del daño esperado a mayor ductilidad alcanzadas en el muro.

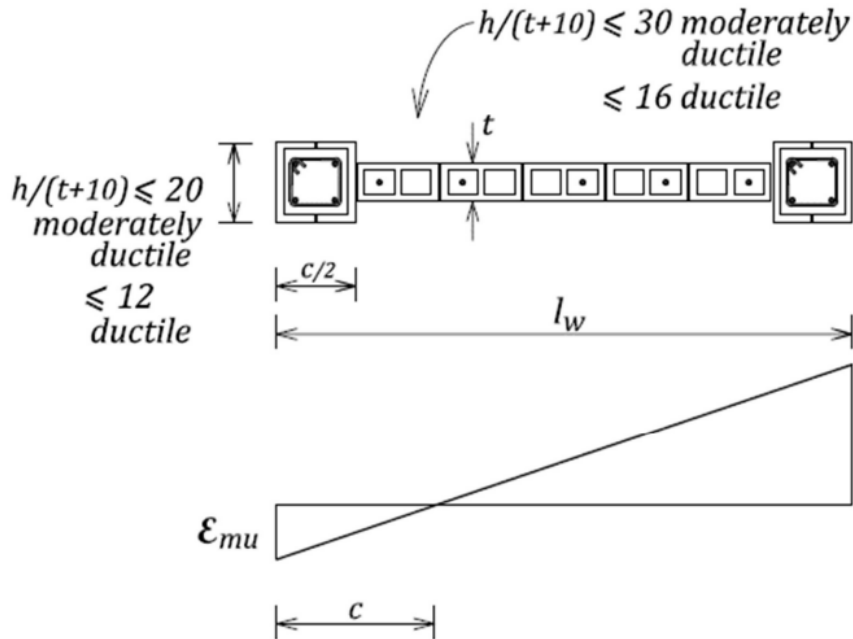
**Tabla 21.** Requisitos de refuerzo para elementos de borde.

	Dentro de la rótula plástica	Fuera de la rótula plástica
	<b>Cláusula 16.11.8</b>	<b>Cláusula 16.11.8</b>
Refuerzo vertical: (al menos 4 barras)	Área total de refuerzo vertical $A_s \geq 0.00076b_wl_w$	$A_s \geq 0.0005b_wl_w$
	<b>Cláusula 16.11.9</b>	
Refuerzo vertical: empalme	En cualquier sección dentro de la región de rótula plástica, no se puede cubrir más del 50% del área de refuerzo vertical. Lapeado en elementos de límite de muros de cortante dúctil.	No prescrito.

Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).



**Figura 36.** Requisitos de refuerzo para elementos de borde.



Fuente: Seismic design guide for masonry buildings second edition (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).

### 3.1.4 Requisitos máximos de refuerzo.

Debido a que las configuraciones de los muros generalmente las decide el arquitecto, y debido a que la selección de las unidades en mampostería, el mortero y la lechada generalmente se deciden según las normas de la práctica local, el diseñador estructural se queda con la selección y el detalle del refuerzo como la herramienta principal para producir, un muro de mampostería rentable con el comportamiento estructural deseado incluyen límites estrictos sobre las cantidades máximas y mínimas de refuerzo.

Los requisitos de TSM 402 9.3.3.5 para SD están destinados a limitar la cantidad de refuerzo vertical en los muros de corte para garantizar que exhiban un comportamiento de flexión dúctil bajo fuerzas sísmicas. Los diversos límites de refuerzos estipulados en TSM 402 9.3.3.5.4 están directamente relacionados con los respectivos niveles de ductilidad esperados de muros ordinarios, intermedios y especiales. Esto se logra especificando la deformación o tracción mínima que debe desarrollarse en el refuerzo de tracción extrema en la capacidad de momento nominal del muro y por lo tanto, para

garantizar que la sección del muro pueda alcanzar un gradiente de deformación mínimo sin un aplastamiento severo de la compresión. La deformación por tracción mínima requerida es un múltiplo,  $a$ , de la deformación por fluencia especificada de la barra  $\epsilon_y = f_y / E_s$ , el factor  $a$  varía de 1.5 para muros especiales (que se espera que tenga una ductilidad a la flexión relativamente alta). Para muros cargados fuera del plano,  $a$  es 1.5 para todo el tipo de muro.

Debido a estos requisitos, a medida que aumenta la fuerza axial de diseño, el porcentaje de refuerzo máximo permisible disminuye, bajo algunas condiciones, el porcentaje de refuerzo máximo permisible puede ser cero o negativo. En este caso, se debe aumentar el espesor de la pared (para disminuir la tensión axial), se debe aumentar la resistencia a la compresión especificada para disminuir  $P/f'_m A_g$  o se debe cambiar la configuración de la pared.

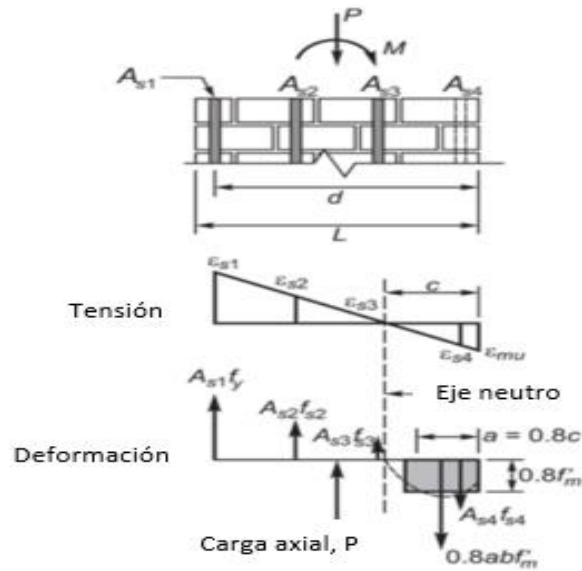
Sí un muro también está diseñado para resistir cargas fuera del plano, que es el caso habitual, el porcentaje máximo de refuerzo para la condición del plano puede ser el caso más limitante. Las ecuaciones de TMS 402 9.3.3.5 proporcionan límites de refuerzo similar para los muros sujetos a cargas fuera del plano. Carga plana que tiene  $a=1.5$ .

Para muros con  $M_u(V_{dv}) < 1.0$ , TMS 402 9.3.3.5.4 permite al diseñador diseñar el muro para fuerzas amplificadas (efectivamente, las fuerzas asociadas con la respuesta elástica) en cuyo caso no hay límite superior para el máximo refuerzo de tracción por flexión. Las disposiciones de refuerzo máximo también se renuncian cuando se cumplen las disposiciones para el refuerzo de elementos de contorno especiales (consulte la siguiente sección sobre elementos de contorno especiales).

De manera similar las disposiciones de ASD en TMS 402 8.3.4.4 no tienen limitaciones de refuerzo máximo para muros de cortante con  $M/(V_{dv}) \leq 1.0$  y una relación de carga axial  $P/f'_m A_n \leq 0.005$ . Las disposiciones ASD no tienen el límite máximo de refuerzo para acciones fuera del plano.

Diseño por Flexo compresión.

**Figura 37.** Distribución de deformación y esfuerzo a través de una sección transversal sometida a carga axial y momento.



Fuente: Design of Reinforced Masonry structures (Narendra Taly, Ph.D.,P.E.,F.ASCE, 2010).

# **CAPITULO IV: GUÍA DE EJEMPLOS.**

## Capítulo IV. – Guía de ejemplos.

### 1. CALCULO DEL ESPESOR EQUIVALENTE DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.

Dadas las dimensiones del bloque de concreto 15x20x40 el cual tendrá un centímetro de repello en ambas caras, Calcule las propiedades geométricas y propiedades mecánicas del bloque.

#### GEOMETRÍA DE LA UNIDAD DE MAMPOSTERÍA

(Ancho del bloque)

$$b := 15 \text{ cm}$$

(Altura del bloque)

$$h := 40 \text{ cm}$$

$$w := 228 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso del bloque)

(Espesor de las paredes externas del bloque)

$$t_e := 3 \text{ cm}$$

(Espesor de las paredes internas del bloque)

$$t_i := 2.5 \text{ cm}$$

$$w_{\text{extra}} := 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso adicional por centímetro de repello)

Nota: El RNC-07 considera 20kgf/cm<sup>2</sup> por cada 1 cm de repello en cada cara

#### CÁLCULO DEL ÁREA Y MOMENTO DE INERCIA

Momento de inercia alrededor del eje Y-Y del área bruta del bloque

$$I_{y1} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I_{y1} = 80000 \text{ cm}^4$$

Dimensión paralela al eje X del hueco en la unidad de mampostería

$$c := \frac{h - 2 \cdot t_e - t_i}{2}$$

$$c = 15.75 \text{ cm}$$

Dimensión paralela al eje Y del hueco en la unidad de mampostería

$$d := b - 2 \cdot t_1 = 9 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

Momento de inercia alrededor del eje Y-Y del área hueca del bloque

$$I_{y2} := \frac{1}{12} \cdot d \cdot c^3$$

$$I_{y2} = 2930.24 \text{ cm}^4$$

Área hueca del bloque

$$A_2 = 141.75 \text{ cm}^2$$

$$A_2 := d \cdot c$$

Brazo desde el centro geométrico de la unidad de mampostería hasta el centroide una de las áreas huecas

$$z := \frac{t_1 + c}{2}$$

$$z = 9.13 \text{ cm}$$

Momento de inercia alrededor del eje Y-Y del área hueca del bloque mediante el teorema de Steiner.

$$I_y := 2 \cdot I_{y2} + 2 \cdot A_2 \cdot z^2$$

$$I_y = 29466.28 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia total alrededor del eje Y-Y del área sólida del bloque

$$I_{total} = 50533.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{total} := I_{y1} - I_y$$

CÁLCULO DEL ESPESOR EQUIVALENTE Y PESO ESPECÍFICO

$$t_{eq} := \frac{12 \cdot I_{total}}{h^3}$$

(Espesor equivalente)

$$t_{eq} = 9.48 \text{ cm}$$

(Peso específico equivalente)

$$\gamma := \frac{w + w_{extra}}{t_{eq}} = 2828.47 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma = 2828.47 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

## CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD, MÓDULO DE CORTE Y COEFICIENTE DE POISSON

(Resistencia a la compresión) Nota: Ya que no se cuenta con el dato de la resistencia característica a compresión de la unidad se supondrá el valor mínimo proporcionado por la MP-001

$$f'_m = 45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_m = 31500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Módulo de elasticidad) Nota: Ya que el sistema corresponde a mampostería confinada se utilizará el módulo de elasticidad correspondiente a bloques de concreto sin rellenar.

$$E_m = 700 \cdot f'_m$$

$$G_m = 0.4 \cdot E_m = 12600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G_m = 12600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Módulo de rigidez)  
(Coeficiente de Poisson)

$$v_m = \frac{E_m}{2 \cdot G_m} - 1 = 0.25$$

$$v_m = 0.25$$

## 2. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y VERTICALES DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.

Determine la resistencia a cortante, compresión y flexocompresión en el plano de muro de mampostería confinada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 20 cm x 20 cm x 40 cm, se empleara un concreto de 3500 PSI y acero de refuerzo A615 Gr. 60, la estructura del muro a analizar se encuentra en Granada, Nicaragua, el muro tiene una altura de 4.10 m y una longitud de 2.50 m, tendrá ocupación de vivienda, se considera que las velocidades de ondas de corte en el suelo se encuentran entre 360 m/s < Vs < 750 m/s. Además, se considera que la estructura no cumple con mas de 2 condiciones de regularidad y se desconoce el periodo de la estructura.

- Determinación del coeficiente sísmico

Ya que la estructura tendrá la ocupación de vivienda es una estructura de normal importancia (Grupo B).

Ya que la estructura no cumple con mas de dos condiciones de regularidad el factor de corrección por irregularidad será de Fc=0.80.

El factor de reducción por ductilidad será originalmente de Q=1.5.

Factor el cual reducido por el factor de corrección por irregularidad será igual a Q'=1.20

Factor de reducción por sobre resistencia  $\Omega=2.0$

Debido a que la estructura se encuentra en Granada se ubicara en la Zona sísmica C , además nuestro tipo de suelo es un suelo Tipo II (Suelo firme) ya que  $360 \text{ m/s} < V_s < 750 \text{ m/s}$ .

Por lo tanto, nuestro factor de amplificación por tipo de suelo será igual a:  $S=1.50$ .

Si nos ubicamos en el mapa de isoaceleraciones brindado por el RNC-07 tenemos que:  $a_0=0.29$

$$c = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega}; c = \frac{1.5(2.7 \cdot 0.29)}{1.20 \cdot 2}; c = 0.489$$

Además, se estipula que este no debería ser menor que  $S \cdot a_0$

$$c = S(a_0); c = 1.5(0.29); c = 0.435$$

Así que:

$$c = 0.489$$

Se determinó que el peso es igual a:

$$w = 13388.36 \text{ kgf}$$

El cual incluye Cargas muertas como peso propio y súper impuesta, ya que el sistema de techo se considera liviano se consideró una carga viva reducida de  $10 \text{ kgf/m}^2$ .

Por lo tanto, la fuerza sísmica debe ser igual a:

$$F_s = c \cdot w; F_s = 0.489(13388.36 \text{ kgf}); F_s = 6546.91 \text{ kgf}$$

Mediante el análisis estructural se determinó que el cortante debido a la carga viva mas carga muerta es igual a:

$$1.2C_m + C_v = 4.96581 \text{ kgf}$$

Así que el cortante bajo la combinación  $V(1.2C_m + C_v + F_s) = 6551.876 \text{ kgf}$

La carga axial concomitante es igual a:  $P(1.2C_m + C_v + F_s) = 16011.82 \text{ kgf}$

Y el momento correspondiente es igual a:

$$M = V(H); M(1.2C_m + C_v + F_s) = 6551.876 \text{ kgf}(3.50 \text{ m})$$

$$M(1.2C_m + C_v + F_s) = 22931.566 \text{ kgf} - m$$

De igual manera se determinó que el momento actuante perpendicular al muro tiene una magnitud de:

$$M(1.2C_m + C_v + F_s) = 542621 \text{ kgf} - cm$$



Resistencia a la compresión de la mampostería:

**Table 4**

Resistencia a compresión específica normal a la junta  $f'm$  MPa para bloques de concreto.

Resistencia a la compresión de la unidad de mampostería $f_p$ o $f_b$ MPa	Tipo de mortero S		Tipo de mortero N	
	unidades huecas sin rellanar	unidades sólidas o huecas con relleno	unidades huecas sin rellanar	unidades sólidas o huecas con relleno
10	6.5	5	6	4.5

Ya que se utilizara un bloque macizo o de concreto nuestra variable  $f'p$  (resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta) sera igual a 100 kgr/cm<sup>2</sup> además se utilizara Mortero N.

$$f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$$

Diámetro propuesto de los refuerzos transversal de los castillos.

$$D_{sh}(izq.) = 4 ; D_{sh}(der.) = 4$$

Diámetro propuesto del refuerzo longitudinal de los castillos.

$$D_{sh}(izq.) = 4 ; D_{sh}(der.) = 4$$

Número de varillas longitudinales propuestas por castillo del muro.

$$N(izq.) = 4 ; N(der.) = 4$$

Altura propuesta de los castillos.

$$h(izq.) = 20 \text{ cm} ; h(der.) = 20 \text{ cm}$$

Ancho propuesta de los castillos.

$$b(izq.) = 20 \text{ cm} ; b(der.) = 20 \text{ cm}$$

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

$$f_{yh} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical

$$f_{yv} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Las separaciones propuestas del acero de refuerzo según la NTC en el Artículo 6.1.2 establece los siguientes requisitos

Separación horizontal propuesta para los estribos

$$S_h = 15 \text{ cm}$$

Separación vertical propuesta entre castillos o elementos confinantes

$$S_v = 15 \text{ cm}$$

Espesor del bloque utilizado

$$t = 20 \text{ cm}$$

Diámetro del acero de refuerzo propuesto para la dala del muro.

$$D_s = \#4$$

Cantidad de varillas de refuerzo propuestas para la dala del muro

$$N = 8$$

Peralte de la dala del muro, corresponde a la dimensión en el plano del muro.

$$h_c = 30 \text{ cm}$$

Ancho de la dala del muro, corresponde a la dimensión fuera del plano del muro.

$$b_c = 20 \text{ cm}$$

Resistencia característica a la compresión del concreto utilizado en la dala del muro.

$$f'_c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de fluencia del refuerzo utilizado en la dala del muro.

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Separación de estribos en dala.

$$s = 15 \text{ cm}$$

Diámetro del acero de refuerzo transversal propuesto para la dala del muro.

$$Ds = \#2$$

Altura libre del muro de diseño entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

$$H = 4.1 \text{ m}$$

Momento último actuante perpendicular al plano del muro.

$$Mu = 2293456.6 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Fuerza de compresión actuante en la sección transversal del muro.

$$Pu = 16011.82 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante actuante paralelo al plano del muro.

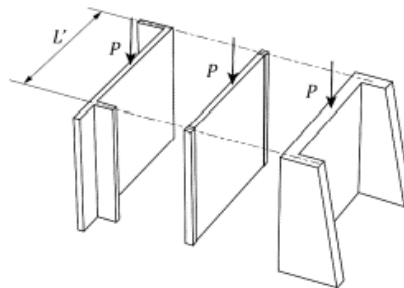
$$Vu = 6546.91 \text{ kgf}$$

El valor k es un factor de altura efectiva del muro que se determinará según lo siguiente:

MUROS SIN RESTRICCIÓN AL DESPLAZAMIENTO LATERAL EN SU EXTREMO SUPERIOR

$$k = 2$$

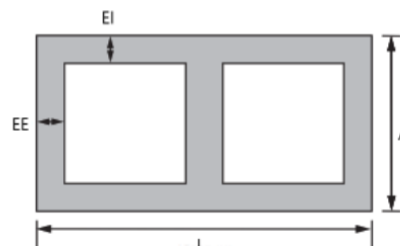
Muros extremos en que se apoyan losas  
Separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro



$$L' = 2.5 \text{ m}$$

Propiedades geométricas del bloque utilizado

**DIMENSIONES DE FABRICACIÓN AxHxL**



20x19x39

¿El muro posee ligados muros transversales, contrafuertes, castillos o columnas?

R: Si

Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería sobre área bruta.

Tipo de pieza: Bloque de concreto

$$V'm = 2 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación relación altura y espesor del muro.

$$\frac{H}{t} \leq 25; \frac{3.50 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} \leq 25; 17.5 \leq 25 \text{ por lo tanto, cumple}$$

Resistencia a compresión en el plano del muro.

Para el cálculo de  $F_e$  tenemos la ecuación 3.2.2 en caso que no se cumpla lo estipulado en 3.2.2.3 a).

Excentricidad debida las componentes mecánicas actuantes más la excentricidad minima

$$e' = \frac{Mu}{Pu} + \frac{t}{24}; e' = 144.069 \text{ cm}$$

El siguiente factor contempla las condiciones de esbeltez del muro, reduciendo su resistencia debido a la estabilidad del mismo

Factor de reducción de Resistencia cuando el muro posee soporte lateral

En caso de que los muros esten ligados a muros transversales o contrafuertes, columnas o castillos (que cumplan con la seccion 5.1) que restrinjan su deformacion lateral.

$$F_e = \left(1 - \frac{2(144.07 \text{ cm})}{(20 \text{ cm})}\right) \left[1 - \left(\frac{2(350 \text{ cm})}{30(20 \text{ cm})}\right)^2\right] x \left(1 - \frac{350 \text{ cm}}{250 \text{ cm}}\right) + \frac{350 \text{ cm}}{250 \text{ cm}} \leq 0.9$$

$$F_e = 1.54$$

Valor el cual debe ser menor o igual a 0.90 según la ecuación 3.2.3

Tenemos que:  $1.54 \geq 0.90$  así que  $F_e = 0.90$

El área efectiva del muro se calculo considerando un espesor equivalente, calculado de igual manera que el ejemplo anterior para un ancho de 20 cm y sin incluir la columna de confinamiento.

$$A_t = \left( \left( 250 \text{ cm} - \left( \frac{20 \text{ cm}}{2} \right) - \left( \frac{20 \text{ cm}}{2} \right) \right) 11.41 \text{ cm} \right) + ((20 \text{ cm} * 20 \text{ cm}) + (20 \text{ cm} * 20 \text{ cm}))$$

$$A_t = 3424.3 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo vertical en ambas columnas de confinamiento.

$$A_{sv} = \frac{\pi \left( \frac{4 * 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4} (4 + 4)$$

$$A_{sv} = 10.134 \text{ cm}^2$$

La carga vertical  $P_r$  se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \Sigma A_s f_y); \quad R = (0.6)(0.9) 45 \text{ kgf/cm}^2 3424.3 \text{ cm}^2 + 10.134 \text{ cm}^2 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_r = 98533.32 \text{ kgf}$$

Resistencia a flexo compresión en el plano del muro.

