UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE DE MUROS DE MAMPOSTERIA POSTENSADA Y MAMPOSTERIA REFORZADA APLICADOS A UNA ESTRUCTURA DE DOS NIVELES”.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Agenor Antonio Dixon Maradiaga

Br. Juan Vicente Parrales Bermúdez

Tutor

Ing. Lucía Patricia Fariñas Morales

Managua, Noviembre del 2020

AGRADECIMIENTOS.

Primeramente, damos gracias a Dios, por otorgarnos la sabiduría, humildad, salud y la capacidad de enfrentar las pruebas que han sido puestas en nuestros caminos con el objetivo de permanecer en un constante desarrollo, logrado así aprender de nuestros errores y por lo tanto seguir creciendo de diversas maneras tanto espiritual como profesionalmente.

También le damos gracias a nuestros padres, por ser los principales promotores de nuestros sueños, por cada día brindando de su incondicional apoyo, amor y paciencia con la que se han dedicado para compartirnos sus conocimientos y lecciones que sin duda alguna serán utilices para toda la vida.

Así como no queremos dejar por fuera al cuerpo de docentes que nos hemos encontrado en cada escalón de nuestra formación profesional, específicamente nuestros tutores e Ingenieros Lucia Fariñas y Erick Osorio, que gracias a su tan acertado asesoramiento han contribuido enormemente en la culminación de nuestro proyecto.

RESUMEN

El presente documento monográfico, tiene como objetivo el análisis comparativo de dos sistemas sismorresistentes de muros de mampostería, reforzada y postensada. Para el análisis, con el cual se pretende conocer los efectos de acciones accidentales y gravitacionales sobre la estructura, se aplicará el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-7) con apoyo de la norma ASCE-7-16.

Una vez determinada la máxima demanda probable que pudiera ejercerse sobre la estructura, se diseñaran ambos sistemas, para una estructura destinada a uso habitacional de dos niveles estructurada con muros de mampostería, diseñando la estructura para muros de mampostería reforzada y comparando los resultados de estos con los obtenidos del diseño de la misma estructura con muros de mampostería postensada, logrando así determinar cuál de los sistemas podría presentar mejores características estructurales y constructivas posibles.

Se hará uso de ETABS versión 18.0.2, software que servirá como herramienta de apoyo para comparar los resultados obtenidos por los cálculos manuales para el análisis gravitacional y lateral que se realizara en la estructura, no obstante, como será más adelante abordado, se utilizaran los resultados del software, al brindar resultados con mayor exactitud, ya que los muros por ser elementos donde la determinación de la rigidez es bastante compleja de obtener debido a la aplicación de métodos manuales cuyos resultados son aproximados (ver Anexo B).

Para cumplir con los objetivos planteados en el documento y la fácil compresión de los resultados obtenidos previo a los análisis ejecutados, se dividió el trabajo en cinco capítulos, el capítulo uno abordara las generalidades del tema.

El capítulo dos abarca el análisis estructural, en esta sección se encuentran las consideraciones a utilizar en el análisis de cargas y comportamiento que estas provocan sobre la estructura aplicando cargas, fuerzas sísmicas y métodos de análisis apropiados normados por Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 con apoyo de ASCE7-16 y software ETABS versión 18.0.2

En capitulo tres se realiza el diseño la estructura con muros de mampostería reforzada, aplicando filosofía de diseño LRFD, por lo cual, la capacidad de diseño de los muros deberá ser mayor a la demanda sobre ellos, demanda obtenida del análisis sísmico previamente abordada en capítulo 2. Para el diseño de estos muros se hará uso de ACI530-11 y MP-001.

De igual manera que el capítulo tres, en capítulo 4 se podrá encontrar el diseño de la estructura, pero esta vez, la estructura diseñada con muros de mampostería postensada, aplicando siempre filosofía de diseño LRDF y comparando la capacidad de estos muros con la demanda a la que están sometidos, demanda obtenida del capítulo 2. Para el diseño de muros de mampostería postensada se aplicarán requerimientos ACI530-11.

En capítulo 5, se analizan los resultados obtenidos de ambos diseños, comparando y evaluando cuál de estos dos sistemas presenta características más favorables tanto en comportamiento estructural y viabilidad constructiva.

ÍNDICE DE CONTENIDO.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES 1

INTRODUCCIÓN 1

ANTECEDENTES 3

JUSTIFICACIÓN 5

OBJETIVOS 6

1.1.1 Objetivo General. 6

1.1.1 Objetivos Específicos. 6

MARCO TEÓRICO 7

1.1.2 GENERALIDADES 7

1.1.3 Mampostería. 11

1.1.4 Mampostería Reforzada. 20

1.1.5 Mampostería Postensada. 23

CAPÍTULO II: ANÁLISIS ESTRUCTURAL 28

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO: 28

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES: 33

CARGAS ACTUANTES EN EL EDIFICIO 34

2.1.1 Cargas permanentes: 34

CARGAS VARIABLES 39

2.1.2 Carga Viva 39

2.1.3 Carga Viva Incidental o Reducida CVR. 39

FUERZAS LATERALES 40

2.1.4 Fuerzas laterales por viento 40

2.1.5 Fuerza sísmica por el método estático equivalente: 40

2.1.6 Uso de software como herramienta de análisis: 41

2.1.7 Aplicación de Etabs y resultados de análisis. 52
2.1.8 Filosofía de diseño a utilizar. 54
2.1.9 Combinaciones de carga. 54
2.1.10 Modelado en Etabs 55
2.1.11 Resultados de análisis extraídos de Etabs. 56
CAPÍTULO III. DISEÑO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA 60
CRITERIOS DE DISEÑO: 60
3.1.1 Cuantías y separaciones diseño: 60
3.1.2 Resistencia máxima nominal a compresión de la mampostería: 61
3.1.3 Resistencia a flexo-compresión. 65
3.1.4 Resistencia a cortante de la mampostería 69
DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA MX1 72
3.1.5 Cuantía y separaciones de diseño 72
3.1.6 Resistencia máxima nominal a compresión de la mampostería: 73
3.1.7 Diseño a flexo-compresión 75
3.1.8 Cortante resistido por la mampostería 84
Resumen de capacidades de muros y acero de refuerzo a utilizar según lo requerido. 87
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA POSTENSADA. 89
CRITERIOS DE DISEÑO. 89
4.1.1 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería sin contribución del acero 89
4.1.2 Factores de reducción de resistencia 90
4.1.3 Fuerza de pretensionamiento necesaria para axial y momento aplicado. . 90
4.1.4 Cortante resistido por la mampostería 91
4.1.5 Fuerza de pretensionamiento para resistir el cortante aplicado. 92