Calculo de la resistencia a flexion pura del muro.

$$M_o = A_s f_y d'; \quad M_o = \frac{\pi \left( \frac{4 * 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4} (4) (2800 \text{ kgf/cm}^2) \left( 250 \text{ cm} + \frac{20 \text{ cm}}{2} \right)$$

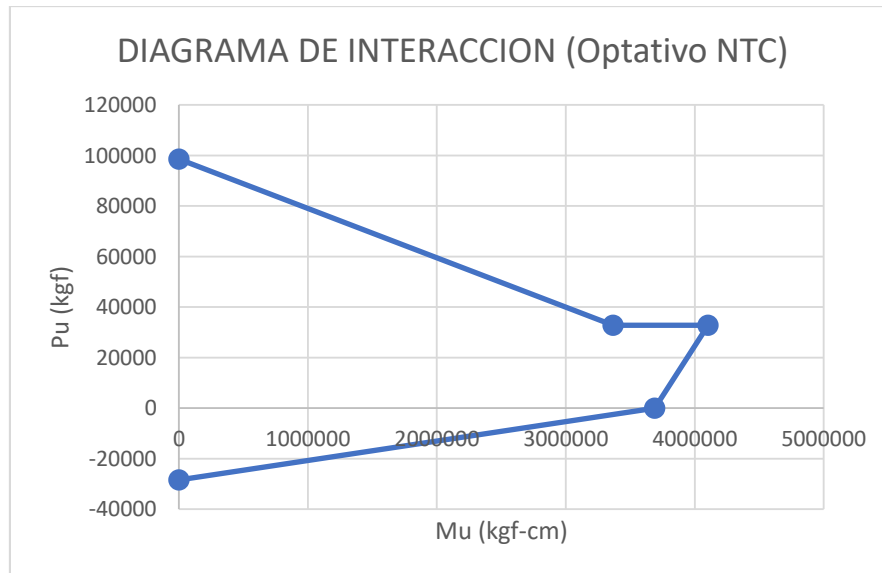
$$M_o = 3688830.448 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Si  $0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$  entonces:  $M_R = \varphi M_o + 0.3 P_u d$ ;  $\varphi = 0.8$

Cuando  $P_u > \frac{P_R}{3}$  tenemos que:  $M_R = (1.5 \varphi M_o + 0.15 P_R d) \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right)$ ;  $\varphi = 0.6$

El factor de reducción de resistencia cambia en dependencia de la magnitud de carga axial en la sección, ya que en dependencia de esta controla la flexión o la compresión.

$$\begin{aligned} \text{Ya que } P_u = 16011.82 \text{ kgf} &\leq \frac{P_R}{3} = 32844.44 \text{ kgf} \text{ } M_r \text{ será igual a } M_r \\ &= 4103915.39 \text{ kgf} - \text{cm} \end{aligned}$$



### Resistencia a cargas laterales

La resistencia a cortante puede depender de las cargas axiales actuantes en el sistema de mampostería, como puede observarse a mayor carga axial mayor resistencia al corte, sin embargo, esta resistencia no puede exceder a la resistencia a corte proporcionada netamente por los esfuerzos resistentes a compresión diagonal en la mampostería.

$$\begin{aligned}
 V_{mR} &= \varphi[(0.5v'm.A_T + 0.3Pu)] \leq 1.5\varphi v'm.A_T; \varphi = 0.7 \\
 V_{mR} &= 0.7[(0.5(2 \text{ kgf/cm}^2)(3424.3 \text{ cm}^2) + 0.3(16011.82 \text{ kgf})] \\
 &\leq 1.5(0.7)(2 \text{ kgf/cm}^2)(3424.3 \text{ cm}^2) \\
 V_{mr} &= 7191.030 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

Revisiones de resistencia a las cargas aplicadas en el muro.

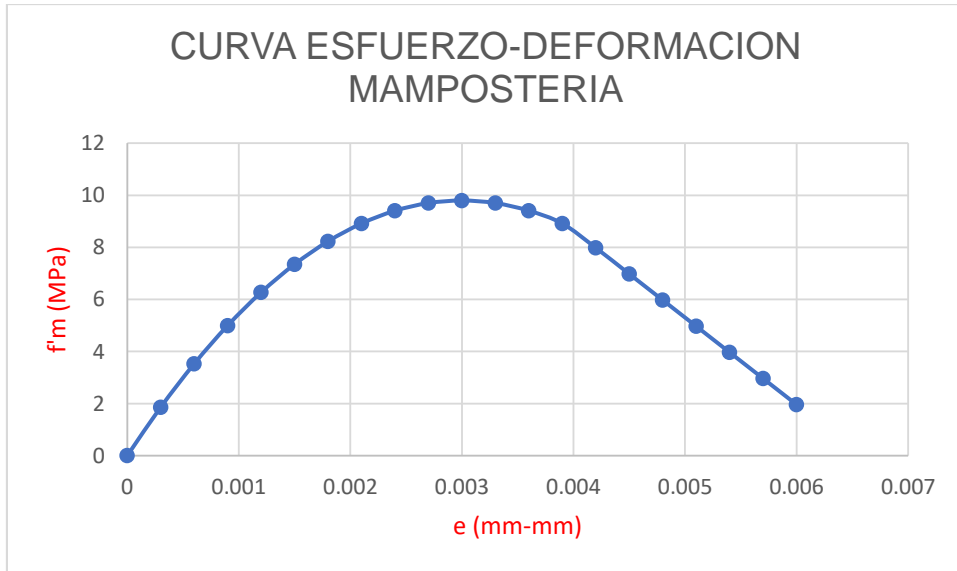
$$2293456.6 \text{ kgf} - \text{cm} \leq 4103915.40 \text{ kgf} - \text{cm} \text{ Por lo tanto cumple con } D/C = 55.9\%$$

$$6546.91 \text{ kgf} \leq 19154.15 \text{ kgf} \text{ Por lo tanto cumple con } D/C = 34.2\%$$

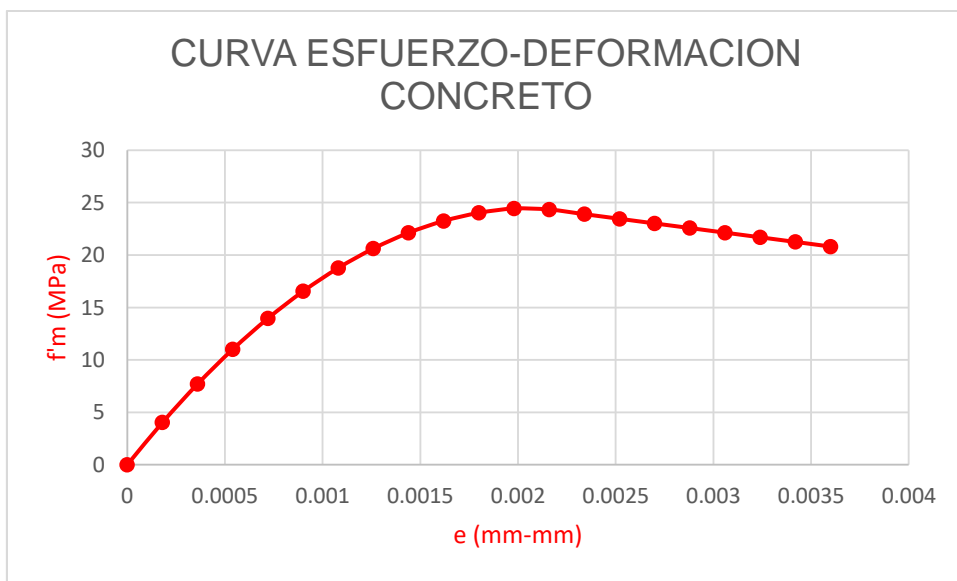
$$16011.82 \text{ kgf} \leq 98533.32 \text{ kgf} \text{ Por lo tanto cumple con } D/C = 16.3\%$$

### 3. CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN MEDIANTE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.

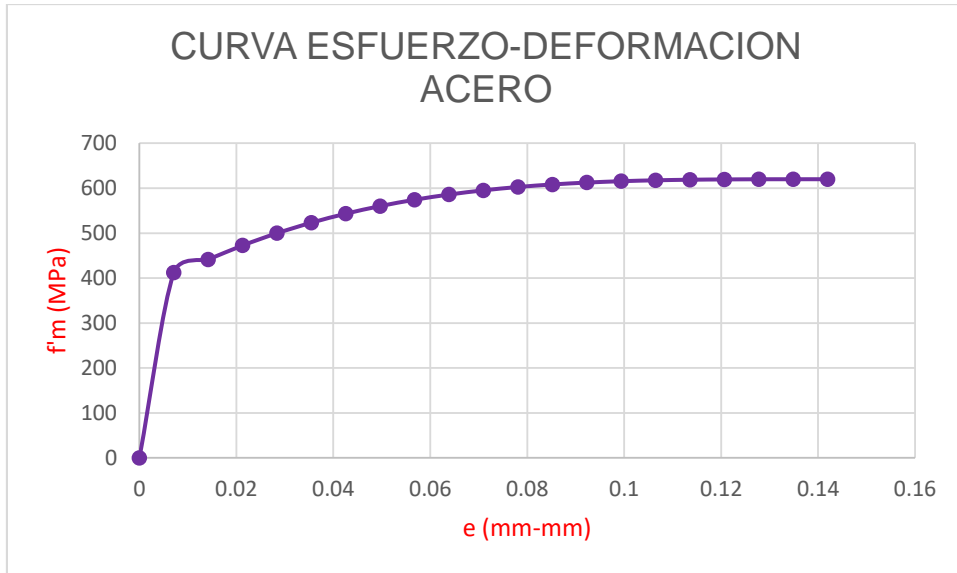
Determine la resistencia a flexo compresión en el plano de muro de mampostería confinada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 12 cm x 20 cm x 40 cm, se empleara un concreto de 3500 PSI (24.5MPa) y acero de refuerzo A615 Gr. 60 (fy=412MPa), el muro tiene una longitud de 2.50 m, La resistencia a compresión del sistema de mampostería será de f'm=9.8MPa La altura de ambas columnas de confinamiento será de 15 cm con un espesor de 12 cm con ref. 4#4.



El modelo utilizado para la curva esfuerzo deformación analítica fue propuesta por Kaushick et al. (2007)



El modelo utilizado para la curva esfuerzo deformación analítica fue propuesta por Hognestad et al. (1956)



La obtención de las curvas de esfuerzo deformaciones anteriores fueron realizadas mediante el desarrollo de una rutina de calculo elaborada en VBA Excel® el cual puede ser encontrado en el Anexo B.

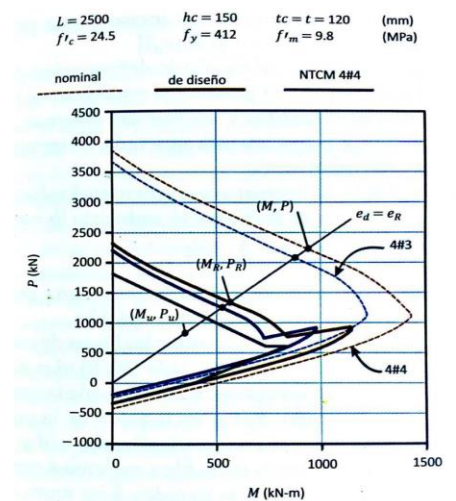
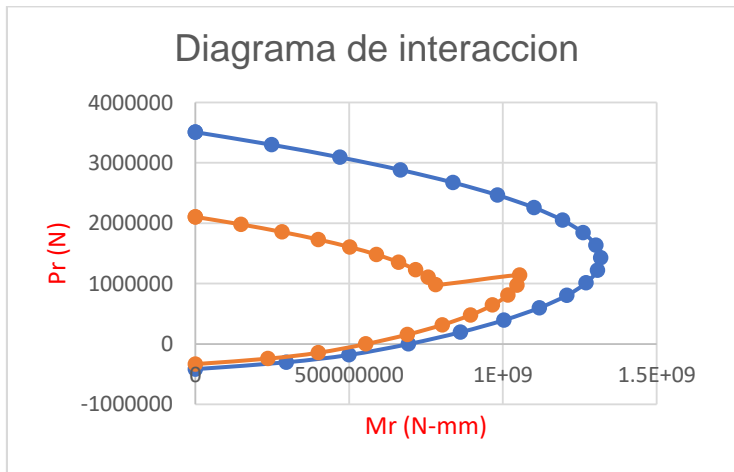


Figura 6.10 Diagrama de interacción usando las hipótesis de compatibilidad de deformaciones.

Diagrama de interaccion de un muro simétrico con 4 varillas de refuerzo longitudinal de diámetro #4. La curva esfuerzo deformación del acero se propuso elasto-plastica con una deformación a la fluencia de 0.002 para la curva esfuerzo deformación del concreto se uso el modelo de Hognestad (hognestd 1956)

La resistencia se alcanza a una deformación de  $\epsilon_c = 0.0036$ .



#### 4. CALCULO DE LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y VERTICALES DE UN MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA DE DUCTILIDAD CONVENCIONAL.

Determine la resistencia a cortante, compresión y flexo compresión en el plano de muro de mampostería reforzada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 200 mm x 200 mm x 400 mm los cuales tendrán una resistencia mínima de 10 MPa (2000psi) además estos estarán parcialmente rellenos de grout, ya que la estructura se encuentra en la zona A de amenaza sísmica del reglamento nacional de la construcción y acero de refuerzo A615 Gr. 60 ( $f_y=400$  MPa), el muro tiene una altura de 7.0 m y una longitud de 8.00 m.

Mediante el análisis estructural se determinó que las cargas actuantes serán de:  $M_u=4718700$  kN-mm  $V_u=749$  kN;  $P_u=350$  kN

#### DATOS INICIALES.

##### CARGAS DE DISEÑO

Momento actuante en el plano del muro.

$$M_u = 4718700 \text{ kN} - \text{mm}$$

Fuerza cortante actuante en el plano del muro.

$$V_u = 749 \text{ kN}$$

Fuerza axial actuante en la sección transversal.

$$P_u = 350 \text{ kN}$$

##### DIMENSIONES.

Distancia longitudinal horizontal del muro.

$$L_w = 8000 \text{ mm}$$

Distancia vertical del muro.

$$h_w = 7000 \text{ mm}$$

Separación entre el refuerzo vertical.

$$S_v = 200 \text{ mm}$$

Separación entre el refuerzo horizontal.

$$S_h = 200 \text{ mm}$$

## PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Esfuerzo característico a compresión de la mampostería. Ya que la resistencia de las unidades de mampostería tiene una resistencia de 10MPa y el tipo de mortero empleado es N.

**Table 4**

Resistencia a compresion especifica normal a la junta  $f'm$  MPa para bloques de concreto.

Resistencia a la compresion de la unidad de mamposteria $f_p$ o $f_b$ MPa	Tipo de mortero S		Tipo de mortero N	
	unidades huecas sin rellanar	unidades solidas o huecas con relleno	unidades huecas sin rellanar	unidades solidas o huecas con relleno
10	6.5	5	6	4.5

$$f'm = 5Mpa$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$$f_y = 400Mpa$$

Espesor del muro de mampostería

$$t = 200Mm$$

## REVISIONES.

Longitud de diseño del muro

$$L_d = 8000mm$$

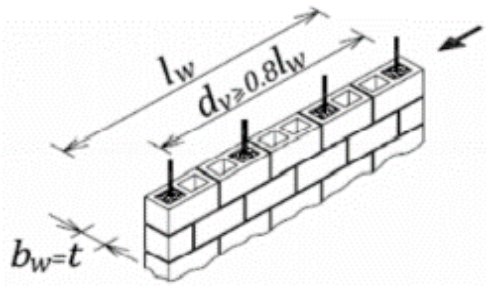
Relacion de longitud muro/Bloque

$$r_l = 20$$

Cantidad de celdas rellenas de grout

$$r_g = 20.00$$

Calculo de la longitud efectiva del muro



$$d_v = 0.8(L_w)$$

$$d_v = 0.8(8000\text{mm})$$

$$d_v = 6400\text{mm}$$

Calculo de la relacion entre el claro de corte y el momento actuante en el muro  $M/Vd_v$

$$\frac{M_u}{Vd_v} = \frac{4725000\text{kN} - \text{mm}}{(750\text{kN})(6400\text{mm})}$$

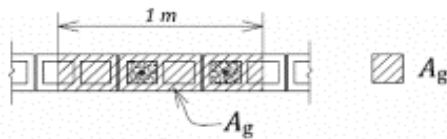
$$\frac{M_u}{Vd_v} = 0.984$$

Esfuerzo resistente a corte de la mamposteria.

$$v_m = 0.16 \left( 2 - \frac{M_u}{Vf(d_v)} \right) \sqrt{f'_m}$$

$$v_m = 0.16(2 - (0.984))\sqrt{5\text{Mpa}}; v_m = 0.363\text{Mpa}$$

Calculo del área gruesa



$$A_g = (Ld)(t)$$

$$A_g = (8000\text{mm})(200\text{mm})$$

$$A_g = 1600000\text{mm}^2$$

Calculo del area efectiva

Inercia del area gruesa

$$I_{xg} = \frac{b \cdot h^3}{12}; I_{xg} = \frac{(200\text{ mm}) \cdot (390\text{ mm})^3}{12}; I_{xg} = 988650000\text{mm}^4$$

Inercia de una celda del bloque

$$I_{xh} = \frac{(b - 2tv) \cdot \left(\frac{h - 3tv}{2}\right)^3}{12}; I_{xh} = \frac{(200 \text{ mm} - 2(25 \text{ mm})) \cdot \left(\frac{390 \text{ mm} - 3(25 \text{ mm})}{2}\right)^3}{12};$$

$$I_{xh} = 48837304.7 \text{ mm}^4$$

área de una celda del bloque.

$$A_h = (b - 2tv) \cdot \left(\frac{h - 3tv}{2}\right); A_h = (200 \text{ mm} - 2(25 \text{ mm})) \cdot \left(\frac{390 \text{ mm} - 3(25 \text{ mm})}{2}\right)$$

$$A_h = 23625 \text{ mm}^2$$

Brazo del área de una celda del bloque

$$z = \frac{\frac{h - 3tv}{2} + tv}{2}; z = \frac{\frac{390 \text{ mm} - 3(25 \text{ mm})}{2} + (25 \text{ mm})}{2}$$

$$z = 91.25 \text{ mm}$$

Inercia total del bloque

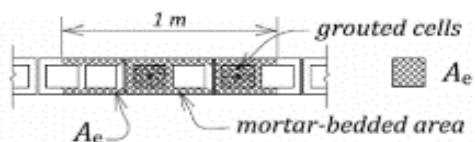
$$I_t = I_{xg} - (I_{xh} + A_h(z^2)); I_t = 988650000 \text{ mm}^4 - (48837304.7 \text{ mm}^4 + (23625 \text{ mm}^4)(91.25)^2)$$

$$I_t = 743097656 \text{ mm}^4$$

Espesor equivalente

$$t_{eq} = \frac{12I_t}{h^3}; t_{eq} = \frac{12(743097656 \text{ mm}^4)}{(390 \text{ mm})^3}$$

$$t_{eq} = 150.325728 \text{ mm}$$



$$A_e = t_{eq}(Lw); A_e = (150.33 \text{ mm})(8000 \text{ mm})$$

$$A_e = 1202605.83 \text{ mm}^2$$

Efectos del grout.

El factor  $Y_g$  sera igual a 1.0 para muros de mampostería llenos completamente de grout.

$Y_g=1$

Calculo de la resistencia a corte en el plano del muro

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por la mampostería.

De Manera conservadora se considera que el axial actuante será el 90 % obtenido del axial actuante en el análisis estructural, ya que un menor axial corresponde a una capacidad menor de resistir las fuerzas cortantes.

$$V_m = 0.6 \left( (0.363 \text{ Mpa})(200 \text{ mm})(6400 \text{ mm}) + \left( 0.25(0.9(690 \text{ kN})) \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \right) \right) (0.5)$$

$$V_m = 331711.284 \text{ N}$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por el acero de refuerzo horizontal.

Diámetro del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$d_{bh} = \#3$$

Area del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$A_h = 71.256 \text{ mm}^2$$

$$V_s = 0.6(0.85)(71.256 \text{ mm}^2)(400 \text{ Mpa}) \left( \frac{6400 \text{ mm}}{220 \text{ mm}} \right)$$

$$V_s = 422870.423 \text{ N}$$

Resistencia total a corte en el plano del muro.

$$V_n = (V_s) + (V_m)$$

$$V_n = 331711.284 \text{ N} + 422870.423 \text{ N}$$

$$V_n = 754581.71 \text{ N}$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{7000mm}{8000mm}$$

Tenemos que:  $hw/lw=0.875$   $0.5 \leq hw/lw \leq 1.0$

$$0.5 \leq 0.875 \leq 1.0$$

$$vr = 772785.093N$$

Para muros con relacion de aspecto  $hw/lw < 1$  se utilizara como limite mayor a la resistencia factorada de corte en el plano del muro la ecuacion:

$$Vr = 0.4\phi_m \sqrt{f'm} b_w (dv) (\gamma_g) \left(2 - \frac{hw}{lw}\right)$$

Mientras que para una relacion de aspecto  $hw/lw > 1$  se utilizara la ecuación:

Por lo tanto:

$$vr = 0.4(0.6)(\sqrt{5Mpa})(200mm)(6400mm)(1)(2 - 0.875)$$

$$vr = 772785.093N$$

Verificando el limite maximo de cortante en el plano del muro:

$$Vn \geq Vr; 754.58 kN \geq 772.785 kN$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es menor Se deduce que Cumple Con este requerimiento.

Donde concluimos que:	$Vn$	$\geq$	$Vu$	Cumple
	754.58 kN	$\geq$	750.00 kN	

Revisión de la capacidad de resistencia a cortante por deslizamiento del muro.

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto

$$dbv = \#4$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Av = 126.67687mm^2$$

Calculo resistencia nominal a tension proporcionada por el acero de refuerzo

$\mu$  is the coefficient of friction

= 1.0 for a masonry-to-masonry or masonry-to-roughened concrete sliding plane

= 0.7 for a masonry-to-smooth concrete or bare steel sliding plane

= other (where flashings reduce friction that resists sliding shear, a reduced coefficient of friction accounting for the flashing material properties should be used)

$$\mu = 1.00$$

$$T_y = 0.85(A_v)(f_y)$$

$$T_y = 0.85 \left( 126.67687 \text{mm}^2 \left( \frac{8000 \text{mm}}{200 \text{mm}} \right) \right) (400 \text{Mpa})$$

$$T_y = 1722805.43 \text{N}$$

Carga axial a compresion actuante en la mamposteria

$$P_d = 0.9(390 \text{kN}) \frac{1000 \text{N}}{1 \text{kN}}$$

$$P_d = 351000 \text{N}$$

Fuerza de compresion actuante normal al plano de deslizamiento

$$C = (P_d) + (T_y)$$

$$C = (351000 \text{N}) + (1722805.43 \text{N})$$

$$C = 2073805.43 \text{N}$$

Calculo de la resistencia a corte por deslizamiento en el plano del muro

$$V_r = 0.6(\mu)C$$

$$V_r = 0.6(1)(2073805.43 \text{N})$$

$$V_r = 1244283.26 \text{N}$$

La fuerza cortante correspondiente al momento de volteo es igual a:

$$V_{rb} = \frac{Mr}{(hw)}$$

$$V_{rb} = \frac{4016060213.377 \text{N} \cdot \text{mm}}{(7000 \text{mm})1000 \text{N}/1 \text{kN}}$$

$$V_{rb} = 827.14 \text{kN}$$

La fuerza cortante correspondiente al cortante basal casi elastico es igual a:

$$V_{fe} = \frac{(V_u)(R_d)(R_o)}{1.3}$$

$$V_{fe} = \frac{(750kN)(1.5)(1.5)}{1.3}$$

$$V_{fe} = 1298.08kN$$

Donde el menor es :

$$V_{rd} = 827.14kN$$

$$V_{rd} < V_r; 827.14 kN < 1244.28 kN$$

El cortante por deslizamiento en el plano del muro es mayor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Revisión de la capacidad a flexo-compresión en el plano del muro.

Muros portantes incluidos muros de corte deben estar reforzados horizontal y verticalmente con acero teniendo un area minima de:

$$A_{s_{min}} = 0.002A_g; A_{s_{min}} = 0.002(1600000 mm^2)$$

$$A_{s_{min}} = 3200mm^2$$

El refuerzo vertical minimo debe tener un area mayor o igual a:

$$A_{sv_{min}} = \frac{1}{3}A_{s_{min}}; A_{sv_{min}} = \frac{1}{3}(3200 mm^2)$$

$$A_{sv_{min}} = 1066.666667mm^2$$

Calculo del area total de acero de refuerzo longitudinal total del muro

$$A_{vt} = \frac{8000mm}{200mm}(126.67687mm^2)$$

$$A_{vt} = 5067.0748mm^2$$

Calculo del area total de acero de refuerzo total del muro (Acero ref. Vertical. +Acero ref. horizontal)

$$A_v = (5067.0748mm^2) + (71.256mm^2) \left( \frac{7000mm}{220mm} \right)$$

$$A_v = 7334.3 mm^2$$

Ya que:  $A_v = 7334.3 mm^2 \geq 3200.00 mm^2$

$$A_v = 2850.23 mm^2 \geq 1066.67 mm^2$$

Por lo tanto: Cumple



Separacion la cual no debe ser mayor de:

$$S_{max} = 1260mm$$

La cual tampoco debe ser mayor de 1200 mm

Ya que:  $S_v = 200.00 \text{ mm} < 1200.00 \text{ mm}$

$$S_v = 200.00 \text{ mm} < 1260.00 \text{ mm}$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo de la capacidad a compresión axial.

$$r = \sqrt{\frac{988650000 \text{ mm}^4}{1600000 \text{ mm}^2}}$$

$$r = 24.858 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{r} = \frac{7000 \text{ mm}}{24.858 \text{ mm}}; \frac{h}{r} = 281.6 > 99$$

Por lo tanto, se utilizará la ecuación:

$$P_n = ((0.85)\phi_m(f'm)(A_n - A_s) + \phi_s(A_v t) f_y) \left(\frac{70r}{h}\right)^2$$

$$P_n = ((0.85)(0.6)(5 \text{ MPa})(1600000 \text{ mm}^2 - 5067.075 \text{ mm}^2) + 0.85(5067.075 \text{ mm}^2)400 \text{ MPa}) \left(\frac{70(24.858 \text{ mm})}{7000 \text{ mm}}\right)^2$$

$$P_n = 357760.575 \text{ N} > 350000 \text{ N}$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo del momento resistente en el plano del muro

$$\alpha^1 = 0.85; \beta^1 = 0.8$$

$$\omega = \frac{0.85(f_y)(A_v t)}{0.6(f'm)(L_w)(t)}$$

$$\omega = \frac{0.85(400 \text{ Mpa})(5067.0748 \text{ mm}^2)}{0.6(5 \text{ Mpa})(8000 \text{ mm})(200 \text{ mm})}$$

$$\omega = 0.359$$

$$\alpha = \frac{(P_u)}{0.6(f'm)(L_w)(t)}$$

$$\alpha = \frac{(390kN) \frac{1000N}{1kN}}{0.6(5Mpa)(8000mm)(200mm)}$$

$$\alpha = 0.08125$$

$$c = \left( \frac{\omega + \alpha}{(2(\omega)) + ((\beta_1)(\alpha_1))} \right) (Lw)$$

$$c = \left( \frac{(0.359) + (0.08125)}{(2(0.359)) + ((0.8)(0.85))} \right) (8000mm)$$

$$c = 2519.139mm$$

$$Mr = 0.5(0.85)(fy)(Avt)(Lw) \left( 1 + \frac{(Pu)}{0.85(fy)(Avt)} \right) \left( 1 - \left( \frac{c}{Lw} \right) \right)$$

$$Mr = 0.5(0.85)(400Mpa)(2850.23mm^2)(8000mm) \left( 1 + \frac{(390kN) \frac{1000N}{1kN}}{0.85(400Mpa)(2850.23mm^2)} \right) \left( 1 - \frac{3783.568mm}{8000mm} \right)$$

$$Mr = 5837814691.258N \cdot mm$$

Donde concluimos que:  $Mr \geq Mu$  Cumple

$$5789996.27 kN - mm \geq 4725000.00 kN - mm$$

## 5. CALCULO DE LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y VERTICALES DE UN MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA DE DUCTILIDAD INTERMEDIA.

Determine la resistencia a cortante, compresión y flexo compresión en el plano de muro de mampostería reforzada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 190 mm x 200 mm x 400 mm los cuales tendrán una resistencia mínima de 10 MPa (2000psi) además estos estarán completamente rellenos de grout, ya que la estructura se encuentra en la zona C de amenaza sísmica del reglamento nacional de la construcción y acero de refuerzo A615 Gr. 60 ( $f_y=400$  MPa), el muro tiene una altura de 7.0 m y una longitud de 8.00 m.

### DATOS INICIALES.

#### CARGAS DE DISEÑO

Momento actuante en el plano del muro.

$$Mu = 4158000kN - mm$$

Fuerza cortante actuante en el plano del muro.

$$Vu = 630kN$$

Fuerza axial actuante en la sección transversal.

$$Pu = 425kN$$

#### DIMENSIONES.

Distancia longitudinal horizontal del muro.

$$Lw = 8000mm$$

Distancia vertical del muro.

$$hw = 6600mm$$

Separacion entre el refuerzo vertical.

$$Sv = 727.27mm$$

Separacion entre el refuerzo horizontal.

$$Sh = 1200mm$$

#### PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Esfuerzo caracteristico a compresion de la mamposteria.

$$f'm = 6Mpa$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$$fy = 400Mpa$$

Espesor del muro de mamposteria

$$t = 190mm$$

Longitud de diseño del muro

$$L_d = 8000\text{mm}$$

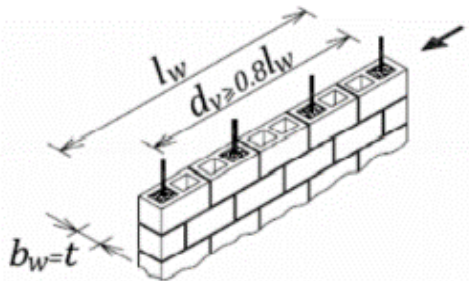
Relacion de longitud muro/Bloque

$$rl = 20$$

Cantidad de celdas rellenas de grout

$$rg = 11.00$$

Calculo de la longitud efectiva del muro



$$dv = 0.8(Lw)$$

$$dv = 0.8(8000\text{mm})$$

$$dv = 6400\text{mm}$$

Calculo de la relación entre el claro de corte y el momento actuante en el muro  $M/Vdv$

$$\frac{Mu}{Vdv} = \frac{4158000.0\text{kN} - \text{mm}}{(630.0\text{kN})(6400.0\text{mm})}; \frac{Mu}{Vdv} = 1.031$$

Por lo tanto:

$$\frac{Mu}{Vdv} = 1.000$$

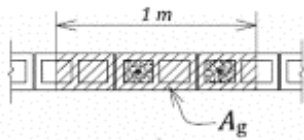
Esfuerzo resistente a corte de la mamposteria.

$$v_m = 0.16 \left( 2 - \frac{Mf}{Vf(dv)} \right) \sqrt{f'm}$$

$$vm = 0.16(2 - 1)\sqrt{6\text{Mpa}}$$

$$vm = 0.392\text{Mpa}$$

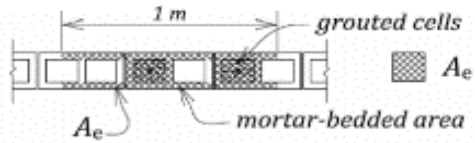
Calculo del área gruesa



$$A_g = L_d \cdot t; A_g = (8000 \text{ mm}) \cdot (190 \text{ mm})$$

$$A_g = 1520000 \text{ mm}^2$$

Calculo del area efectiva



$$A_e = t_{eq}(Lw); A_e = (190 \text{ mm})(8000 \text{ mm})$$

$$A_e = 1520000 \text{ mm}^2$$

Efectos del grout.

El factor  $Y_g$  sera igual a 1.0 para muros de mamposteria llenos completamente de grout.

El factor  $Y_g$  sera igual a  $A_e/A_g$  pero debe ser  $Y_g \leq 0.5$  para muros de mamposteria parcialmente rellenos

$$Y_g = 1$$

Revision de la relacion altura-espesor

$$\frac{h}{t + 10} < 20$$

$$33 \geq 20 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto: Se debe verificar la estabilidad fuera del plano del muro

Esfuerzo de compresion actuante en el muro.

$$f_c = Pf/lw(t) \leq 0.1f'_m$$

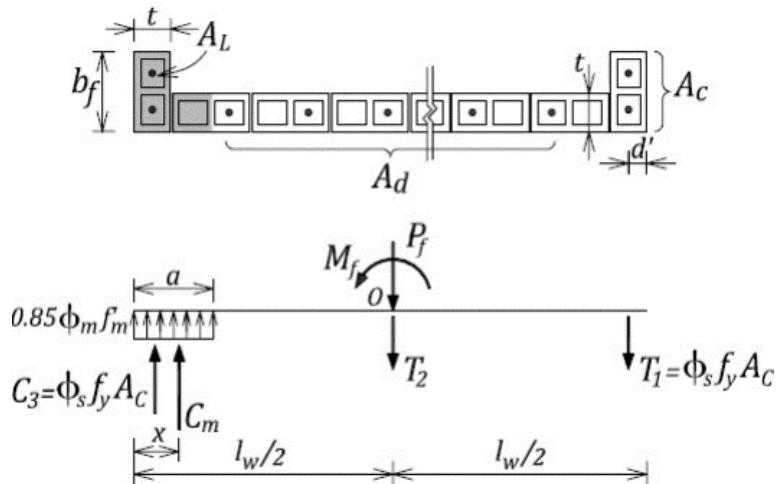
$$f_c = \frac{(425 \text{ kN}) \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}}}{(8000 \text{ mm})(190 \text{ mm})}$$

$$f_c = 0.28 \text{ MPa} \leq 0.1(6 \text{ MPa})$$

$$0.28 \text{ MPa} \leq 0.6 \text{ MPa}$$

Se concluye: Es un muro ligeramente cargado

Se consideran elementos de borde para proveer al muro de estabilidad fuera de su eje.



Profundidad efectiva del elemento de borde a compresión

$$bfc = 390mm$$

Profundidad efectiva del elemento de borde a tensión

$$bft = 390mm$$

Espesor del elemento de borde a compresión

$$tc = 190mm$$

Espesor del elemento de borde a tensión

$$tt = 190mm$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el elemento de borde a compresion

$$dvc = 5$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avc = 197.932609mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el elemento de borde a tension

$$dvt = 5$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avt = 197.932609mm^2$$

Numero de refuerzo para el elemento de borde a compresion.

$$n = 2$$

Numero de refuerzo para el elemento de borde a tension.

$$n = 2$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a compresion

$$Avct = 395.865218mm^2$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a tensión

$$Avtt = 395.865218mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$dbv = 6$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avd = 285.022957mm^2$$

Area total del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$Avtt = 2343.52209mm^2$$

Distancia desde el borde del muro hasta el centroide del refuerzo concentrado

$$d' = 100mm$$

Area de la zona en compresion

$$Al = \frac{Pf + \phi_s f_y (Ad)}{0.85 \phi_s f'_m}$$

$$Al = \frac{((425kN)1000N/1kN) + 0.85(400Mpa)(1266.769mm^2)}{0.85(0.6)(6Mpa)}$$

$$Al = 279640.966mm^2$$

La profundidad de la zona en compresion es:

$$a = \frac{Al - bf(t) + t^2}{t}$$

$$a = \frac{(279640.966mm^2) - ((390mm) * (380mm)) + ((380mm)^2)}{380mm}$$

$$a = 725.897mm$$

La distancia desde la fibra maxima comprimida hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{0.8}$$

$$c = \frac{725.897mm}{0.8}$$

$$c = 907.372mm$$

Centroide de la zona en compresion del mamposteria

$$x = \frac{t \left( \frac{a^2}{2} \right) + (bf - t) \frac{t^2}{2}}{Al}$$

$$x = \frac{\left( (380mm) \left( \frac{(725.897mm)^2}{2} \right) \right) + \left( ((390mm) - (380mm)) \frac{(380mm)^2}{2} \right)}{(279640.966mm^2)}$$

$$x = 360.598mm$$

Momento de inercia bruto para el elemento de borde

$$I_{xg} = \frac{(tc)(bfc)^3}{12}$$

$$I_{xg} = \frac{(380mm)(390mm)^3}{12}$$

$$I_{xg} = 1878435000mm^4$$

La resistencia al pandeo para la zona en compresion sera igual a:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \varphi_{cr} E_m(I)}{(1 + 0.5\beta_d)(kh)^2}$$

$$P_{cr} = \left( \frac{(\pi^2)(0.75)850(6Mpa)(1878435000mm^4)}{(1 + 0.5(0))(1(6600mm))^2} \right)$$

$$P_{cr} = 1627944.09N$$

Calculo de la fuerza de compresion resultante

$$C_m = (0.85\varphi_m f'_m)Al$$

$$C_m = 0.85(0.6)(6Mpa)(279640.966mm^2)$$



$$C_m = 855701.357N$$

$$P_{fb} = C_m + \varphi_s f_y A_c$$

$$P_{fb} = (855701.357N) + (0.85(400Mpa)(506.707mm^2))$$

$$P_{fb} = 1027981.9N$$

Donde:  $P_{fb} \leq P_{cr}$  Por lo tanto: Cumple

$$1027.98 \text{ kN} \leq 1627.94 \text{ kN}$$

Revision de la capacidad a flexo-compresion en el plano del muro.

Muros portantes incluidos muros de corte deben estar reforzados horizontal y verticalmente con acero teniendo un area total minima de:

$$A_{s_{total\ min}} = 0.002A_g; A_{s_{total\ min}} = 0.002(1520000mm^2)$$

$$A_{s_{total\ min}} = 3040mm^2$$

El refuerzo vertical o horizontal minimo debe tener un area mayor o igual a:

$$A_{sv_{min}} = 0.00067A_g; A_{sv_{min}} = 0.00067(1520000mm^2)$$

$$A_{sv_{min}} = 1018.4mm^2$$

Separacion la cual no debe ser mayor de:

$$S_{max} = 6(t + 10); S_{max} = 6((190mm) + 10)$$

$$S_{max} = 1200mm$$

La cual tampoco debe ser mayor de 1200 mm

$$\text{Ya que: } S_v = 727.27 \text{ mm} < 1200.00 \text{ mm}$$

$$S_v = 727.27 \text{ mm} < 1200.00 \text{ mm}$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo del area total de acero de refuerzo vertical del muro

$$A_{vt} = (A_{vtt}) + (A_{vct}) + (A_{vtt})$$

$$A_{vt} = (1266.769mm^2) + (506.707mm^2) + (506.707mm^2)$$

$$A_{vt} = 4655.37 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ya que: } A_t = 4655.37 \text{ mm}^2 \geq 3040.00 \text{ mm}^2$$

$$A_t = (A_{vt}) + (A_{ht})$$

$$A_t = (2280.184mm^2) + (2375.191mm^2)$$

$$A_{vt} = (2280.184mm^2)$$

$$A_{vt} = 2280.18 \text{ mm}^2 \geq 1018.40 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo del momento resistente en el plano del muro

$$M_r = C_m \left( \frac{L_w}{2} - x \right) + 2\phi_s f_y A_c \left( \frac{L_w}{2} - d' \right)$$

$$M_r = (855701.357 \text{ N}) \left( \frac{8000 \text{ mm}}{2} - 360.598 \text{ mm} \right) + 2(0.85)(400 \text{ Mpa})(506.707 \text{ mm}^2) \left( \frac{8000 \text{ mm}}{2} - 100 \text{ mm} \right)$$

$$M_r = 4458029066.412 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Donde concluimos que:  $M_r \geq M_u$  Cumple

$$4458029.07 \text{ kN} \cdot \text{mm} \geq 4158000.00 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Calculo de la resistencia a corte en el plano del muro

La capacidad a corte en muros de mamposteria con ductilidad moderada debe exceder el cortante correspondiente a la resistencia a momento factorada.

$$V_{rb} = \frac{M_r}{h_w}$$

$$V_{rb} = \frac{4458029066.412 \text{ N} \cdot \text{mm}}{6600 \text{ mm}}$$

$$V_{rb} = 675458.949 \text{ N}$$

El cortante basal debe ser "casi elástico" para el muro

$$V_{fe} = \frac{V_f(R_d)(R_o)}{1.3}$$

$$V_{fe} = (630 \text{ kN}) \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} (2) \frac{1.5}{1.3}$$

$$V_{fe} = 1453846.154 \text{ N}$$

El menor de estos dos valores debe ser utilizado por lo tanto:

$$V_{rd} = 675458.949 \text{ N}$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por la mamposteria.

$$V_m = \phi_m (v_m \cdot t \cdot d_v + 0.25 P_d) \cdot \gamma_g$$

$$V_m = 0.6 \left( (0.392 \text{ Mpa})(190 \text{ mm})(6400 \text{ mm}) + 0.25(0.9)(425 \text{ kN}) \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \right) (1)$$

$$V_m = 343318.635 \text{ N}$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por el acero de refuerzo horizontal.