4.1.6 Numero de tensores necesarios 92
4.1.7 Numero de vueltas requerida por cada tensor. 93
4.1.8 Resistencia a Flexo-compresión. 95
DISEÑO DE MAMPOSTERÍA POSTENSADA. 97
4.1.9 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería sin contribución del acero del muro MX1. 97
4.1.10 Esfuerzo total aplicado con la fuerza de pretensionamiento de Pu y Mu. . 99
4.1.11 Resistencia nominal cortante de la mampostería 99
4.1.12 Fuerza de pretensionamiento para Vu aplicados 100
4.1.13 Esfuerzo total aplicado con la fuerza de pretensionamiento de Vu. 100
4.1.14 Numero de tensores requeridos en el muro: 100
4.1.15 Numero de vueltas requerida para cada tensor. 101
4.1.16 Recalculo del número de tensores 102
4.1.17 Esfuerzo total aplicado en el muro 103
4.1.18 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería con contribución del acero 104
4.1.19 Resistencia a cortante del muro con la fuerza generada por el postensionamiento. 105
4.1.20 Resistencia a flexo-compresión del muro de mampostería postensada.. 106
Tablas resúmenes del diseño de muros de mampostería postensada. 116
CAPÍTULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO. 117
CANTIDADES DE ACERO REQUERIDAS POR MURO. ´ 117
CARGA AXIAL RESISTENTE POR MURO 117
RESISTENCIA A FLEXO-COMPRESIÓN. 117
RESISTENCIA A CORTANTE. 120
CONCLUSIONES. 124

RECOMENDACIONES 125
BIBLIOGRAFÍA 126
Anexos A. Planos Generales. I
nexo B. Determinación de momentos de inercias y rigideces de cada muro. XII
B.1. Cálculo de inercia en muros y centroides geométricos. XIII
B.2. Determinación de la rigidez lateral de cada muro. XVII
Anexo C. Diagramas de interacción de muros de Mampostería Reforzada. XIX
Anexo D. Diagramas de interacción de muros de Mampostería Postensada XXIX

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Proporcionamiento de mortero 8
Tabla 2. Dimensiones nominales de las barras de refuerzo..... 9
Tabla 3. Módulos de ruptura. 15
Tabla 4. Tipos de piezas de bloque de mortero. 20
Tabla 5. Dimensiones de los muros de mampostería 33
Tabla 6. Peso de vigas de concreto 35
Tabla 7. Peso de muros de mampostería. 36
Tabla 8. Pesos de cargas sobreimpuestas por nivel. 38
Tabla 9. Peso total de cargas permanente por nivel. 40
Tabla 10. Desplazamientos obtenidos de Etabs por fuerza sísmica. 49
Tabla 11. Periodos de la estructura obtenidos por Etabs. 50
Tabla 12. Fuerza sísmica por nivel calculado de manera manual. 52
Tabla 13. Fuerza sísmica en cada nivel calculada por Etabs. 53
Tabla 14. Desplazamientos por nivel. 56
Tabla 15. Derivas por piso 57
Tabla 16. Cargas aplicadas en los muros del primer nivel. 58
Tabla 17. Cargas aplicadas en los muros del segundo nivel. 59
Tabla 18. Ubicaciones del eje neutro del muro 78
Tabla 19. Acero en compresión y tensión del muro de mampostería reforzada. 79
Tabla 20. Esfuerzos generados en muro de mampostería reforzada..... 82
Tabla 21. Momentos y cargas resistente en muro de mampostería reforzada. 83
Tabla 22. Cantidad de acero requerido para muros de mampostería reforzada 87
Tabla 23. Resistencias a cargas axiales de los muros de mampostería reforzada. 87

Tabla 24. Resistencia a cortante de muros de mampostería reforzada 88

Tabla 25. Ubicaciones del eje neutro del muro. 109

Tabla 26. Acero en compresión y tensión en muro de mampostería postensada. 110

Tabla 27. Esfuerzos generados en muro de mampostería postensada 113

Tabla 28. Momentos y cargas resistente en muro de mampostería postensada. 114

Tabla 29. Acero requiero para muros de mampostería postensada. 116

Tabla 30. Numero de vueltas y cortantes resistidos por los muros de mampostería postensada. 116

Tabla 31. Resistencia a flexo-compresión del muro MX-1 118

Tabla 32. Resistencia a cortante de los muros de mampostería reforzada. 120

Tabla 33.Resistencia a cortante de los muros de mampostería postensada-. 120

Tabla B1. Resumen de momentos de inercia y áreas totales de muros del 1er nivel .. XV

Tabla B2. Resumen de momentos de inercia y áreas totales de muros del 2do Nivel XVI

Tabla B3. Resumen de rigideces (Muros 1er. Nivel) XVIII

Tabla B4. Resumen de rigideces (Muros 2do. Nivel) XVIII

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

INTRODUCCIÓN

Es indispensable contar con métodos constructivos que cumplan con las necesidades que requiere la zona en la que se construirá una obra determinada, Nicaragua por ser un país con alta actividad sísmica debe estar preparada ante este tipo de eventos que son de carácter imprescindibles, sin embargo, actualmente no todas las estructuras situadas en zonas sísmicas cuentan con un sistema que pueda soportar cargas laterales, algunas causas de esto puede ser porque la mayoría de viviendas del país no son construidas ni diseñadas por profesionales, no tienen un diseño estructural, e incluso por economía, todos estos factores contribuyen a que las viviendas sean muy vulnerables ante eventos sísmicos.

La construcción con Mampostería es conocida como una de las técnicas más antiguas y tradicionales debido a su alta variedad de aplicación y accesibilidad en un sin número de texturas, formas y tamaños, y que gracias a su evolución con el transcurso de los años, sean podido implementar nuevas ideas y sistemas, haciéndola mucho más útil para diferentes propósitos, así como: muros estructurales, aisladores de temperatura, aislamientos acústicos, estribos de puentes, etc., no obstante, las obras de mampostería son conocidas por presentar un bajo nivel de resistencia a esfuerzos de tensión, esfuerzos que pueden ser superados ya sea por el reforzamiento o por el presforzado.

Sin embargo, la gran desventaja del reforzamiento en un muro de mampostería recae en la falta de contribución a la fuerza del muro por parte del acero de refuerzo antes de la aparición de agrietamientos por esfuerzos de tensión, con el objetivo de reducir y/o superar este inconveniente presente, el acero puede ser postensado.

Según lo expuesto por (Hassanli, 2019) “en una pared postensada, se aplica una fuerza de compresión al elemento usando barras/cordones de acero de presfuerzo que son colocados dentro de las cavidades de la mampostería” estudios

realizados demuestran que el postensado incrementa tanto la resistencia a la flexión horizontal como vertical fuera del plano de la mampostería.

Para conocer y profundizar más sobre un sistema poco conocido que podría, o no, ser implementado en el país, primero requiere mayor investigación, por lo tanto, en este documento se pretende elaborar el análisis del comportamiento sísmico al realizar dos diseños, mampostería postensada y compararlo con mampostería reforzada aplicada a una estructura de dos niveles.

Se utilizarán los enfoques de diseño estructural tomando en cuenta la norma internacional *ACI 530-11* como base de diseño y a su vez revisando las designaciones que establece la norma nacional *MP-001*, para la mampostería reforzada; en el caso de la mampostería postensada, esta será apoyada mediante los estudios realizados en Colombia en la tesis monografía llamada “Metodología para el diseño de muros de mampostería estructural postensada” que posteriormente se será revisada con los criterios establecidos por *ACI 530-11*.

ANTECEDENTES

Aunque la mampostería postensada sea un tema poco conocido en Nicaragua, en algunos países como México, Colombia, Nueva Zelanda, Estados Unidos, entre otros, es un sistema constructivo en uso. Por su efectividad en estos países, diversos autores lo han tomado como tema de investigación; uno de ellos es un reporte académico creado por Oscar Hernández y Heriberto Aguilar para la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM.

En base al comportamiento del postensado en el concreto, ellos buscan encontrar la deformación diferida de la mampostería sometida constantemente a compresión y a tensión continua en el caso de los cables (Zalamea, 2013). En esta investigación se construyeron muretes de 90 cm de altura con postensado. Lo que se hizo en este ensayo fue observar cuales eran las deformaciones obtenidas por medio de mediciones de acortamiento a través del tiempo con su respectivo registro por medio de un deformómetro.

Entre los resultados más significativos de dicha investigación es que la pérdida de presfuerzo fue de casi la mitad con respecto al bloque de concreto convencional, según expone (Zalamea, 2013), “las pérdidas por relajamiento de los cables y anclajes fueron casi nulas por lo que se pueden considerar como despreciables con respecto a las pérdidas en el material comprimido, el acortamiento se da mayormente en la junta de mortero, por lo tanto se recomienda usarlo en poca cantidad pero de buena calidad”. La conclusión que tuvieron los investigadores es que esta técnica no presenta grandes dificultades y puede ser aún más económica con respecto a otros tipos de refuerzo.

Otra investigación sobre mampostería postensada fue la elaborada por Gavin D. Wight, Jason M. Ingham y Andrew R. Wilton, esta fue desarrollada en Nueva Zelanda. La investigación consistió en construir una casa que exigía resistencia sísmica con bloque de concreto postensado, en dicha casa solo las paredes exteriores contaban con sistema de postensado y los bloques fueron unidos con el mínimo de

mortero, es decir, se utilizó lo llamado “Mampostería sin ligante”. De su investigación tuvieron los siguientes resultados:

Su construcción cumplió con las demandas sísmica de normativa local, es necesario que los vanos de puertas y ventanas contengan un mínimo de refuerzo, ya que los muros de mampostería postensada deberían de ser construidos sin aberturas en ellos, lo cual es muy difícil de cumplir; la mayor presencia de cargas gravitacionales en paredes soportantes reduce la necesidad de postensado y puede aumentarse el espaciamiento (por lo tanto, esto es aplicable a construcciones de varios niveles).

Otro documento hecho por uno de los autores de la investigación antes mencionada, Gavin D. Wight, quien realizó su tesis doctoral sobre la mampostería postensada y su desempeño sísmico.

Wight logra demostrar por medio del ensayo de dos muros con mampostería de bloque parcialmente inyectados, la idoneidad de este sistema como respuesta sísmica. Utilizó mesas vibratorias con muros con distintas disposiciones de aberturas e incluye extremos trabados y habitaciones pequeñas en algunas pruebas, como resultado tuvo que el balanceo desde la base es la causa de deformación mayor, se tuvo un desplazamiento residual mínimo y los daños fueron en las esquinas inferiores de los muros y en los vanos.

Los señores Carlos Serna Pulgarín y Luis Stuart Contreras de la universidad nacional de Colombia también realizaron una tesis de especialización sobre mampostería postensada, basándose en un análisis económico para viviendas de interés social. Donde se concluyó que se debe utilizar bloque de concreto elaborado en formaleta metálica por su gran durabilidad y geometría precisa. Su conclusión fundamental fue que la mampostería postensada bajo las condiciones supuestas es aproximadamente un 11% más costosa que la mampostería estructural y un 3% más económica que el sistema porticado de concreto armado.

JUSTIFICACIÓN

La Mampostería es uno de los sistemas más utilizados para la construcción de viviendas en todo el territorio nicaragüense, sin embargo, producto a muchos acontecimientos, tal como, el catastrófico evento sísmico que sacudió a Managua el día Sábado 23 de diciembre de 1972 (Ruiz, 1973), con una magnitud de 6.2 en la escala de Richter, y una duración de aproximadamente 30 segundos, tiempo suficiente para generar la destrucción de una gran cantidad de vivienda y pérdidas humanas; se ha originado la implementación de nuevas ideas constructivas, y normas que mejoren las condiciones y comportamiento de las estructuras construidas en el país. No obstante, pese al desarrollo y/o evolución del Sistema constructivo de mampostería, y a lo versátil y económica que es, los estudios han demostrado que no es suficientemente susceptible, a deformaciones sísmicas.

Teniendo esto en cuenta, es vital investigar la introducción a nuevas alternativas, que puedan contribuirle a la mampostería tradicional, la resistencia necesaria con el fin de poder resistir de manera más eficiente los esfuerzos de tensión que debilitan su estructura; lo que lleva al estudio de ella con la aplicación del postensado, que consiste en la utilización de bloques de concreto y tendones o barras que serán tensados con una gata hidráulica u otro herramienta que proporcione el tensado, es decir, estos serán halados y una vez que se encuentren tensionados se ubicarán anclajes definitivos en los extremos para sujetar el elemento presforzado, se ha mostrado que el uso de tendones o barras guiados puede incrementar la ductilidad y favorecer en la mampostería una mayor fuerza.

Este tipo de sistema tiene mayor resistencia a cargas estáticas y dinámica que la mampostería convencional, por lo tanto, al incluir este método como una alternativa en la construcción, se podría tener una nueva opción que mantendrá los hogares de las familias nicaragüenses en pie y por consecuente, la reducción de pérdidas durante un evento sísmico o cualquier otro que obligue a la estructura a soportar cargas laterales.

OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo General.

1. Analizar el comportamiento sismorresistente en sistemas estructurales de muros de mampostería postensada y muros de mampostería reforzada con el objetivo de establecer sus relaciones, diferencias y semejanzas dentro de la aplicación de estructuras de uso residencial con dos niveles ubicadas en la ciudad de managua.

1.1.1 Objetivos Específicos.

1. Realizar el análisis sismorresistente con la configuración estructural de una residencia convencional de dos niveles para evaluar el comportamiento y obtener la demanda de esfuerzos en los muros estructurales de la misma, aplicando requerimientos del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para incluir la demanda sísmica con los efectos del suelo de Managua y excentricidad torsional generados por la configuración geométrica de la estructura.
2. Diseñar muros estructurales de vivienda reflejada en planos con cada sistema de mampostería aplicado, postensada y reforzada, cumpliendo con normas de diseño, nacional MP-001 e internacional ACI-530-11 para complementar requerimientos y criterios de diseño.
3. Establecer relaciones, diferencias y semejanzas por medio del análisis de los resultados del diseño sobre la aplicación de sistemas estructurales de muros de mampostería postensada y reforzada en una vivienda de dos niveles con la demanda sísmica de la ciudad de Managua.
4. Evaluar y analizar, ventajas y desventajas en cada sistema estructural de muros de mampostería aplicado a una estructura de uso convencional en la población y determinar cuál de estos dos sistemas sismorresistentes destacaría en términos estructurales, económicos y de mayor accesibilidad constructiva, para la elaboración de una vivienda de dos niveles.