Diámetro del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$dbh = 5$$

Área del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$A_h = 197.932609mm^2$$

Numero de varillas de refuerzo horizontal para la viga de borde

$$N = 2$$

Calculo del area total de acero de refuerzo horizontal del muro

$$A_{ht} = 2375.191308mm^2$$

$$V_s = 0.6\phi_s A_h f_y \left( \frac{dv}{sh} \right)$$

$$V_s = 0.6(0.85)(197.933mm^2)(2)(400MPa) \left( \frac{6400mm}{1200mm} \right)$$

$$V_s = 430701.357N$$

Resistencia total a corte en el plano del muro.

$$V_n = (V_s) + (V_m)$$

$$V_n = (430701.357N) + (343318.635N)$$

$$V_n = 774019.992N$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{6600mm}{8000mm}$$

$$\text{Tenemos que: } hw/lw = 0.82505 \leq hw/lw \leq 1.0$$

Donde  $hw/lw$  no puede ser mayor de 1.0 ni de 0.5

Para muros con relacion de aspecto  $hw/lw < 1$  se utilizara como limite mayor a la resistencia factorada de corte en el plano del muro la ecuacion:

$$Vr = 0.4\phi_m\sqrt{f'm} b_w(dv)(\gamma_g)\left(2 - \frac{hw}{lw}\right)$$

$$vr = \left(0.4(0.6)\sqrt{6Mpa}(190mm)(6400mm)(1)(2 - 0.825)\right)$$

$$vr = 839959.427N$$

Verificando el limite maximo de cortante en el plano del muro:

$$Vn < Vr; 774.02 \text{ kN} < 839.96 \text{ kN}$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es menor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Verificando el limite minimo de cortante en el plano del muro: correspondiente a muros de corte de mamposteria de ductilidad intermedia

$$Vn \geq Vrd; 774.02 \text{ kN} \geq 675.46 \text{ kN}$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es mayor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Donde concluimos que:  $Vn \geq Vu$  Cumple

$$774.02 \text{ kN} \geq 630.00 \text{ kN}$$

Revision de la capacidad de resistencia a cortante por deslizamineto del muro.

$\mu$  is the coefficient of friction  
 = 1.0 for a masonry-to-masonry or masonry-to-roughened concrete sliding plane  
 = 0.7 for a masonry-to-smooth concrete or bare steel sliding plane  
 = other (where flashings reduce friction that resists sliding shear, a reduced coefficient of friction accounting for the flashing material properties should be used)

$$\mu = 1$$

Calculo resistencia nominal a tension proporcionada por el acero de refuerzo

$$Ty = \phi_s As(fy)$$

$$Ty = 0.85((1266.769mm^2) + (506.707mm^2) + (506.707mm^2))(400Mpa)$$

$$Ty = 775262.443N$$

Carga axial a compresion actuante en la mampostería

$$Pd = 0.9Pf$$

$$Pd = 0.9(425kN)\frac{1000N}{1kN}$$

$$Pd = 382500N$$

Fuerza de compresion actuante normal al plano de deslizamiento

$$C = Pd + Ty$$

$$C = (382500N) + (775262.443N)$$

$$C = 1157762.443N$$

Calculo de la resistencia a corte por deslizamiento en el plano del muro

$$Vr = \phi_m \mu C$$

$$Vr = 0.6(1)(1157762.443N)$$

$$Vr = 694657.466N$$

La fuerza cortante correspondiente al momento de volteo es igual a:

$$Vrb = \frac{Mr}{hw}$$

$$Vrb = \frac{4458029066.412N \cdot mm}{6600mm}$$

$$Vrb = 675458.949N$$

La fuerza cortante correspondiente al cortante basal casi elastico es igual a:

$$Vfe = \frac{(630kN)1000(2)(1.5)}{1.3}$$

$$Vfe = 1453846.154kN$$

Donde el menor es :

$$Vrd = MIN((1453846.154kN), (675458.949N))$$

$$Vrd = 675458.949kN$$

$$Vrd < Vr; 675.46 kN < 694.66 kN$$

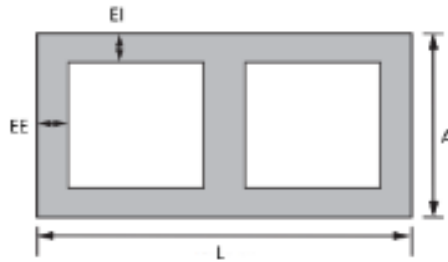
El cortante por deslizamiento en el plano del muro es mayor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

## 6. CALCULO DE LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y VERTICALES DE UN MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA DE DUCTILIDAD INTERMEDIA.

Determine la resistencia a cortante, compresión y flexo compresión en el plano de muro de mampostería reforzada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 300 mm x 200 mm x 400 mm los cuales tendrán una resistencia mínima de 10 MPa (2000psi) empleando un mortero tipo S además estos estarán completamente rellenos de grout, ya que la estructura se encuentra en la zona C de amenaza sísmica del reglamento nacional de la construcción y acero de refuerzo A615 Gr. 60 ( $f_y=400$  MPa), el muro tiene una altura de 7.0 m y una longitud de 8.00 m.

<b>DIMENSIONES DE FABRICACION AxHxL</b>	300x190x390
---	-------------

EE =	40
EI =	30
A=	300
H=	190
L=	390



## DATOS INICIALES.

### CARGAS DE DISEÑO

Momento actuante en el plano del muro.

$$M_u = 7200000 \text{ kN} - \text{mm}$$

Fuerza cortante actuante en el plano del muro.

$$V_u = 600 \text{ kN}$$

Fuerza axial actuante en la sección transversal.

$$P_u = 940 \text{ kN}$$

### DIMENSIONES.

Distancia longitudinal horizontal del muro.

$$L_w = 8000 \text{ mm}$$

Distancia vertical del muro.

$$h_w = 12000 \text{ mm}$$

Separacion entre el refuerzo vertical.

$$S_v = 600mm$$

Separacion entre el refuerzo horizontal.

$$S_h = 600mm$$

## PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Esfuerzo caracteristico a compresion de la mamposteria.

$$f'_m = 5Mpa$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$$f_y = 400Mpa$$

Espesor del muro de mamposteria

$$t = 300mm$$

## REVISIONES.

Longitud de diseño del muro

$$L_d = 8000mm$$

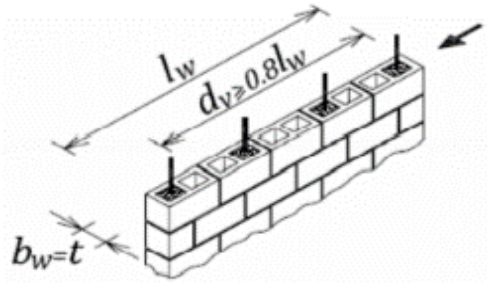
Relacion de longitud muro/Bloque

$$r_l = 20$$

Cantidad de celdas rellenas de grout

$$r_g = 13$$

Calculo de la longitud efectiva del muro



$$d_v = 0.8(L_w)$$

$$d_v = 0.8(8000\text{mm})$$

$$d_v = 6400\text{mm}$$

Calculo de la relacion entre el claro de corte y el momento actuante en el muro  $M/Vd_v$

$$\frac{M_u}{Vd_v} = \frac{7200000\text{kN} - \text{mm}}{(600\text{kN})(6400\text{mm})}$$

$$\frac{M_u}{Vd_v} = 1.875 > 1; \frac{M_u}{Vd_v} = 1$$

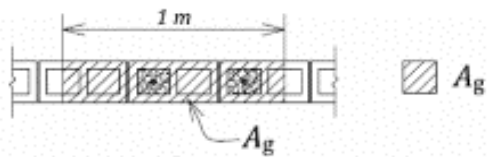
Esfuerzo resistente a corte de la mamposteria.

$$v_m = 0.16 \left( 2 - \frac{Mf}{Vf(dv)} \right) \sqrt{f'm}$$

$$v_m = 0.16(2 - 1)\sqrt{5\text{Mpa}}$$

$$v_m = 0.358\text{Mpa}$$

Calculo del área gruesa



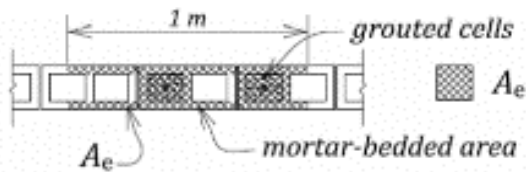
$$A_g = (Ld)(t)$$

$$A_g = (8000\text{mm})(300\text{mm})$$

$$A_g = 2400000\text{mm}^2$$

Calculo del area efectiva





$$A_e = (Ld)(t)$$

$$A_e = (8000\text{mm})(300\text{mm})$$

$$A_e = 2400000\text{mm}^2$$

Efectos del grout.

El factor  $Y_g$  sera igual a 1.0 para muros de mamposteria llenos completamente de grout.

El factor  $Y_g$  sera igual a  $A_e/A_g$  pero debe ser  $Y_g \leq 0.5$  para muros de mamposteria parcialmente rellenos

$$Y_g = 1$$

Revision de la relacion altura-espesor

Altura mayor de piso sin soportar

$$h = 6500\text{mm}$$

Limite para la zona de compresion en muros de corte de moderada ductilidad

$$\frac{h}{t + 10} < 20; \frac{6500\text{mm}}{300\text{mm} + 10} < 20$$

$$20.9677419 \geq 20 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto: Se debe verificar la estabilidad fuera del plano del muro

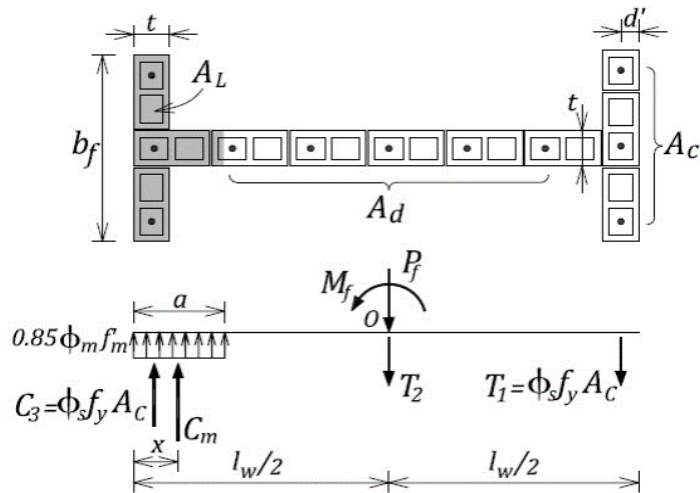
Esfuerzo de compresion actuante en el muro.

$$f_c = \frac{Pf}{lw(t)} \leq 0.1f'm; f_c = \frac{Pf}{lw(t)} \leq 0.1f'm$$

$$0.392\text{MPa} \leq 0.5\text{MPa}$$

Se concluye: Es un muro ligeramente cargado

Se consideran elementos de borde para proveer al muro de estabilidad fuera de su eje.



Profundidad efectiva del elemento de borde a compresión

$$bfc = 1100mm$$

Profundidad efectiva del elemento de borde a tensión

$$bft = 1100mm$$

Espesor del elemento de borde a compresión

$$tc = 300mm$$

Espesor del elemento de borde a tensión

$$tt = 300mm$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el elemento de borde a compresion

$$dvc = \#5$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avc = 197.932609mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el elemento de borde a tensión

$$dvt = \#5$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avt = 197.932609mm^2$$

Numero de refuerzo para el elemento de borde a compresion.

$$n = 5$$

Numero de refuerzo para el elemento de borde a tension.

$$n = 5$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a compresion

$$Avct = 989.663045mm^2$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a tensión

$$Avtt = 989.663045mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$dbv = \#3$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avd = 71.2557392mm^2$$

Area total del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$Avtt = 926.32461mm^2$$

Distancia desde el borde del muro hasta el centroide del refuerzo concentrado

$$d' = 150mm$$

Area de la zona en compresion

$$Al = \frac{Pf + \phi_s f_y (Ad)}{0.85 \phi_s f'_m}$$

$$Al = \frac{(940kN) \left( \frac{1000N}{1kN} \right) + 0.85(400Mpa)(926.325mm^2)}{0.85(0.6)(5Mpa)}$$

$$Al = 492137.399mm^2$$

La profundidad de la zona en compresion es:

$$a = \frac{Al - bf(t) + t^2}{t}$$

$$a = \frac{(492137.399mm^2) - ((1100mm)(300mm)) + ((300mm)^2)}{300mm}$$

$$a = 840.458mm$$

La distancia desde la fibra maxima comprimida hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{0.8}$$

$$c = \frac{840.458mm}{0.8}$$

$$c = 1050.572mm$$

Centroide de la zona en compresion del mamposteria

$$x = \frac{t \left( \frac{a^2}{2} \right) + (bf - t) \frac{t^2}{2}}{Al}$$

$$x = \frac{\left( (300mm) \frac{(840.458mm)^2}{2} \right) + \left( (1100mm - 300mm) \frac{(300mm)^2}{2} \right)}{(492137.399mm^2)}$$

$$x = 288.447mm$$

Momento de inercia bruto para el elemento de borde

$$I_{xg} = \frac{(tc)(bfc)^3}{12}$$

$$I_{xg} = \frac{(300mm)(1100mm)^3}{12}$$

$$I_{xg} = 33275000000mm^4$$

La resistencia al pandeo para la zona en compresion sera igual a:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \varphi_{cr} E_m(I)}{(1 + 0.5\beta_d)(kh)^2}$$

$$P_{cr} = \left( \frac{\pi^2 (0.75)(850)(5Mpa)(33275000000mm^4)}{(1 + 0.5 * 0)(1(6500mm))^2} \right)$$

$$P_{cr} = 24776576.048N$$

Calculo de la fuerza de compresion resultante

$$C_m = (0.85\varphi_m f'_m)Al$$

$$C_m = 0.85(0.6)(5\text{Mpa})(492137.399\text{mm}^2)$$

$$C_m = 1254950.367\text{N}$$

$$P_{fb} = C_m + \varphi_s f_y A_c$$

$$P_{fb} = (1254950.367\text{N}) + 0.85(400\text{Mpa})(989.663\text{mm}^2)$$

$$P_{fb} = 1591435.803\text{N}$$

Donde:  $P_{fb} \leq P_{cr}$  Por lo tanto: Cumple

$$1591.44\text{ kN} \leq 24776.58\text{ kN}$$

Verificando que  $c \leq 3b_w$  condicion requerida para muros de intermedia o especial ductilidad con elementos de borde

$$c' = 3t; c' = 3(300\text{mm})$$

$$c' = 900\text{mm}$$

Se define  $3t$  como la distancia desde la cara interna del elemento de borde hasta el punto de cero deformacion, asi que:

$$c = c' + t; c = 900\text{ mm} + 300\text{mm}$$

$$c = 1200\text{mm}$$

Donde:

$$1050.57\text{ mm} \leq 1200.00\text{ mm}$$
 Por lo tanto: Cumple

Revision de la capacidad a flexo-compresion en el plano del muro.

Muros portantes incluidos muros de corte deben estar reforzados horizontal y verticalmente con acero teniendo un area total minima de:

$$A_{s_{total\ min}} = 0.002A_g; A_{s_{total\ min}} = 0.002(2400000\text{mm}^2)$$

$$A_{s_{total\ min}} = 4800\text{mm}^2$$

El refuerzo vertical o horizontal minimo debe tener un area mayor o igual a:

$$A_{sv_{min}} = 0.00067A_g; A_{sv_{min}} = 0.00067(2400000\text{mm}^2)$$

$$A_{sv_{min}} = 1608\text{mm}^2$$

Separacion la cual no debe ser mayor de:

$$S_{max} = 6(300\text{mm} + 10)$$

$$S_{max} = 1860mm$$

La cual tampoco debe ser mayor de 1200 mm

Ya que:  $S_v = 600.00 \text{ mm} < 1200.00 \text{ mm}$

$$S_v = 600.00 \text{ mm} < 1860.00 \text{ mm}$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo del area total de acero de refuerzo vertical del muro

$$A_{vt} = (A_{vtt}) + (A_{vct}) + (A_{vtt})$$

$$A_{vt} = ((926.325mm^2) + (989.663mm^2) + (989.663mm^2))$$

$$A_{vt} = 2905.651mm^2$$

$$A_t = (A_{vt}) + (A_{ht})$$

$$A_t = (2905.651mm^2) + (5700.459mm^2)$$

Ya que:  $A_t = 8606.11 \text{ mm}^2 \geq 4800.00 \text{ mm}^2$

$$A_{vt} = 2905.65 \text{ mm}^2 \geq 1608.00 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto: Cumple

Calculo del momento resistente en el plano del muro con elementos de borde

$$M_r = C_m \left( \frac{L_w}{2} - x \right) + 2\phi_s f_y A_c \left( \frac{L_w}{2} - d' \right)$$

$$M_r = (1254950.367N) \left( \frac{8000mm}{2} - 288.447mm \right) + 2(0.85)(400Mpa)(989.663mm^2) \left( \frac{8000mm}{2} - 150mm \right)$$

$$M_r = 7248752933.096N \cdot mm$$

Donde concluimos que:  $M_r \geq M_u$  Cumple

$$7248752.93 \text{ kN} - \text{mm} \geq 7200000.00 \text{ kN} - \text{mm}$$

Calculo del momento resistente en el plano del muro con elementos de borde con factor de reducción de resistencia iguales uno.

$$M_r = C_m \left( \frac{L_w}{2} - x \right) + 2\phi_s f_y A_c \left( \frac{L_w}{2} - d' \right)$$

$$M_n = \left( 0.85(1)(5Mpa)(492137.399mm^2) \left( \frac{8000mm}{2} - 288.447mm \right) \right) + \left( 2(1)(400Mpa)(989.663mm^2) \left( \frac{8000mm}{2} - 150mm \right) \right)$$

$$M_n = 10811187313.933N \cdot mm$$

Revision de la ductilidad del muro

Relacion entre la distancia desde la fibra maxima comprimida al eje neutro y la longitud del muro

$$\frac{c}{l_w} \leq 0.15 \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \geq 5; \frac{1050.5725 \text{ mm}}{8000\text{mm}} \leq 0.15 \text{ cuando } \frac{12000}{8000} \geq 5$$

Ya que  $c/l_w$  es:  $0.13 \geq 0.15$  Cumple

Sin embargo ya que  $H_w/l_w$  es mayor que 5 el limite no aplica y se tendra que realizar un chequeo de la ductilidad detallado.

La demanda de rotacion depende el desplazamiento lateral elastico en la cima del muro

$$\Delta f_1 = 15\text{mm}$$

El factor de sobrerresistencia debe ser al menos igual a 1.3 y puede ser igual a:

$$\gamma_w = \frac{M_n}{M_f}; \gamma_w = \frac{10811187313.933 \text{ N} - \text{mm}}{7200000 \text{ kN} - \text{mm} \left( \frac{1000\text{N}}{1\text{kN}} \right)}$$

$$\gamma_w = 1.502 \geq 1.3$$

Por lo tanto:  $\gamma_w = 1.502$

La demanda rotacional minima debe ser igual a 0.003 para muros de moderada ductilidad

$\theta_{min}$  = the minimum inelastic rotational demand, equal to 0.003 for  $R_d = 2.0$  and 0.004 for  $R_d = 3.0$ .

$$\theta_{id} = \frac{\Delta f_1 R_0 R_d - \Delta f_1 \gamma_w}{h_w - \frac{l_w}{2}}$$

$$\theta_{id} = \frac{(15\text{mm})(2)(1.5) - (15\text{mm})(1.502)}{12000\text{mm} - \frac{8000\text{mm}}{2}}$$

$$\theta_{id} = 0.00281$$

Ya que:  $\theta_{id} < \theta_{min}$  Por lo tanto:  $\theta_{id} = 0.003$

$$0.002809587 < 0.003$$

La capacidad puede ser calculada de la siguiente manera:

$$\theta_{ic} = \frac{\epsilon_{mu} l_w}{2c} - 0.002$$

$$\theta_{ic} = \left( \frac{0.0025(8000mm)}{2(1050.572mm)} \right) - 0.002 < 0.025$$

$$\theta_{ic} = 0.00752$$

La cual no debe exceder 0.025

Ya que:  $\theta_{ic} \geq \theta_{id}$  Por lo tanto: Cumple

$$0.00751862 \geq 0.003$$

Calculo de la resistencia a corte en el plano del muro

La fuerza de corte resultante actua a la altura efectiva  $h_e$ .

$$h_e = \frac{M_u}{V_u}$$

$$h_e = \frac{7200000kN - mm}{600kN}$$

$$h_e = 12000mm$$

La capacidad a corte en muros de mamposteria con ductilidad moderada debe exceder el cortante correspondiente a la resistencia a momento factorada

$$V_{nb} = \frac{M_n}{h_e}$$

$$V_{nb} = \frac{10811187313.933N \cdot mm}{12000mm}$$

$$V_{nb} = 900932.276N$$

$$V_{fe} = (600kN) \frac{1000N}{1kN} (2) \frac{1.5}{1.3}$$

$$V_{fe} = 1384615.385N$$

El menor de estos dos valores debe ser utilizado por lo tanto:

$$V_{rd} = \text{MIN}((V_{fe}), (V_{nb}))$$

$$V_{rd} = \text{MIN}((1384615.385N), (900932.276N))$$

$$V_{rd} = 900932.276N$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por la mampostería.

$$V_m = \phi_m (v_m \cdot t \cdot d_v + 0.25Pd) \cdot Y_g$$



$$V_m = 0.6 \left( (0.358 \text{ Mpa})(300 \text{ mm})(6400 \text{ mm}) + 0.25(0.9(940 \text{ kN})) \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \right) (1)$$

$$V_m = 539052.05 \text{ N}$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por el acero de refuerzo horizontal.

Diametro del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$dbh = \#3$$

Area del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$A_h = 71.2557392 \text{ mm}^2$$

Calculo del area total de acero de refuerzo horizontal del muro

$$A_{ht} = 5700.45914 \text{ mm}^2$$

$$V_s = 0.6 \phi_s A_h f_y \left( \frac{dv}{sh} \right)$$

$$V_s = 0.6(0.85)(71.256 \text{ mm}^2)(4)(400 \text{ MPa}) \left( \frac{6400 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} \right)$$

$$V_s = 620209.954 \text{ N}$$

Resistencia total a corte en el plano del muro de moderada ductilidad.

$$V_r = V_s + 0.75 V_m$$

$$V_r = (620209.954 \text{ N}) + 0.75(539052.05 \text{ N})$$

$$V_r = 1024498.992 \text{ N}$$

Donde  $h_w/l_w$  no puede ser mayor de 1.0 ni de 0.5

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{12000 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}}$$

$$\text{Tenemos que: } \frac{h_w}{l_w} = 1.5; 1.0 < h_w/l_w$$

Para muros con relacion de aspecto  $hw/lw < 1$  se utilizara como limite mayor a la resistencia factorada de corte en el plano del muro la ecuacion:

$$Vr = 0.4\phi_m\sqrt{f'_m} b_w(dv)(\gamma_g)\left(2 - \frac{hw}{lw}\right)$$

Mientras que para una relacion de aspecto  $hw/lw > 1$  se utilizara la ecuación:

$$Vr = 0.4\phi_m\sqrt{f'_m} b_w(dv)(\gamma_g)$$

$$Vr_{max} = 0.4(0.6)\sqrt{5Mpa}(300mm)(6400mm)(1)$$

$$Vr_{max} = 1030380.124N$$

Verificando el limite maximo de cortante en el plano del muro:

$$Vr < Vr_{max}; 1024.50 kN < 1030.38 kN$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es menor Se deduce que  
Cumple con este requerimiento.

Verificando el limite minimo de cortante en el plano del muro: correspondiente a muros de corte de mamposteria de ductilidad intermedia

$$Vr \geq Vr_d 1024.50 kN \geq 900.93 kN$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es mayor Se deduce que  
Cumple con este requerimiento.

Donde concluimos que:  $Vr \geq Vu$  Cumple

$$1024.50 kN \geq 600.00 kN$$

Revision de la capacidad de resistencia a cortante por deslizamiento del muro.

$\mu$  is the coefficient of friction  
= 1.0 for a masonry-to-masonry or masonry-to-roughened concrete sliding plane  
= 0.7 for a masonry-to-smooth concrete or bare steel sliding plane  
= other (where flashings reduce friction that resists sliding shear, a reduced coefficient of friction accounting for the flashing material properties should be used)

$$\mu = 1.00$$

Calculo resistencia nominal a tension proporcionada por el acero de refuerzo

$$Ty = \phi_s As(fy)$$

$$Ty = 0.85(926.325mm^2 + 989.663mm^2 + 989.663mm^2)(400Mpa)$$

$$Ty = 987921.238N$$

Carga axial a compresión actuante en la mampostería

$$Pd = 0.9Pf$$

$$Pd = 0.9(940kN) \frac{1000N}{1kN}$$

$$Pd = 846000N$$

Fuerza de compresión actuante normal al plano de deslizamiento

$$C = Pd + Ty$$

$$C = (846000N) + (987921.238N)$$

$$C = 1833921.238N$$

Calculo de la resistencia a corte por deslizamiento en el plano del muro

$$Vr = \phi_m \mu C$$

$$Vr = 0.6(1)1833921.238N$$

$$Vr = 1100352.743N$$

La fuerza cortante correspondiente al momento de volteo es igual a:

$$Vnb = \frac{Mn}{he}$$

$$Vnb = \frac{10811187313.933N \cdot mm}{12000mm}$$

$$Vnb = 900932.276N$$

La fuerza cortante correspondiente al cortante basal casi elastico es igual a:

$$Vfe = \frac{Vf(R_d)(R_o)}{1.3}$$

$$Vfe = \frac{(600kN) \frac{1000N}{1kN} (2)(1.5)}{1.3}$$

$$Vfe = 1384615.385kN$$

Donde el menor es :  $Vrd = 900932.28kN$

$$Vrd < Vr; 900.93 kN < 1100.35 kN$$

El cortante por deslizamiento en el plano del muro es mayor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Resistencia a corte en la interfaz alma-patin del muro.

El esfuerzo de corte factorado en la interfaz alma-patin es igual al mayor esfuerzo horizontal y vertical.

$$v_f = \frac{V_{rd}}{t_e l_w}$$

$$V_f = \frac{900932.276N}{(300mm)(8000mm)}$$

$$V_f = 0.375Mpa$$

$$v_f = \frac{P_{fd}}{b_w h_w}$$

$$V_f = \frac{1591435.803N}{(300mm)(12000mm)}$$

Donde el menor es :  $V_f = 0.38MPa$

$$v_m = 0.16\phi_m\sqrt{f'_m}$$

$$v_m = 0.16(0.6)\sqrt{5Mpa}$$

$$v_m = 0.215Mpa$$

Ya que:  $v_m < V_f$        $0.21 MPa < 0.38 MPa$

se concluye que:      Se requiere refuerzo de corte en la intersección

Aporte del acero a la resistencia de corte en la intersección

$$v_s = \frac{\phi_s A_s (f_y)}{s \cdot (t_e)}$$

$$v_s = 0.85(4)(71.2557mm^2) \frac{400Mpa}{(600mm)(300mm)}$$

$$v_s = 0.538Mpa$$

Resistencia al corte total

$$v_r = v_s + v_m$$

$$v_r = (0.538Mpa) + (0.215Mpa)$$

$$v_r = 0.753Mpa$$

Ya que:  $v_r \geq V_f$       se concluye que: Cumple

$$0.75 \text{ MPa} \geq 0.38 \text{ MPa}$$

Requerimientos de detallado sismico para muros de corte de mamposteria con moderada ductilidad - Zona de la rotula plastica

Para muros de moderada ductilidad la altura de la rotula plastica debe ser el mayor de:

$$h_p = \frac{l_w}{2}; h_p = \frac{8000\text{mm}}{2}$$

$$h_p = 4000\text{mm}$$

$$h_p = \frac{h_w}{6}; h_p = \frac{12000\text{mm}}{6}$$

$$h_p = 2000\text{mm}$$

Asi que:  $h_p = 4000\text{mm}$

No se debe traslapar más de la mitad del área de refuerzo vertical dentro de la región de la rótula plástica

## 7. CALCULO DE LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y VERTICALES DE UN MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA DE DUCTILIDAD ESPECIAL.

Determine la resistencia a cortante, compresión y flexo compresión en el plano de muro de mampostería reforzada, las unidades de mampostería consisten de bloques huecos de concreto con dimensiones nominales de 150 mm x 200 mm x 400 mm los cuales tendrán una resistencia mínima de 10 MPa (2000psi) y se empleara un mortero tipo S además estos estarán completamente rellenos de grout, ya que la estructura se encuentra en la zona C de amenaza sísmica del reglamento nacional de la construcción y acero de refuerzo A615 Gr. 60 ( $f_y=400 \text{ MPa}$ ), el muro tiene una altura de 7.0 m y una longitud de 8.00 m.

### DATOS INICIALES.

#### CARGAS DE DISEÑO

Momento actuante en el plano del muro.

$$M_u = 7544000\text{kN} - \text{mm}$$

Fuerza cortante actuante en el plano del muro.

$$V_u = 615\text{kN}$$

Fuerza axial actuante en la sección transversal.

$$Pu = 550kN$$

#### DIMENSIONES.

Distancia longitudinal horizontal del muro.

$$Lw = 10000 \text{ mm}$$

Distancia vertical del muro.

$$hw = 15000\text{mm}$$

Separacion entre el refuerzo vertical.

$$Sv = 400\text{mm}$$

Separacion entre el refuerzo horizontal.

$$Sh = 600\text{mm}$$

#### PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Esfuerzo caracteristico a compresion de la mamposteria.

$$f'm = 5\text{Mpa}$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$$fy = 400\text{Mpa}$$

Espesor inicial propuesto para el muro de mampostería

$$t = 150\text{mm}$$

#### REVISIONES.

Longitud de diseño del muro

$$Ld = 10000\text{mm}$$

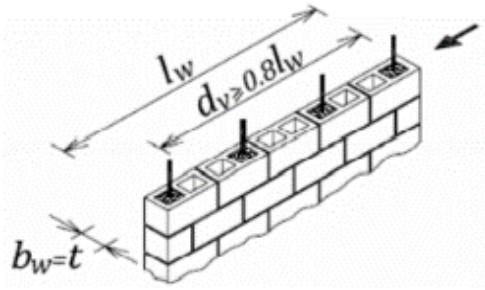
Relacion de longitud muro/Bloque

$$rl = 25$$

Cantidad de celdas rellenas de grout

$$rg = 25.00$$

Calculo de la longitud efectiva del muro



$$d_v = 0.8(L_w)$$

$$d_v = 0.8(10000\text{mm})$$

$$d_v = 8000\text{mm}$$

Calculo de la relación entre el claro de corte y el momento actuante en el muro  $M/Vd_v$

$$0.25 \leq \frac{M_u}{V \cdot d_v} \leq 1.0$$

$$\frac{M_u}{V d_v} = \frac{7544000\text{kN} - \text{mm}}{(615\text{kN})(8000\text{mm})}$$

$$\frac{M_u}{V d_v} = 1.533$$

Por lo tanto:

$$\frac{M_u}{V d_v} = 1.0$$

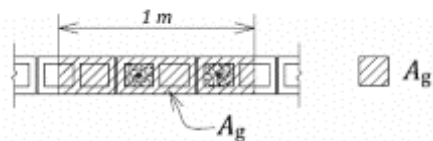
Esfuerzo resistente a corte de la mampostería.

$$v_m = 0.16 \left( 2 - \frac{M_f}{V f(d_v)} \right) \sqrt{f'_m}$$

$$v_m = 0.16(2 - 1) \sqrt{5\text{Mpa}}$$

$$v_m = 0.358\text{Mpa}$$

Calculo del área gruesa

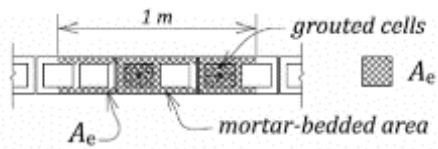


$$A_g = (Ld)(t)$$

$$A_g = (10000\text{mm})(150\text{mm})$$

$$A_g = 1500000\text{mm}^2$$

Calculo del area efectiva



$$A_e = t_{eq}(Lw)$$

$$A_e = (10000mm)(150mm)$$

$$A_e = 1500000mm^2$$

Efectos del grout.

El factor  $Y_g$  será igual a 1.0 para muros de mampostería llenos completamente de grout.

El factor  $Y_g$  será igual a  $A_e/A_g$  pero debe ser  $Y_g \leq 0.5$  para muros de mampostería parcialmente rellenos

$$Y_g = 1$$

Revisión de la relación altura-longitud

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 1.0; \frac{15000mm}{10000mm} \geq 1.0$$

$$1.5 \geq 1 \text{ Cumple}$$

Revisión de la relación altura-espesor

Altura mayor de piso sin soportar

$$h = 3000mm$$

Límite para la zona de compresión en muros de corte de moderada ductilidad

$$\frac{h}{t + 10} < 12$$

$$18.75 \geq 12 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto: El espesor requerido es: 240 mm

Si  $c \leq 4bw$  o  $c \leq 0.3lw$  condición requerida para muros sin elementos de borde de especial ductilidad, entonces gobierna que:  $h/(t + 10) \leq 16$

$$c' = 4t \leq 0.3lw$$

$$4(150mm) \leq 0.3(10000mm)$$

$$c' = 600mm$$

Donde:  $1966.22 \text{ mm} > 600.00 \text{ mm}$  Por lo tanto: No cumple



Espesor de diseño del muro de mampostería.

$$bw = 240mm$$

$$bw = 300mm$$

Determinando la longitud del muro debido a las solicitaciones de cortante

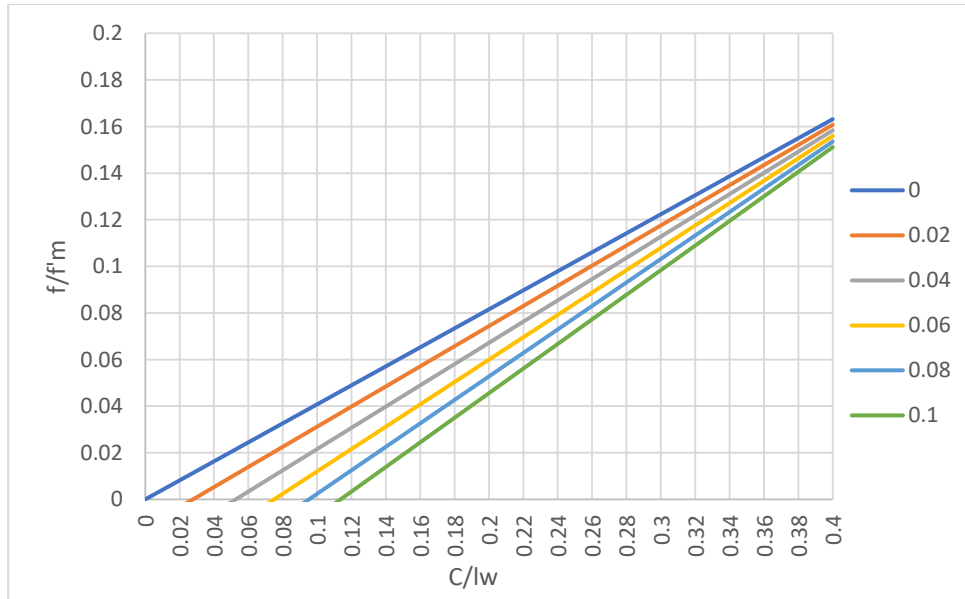
Utilizando la resistencia máxima a corte y las cargas actuantes se determina la longitud del muro.

$$lw > \frac{V_f}{0.4\phi_m\sqrt{f'_m}b_w(0.8\gamma_g)}$$
$$lw = \frac{(615kN)\frac{1000N}{1kN}}{(0.4)(0.6)(\sqrt{5MPa})(300mm)(0.8)(1)}$$
$$lw = 4774.94mm$$

Ya que:  $4774.9mm \leq 10000.00 mm$  Cumple

Esfuerzo de compresion actuante en el muro con respecto a la resistencia caracteristica a compresión.

$$\frac{f}{f'_m} = \frac{Pf}{f'_m \cdot lw(t)}$$
$$\frac{f}{f'_m} = \frac{(950kN)\frac{1000N}{1kN}}{(10000mm)(250mm)(5Mpa)}$$
$$\frac{f}{f'_m} = 0.076$$



A continuación, se calcula  $\omega$  y se utiliza el valor mas cercano multiplo de 0.02

$$\omega = \frac{1.667 \frac{f}{f'm} - \frac{c}{l_w} (\alpha_1 \beta_1)}{\left(2 \frac{c}{l_w} - 1\right)}$$

$$\omega = \frac{(1.667(0.037)) - (0.2)(0.8)(0.85)}{(2)(0.2) - 1}$$

$$\omega = 0.12$$

Determinando la cuantía de refuerzo requerida máxima para que el muro se desempeñe dúctilmente.

$$\rho_v = \frac{\omega \phi_m f'_m}{\phi_s f_y}$$

$$\rho_v = \frac{(0.12)(0.6)(5Mpa)}{0.85(400Mpa)}$$

$$\rho_v = 0.00106$$

El área de acero requerida para que el muro desarrolle ductilidad es:

$$A_{vt} = \rho_v \cdot t \cdot l_w$$

$$A_{vt} = (0.001)(300mm)(10000mm)$$

$$A_{vt} = 3176.471mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el borde a compresión del muro

$$dvc = \#4$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avc = 126.6768698mm^2$$

Diametro del acero de refuerzo vertical propuesto para el borde a tensión del muro

$$dvt = \#4$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avt = 126.6768698mm^2$$

Numero de refuerzo para el borde a compresión del muro.

$$n = 4$$

Numero de refuerzo para el borde a tensión del muro.

$$n = 4$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a compresión

$$Avct = 506.7074791mm^2$$

Área total del acero de refuerzo vertical propuesto en el elemento de borde a tensión

$$Avtt = 506.7074791mm^2$$

Diámetro del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$dbv\#4$$

Area del acero de refuerzo vertical propuesto

$$Avd = 126.6768698mm^2$$

Area total del acero de refuerzo vertical propuesto distribuido en el muro

$$Avtt = 2153.506786mm^2$$

Para muros de corte de alta ductilidad la cantidad refuerzo concentrado en los bordes no debe exceder el 25% del refuerzo distribuido

$$A_c/Ad = 0.235294118 \leq 0.25 \quad \text{Cumple}$$

Chequeando la separación máxima entre el refuerzo vertical del muro.

$$\text{Se debe cumplir que } s \leq 4t: 400.0 \text{ mm} \leq 1200.0 \text{ mm}$$

Acero máximo por metro de la sección transversal del muro

$$A_{s \max} = 0.02A_g; A_{s \max} = 0.02(300\text{mm})(10000\text{mm})$$

Verificando que el acero propuesto sea menor que el máximo.

$$A_{tt} = A_{vt} + A_{vt} + A_{vt}$$

$$A_{tt} = (506.707\text{mm}^2) + (506.707\text{mm}^2) + (2153.507\text{mm}^2)$$

$$A_{tt} = 3166.922\text{mm}^2$$

$$3167 \text{ mm}^2 \leq 600000.0 \text{ mm}^2$$

Revisión de la capacidad a flexo-compresión en el plano del muro.