MARCO TEÓRICO

1.1.2 GENERALIDADES

Presfuerzo

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. El presfuerzo se puede dividir en pretensado y postensado.

Pretensado

Los tendones, generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o se tensan entre apoyos. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos. Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que es curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento. Después de haberse logrado la resistencia requerida, se libera la presión de los gatos.

Postensado

Contrario al pretensado el postensado es uno de los métodos de presforzado en el cual el tendón que va dentro de unos ductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el presfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del presforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colocados en sitio.

Rigidez.

La rigidez es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento

estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones. En otras palabras, se podría decir que la rigidez es la cantidad de fuerza que se requiere que desplazar un material, dependiendo de la ubicación de dicha fuerza.

Mortero.

El mortero estará constituido por una mezcla de aglomerante y agregado fino, a la cual se le añadirá la cantidad de agua necesaria que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin segregación del agregado, las cuales llegan a una resistencia nominal en compresión del mortero **(f'_j)** ver tabla 1.

Tabla 1. Proporcionamiento de mortero

Tipo de mortero	Partes de cemento Hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena	Resistencia Nominal en compresión f'_j,MPa (Kg/cm^2)
I	1	-	0 a ¼	No menos de 2.25 ni mayor a 3 veces la suma de cementantes en volumen	12.5 (125)
	1	0 a ½	-		
II	1	-	¼ a ½		7.5 (75)
	1	½ a 1	-		
III	1	-	½ a ¼		4.0 (40)

Nota. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
*Fuente. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Mampostería (NTC)

Concreto fluido o grout

El concreto fluido o grout (es una mezcla de alta fluidez compuesta de materiales cementantes, agregados y agua, la cual se coloca dentro de los huecos de la 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 60 mm. Se usará grout grueso cuando la dimensión menor de los huecos sea igual o mayor a 60 mm.

El valor mínimo de la resistencia a la compresión del concreto fluido f'_{cf} será de 140 kg/cm2.

Acero de Refuerzo.

Es conocido como acero de refuerzo a todos aquellos elementos de acero que van introducidos en las columnas, vigas, zapatas, etc., con el objetivo de darle una mejor resistencia en su comportamiento.

La resistencia a la tensión es más de 100 veces la resistencia comparada con la del concreto estructural común. En consecuencia, los dos materiales se utilizan mejor en combinación, encargándose así el concreto de resistir esfuerzos de compresión, mientras que el acero de los esfuerzos de tensión.

El tipo más común de acero de refuerzo viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas, estas están disponibles en un amplio intervalo de diámetro aproximadamente de ¼" a 1 ¼" de pulgadas para aplicaciones ordinarias. Estas barras se suministran con deformaciones (protuberancias o corrugaciones) en la superficie para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

El acero en el comercio se designa por numeraciones que van desde la №2 a la №10, en seguida presentaremos las numeraciones y cantidad de varillas por quintal, ver tabla 2 a continuación.

Tabla 2. Dimensiones nominales de las barras de refuerzo

N° De varilla	Diámetro en pulgadas	Cantidad de varillas de 6m/quintal
2	¼"	29
3	3/8"	13
4	½"	7
5	5/8"	5
6	¾"	3
7	7/8"	2.5

Nota. Fuente: Elaboración propia.

N° De varilla	Diámetro en pulgadas	Cantidad de varillas de 6m/ quintal
8	1”	2
9	1-1/8”	1.5
10	1-¼”	1

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Tendones.

En los Estados Unidos, los tendones suelen ser barras de alta resistencia unidas por acopladores, aunque los Requisitos del Código de Construcción para Estructuras de Albañilería (Masonry Standards Joint Committee, 2011), también permiten el uso de hilos o alambres de acero. Los acopladores permiten el uso de barras más cortas que minimizan la altura de elevación. Hasta la fecha, no hay disposiciones de código para los tendones que no son de acero.

Las características importantes de los tendones son su tamaño, fuerza y características de relajación. La mayoría de los tendones disponibles en la actualidad en los Estados Unidos son barras entre $^{7}/_{16}$ y 1 pulg. (11 y 25 mm) de diámetro, con puntos fuertes entre 60.000 y 100.000 psi (413 y 690 MPa), dependiendo del proveedor. Los tendones de cadena de acero son generalmente 270,000 psi (1,860 MPa).

Tendones en la mampostería.

Los tendones generalmente se colocan en celdas huecas de unidades de mampostería con poca o ninguna lechada, a excepción de ciertos muros de corte (estos deben identificarse en los dibujos de diseño). Además, las unidades abiertas se deben agrupar para cumplir con los requisitos mínimos de banda según lo detalla la norma (ASTM C90-01a. ASTM International, 2001).

Los tendones sin restricción lateral son libres de moverse dentro de la célula o la cavidad y son los más simples de construir. Los tendones con sujeción lateral no pueden moverse libremente dentro de una célula o cavidad. La restricción se logra mediante el rejuntado de toda la altura del tendón o al proporcionar restricciones

intermitentes, ya sea tapones de rejuntado o restricciones mecánicas, en los cuartos de la altura de la pared.

Colocar los tendones es muy parecido al refuerzo leve. Se pueden instalar después de construir la mampostería, siempre que el diseño permita tendones sin restricción lateral. Si se requieren tendones restringidos lateralmente, la colocación del tendón debe realizarse simultáneamente con la mampostería para permitir que se instalen las restricciones a menos que se agrupen las células.

1.1.3 Mampostería.

La mampostería es un sistema de construcción el cual consiste en la elaboración de paredes mediante la superposición de bloques de concreto, lo que las hace uno de los medios de construcción más utilizados mundialmente, esto por ser un material muy fácil de encontrar, de fácil aplicación, muy económico, durable, resistente al fuego y un buen aislante de sonido, generalmente son unidos por un material cementante.

La mampostería es el elemento estructural resultante de la unión de piezas formadas por distintos materiales, naturales o artificiales, con un mortero que contribuye a la ligazón entre éstas y que influye en las características del elemento estructural que se forma. (Beltran y Sanabria, 2016)

La mampostería presenta altas resistencias ante cargas de compresión, por lo que es principalmente usada en construcciones que soportan cargas gravitacionales (cargas permanentes e impuestas). Dentro de los diferentes sistemas de mampostería tenemos:

- Mampostería Confinada
- Mampostería Simple
- Mampostería Reforzada
- Mampostería Presforzada

Muros

Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de las edificaciones que sirve también para dividir espacios, y a su vez soportar ciertas cargas gravitacionales y laterales. No son en general o necesariamente hechos de concreto sino de cualquier material que llene estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural. Dentro de los principales en las estructuras habitacionales tenemos los siguientes:

Muros de corte:

Cuando en una estructura existe un diafragma rígido, los muros se van a comportar como muros de corte. Esto quiere decir que van a tomar cargas de corte y flexión en el plano de mayor rigidez.

Muro de carga:

Su función básica es soportar cargas, consecuencia, se puede decir que es un elemento sujeto a compresión. Las características del material para este tipo de muro deben estudiarse conscientemente para trabajos mecánicos.

Muro divisorio:

La función básica de este tipo de muro es de aislar o separar, debiendo tener características tales como acústicas y térmicas, impermeable, resistencia a la fricción o impactos y servir de aislantes.

Propiedades de las unidades de Mampostería.

Las propiedades mecánicas fundamentales para efectos de análisis estructural son la densidad, el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a compresión, que tiene un significado trascendental ya que constituye un índice de calidad y se utiliza para reducir otras propiedades mecánicas como sucede con el concreto. También suele determinar directamente la resistencia a flexo tracción.

Resistencia a compresión de mampostería.

La resistencia a la compresión de las unidades mampostería "**f'm**" es un índice de calidad valido para comparar, si son de iguales dimensiones. Sin embargo, por si misma no permita hacer afirmaciones definitivas sobre la resistencia a compresión de los muros de mampostería que forman.

La resistencia de las unidades de mampostería depende fundamentalmente de su composición y del proceso de cocido. Si las unidades son macizas pueden considerarse isotrópicas, pero si tienen perforaciones (verticales u horizontales) ya esa consideración no es tan válida. (Mampostería, 2008)

Según el arto. 61 del RNC-07, las piezas de Mampostería consideras pueden ser de concreto, de arcilla y de cantera. Los bloques de concreto y cantera, deberán poseer una resistencia a la compresión **(f'b)** no menor de 55 kg/cm^2 sobre el área bruta.

La MP-001 (Norma de Diseño y Construcción de Mampostería) en su arto. 4.2.3 Unidades de Concreto, expresa que los bloques huecos de concreto deberán tener una resistencia característica a la compresión **(f'u)** no menor a 108 kg/cm^2 sobre área neta. (MTI, 2017)

La resistencia característica a la compresión de la mampostería se podría determinar a partir de la fórmula que estable MP-001 en su sección 5.1.1.1.

$$f´m = 0.5f´_u \leq 45kg/cm^2$$

Donde f'u es la compresión del bloque sobre área neta.

Módulo de Elasticidad.

La rigidez de los muros de mampostería está dada en buena proporción a su componente menos rígido: el mortero. Esto no quiere decir que no es importante conocer el módulo de elasticidad de las unidades de mampostería, puesto que la relación de rigideces entre unidad y el motero es un parámetro que determina el comportamiento del muro.

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 carga sísmica.

$$E_m = 1000 f´_m$$

- Para el diseño elástico de mampostería.

$$E_m = 700 f´_m$$

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

$$E_m = 800 f´_m$$

Para bloques de concreto con relleno de concreto.

En estas expresiones el valor de $f´_m$ está referido al área bruta de la mampostería.

Módulo de corte.

Cuando el módulo de cortante no se establece mediante el ensayo por compresión diagonal en muretes, para efectos la norma MP-001, el módulo de corte se determinará de la manera siguiente:

$$E_v = 0.4 E_m$$

Módulo de ruptura.

Para mampostería sujeta a cargas en su plano, el módulo de rotura f_t, normal o paralelo a las juntas, se tomará de 14.0 kg/cm2.

Según la MP-001 (Norma mínima de Diseño y Construcción de Mampostería) para elementos de mampostería sometidos a flexión perpendicular al plano, el módulo de rotura f_r se tomará de la tabla 3.

Tabla 3. Módulos de ruptura.

Dirección de la tracción por flexión y tipo de mampostería	Fr (Kg/cm2)
Normal a las juntas (lustración 1 a)	
- Piezas macizas	5.0
- Piezas huecas o sin relleno	3.0
- Con relleno	10.0
Paralelo a las juntas (Ilustración 1 b)	
- Piezas macizas	10.0
- Piezas huecas o sin relleno	6.0

Nota. Fuente: Norma mínima de diseño y construcción de mampostería (MP-001)

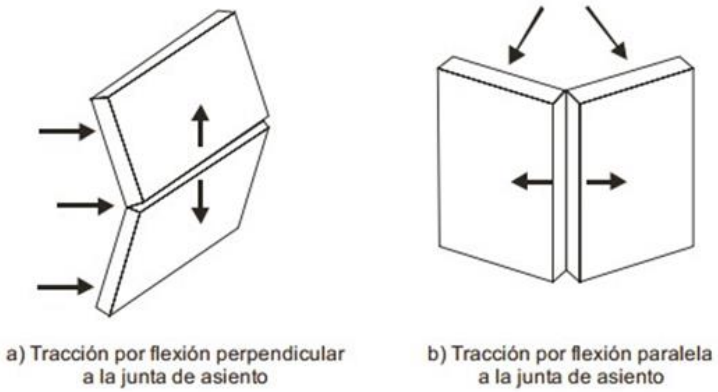


Ilustración 1. Tipos de tracción de juntas

Resistencia a la compresión diagonal en unidades de mampostería.

Cuando la 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 al cortante de la mampostería se podrá determinar a partir del valor de la resistencia a compresión de la mampostería.

$$v_m = 0.8\sqrt{f´m} \leq 6.0 \left[\frac{kg}{cm^2}\right]$$

Resistencia a flexotracción.

La incapacidad para resistir esfuerzos de tracción es una característica de los muros de mampostería. Sin embargo, la falta de resistencia del material compuesto (muro de mampostería) no implica que los componentes no posean resistencia a tracción. De hecho, es imprescindible para el funcionamiento resistente del muro que las unidades de mampostería posean, de forma individual una cierta resistencia a tracción.

La resistencia a tracción de las unidades es de interés por el hecho que la falla a compresión de los muros de mampostería está asociada en realidad, al fallo de las unidades por esfuerzos de tracción-transversales; inducidos al confinar el mortero bajo la solicitación de compresión y de corte.

1.1.3.1 Coeficiente de poisson v_m

Esta propiedad depende principalmente del estado de esfuerzos. Por lo general el coeficiente de poisson se determina de ensayos uniaxiales. Suele tomarse $v_m = 0.25$.

1.1.3.2 Agrietamientos presentes en muros de Mampostería.

La comprensión de la causa del potencial de agrietamiento permite al diseñador incorporar procedimientos de diseño apropiadas para su control. Las causas más comunes de grietas en la mampostería de concreto se muestran a continuación:

1.1.3.3 Falla ante cargas axiales.

El comportamiento y los modos de la falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la forma siguiente: las piezas y el mortero tiene características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable que por lo general son las piezas, restrinja las deformaciones transversales que sufre el mortero, produciendo esfuerzos de compresión en dirección transversal sobre él.