El momento resistente aproximado el muro está dado por:

$$\omega = \frac{0.85(f_y)((A_{vt}) + (A_{vt}) + (A_{vt}))}{0.6(f'_m)(L_w)(b_w)}$$

$$\omega = \frac{0.85(400\text{Mpa})((506.707\text{mm}^2) + (506.707\text{mm}^2) + (2153.507\text{mm}^2))}{0.6(5\text{Mpa})(10000\text{mm})(300\text{mm})}$$

$$\omega = 0.12$$

$$\alpha = \frac{P_u}{0.6(f'_m)(L_w)(b_w)}$$

$$\alpha = \frac{(550\text{kN}) \frac{1000\text{N}}{1\text{kN}}}{0.6(5\text{Mpa})(10000\text{mm})(300\text{mm})}$$

$$\alpha = 0.061$$

La distancia desde la fibra máxima comprimida hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{(0.12) + (0.061)}{(2(0.12)) + (0.8)(0.85)} (10000\text{mm})$$

$$c = 1966.22mm$$

$$M_r = 0.5\varphi_s f_y A_{vt} L_w \left(1 + \frac{P_f}{\varphi_s f_y A_{vt}}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

$$M_r = 0.5(0.85) \left( \frac{400Mpa}{\frac{1000N}{1kN} \left( \frac{1000mm}{1m} \right)} \right) (506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2) (10000mm) \left( 1 + \frac{(550kN) \frac{1000N}{1kN}}{0.85(400Mpa)(506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2)} \right) \left( 1 - \frac{1966.22mm}{10000mm} \right)$$

$$M_r = 7593.056KN - m$$

$$M_n = 0.5 \left( \frac{400Mpa}{\frac{1000N}{1kN} \left( \frac{1000mm}{1m} \right)} \right) (506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2) (10000mm) \left( 1 + \frac{(550kN) \frac{1000N}{1kN}}{(400Mpa)(506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2)} \right) \left( 1 - \frac{1966.22mm}{10000mm} \right)$$

$$M_n = 8543.133KN - m$$

Donde concluimos que:  $M_r \geq M_u$  Cumple

$$7593056.48 kN - mm \geq 7544000.00 kN - mm$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{1966.22mm}{10000mm}$$

$$\frac{c}{l_w} = 0.197 < 0.20$$

Cumple con la demanda mínima de rotación para muros de mampostería de alta ductilidad

Revisión de la ductilidad del muro

Relación entre la distancia desde la fibra máxima comprimida al eje neutro y la longitud del muro

$$\frac{c}{l_w} \leq 0.125 \text{ cuando } \frac{hw}{l_w} \geq 5$$

$$\frac{hw}{l_w} = \frac{15000mm}{10000mm}$$

$$\frac{hw}{lw} = 1.5$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{1966.22mm}{10000mm}$$

$$\frac{c}{lw} = 0.197$$

Se requiere un detallado chequeo de ductilidad

La demanda de rotacion depende el desplazamiento lateral elastico en la cima del muro

$$\Delta f1 = 13mm$$

El factor de sobre resistencia debe ser al menos igual a 1.3 y puede ser igual a:

$$\gamma_w = \frac{M_n}{M_f}$$

$$\gamma_w = \frac{8543.133kN - m \left( \frac{1000mm}{1m} \right)}{7544000kN - m}$$

$$1.132 < 1.3$$

Por lo tanto:  $\gamma_w = 1.300$

La demanda rotacional minima debe ser igual a 0.004 para muros de alta ductilidad

$$\theta_{id} = \frac{\Delta_{f1} R_0 R_d - \Delta_{f1} \gamma_w}{h_w - \frac{l_w}{2}}$$

$$\theta_{id} = \frac{(13mm)(3)(1.5) - (13mm)(1.3)}{(15000mm) - \left( \frac{10000mm}{2} \right)}$$

$$\theta_{id} = 0.004$$

Ya que:  $\theta_{id} \geq \theta_{min}$  Por lo tanto:  $\theta_{id} = 0.0042$

$$0.00416 \geq 0.004$$

La capacidad puede ser calculada de la siguiente manera:

$$\theta_{ic} = \frac{\varepsilon_{mu} l_w}{2c} - 0.002$$

$$\theta_{ic} = \left( \frac{0.0025(10000mm)}{2(1966.22mm)} \right) - 0.002 \geq 0.025$$

$$\theta_{ic} = 0.004$$

Ya que:  $\theta_{ic} \geq \theta_{id}$  Por lo tanto: Cumple

$$0.004357376 \geq 0.00416$$

Calculo de la resistencia a corte en el plano del muro

La fuerza de corte resultante actua a la altura efectiva  $h_e$ .

$$h_e = \frac{Mu}{Vu}$$

$$h_e = \frac{7544000kN - mm}{615kN}$$

$$h_e = 12266.667mm$$

La resistencia probable a momento es determinada considerando  $\phi_s = \phi_m = 1.0$  el esfuerzo de tensión en el refuerzo es igual a  $1.25f_y$ , además la fuerza de compresión sobre la mampostería es igual a  $f'_m$  actuante en el área bruta del muro.

$$M_p = 0.5(1.25f_y)A_{vt}L_w \left( 1 + \frac{0.9Pf}{(1.25f_y)A_{vt}} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

$$M_p = 0.5 \left( \frac{1.25(400Mpa)}{\frac{1000N}{1kN} \left( \frac{1000mm}{1m} \right)} \right) (506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2)(10000mm) \left( 1 + \frac{(550kN)0.9 \left( \frac{1000N}{1kN} \right)}{(1.25(400Mpa))(506.707mm^2 + 506.707mm^2 + 2153.507mm^2)} (1 - 0.197) \right)$$

$$M_p = 9905.665KN - m$$

La capacidad a corte en muros de mampostería con ductilidad especial debe exceder el cortante correspondiente a la resistencia a momento factorada

$$V_{nb} = \frac{M_p}{h_e}$$

$$V_{rb} = \frac{9905.665KN - m}{\frac{12266.667mm}{\left( \frac{1000mm}{1m} \right)}}$$

$$V_{rb} = 807.527KN$$

El cortante basal debe ser "casi elastico" para el muro

$$Vfe = \frac{Vf(Rd)(Ro)}{1.3}$$

$$Vfe = (615kN)(3) \frac{1.5}{1.3}$$

$$Vfe = 2128.846KN$$

El menor de estos dos valores debe ser utilizado, por lo tanto:

$$Vrd = 807.5270322KN$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por la mamposteria.

$$Vm = \phi_m(v_m \cdot t \cdot dv + 0.25Pd) \cdot Y_g$$

$$Vm = 0.6 \left( (0.358Mpa(300mm)(8000mm)) + \left( 0.25(0.9(550kN)) \frac{1000N}{1kN} \right) \right) (1)$$

$$Vm = 589440.062N$$

El acero resistente a corte requerido es igual a:

$$Vs = Vrd - 0.5Vm$$

$$Vs = (807.527KN) - \left( 0.5 \frac{589440.062N}{\frac{1000N}{1kN}} \right)$$

$$Vs = 512.807KN$$

La cantidad requerida de acero de refuerzo es:

$$\frac{As}{s} = \frac{Vs}{0.6\phi_s f_y d_v}$$

$$\frac{As}{s} = \frac{512.807KN \frac{1000N}{1kN}}{0.6(0.85)(400Mpa)(8000mm)}$$

$$\frac{As}{s} = 0.314$$

Aporte resistente a cortante en el plano del muro proporcionado por el acero de refuerzo horizontal.



Diametro del acero de refuerzo horizontal  
propuesto

$$dbh = \#3$$

Area del acero de refuerzo horizontal propuesto

$$A_h = 71.25573925 \text{mm}^2$$

Numero de varillas de refuerzo horizontal para la viga de borde

$$N = 3$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(71.256 \text{mm}^2)(3)}{(400 \text{mm})}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.534$$

Intensidad de acero:  $\frac{A_v}{s} = 0.534 \geq 0.314$  Cumple

Calculo del area total de acero de refuerzo horizontal del  
muro

$$A_{ht} = 8123.154274 \text{mm}^2$$

$$V_s = 0.6 \phi_s A_h f_y \left( \frac{dv}{sh} \right)$$

$$V_s = 0.6(0.85)(71.256 \text{mm}^2)(3)400 \text{Mpa} \left( \frac{8000 \text{mm}}{400 \text{mm}} \right)$$

$$V_s = 872170.248 \text{N}$$

Resistencia total a corte en el plano del muro de moderada ductilidad.

$$V_r = 0.50V_m + V_s$$

$$V_r = (872170.248 \text{N}) + 0.5(589440.062 \text{N})$$

$$V_r = 1166890.279 \text{N}$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{15000 \text{mm}}{10000 \text{mm}}$$

$$\frac{hw}{Lw} = 1.5$$

Tenemos que:  $\frac{hw}{Lw} = 1.5$ ;  $1.0 < \frac{hw}{Lw}$

Donde  $h_w/l_w$  no puede ser mayor de 1.0 ni de 0.5

Mientras que para una relación de aspecto  $h_w/l_w > 1$  se utilizara la ecuación:

$$V_r = 0.4\phi_m\sqrt{f'_m}b_w(dv)(\gamma_g)$$
$$V_{rmax} = 0.4(0.6)(\sqrt{5MPa})(300mm)(8000mm)(1)$$
$$V_{rmax} = 1287975.155N$$
$$V_r < V_{rmax}; 1166.89 kN < 1287.98 kN$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es menor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Verificando el limite minimo de cortante en el plano del muro: correspondiente a muros de corte de mamposteria de ductilidad intermedia

$$V_r \geq V_{rd}; 1166.89 kN \geq 807.53 kN$$

Ya que el cortante nominal en el plano del muro es mayor Se deduce que Cumple con este requerimiento.

Donde concluimos que:  $V_r \geq V_u$  Cumple

$$1166.89 kN \geq 615.00 kN$$

Revisión de la capacidad de resistencia a cortante por deslizamiento del muro.

$\mu$  is the coefficient of friction  
= 1.0 for a masonry-to-masonry or masonry-to-roughened concrete sliding plane  
= 0.7 for a masonry-to-smooth concrete or bare steel sliding plane  
= other (where flashings reduce friction that resists sliding shear, a reduced coefficient of friction accounting for the flashing material properties should be used)

$$\mu = 1.00$$

Calculo resistencia nominal a tensión proporcionada por el acero de refuerzo

$$T_y = \phi_s A_s (f_y) \left( \frac{L_w - c}{L_w} \right)$$
$$T_y = 0.85(2153.507mm^2 + 506.707mm^2 + 506.707mm^2)(400Mpa) \left( \frac{10000mm - 1966.22mm}{10000mm} \right)$$
$$T_y = 865039.995N$$

Carga axial a compresión actuante en la mampostería

$$Pd = 0.9Pf$$

$$Pd = 0.9(550kN) \frac{1000N}{1kN}$$

$$Pd = 495000N$$

Fuerza de compresión actuante normal al plano de deslizamiento

$$C = Pd + Ty$$

$$C = (495000N) + (865039.995N)$$

$$C = 1360039.995N$$

Cálculo de la resistencia a corte por deslizamiento en el plano del muro

$$Vr = \phi_m \mu C$$

$$Vr = 0.6(1)1360039.995N$$

$$Vr = 816023.997N$$

$$Vrd < Vr; 807.53 kN < 816.02 kN$$

*El cortante por deslizamiento en el plano del muro es mayor. Se deduce que con este requerimiento.*

Requerimientos de detallado sísmico para muros de corte de mampostería con alta ductilidad  
- Zona de la rótula plástica

Para muros de especial ductilidad la altura de la rótula plástica debe ser el mayor de:

$$h_p = \left(\frac{L_w}{2}\right) + \left(\frac{h_w}{10}\right)$$

$$h_p = \left(\frac{10000mm}{2}\right) + \left(\frac{15000mm}{10}\right)$$

$$h_p = 6500mm$$

$$0.8L_w \leq h_p \leq 1.5L_w; 0.8(10000mm) \leq h_p \leq 1.5(10000mm)$$

$$8000.0 mm \geq 6500.0 mm \geq 15000 mm$$

Por lo tanto:  $h_p = 8000mm$

El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder:

$$s \leq \frac{Lw}{4}$$

$$s \leq 6(t + 10)$$

$$s \leq 1200mm$$

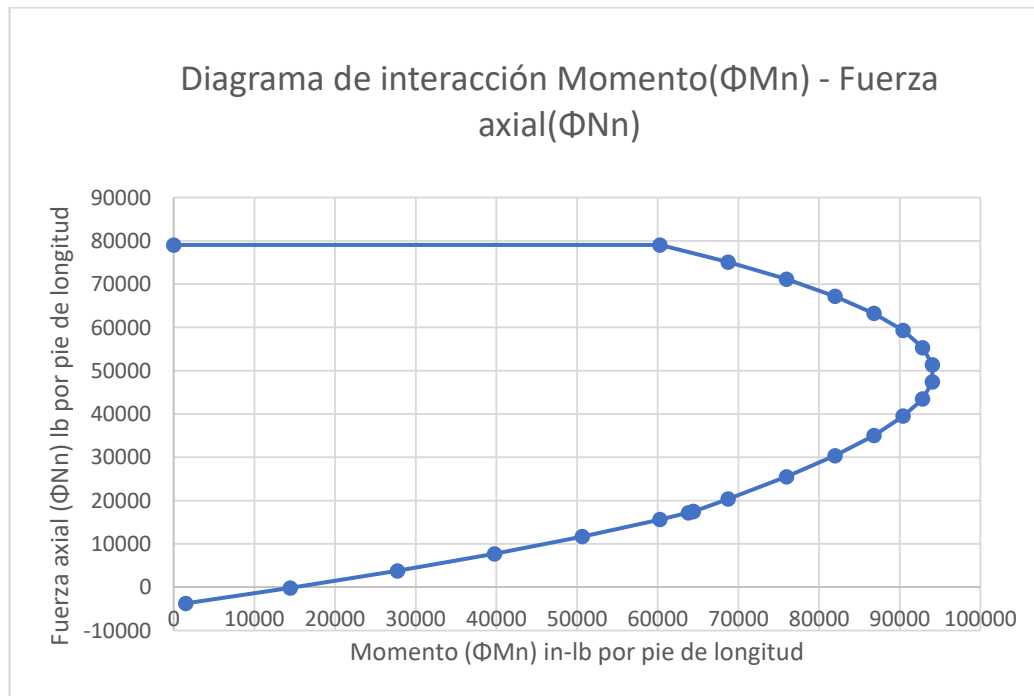
$$\text{MIN} \left( \frac{10000mm}{4}, 6(300mm + 10), 1200mm \right)$$

$$400.0 \text{ mm} \leq 1200.0 \text{ mm Cumple}$$

No se debe traslapar más de la mitad del área de refuerzo vertical dentro de la región de la rótula plástica

### 8. Calculo de diagrama de interacción en el plano del muro mediante hoja de calculo.

Construya el diagrama de interacción momento-fuerza axial resistencia ultima para un bloque de 8 pulgadas. Pared de CMU, completamente rellena, con  $f'_m = 1500 \text{ lb/in.}^2$  y refuerzo consistente en barras #5 a 48 pulg., colocadas en el centro de la pared.



DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Grosor especifico	7.625	in
emu	0.0025	
F'm	1500	psi

fy	60000	psi
Es	29000000	psi
d	3.8125	in
(c/d) balanceado	0.547	in
Área de refuerzo a tensión	0.3067961 6	in <sup>2</sup>
Ancho efectivo	48	in
phi	0.9	
c	2.086	
εs	0.002069	

				Por unidad de m	
C/D	C	Cmas	Fs	Moment	Axial Force
					-
0.01	0.038125	1756.8	60000	1500.97698	3746.4681 3
					-
0.1	0.381	17568	60000	14467.248	188.94812 7
0.2	0.763	35136	60000	27728.892	3763.8518 7
0.3	1.144	52704	60000	39784.932	7716.6518 7
0.4	1.525	70272	60000	50635.368	11669.451 9
0.5	1.906	87840	60000	60280.2	15622.251 9
0.54	2.059	94867.2	60000	63800.56368	17203.371 9
0.547	2.086	96126.792 5	60000	64411.18558	17486.780 2
0.547	2.086	96126.792 5	60000	64411.18558	17486.780 2
0.6	2.288	105408	48333.33333	68719.428	20380.391 8
0.7	2.669	122976	31071.42857	75953.052	25524.766 1
0.8	3.050	140544	18125.000	81981.072	30371.246 9
0.9	3.431	158112	8055.555556	86803.488	35019.132
1	3.813	175680	0	90420.3	39528
1.1	4.194	193248	0	92831.508	43480.8
1.2	4.575	210816	0	94037.112	47433.6
1.3	4.956	228384	0	94037.112	51386.4
1.4	5.338	245952	0	92831.508	55339.2
1.5	5.719	263520	0	90420.3	59292
1.6	6.100	281088	0	86803.488	63244.8

1.7	6.481	298656	0	81981.072	67197.6
1.8	6.863	316224	0	75953.052	71150.4
1.9	7.244	333792	0	68719.428	75103.2
2	7.625	351360	0	60280.2	79056
				0	79056

[Hoja de calculo diagrama de interaccion](#)

**9. Calculo de diagrama de interaccion fuera del plano del muro mediante hoja de calculo.**

Construya el diagrama de interacción momento-fuerza axial resistencia ultima para un bloque de 8 pulgadas. Pared de CMU, completamente rellena, con  $f_m' = 2500 \text{ lb/in.}^2$  y refuerzo consistente en barras #5 a 48 pulg., colocadas en el centro de la pared, y 24 pies de longitud.

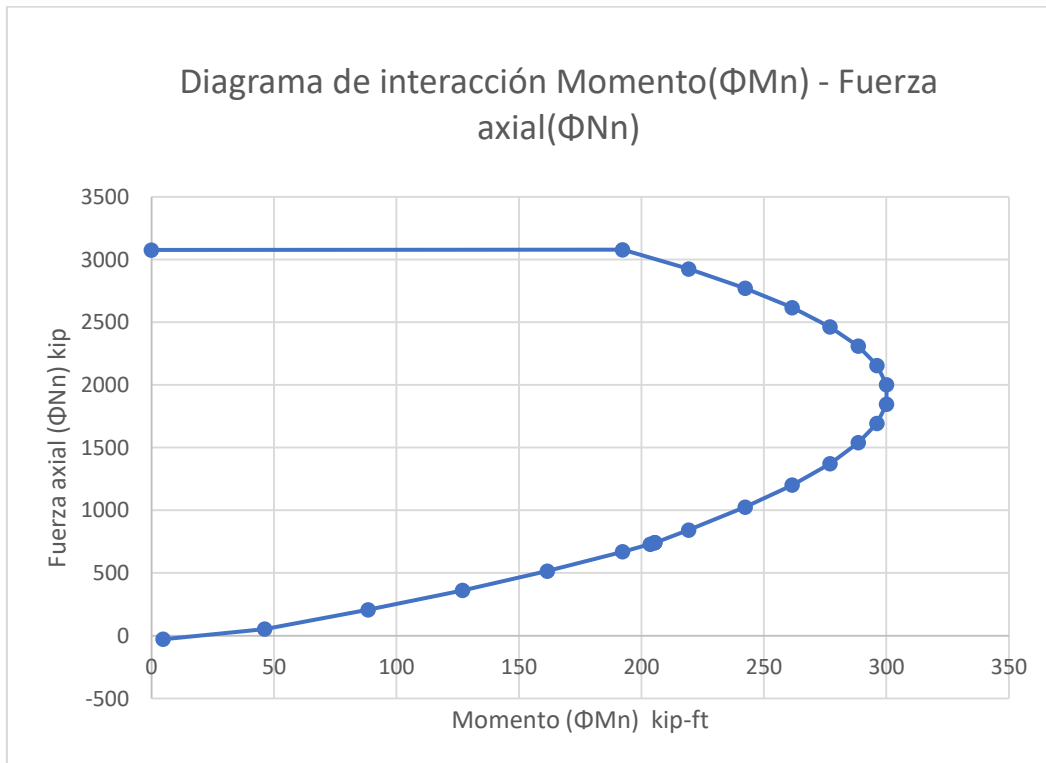


Diagrama de interacción realizado mediante hoja de calculo de elaboración propia.

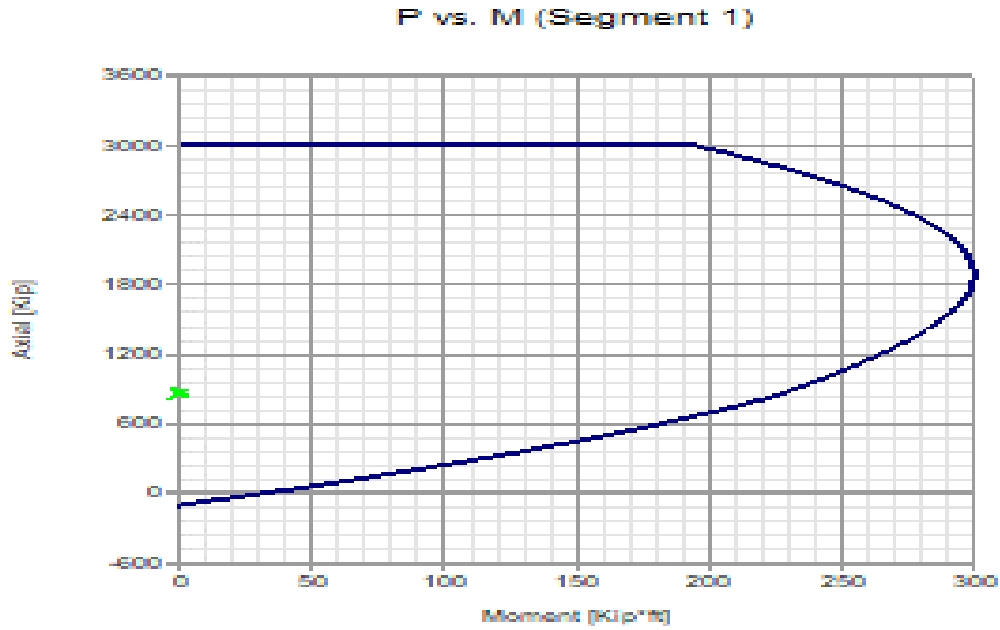


Diagrama de interacción realizado en software Ram Elements.

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Grosor específico	7.5	in
emu	0.0025	
F'm	2500	psi
fy	60000	psi
Es	2900000	psi
d	3.75	in
(c/d) balanceado	0.547	
Área de refuerzo a tensión	1.86	in <sup>2</sup>
Ancho efectivo	285	in
phi	0.9	
c	2.052	
es	0.002069	

	in	lb	lb	kip-ft	kip
C/D	C	Cmas	Fs	Moment	Axial Force
0.01	0.0375	17100	60000	4.7901375	-28.35
0.1	0.375	171000	60000	46.17	53.46
0.2	0.750	342000	60000	88.4925	207.36
0.3	1.125	513000	60000	126.9675	361.26
0.4	1.500	684000	60000	161.595	515.16
0.5	1.875	855000	60000	192.375	669.06
0.54	2.025	923400	60000	203.6097	730.62
0.547	2.052	935660.37 7	60000	205.558406	741.65434
0.547	2.052	935660.37 7	60000	205.558406	741.65434
0.6	2.250	1026000	48333	219.3075	842.49
0.7	2.625	1197000	31071	242.3925	1025.2864 3
0.8	3.000	1368000	18125	261.63	1200.8587 5
0.9	3.375	1539000	8056	277.02	1371.615
1	3.750	1710000	0	288.5625	1539
1.1	4.125	1881000	0	296.2575	1692.9
1.2	4.500	2052000	0	300.105	1846.8
1.3	4.875	2223000	0	300.105	2000.7
1.4	5.250	2394000	0	296.2575	2154.6
1.5	5.625	2565000	0	288.5625	2308.5
1.6	6.000	2736000	0	277.02	2462.4
1.7	6.375	2907000	0	261.63	2616.3
1.8	6.750	3078000	0	242.3925	2770.2
1.9	7.125	3249000	0	219.3075	2924.1
2	7.500	3420000	0	192.375	3078
				0	3075.3216

[Hoja de calculo diagrama de interaccion](#)



Usar bloque de hormigón hueco de 200mm con una unidad esfuerzo de 15 Mpa y mortero tipo S. Grado 400 barras de refuerzo de acero con límite de fluencia  $f_y=400\text{Mpa}$  y alambre galvanizado estirado en frío (ASWG), se utilizó refuerzo de juntas para este diseño.