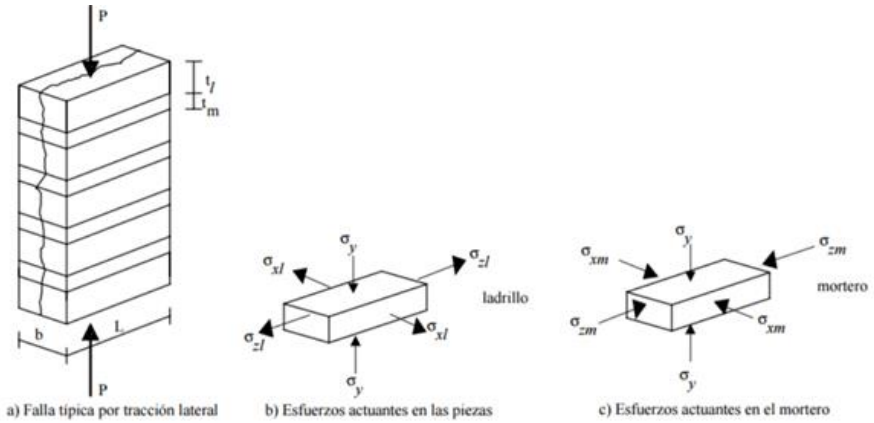


Ilustración 2. Estado de Esfuerzos sobre un Muro Sometido a Compresión.

1.1.3.4 Falla por cortante.

El agrietamiento por corte se puede presentar en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, caracterizada por su forma diagonal a lo largo del muro y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal o esfuerzos de corte que se producen en el mismo. Ocurre en el momento en que la resistencia a tensión de las piezas es menor que la relación de la resistencia debido a la adherencia entre las piezas y el mortero.

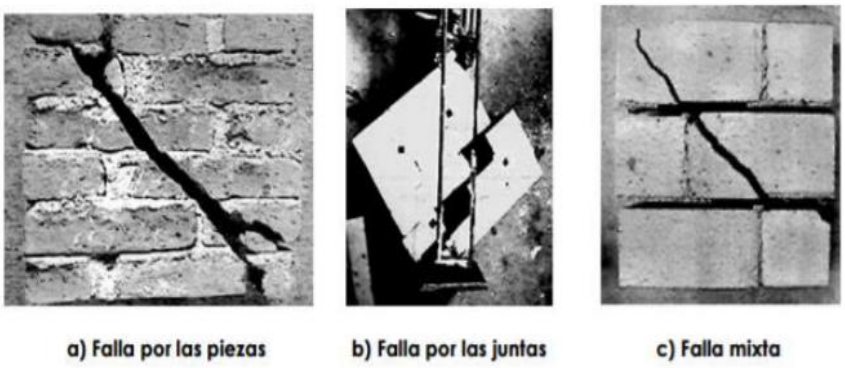


Ilustración 3. Fallas ocasionadas por tensión Diagonal (Corte).

Falla por flexión.

El agrietamiento se presenta en forma vertical en las esquinas y el centro, luego de haberse alcanzado el esfuerzo resistente del material, causando una deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras, pudiendo presentarse igual en muros esbeltos. Puede ser denominada así a la acción estructural que produce dicho efecto. El ensayo más común para revisar este tipo de fallas en la mampostería es el de compresión diagonal.

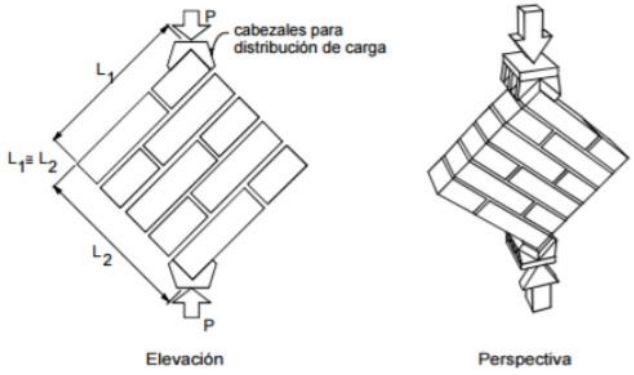


Ilustración 4. Ensayo a tensión Diagonal.

Contracción y Restricción.

El agrietamiento resultante de la contracción puede ocurrir en las paredes de mampostería de concreto debido a la contracción por secado, las fluctuaciones de temperatura y la carbonatación. Estas grietas ocurren cuando los paneles de mampostería no pueden moverse.

Sobrecarga estructural

La causa básica de grietas en los edificios de mampostería es el movimiento. Hay muchos tipos de movimientos que ocurren en los edificios. Las restricciones a este movimiento, como el contacto con la tierra, las paredes que se cruzan, etc. resultan en fuerzas de tensión. Como la mampostería de concreto es relativamente

débil en tensión y cuando las fuerzas de tensión exceden la capacidad de la mampostería, se producen grietas. El movimiento debido a la desviación de los elementos de soporte y la sobrecarga estructural son eventos comunes y deben abordarse en un diseño estructural adecuado.

Finalmente, en la siguiente ilustración se resumen los modos de falla más comunes en la mampostería, adicional a estos existen fallas generadas por la flexión del muro el cual puede hacer que falla por tensión diagonal o por deslizamiento. En los muros de mampostería reforzada también se ven fallas por compresión cuando la cuantía del acero de refuerzo es alta.

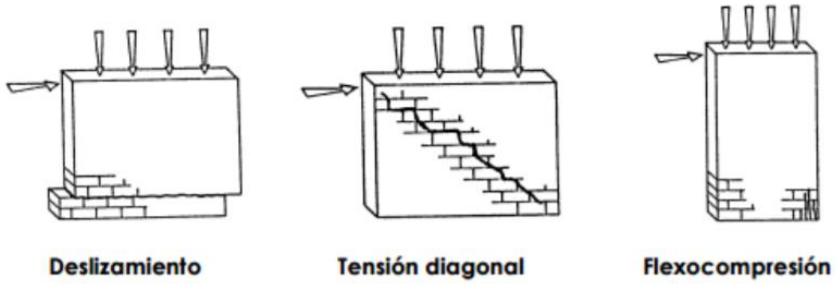


Ilustración 5. Fallas típicas en la mampostería.

Cálculo de las deformaciones.

Los cálculos de las deformaciones de elementos de mampostería reforzada con armadura distribuida se deberán basar en las propiedades de la sección fisurada. 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.

Se han creado formulas a partir de ensayos realizados, las cuales ofrecen una respuesta aproximada a la deformación real que sufrirá el muro de mampostería.

$$\Delta_{Total} = \Delta_F + \Delta_V = \Delta_{Total} = \frac{h^3}{3E_m I} + \frac{k_f h}{AE_v}$$

Donde:

h: altura del muro.

Em: módulo de elasticidad de la mampostería.

k_f = 1.2 para muros aislados. 1.0 para muros con contribución perpendicular.

A: área trasversal del muro.

Ev: esfuerzo por cortante de la mampostería

1.1.4 Mampostería Reforzada.

La mampostería reforzada consiste en la elaboración de muros, únicamente con bloques y refuerzos internos de acero, este sistema es lo suficientemente resistente para soportar las cargas que se le imponen. Sin embargo, se encuentra en dependencia del tipo de bloque que se utiliza y de su armadura interna.

Debe tomarse en cuenta que el tipo de bloque que se utiliza para mampostería confinada es totalmente distinto del que se ocupa en la mampostería reforzada, es más, en mampostería reforzada se tiene que usar un conjunto de bloques de diferentes estilos y dimensiones, con una función distinta cada uno, pero en conjuntos conforman una sola estructura (ver Tabla 4).

Tabla 4. Tipos de piezas de bloque de mortero.

Tipo	Descripción
	El medio bloque realiza la misma función que el bloque entero, con la diferencia que ya viene hecho cuchilla, para evitar los cortes en el bloque entero y generar malos cortes o incluso la pérdida del bloque por una mala manipulación de este.
	El bloque entero sirve para conformar las paredes, y está diseñado para permitir el paso de los elementos verticales de refuerzo de acero.

Tipo	Descripción
	El tipo U, es por decirlo así las vigas de la pared, puesto que permite la inducción de refuerzos horizontales y la llena de mezcla por el interior de este, permite la intersección de las varillas, creando un tipo de malla de refuerzo estructural, para toda la vivienda.
	Este tipo de bloque está fabricado para realizar la unión de dos paredes, una transversal y la otra longitudinal. También permite la introducción de elementos de acero en su interior, y concreto a la vez.

Nota. Fuente: Elaboración propia

Otro aspecto interesante que hay que abordar, es la armadura interna que poseen los muros, estas suelen ser varillas de acero grado 40 o 60.

La separación de los elementos verticales como requerimiento máximo para estructuras de bajas solicitaciones pueden ir @ 0.80m y los refuerzos horizontales @ 0.6m según Cartilla de la construcción. Teniendo en claro que estos valores pueden cambiar según las solicitaciones durante el diseño de la estructura. Otra característica importante que hay que tomar en cuenta con este sistema constructivo, es que tiene que llevar obligadamente viga asísmica y viga corona, puesto que de ellas van anclados los refuerzos y aparte de ello esto ayuda a mantener unidas las piezas de mampostería, en el momento que se ejecute un movimiento, ver Ilustración 6.

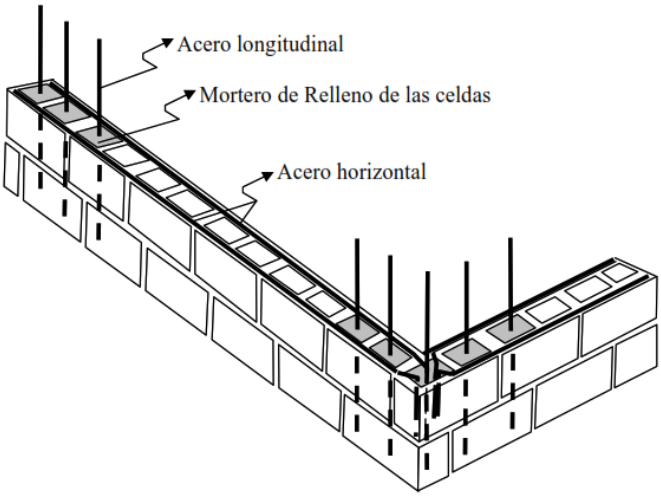


Ilustración 6. Acero de refuerzo horizontal y vertical en mampostería reforzada.

El refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para el adecuado desempeño estructural sísmico. Entre las características que aporta al sistema se encuentran (Aguilar y otros, 1994; Zepeda y otros, 1997; y Álvarez y otros, 1994):

- Favorece a una distribución más uniforme del daño y disminuye la anchura de las grietas.
- No incrementa sustancialmente el cortante de agrietamiento, ni la rigidez de agrietamiento, ni la distorsión a la que se presenta; se han medido incrementos del orden de un 20%.
- La rigidez elástica no se modifica por la presencia del refuerzo horizontal.
- Genera ciclos histeréticos estables, con buena disipación de energía.
- Incrementa de manera sustancial la resistencia máxima a cortante.
- Incrementa la capacidad de disipación de energía.
- Incrementa la capacidad de deformación.
- Propicia una degradación de la resistencia lateral menos pronunciada, pero no la evita.

Valores mínimos del refuerzo en la mampostería reforzada.

- El refuerzo mínimo vertical en las paredes de mampostería reforzada será de varillas #3 a cada 80 cm.
- El refuerzo mínimo horizontal en las paredes de mampostería reforzada será de varillas #3 a cada 60 cm.
- Se deberá colocar refuerzo de una varilla #5 alrededor de los vanos.
- En intersecciones de muros se deberá colocar como mínimo 2 barras verticales #3.

1.1.5 Mampostería Postensada.

La fuerza de presfuerzo se utiliza en paredes de mampostería para reducir o eliminar las tensiones de tracción debido a cargas aplicadas externamente mediante el uso de precompresión controlada. la precompresión se genera al presforzar los tendones, ya sean barras, alambres o hebras, que están contenidos en las aberturas de la mampostería, que pueden ser agrupados (MSJC), esto con el objetivo de mejorar su comportamiento ante las diferentes condiciones de servicio y de resistencia; técnica la cual ha sido aplicada a un sin número de estructuras y materiales. Se consta de dos métodos introductorios de estos principios, los cuales son el pretensado y postensado.

El pretensado da su lugar antes de ser colado el concreto, proceso que es llevado a cabo colocando barras de acero o tendones de alta resistencia a efectos de tensión en un perfil deseado en el que se va a colar el concreto, posteriormente de haber alcanzado la resistencia requerida, estos tendones son liberados para introducirle así una fuerza de compresión al material (Scolforo), en el caso de la mampostería estos principios son aplicados de la misma manera, los tendones son pre-tensionados entre pilares antes del colocado de los bloques de mampuesto.

Por otro lado, el principio de postensado como su nombre lo indica ocurre luego de que el material sea vertido y fraguado, se le es transferido esfuerzos de compresión con barras/tendones, en el caso de la mampostería estos tendones son halados luego de que los bloques hayan sido establecidos en sus lugares y el mortero se haya

endurecido. No obstante, según (Scolforo) el postensado en la mampostería se ve favorecido sobre el pretensado, esto debido a ser mucho más simple, al no requerir una agrupación de elementos, ver Ilustración 7.

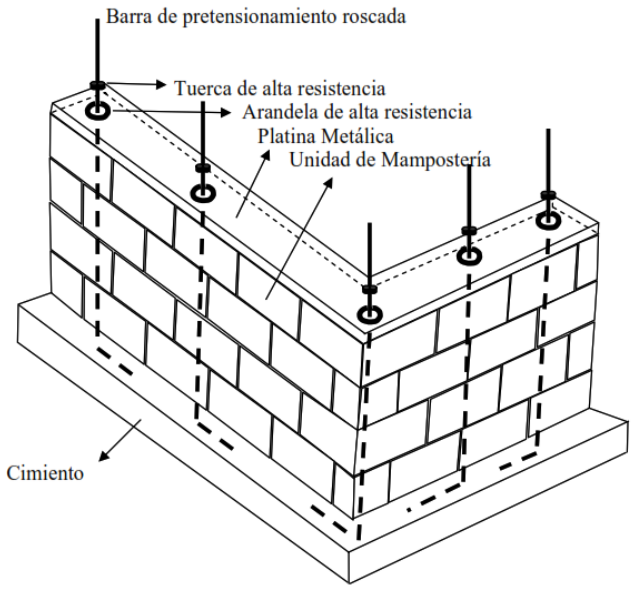


Ilustración 7. Sistema de mampostería Estructural postensada.