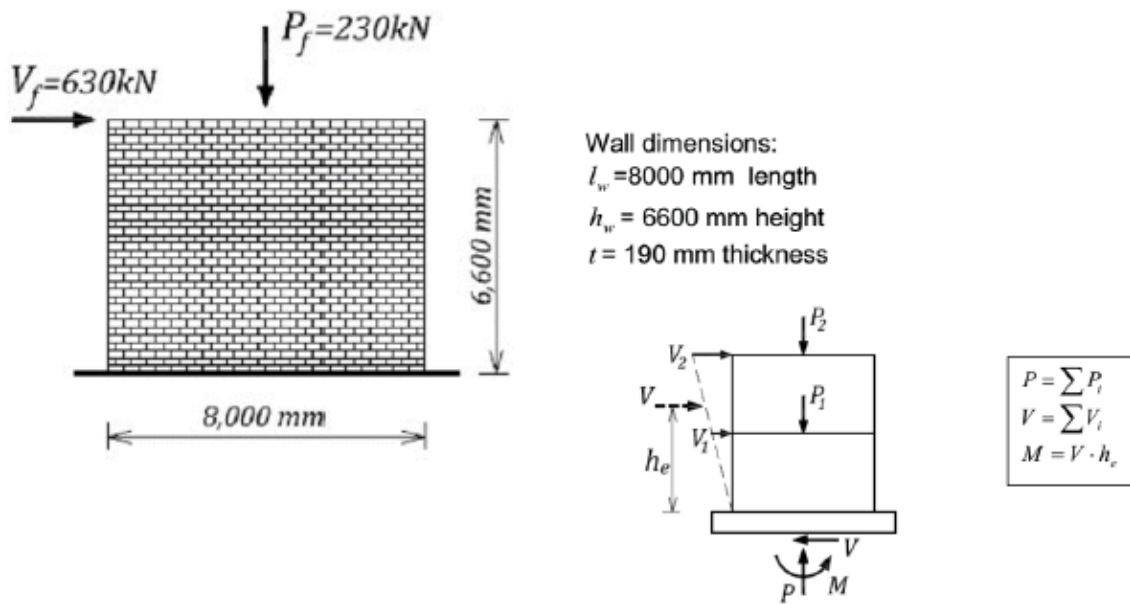


Figure 2-7. Load distribution in shear walls.

Pieza de concreto de 200 mm (8") con resistencia de unidades de 15 Mpa (150 kg/cm<sup>2</sup>), acero de 400Mpa aproximadamente (4200 kg/cm<sup>2</sup>) y uso de acero horizontal de varillas de alta resistencia como refuerzo horizontal.

#### EJEMPLO DE CALCULO DE MOMENTO DE RESISTENTE EN PLANO DE LA MAMPOSTERÍA REFORZADA.

1. El procedimiento asume refuerzo uniforme vertical a todo lo largo del muro.
2. Es un procedimiento por tanteos en la cual se propone el acero uniforme vertical.
3. Propuesta de 16 varillas No. 5  $A_{vt}=16 \cdot 2.0\text{cm}^2=32\text{cm}^2$
4. Carga axial factorizada  $P_f = 230 \text{ KN}$
5. Cortante factorado= 630 KN

$$\omega = \frac{\phi s f_y A_{vt}}{\phi m f' m l w t} = \frac{0.85(400)(3200)}{0.6(7.5)8000(190)} = 0.159$$

$$\alpha = \frac{Pf}{\phi m f' m l w t} = \frac{230 * 10^3}{0.6(7.5)8000(190)} = 0.034$$

$$\frac{c}{Iw} = \frac{0.159 + 0.034}{(2 * 0.159) + (0.85 * 0.8)} (8000) = 1547 \text{ mm}$$

$$Mr = 0.5 \phi f_y (Avt) (Iw) \left( 1 + \frac{Pf}{\phi_s * f_y * Avt} \right) \left( 1 - \frac{c}{Iw} \right)$$

$$= 0.5(0.85) \frac{400}{1000} (3200) \frac{8000}{1000} \left( 1 + \frac{320 * 10^3}{0.85(400)(3200)} \right) \left( 1 - \frac{1544}{8000} \right)$$

$$Mr = 4253 \text{ KNm} > Mf = 4160 \text{ KNm OK}$$

Solución:

1. Propiedades de material

Acero (tanto las barras de refuerzo con el refuerzo de juntas)

$$\phi_s = 0.85 ; f_y (400 \text{ MPa})$$

Mampostería

$$\phi_m = 0.6$$

S304-14 tabla 4, 15 Mpa para bloques de concreto y mortero de tipo S:

$f'm = 7.5 \text{ MPa}$  (Asumiendo bloque de relleno en todas las celdas de grouted)

2. Análisis de cargas

La pared necesita ser diseñada con los siguientes efectos de cargas:

- $P_f = 230 \text{ KN}$  carga axial
- $V_f = 630 \text{ KN}$  fuerza de cortante sísmico
- $M_f = V_f * h = 630 \text{ KN} * 6.6 = 4160 \text{ KNm}$  Momento de volteo en la base del muro

Nota: De acuerdo al NBC 2015 tabla 4.1.3.2, la combinación de cargas para la carga muerta y efectos de sismo es:  $1.0 * D + 1.0 * E$ .

Área de acero propuesta: 16 varillas No. 5 =  $32 \text{ cm}^2$

Combinación para el análisis =  $CM + CV + SISMO$

Comprobación paralela del ejemplo:

fis	0.85		Pf =	230	kN	alfa 1 =	0.85
fy	400	Mpa	Mf =	4160	kn-m	Beta 1 =	0.8
Avt	3200	mm <sup>2</sup>					
f'm	7.5	Mpa	w =	0.1591			
lw =	8000	mm	alfa =	0.0336			
t =	190	mm	c =	1544.4			
fim =	0.60						

6. Encuentra la tensión diagonal de resistencia a cortante (ver sección 2.3.2 y S304-14 Cl.10.10.2.1).

Resistencia a cortante de mampostería ( $V_m$ )

$$bw = 190\text{mm espesor de pared}$$

$$dv = 0.81Lw = 6400\text{mm profundidad efectiva de muro}$$

$$\gamma_g = 1.0 \text{ pared de grouted solida}$$

$$Pd = 0.9Pf = 207 \text{ KN}$$

$$vm = 0.16 \left( 2 - \frac{Mf}{Vf * dv} \right) \sqrt{f'm} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\frac{Mf}{Vf * dv} = \frac{4160}{630 * 6.4} = 1.03 = 1$$

$$Vm = \phi m (vm * bw * dv + 0.25Pd) \gamma_g = 0.6(0.44 * 190 * 6400 + 0.25 * 207 * 10^3) * 1$$

$$Vm = 352 \text{ KN}$$

dv= altura de la mampostería en dirección al cortante (peralte efectivo) =0.80lw

relación  $M/V * dv > 1$  (Usar ecuación 7.5 MP-001)

La resistencia a corte de la mampostería no debe exceder  $4\text{kg/cm}^2 = 0.392525\text{MPa}$

$$Pd = 20700\text{kg}$$

$$Vm = 30400 + 5589 = 35989\text{kg} = 359.89\text{KN} \text{ (EC. 7.6 MP - 001)}$$

$V_m$  menor que = 91200 kg = 9120 KN

El valor 359.89 (MP-001) es casi idéntico a 352 KN.

Ahora se adicionará la resistencia a corte del acero de refuerzo (inciso 7.3.4 MP-001)

La resistencia a cortante provista por el acero de refuerzo se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 0.5 \left( \frac{A_v}{S} \right) (f_y) d_v \quad (7.7)$$

Nota: Se notan dos valores diferentes de reducción por cortante para la mampostería 0.6 y para acero de refuerzo 0.85 según la referencia.

Resistencia a corte del acero  $V_s$  (2-15M refuerzo de viga de unión con espaciamiento de 1200mm)

$$V_s = 0.6 \phi_s A_v f_y \frac{d_v}{s} = 0.6(0.85) \frac{400}{1000} (400) \frac{6400}{1200} = 435 \text{KN}$$

Resistencia a cortante total

$$V_r = V_m + V_s = 352 + 435 = 787 \text{KN}$$

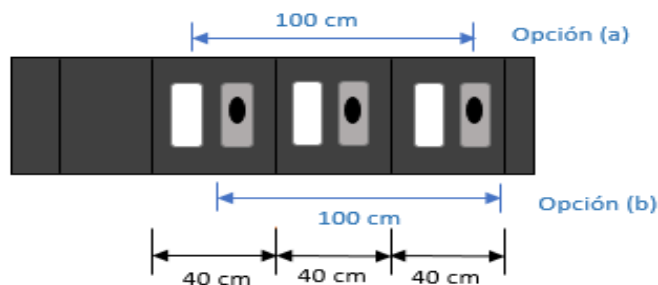
$V_s=38080$  KN EC. (7.7); las varillas 15M en vigas dinteles (bloque U son 2 varillas No. 5 (5/8), cuya área= $2 \times 2 \text{cm}^2=4 \text{cm}^2$ , separadas entre sí 120 cm un bloque U del otro.

$$0.85 \times 0.5 \times (4 \times 4200 \times 640 / 120) = 38080 \text{ KN}$$

$$V_m + V_r = 740.69 \text{ KN.}$$

El valor de "b" como ancho a considerar en la resistencia de la mampostería según CSA-14, es el ancho del grout en las celdas y las almas de las piezas en longitud menor o igual a 4 veces el espesor de la pared que rodea cada barra vertical.

Referencia 2: Inciso 5.4.5 NEC-2014. El área efectiva, para determinar esfuerzo a cortante perpendicular al plano del muro corresponde a las porciones de muro inyectadas con grout de relleno incluyendo las paredes de las unidades de mampostería que la circundan.



$$\text{efectivo en 1m} = 5 \text{ almas} + 3 \text{ celdas grout}$$

$$5(25mm) + 3(162.5mm) = 612.5mm \text{ o } 61.25cm$$

$$\phi Vm = \phi[0.50 * 4 * (61.25 * 15)] + (0.3 * 635kg)\phi = 1220 kg > Vu$$

valor para  $\phi = 0.6$  de masonry guide

$$Vu = \frac{126kg}{m} * 3.5m = 221kg < \phi Vm$$

*Vu perpendicular al plano*

Adicionales:

NTC-2017-6.1.1



$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h * t}; \rho_v = \frac{A_v}{S_v * t}$$

$$\rho_h * f_y + h + \rho_v * f_{yv} \geq 0.84Mpa \left( \frac{8.4 kg}{cm^2} \right)$$

$$3.6113 + 5.419 \geq 8.4$$

$$\frac{9.20 kg}{cm^2} \geq \frac{8.4 kg}{cm^2} \text{ OK}$$

## EJEMPLO DE ANALISIS EN EL PLANO DEL MURO

### 8.3 Flexo-compresión en el plano del muro

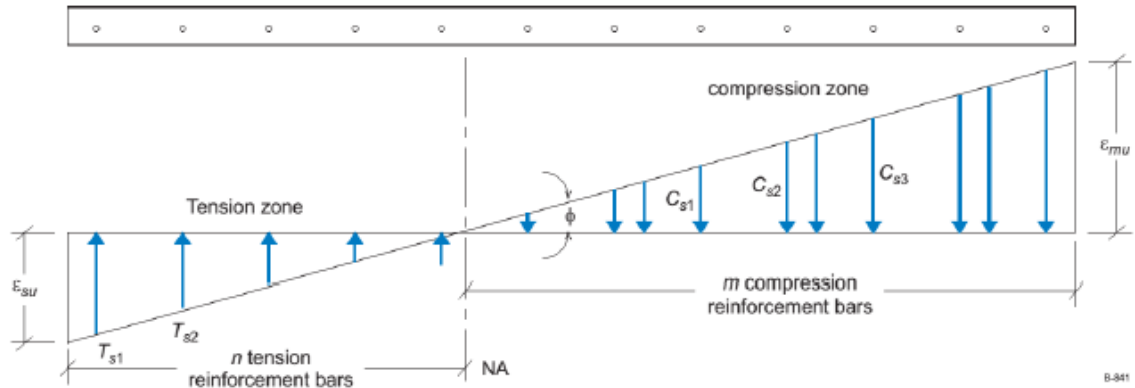
El momento flector se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\text{Flexión simple } Mns = 0.9A_s * f_y * d' \quad (8.2)$$

El único título referido a flexo-compresión en el plano del muro aparece hasta en el capítulo 8 dedicado a mampostería confinada, sin embargo, para mampostería reforzada es también un tema obligatorio a revisar.

El inciso 8.3 es la única referencia a flexo compresión en el plano del muro sin mayores aclaraciones a dicha metodología.

Strain compatibility is illustrated in Figure 6-2.



## FLEXO COMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

Referencias:

**CSCR-10, Inciso 9.7.6, coincidente con la SMDG-2018 Inciso C.1.1.2**

### EJEMPLO DE ANÁLISIS PERPENDICULAR AL PLANO

Ejemplo de aplicación:

Considerar pared de mampostería reforzada de altura  $h_w = 3.50\text{m}$ .

Bloque de concreto de 15 cm.

Área de refuerzo ASTM A-615-GRADO 40 KSI.

$$C_{MUERTA\ TECHO} = 50 \frac{kg}{m^2} * 4m = 200kg/m$$

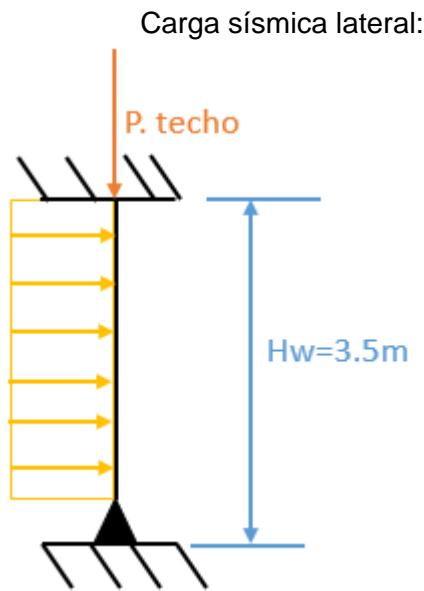
$$C_{VIVA} = 10 \frac{kg}{m^2} * 4m = 40kg/m$$

Considerar peso propio de mampostería reforzada @0.40m =  $260 \frac{kg}{m^2}$

$$1 \text{ cm de repello } \times 2 \text{ caras} = 40 \frac{kg}{m^2}$$

$$TOTAL \ DE \ PESO \ EN \ PARED = 40 + 260 = 300 \frac{kg}{m^2}$$

Guía de ejemplo: "Seismic masonry guide" 2da edición.



$$C = \frac{2.7 * a_0 * S}{\Omega \emptyset} = \frac{2.7 * 0.31 * 1.5}{2 * 1.5} = 0.418 \text{ s}$$

$$W_{sismo} = 300 \frac{kg}{m^2} * 0.418 \text{ s} = 126 \text{ kg/m @ m}$$

Mitad peso superior de muro:

$$300 \frac{kg}{m^2} * \left( \frac{3.5m}{2} \right) = 525 \text{ kg/m}$$

Límite carga axial (Inciso 7.4.1 – MP-001)

$$\frac{P}{A_g} = \frac{525 + 200 + 40}{100 * 15} = 0.51 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{P}{A_g} < 0.05 f'_m$$

$$0.51 \frac{kg}{cm^2} < 0.05 \left( 45 \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$0.51 \frac{kg}{cm^2} < 2.25 \frac{kg}{cm^2} \text{ POR LO TANTO CUMPLE.}$$

Acero mínimo (total 0.002, vertical 0.0007, horizontal 0.0007)

$$A_{S_{vertical}} = 0.0007 * 15 * 100 = 1.05 \text{ cm}^2 = A_{S_{horizontal}}$$

Pero:  $(1.05 + 1.05) < 0.002 * 15 * 100$

$$2.10 \text{ cm}^2 < 3 \text{ cm}^2 \text{ POR LO TANTO CUMPLE.}$$

$$REF\#3 @0.60m \frac{A}{D} = \frac{0.71 * 100}{60} = 1.183cm^2 * 2Direcciones = 2.36cm^2 > 3cm^2$$

POR LO TANTO NO CUMPLE.

$$Acero\ vertical\ \#3@40cm = \frac{0.71 * 100}{40} = 1.775cm^2$$

$$\rho_{\text{m\u00e1ximo refuerzo}} \rho_{max} = 0.723 \left( \frac{f'_m}{A_g} \right) \left( \frac{emu}{1.5\epsilon_y + emu} \right) = 0.00698$$

$emu = 0.003$  inciso 7.2-MP-001 mayoría de códigos:  $emu=0.003$

$$\epsilon_y = \frac{2800 \frac{kg}{cm^2}}{2.1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}} = 0.00133$$

$$A_{smax} = \rho_{max}(b)d = 0.00698(100) \frac{15cm}{2} = 5.235cm^2$$

$$P_u = \text{Carga axial ultima. Comb} = 0.90cm + \text{Sismo} \quad M_u \leq \phi M_n \quad (7.11)$$

$$P_u(\text{menor}) = 0.9(525 + 200) = 635 \text{ kg; con } \#3@40cm = 1.78cm^2 \quad M_n = (A_s f_y + P_u) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (7.12)$$

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s f_y}{f_y} = \frac{635 + (1.78 * 2800)}{2800} \quad a = \frac{P_u + A_s f_y}{0.80 f'_m b} \quad (7.13)$$

$$A_{se} = 2.008cm^2$$

$$a = \frac{P_u + A_s f_y}{0.80 f'_m * b} = \frac{635 + 1.78 * 2800}{0.80 * 45 * 100} = 1.47 \text{ cm}$$

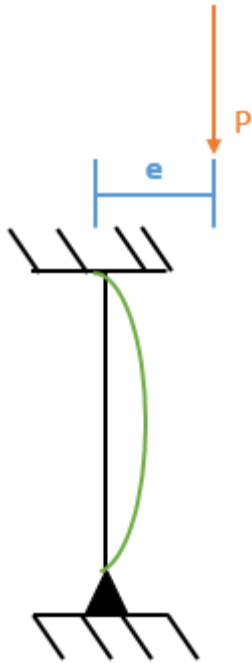
Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.47cm}{0.85} = 1.734 \text{ cm} < \text{Espesor de pared de bloque}$$

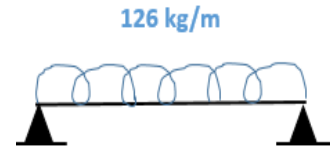
Momento resistente nominal a flexión (MP-001  $\emptyset=0.90$ ; NEC-2014  $\emptyset=0.80$ )

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset A_{se} * f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.80 * 2.008 * 2800 * \left( 7.5 - \frac{1.47}{2} \right) \\ &= 30428.42 \text{ kg} - \text{cm} \text{ o } 304.28 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}
 Mn &= (1.78 * 2800 + 653) \left( 7.5 - \frac{1.47}{2} \right) \\
 &= 38134.3 \text{ kg} - \text{cm} \\
 &> 30428.42 \text{ kg} - \text{cm}
 \end{aligned}$$



$$e_{min} = 0.10 * t = 0.10 * 0.15m = 0.015m$$

$$Comb. \text{cargas} = 1.2CM + CV + SISMO$$

$$= 1.2 \left( \frac{200kg}{m} \right) = 240kg@m$$

$$Mu = 240(0.015m) + 193 = 197kg - m < \emptyset Mn \text{ OK}$$

# **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

## Capítulo V. – Conclusiones y recomendaciones.

### 5.1 Conclusiones.

- Se fundamentaron las metodologías y criterios de diseño, los cuales son notables en el capítulo II y capítulo III. Se propusieron diversas ecuaciones y datos basados en el método comparativo lo cual producto de la recopilación de información la cual concuerda con las necesidades actuales en criterios de diseño, se determinaron las diferentes propiedades físico-mecánicas de la mampostería.
- Se consideraron los criterios de diseño sísmico para mampostería de uso ordinario, ductilidad intermedia y alta ductilidad, donde se determinó que la ductilidad de un muro de mampostería depende directamente de la configuración del refuerzo de este, la relación de aspecto del muro y los niveles de carga axial con respecto a la resistencia característica de la mampostería
- Se concluyó que la resistencia proporcionada por la mampostería fuera del plano a corte y flexo-compresión, debe ser considerada en diseños ya que puede llegar a ser el estado límite más crítico en muros, Es notable determinar si la resistencia proporcionada a corte por la mampostería fuera del plano debe ser aplicada ya que en normas tales como ASCE 07-22 se establece que la resistencia fuera del plano de muros debe ser chequeada siempre y cuando el diafragma de la estructura sea flexible, ya que el diafragma no será tan rígido como para obviar las deformaciones fuera del plano en muros de mampostería.
- Se implementaron los diferentes criterios recopilados de acuerdo con el análisis establecido, en una guía de diseño donde se aplican los fundamentos de la metodología empleada, además de herramientas tecnológicas, como fueron softwares comerciales y macros (rutinas de cálculo en VBA).

## 5.2 Recomendaciones.

La norma actual del país cuenta con los aspectos básico del diseño de estructuras de mampostería, sin embargo, la implementación de sistemas de mampostería en zonas altamente sísmicas debe ser suplementado, se recomienda actualizar expresiones actuales de la norma, redefinir ecuaciones utilizando variables las cuales claramente sean definidas, incluyendo unidades de medidas provenientes de las normas de origen de cada ecuación y variable, como es notable en el presente trabajo investigativo.

Ya que la resistencia fuera del plano de la mampostería es un estado limite critico se debe definir cuando se debe revisar la resistencia de muros fuera del plano, sin embargo, la realidad Nicaraguense describe múltiples edificaciones que han sido ejecutadas y diseñadas sin un diafragma rígido o semi rígido, se puede considerar que una estructura metálica de techo no simula la acción diafragmática, por lo tanto, su estado limite critico corresponde a la resistencia del muro fuera del plano.

Implementar modelos los cuales definan exactamente el comportamiento de la mampostería puede resultar en diseños eficientes, sin embargo, es un proceso iterativo el cual debe utilizar herramientas tecnológicas para aumentar la eficiencia en diseños y construcción.

## **Bibliografía.**

- Design of Reinforced Masonry structures (Narendra Taly, Ph.D.,P.E.,F.ASCE, 2010).
- 2015 Design of Reinforced Masonry Structures (Gregg E. Brandow, Chukwuma G. Ekwueme, Gary C. Hart, 2015)
- TMS 402/602-13 International Building Code 2015
- A.W Hendry, B.P. Sinha and S.R Davies, Design of masonry structures, E & FN SPON An Imprint of Chapman & Hall
- W.G Curtin, G. Shaw, J.K Beck, W.A. Bray, Structural Masonry Designers' Manual, Blackwell Science
- International code council, International building code 2018.
- ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- Reglamento nacional de la construcción, Managua Nicaragua. MTI (Ministerio de infraestructura y transporte) RNC-07.
- Norma técnica complementaria de mampostería. MP-001, Managua, Nicaragua.
- norma técnica obligatoria nicaragüense NTON 12 008-09, (2009).
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, (2020)
- Reglamento nacional de edificaciones PERU (E-070), (2006).
- Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, Hognestad (1955).
- CSA Canadian Masonry S304-2014, (2014).

- Código sísmico Costa Rica, (2010)
- Seismic Masonry guide 2nd edition, Svetlana Brzev, Donald Anderson, (2018).
- Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (American Concrete Institute ACI 530), (2013).
- Build a safe house with confined masonry (Kamu Lyer, 2012)
- An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios (Gavilan alcocer, 2015)
- Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms (Ronald Iumantarna, 2014).
- In-plane and out-of-plane behavior of confined masonry walls for various tothing and openings details and prediction of their strength and stiffness (EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS, 2016).
- Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression (hermant B. Kaushik, Durgesh C, 2007).
- Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls (Gregory R. Kingsley, P. Benson Shing, 2014).
- Jeffrey m. Young, Russell H. Brown, compressive stress distribution of grouted hollow brick masonry.

# **ANEXOS**

## Anexos.

### Anexo A. Tabla ecuaciones de diseño.

Numero de ecuación	Ecuación	Unidades
(5.2)	$vm = 0.16\left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}\right)\sqrt{f'm} \leq 0.60 \text{ Mpa}$	v'm: MPa f'm: MPa Mf: kN-mm Vf: kN dv: mm
(5.3)	$vm = 0.16\left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v}\right)\sqrt{f'm} \leq 0.40 \text{ Mpa}$	v'm: MPa f'm: MPa Mf: kN-mm Vf: kN dv: mm
(5.4)	$E = 700 f'm \text{ (5.4)}$	E:MPa f'm: MPa
(5.5)	$E = 800 f'm \text{ (5.5)}$	E:MPa f'm: MPa
(7.1)	$P_n = [0.85\omega m f'm(A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y] \left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]$	Pn:N f'm: MPa An:mm^2 As:mm^2 fy:MPa h:mm r:mm I: mm^4
(7.2)	$P_n = [0.85\omega m f'm(A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y]$	Pn:N f'm: MPa An:mm^2 As:mm^2 fy:MPa h:mm r:mm I: mm^4
(7.3)	$r = \sqrt{\frac{I}{A_n}}$	I: mm^4 An:mm^2 r:mm
(7.4)	$P_n = [0.85\omega m f'm(A_n - A_s) + \omega_s A_s f_y]$	Pn:N f'm: MPa



		An:mm <sup>2</sup> As:mm <sup>2</sup> fy:MPa
(7.5)	$P_{cr} = \frac{\pi^2 \varphi_{cr} E m(I)}{(1 + 0.5 \beta_d)(kh)^2}$	Pcr:N Em: MPa h:mm I: mm <sup>4</sup>
(7.6)	$V_n = (V_m + V_s)$	Vm:N Vs: N
(7.7) (7.10)	$V_m = \phi_m (v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma_g$	v'm: MPa Vm:N bw:mm dv:mm Pd:N
(7.8)	$V_s = \frac{1}{2} A_v f_y \frac{d}{s}$	Av: mm <sup>2</sup> fy: MPa d:mm Vs: N s: mm
(7.9)	$V_r = 0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w (d_v) (\gamma_g) \left( 2 - \frac{h_w}{l_w} \right)$	Vr:N f'm: MPa bw:mm dv:mm h:mm Lw:mm
(7.9) (7.11)	$V_r = 0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w (d_v) (\gamma_g)$	Vr:N f'm: MPa bw:mm dv:mm
(7.12)	$V_r = \phi_m \mu C$	C:N Vr:N
(7.13)	$C = P_d + T_y$	Ty:N Pd:N C:N
(7.14)	$T_y = \phi_s A_s (f_y)$	As: mm <sup>2</sup> fy: MPa Ty:N
(7.15)	$P_d = 0.9 P_f$	Pf:N Pd:N
(7.16)	$M_r = 0.5 \phi_s f_y A_v t I_w \left( 1 + \frac{P_f}{\phi_s f_y A_v t} \right) \left( 1 - \frac{c}{I_w} \right)$	Mr:N-mm Pf: N Av:mm <sup>2</sup>

		fy:MPa Lw:mm c:mm
(7.17)	$\frac{Pu}{Ag} \leq 0.05f'm$	Pf: N Avt:mm <sup>2</sup> f'm: MPa
(7.18)	$Mu = \frac{w_u h^2}{8} + Puf \frac{e_u}{2} + Pu\delta u$	Wu:N/mm H:mm Pu:N eu:mm Pu:N δu:mm
(7.19)	$Pu = Puw + Puf$	Pu:N Puw:N Puf:N
(7.20)	$Mn = (Asfy + Pu) \left( d - \frac{a}{2} \right)$	Mn:N-mm Pu: N As:mm <sup>2</sup> fy:MPa d:mm a:mm
(7.21)	$a = \frac{Pu + Asfy}{0.80 f'mb}$	Pu: N As:mm <sup>2</sup> fy:MPa a:mm b:mm f'm:MPa
(8.1)	$P_R = F_R F_E (f'_m A_e + \Sigma A_s f_y)$	Pr: N As:mm <sup>2</sup> fy:MPa Ae:mm <sup>2</sup> f'm:MPa
(8.2)	$F_E = \left( 1 - \frac{2e'}{t} \right) \left[ 1 - \left( \frac{kH}{30t} \right)^2 \right]$	e':cm H:cm t:cm
(8.3)	$e' = \frac{Mu}{Pu} + \frac{t}{24}$	Mu:kgf-cm Pu:kgf t:cm e':cm

(8.4)	$Fe = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] x \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$	e':cm H:cm t:cm L':cm
(8.5)	$M_0 = 0.9Asfyd'$	As:cm <sup>2</sup> fy:kgf/cm <sup>2</sup> d':cm Mns:kgf-cm
(8.6)	$MR = FRM_0 + 0.3Pud \text{ Sí } 0 \leq Pu \leq \frac{P_R}{3}$	Pu:kgf d:cm Mo:kgf-cm Pr:kgf Mr:kgf-cm
(8.7)	$MR = (1.5FRM_0 + 0.15P_R d) \left(1 - \frac{Pu}{P_R}\right) \text{ Sí } Pu > \frac{P_R}{3}$	Pu:kgf d:cm Mo:kgf-cm Pr:kgf Mr:kgf-cm
(8.8)	$V_{mR} = \varphi[(0.5v'm.A_e + 0.3Pu)] \leq 1.5\varphi v'm.A_e$	Ae:cm <sup>2</sup> v'm:kgf/cm <sup>2</sup> Pu:kgf Vmr:kgf
(8.9)	$\sigma = \frac{Mc}{I}$	M: kgf-cm C:cm I:cm <sup>4</sup> $\sigma$ :kgf/cm <sup>2</sup>
(8.10)	$\sigma v = \frac{Pu}{An}$	Pu: kgf An:cm <sup>2</sup> $\sigma v$ :kgf/cm <sup>2</sup>
(8.11)	$\sigma - \sigma v = 0.8fr$	$\sigma v$ :kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma$ :kgf/cm <sup>2</sup> fr:kgf/cm <sup>2</sup>

Anexo B. Comparación de los resultados experimentales pasados en prismas de mampostería con predicciones analíticas.

INVESTIGACIÓN	Valores experimentales (Mpa)			Valores predichos de f'm (Mpa)				
	fb	Ff	f'm	Estúdio presente	Eurocode 6	Dayaratn am	Bennet et. Al.	MSJC
				Eq (12)	(CEN 1996)	(1987)	(1997)	(2002)
Sarangpani 1	8.2	3.1	2.3	2.5 {10.3}^b	2.7 {17.6}	1.4 {65.9}	2.5 {7.0}	4.4 {91.2}
Tomazcvcic	10.0	0.5	2.0	1.6 {28.2}	2.3 {12.7}	0.6 {225.2}	3.0 {50.0}	4.8 {137.9}
Sarangpani 2	10.7	4.1	2.9	3.2 {9.0}	3.4 {18.9}	1.8 {59.2}	3.2 {10.7}	4.9 {68.9}
Sarangpani 2	107	10.6	3.2	4.3 {33.6}	4.4 {36.2}	2.9 {9.6}	3.2 {0.0}	4.9 {52.9}
Naraine	13	6.1	5.4	4.0 {36.2}	3.6 {49.2}	2.5 {119.7}	3.9 {37.4}	5.4 {0.4}
Tomazcvcic	15	2.5	2.5	3.2 {27.4}	4.4 {75.5}	1.7 {48.5}	4.5 {80.0}	5.8 {130.3}
Rai	17	9.9	7.3	5.3 {38.8}	5.8 {25.7}	3.6 {104.6}	5.1 {43.1}	6.2 {18.5}
Presente	21	3.1	4.1	4.0 {2.4}	5.0 {20.8}	2.2 {85.7}	6.2 {52.2}	6.9 {68.7}
Presente	21	15.2	6.6	6.7 {0.9}	7.4 {11.6}	4.9 {35.0}	6.2 {5.8}	6.9 {4.8}
Presente	21	20.6	7.5	7.3 {2.2}	__d	5.7 {31.8}	6.2 {20.2}	6.9 {8.4}
Hendry	25.5	15.2	9.3	7.4 {26.4}	7.0 {32.7}	5.4 {71.8}	7.7 {21.6}	7.9 {18.3}
Binda	26.9	12.7	14.5	7.1 {103.3}	6.7 {117.9}	5.1 {185.3}	8.1 {79.7}	8.1 {78.2}
Ewing	34	15.7	15.6	8.6 {82.3}	9.4 {66.4}	6.4 {145.5}	10.2 {52.9}	9.6 {63.2}
McNary	101.7	3.4	29.9	9.0 {232.2}	14.2 {110.3}	5.1 {484.7}	30.5 {2.0}	23.1 {29.4}
McNary	101.7	13.7	32.5	14.0 {131.8}	20.1 {61.4}	10.3 {216.6}	30.5 {6.5}	23.1 {40.7}
McNary	101.7	26.4	40.9	17.3 {136.5}	__d	14.2 {187.0}	30.5 {34.1}	23.1 {77.1}
McNary	101.7	52.6	48.2	21.6 {123.6}	__d	20.1 {139.6}	30.5 {58.0}	23.1 {108.7}

Las cifras entre paréntesis indican el porcentaje de error entre los valores experimentales y predichos.

En los prismas se utilizaron ladrillos recuperados de un edificio de unos 100 años de antigüedad en america del norte y mortero 1:6.

El eurocodigo 6 1996 se aplicaba solo para mampostería con una resistencia del mortero inferior a 20Mpa.

Anexo C. Modelos existentes para esfuerzo de corte máximo en muros de mampostería confinada.

Primera hipótesis teoría de fricción	ID	Ecuación	Observación	Referencia
	Rmax-AC	$(0.6Vm_o + 0.3\sigma_o)Aw$	-	Inpres Cirsoc (18)
	Rmax-DD	$(0.6Vm_o + 0.3\sigma_o)ktAv$	$kt = \min[1.2 - (0.2Hw/Lw), 1]$	D' Amore and decanini (19)
	Rmax-MO	Min $(0.45Vm_o + 0.3\sigma_o, 1.5Vm_o)Aw$	-	Morini (20)
	Rmax-CO	$\min \left[ \left( \frac{\sqrt{f'c'm}}{12} + \frac{\sigma_o}{3} \right) Aw, \left( \frac{\sqrt{f'c'm}}{6} Aw \right) \right]$	-	Colombia code (21)
	Rmax-BA	$(0.5Vm_o\alpha + 0.23\sigma_o)Aw$ (8)	$1/3 \leq \alpha (= \frac{VeLw}{Me}) \leq 1$	San Bartolome (22)
	Rmax-ML	$\left[ 1.0072 + 0.4897Vm_o + 0.5341\sigma_o - 0.137 \left( \frac{Hw}{Lw} \right) - 0.9966 \left( \frac{Am}{Aw} \right) \right] Aw$	Am/Aw es el área de la sección del panel de mampostería dada por la relación entre el panel de mampostería y el área total del muro.	Marques y Lourenco (23)
	Rmax-MA	$\left[ k_ukp \left( \frac{0.76}{\frac{Hw}{d} + 0.7} + 0.012 \sqrt{f'c'm} + 0.2\sigma_o \right) twj \right]$	ku=1.0 para muros de mampostería solida; j=7/8d d=Lw-wtc/2 kp=1.16ptcm, ptcm=AsNtc/twLw	Matsumura (24)
	Rmax-FA	$(0.5Vm_o + 0.3\sigma_o)Aw + nf(1.26nd^2\sqrt{f'c'fy})$	nf=0.3	Flore y Alcocer (25)
	Rmax-MC	$(0.476Vm_o + 0.29\sigma_o)(Aw - NtcAtc) + 4200Ntc$	unidades en kg.cm	marinili y Castilla (13)
Rmax-RI	$(0.21Vm_o + 0.363\sigma_o + 0.0141\sqrt{Ptcfyf'c'})Aw$	-	Riahi (26)	

Anexo D. Modelos existentes para esfuerzo de corte máximo en muros de mampostería confinada (continuación).

ID	Ecuación	Observación	Referencia
Rmax-TK	$\frac{f^{t'}mAw}{Ci\beta s} \left[ 1 + \sqrt{C^2i(1 + \frac{\sigma_0}{f^{t'}m} + 1)} + \sum_1^n 0.806d^2l\sqrt{f^{c'}cfy} \right]$	$C^2i\alpha i\beta s \frac{lw}{hw}$ ; $\alpha i = \frac{5}{4}$ parámetro de distribución de fuerza de interacción	Tomazevic y Klemenc (12,27)
Rmax-LA	$f^{t'}m \frac{aw}{Lw} + \left( \frac{hw}{lw} + \sqrt{\frac{hw}{lw} + 4 \frac{4\sigma_0}{f^{t'}m}} \right) Aw$	$\frac{Aw}{lw} = 0.56, 0.65$ 0.85 para $\frac{Hw}{Lw} = 1.21, 10.1$ y 0.76	Laafuente (28)
Rmax-BO	Falla crítica por esfuerzo de tensión: $Aw \frac{f^{t'}m}{\beta s} * \sqrt{\frac{\sigma_0}{f^{t'}m} + 1} \sum_{i=1}^n Rrv, d$ Falla principal por esfuerzo combinado biaxial $\frac{\frac{Aw}{\beta s}}{\left(1 + \frac{f^{t'}m}{f^{c'}m}\right)} \sqrt{f^{t'}m^2 + \sigma_0 f^{t'}m \left(1 - \frac{f^{t'}m}{f^{c'}m}\right) - \sigma_0^2 \frac{f^{t'}m}{f^{c'}m} + \sum_{i=1}^n Rrv, d}$	$Rrv, d =$ Valor máximo de la resistencia a corte debido a la acción de pasador de una sola barra. $Rrv, d = \max\left(\frac{2}{3}Rcb, \frac{1}{3}Rcb + Rst\right)$ $Rcb =$ Reacción del hormigón en la barra principal y se estima resolviendo: $\frac{0.256}{f^{c'}cdl} R^2cb + \frac{2fyAst}{f^{c'}cdl} Rcb - \frac{16ytAstSt + \pi d^3lfy}{32} = 0$ $Rst = fyAst$	Bourzam (29)
Rmax-CH	$\left[ nc(Aw - Atcn)\delta n f^{t'}cAtcn + 0.08fyAsn \right]$	$nc =$ factor de confinamiento para muros 1 para distancias >2.8m 1.1 para columnas <2.8 m. $\delta n =$ factor de participación de separación media de columnas. 0.5 para separación de columnas y 0.4 para otros casos $Vem = \frac{Vmo}{1.2} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{Vmo}}$	Chinese code (30)
Rmax-RA	$Rnc(2.15 + 0.7\left(\frac{li, t}{p}\right))$	$Rnc =$ Esfuerzo de mampostería sin confinamiento. $Li, t$ longitud total de línea central de los elementos de confinamiento interno. $P =$ longitud total e línea central en los elementos del perímetro.	Rai (31)

Segunda hipótesis teoría de fricción

Todas las dimensiones se encuentran en Netwon y mm, excepto donde son mencionadas.

Anexo E. Modelos existentes para la rigidez en el plano de muros de mampostería confinada.

ID	Ecuación	Observación	Referencia
Kel	$\frac{GeqvAw}{kHw \left[ 1 + \alpha' \frac{Geqv}{Eeqv} \right] \left( \frac{Hw}{Lw} \right)^2}$	$Eeqv = \frac{EmAm + \sum EcAci}{Am + \sum Aci}$ $Geqv = \frac{GmAm + \sum GcAci}{Am + \sum Aci}$ <p><math>\alpha' = 0.33</math> para pared en voladizo y <math>0.83</math> para pared fija.  <math>K=1.2</math> el cociente del corte para sección transversal rectangular.</p>	Tomazevic y Klemenc (12)
Kcr-TK/Krmax-TK	$Kel - \sqrt{ald - b}$	ld=índice de daño a y b son los aparmetros de degradación de rigideces.	Tomazevic y Klemenc (12,27)
Kcr-RI	$Aw \frac{\sqrt{f^c m'}}{\gamma c Hw}$	$\gamma c = 1.13$ para ladrillos de arcilla y $0.72$ para bloques de concreto	Riahi (26)
Kcr-RA	$Knc \left( 0.29 + 0.26 \left( \frac{li, t}{p} \right) \right)$	$knc = \left[ \left( \frac{H^3 w}{3EmIm} \right) + \frac{Hw}{AwGm} \right]^{-1}$	Rai (31)
Krmax-RI	$Aw \frac{\sqrt{f^c m'}}{0.65 \mu \gamma c Hw}$	$\mu = \left[ 0.5 \left( \frac{Aw}{Rmax} \right)^2 + 1.3 \right] \leq 6$ <p><math>Rmax = igual\ que\ Rmax - RI</math></p>	Riahi (26)