Ventajas del postensado en edificaciones.

Pos-tensar una estructura consiste en introducir un cable de alta resistencia que luego se tensiona apoyándose sobre la propia estructura de concreto, a la que introduce un sistema de cargas iguales y contrarias que equilibran las tensiones del cable. Las cargas transmitidas por el postensado consisten generalmente, en fuerzas concentradas en las zonas de anclaje y, si el cable tiene forma curvilínea en unas fuerzas de desviación que pueden llegar a equilibrar el peso propio de la estructura e incluso las cargas permanentes y las sobrecargas en parte o en su totalidad. Como consecuencia de estas cargas se generan en el elemento de concreto compresiones. Algunos de los efectos del postensado en edificaciones son los siguientes:

- La estructura se encuentra permanentemente comprimida, por lo que es más rígida y durable, reduciendo su deformabilidad y por lo tanto el riesgo de fisuración.
- El postensado posibilita la reducción de cantos, espesores, cantidad de armadura pasiva y en general el peso propio peso respecto del hormigón armado, lo que permite aumentar las luces a cubrir.
- El efecto activo del postensado y la utilización de concreto de buena calidad, con resistencias altas a temprana edad, permiten desencofrar en edades más tempranas, aumentando la velocidad de construcción.
- La reducción del peso propio de la estructura disminuye la carga total que llega a la fundación reduciendo costos de estas.
- Reduce el problema de fisuración de muros de mampostería en los niveles superiores y la probabilidad de falla fuera del plano de los sistemas tradicionales mampostería, ante cargas de sismo y de viento.

Acero de postensión

El acero de postensión tiene una función básica y totalmente diferente a la que posee cuando es usado como refuerzo de tracción. En postensión el acero es el medio por el cual se introducen esfuerzos a los elementos de mampostería. Estos esfuerzos tienen que permanecer en estado activo durante toda la vida de la estructura, es por ello que el estudio de las elongaciones producidas por las tensiones a las que se somete los aceros sea decisivo para la conservación de la estructura. Por ser la única y primordial finalidad del acero de postensión, crear un medio artificial para introducir y conservar una fuerza en la estructura, hasta ahora es y continúa siendo el material más idóneo para introducir estas fuerzas tensoras.

En el diseño y construcción de elementos de concreto pre y postensado, se emplean aceros de alta resistencia, debido a que este tipo de acero especial admite grandes elongaciones, necesarias para la conservación de la tensión en el acero bajo deformaciones diferidas de retracción y fluencia del concreto. En el sistema de

mampostería postensada, el acero no va embebido en el concreto, por lo que no existe tal ventaja de los aceros especiales frente a los ordinarios de permitir mayores elongaciones.

Sin embargo, lo anterior no es motivo suficiente para descartar de antemano la utilización de aceros de alta resistencia en los modelos de mampostería postensada; sino que, la selección de un tipo determinado de acero debe hacerse en base a la disponibilidad de material, rendimiento en construcción y economía. En lo económico el hecho de ser más costoso el acero de alta resistencia, puede verse compensado por requerirse un número mucho menor de tensores de acero de alta resistencia, que los necesitados de acero ordinario o convencional, para una misma fuerza tensora.

Para cualquier tipo de acero, la característica más importante y significativa, es el esfuerzo de fluencia del material, y en general el comportamiento mecánico del acero queda definido por el diagrama esfuerzo – deformación, obtenido de un ensayo de tensión de una probeta del material.

Para los aceros ordinarios, el diagrama de esfuerzo – deformación consta de tres zonas diferentes (ver Ilustración N°8); la primera de las zonas es un tramo recto, en el que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, según la ley de Hooke, esta es una zona totalmente elástica y queda definida hasta el límite elástico. Después sigue un escalón en el cual la tensión no aumenta a medida que sigue creciendo el alargamiento. Siendo esta la zona de plastificación. Por último, se tiene la zona de fluencia, al final de la cual ocurre la rotura.

Los diagramas esfuerzo - deformación de los aceros de altas resistencias son como el mostrado en la Ilustración N°8 la diferencia más importante que puede verse de inmediato, con respecto al acero ordinario; consiste en la inexistencia de un escalón de relajamiento perfectamente definido. De la zona elástica se pasa en forma continua a la zona plástica.

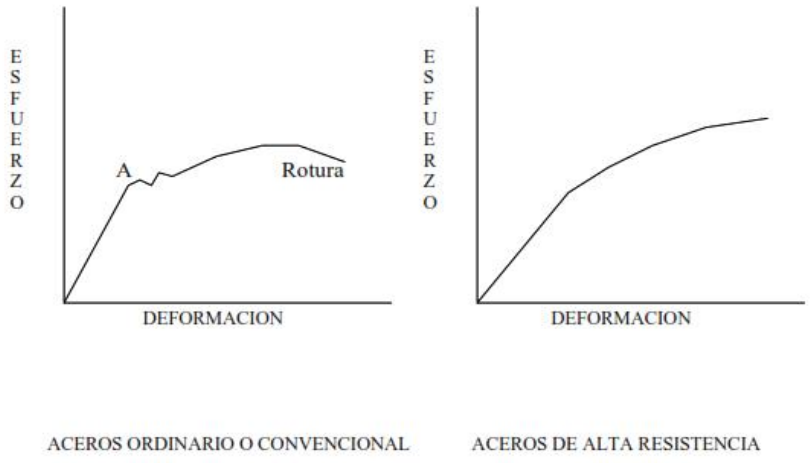


Ilustración 8. Esfuerzos de deformación del acero de refuerzo.

Para la utilización del acero en postensado es necesario considerar los efectos producidos por: la fluencia, el relajamiento, las deformaciones elásticas y la corrosión. La fluencia en el acero es un fenómeno que consiste en el aumento de la deformación de una pieza en el curso del tiempo, sin aumento de la carga, el relajamiento es la disminución de la tensión bajo una deformación constante.

En la mampostería postensada, la tensión máxima que puede aplicarse a las barras de acero es tal, que los esfuerzos generados por dicha fuerza, y que son transmitidos a las piezas de mampostería, no podrán ser superiores a la resistencia a compresión del elemento postensado. Al tener piezas de mampostería de mediana resistencia, se induce que las tensiones en las barras no serán de gran magnitud, por lo que los efectos negativos del relajamiento y la fluencia del acero no serán significativos. Las deformaciones elásticas no producen pérdidas de tensión del acero en el tiempo.

La corrosión, es un fenómeno de oxidación por el cual se desgasta y erosiona la superficie de las barras de acero, disminuyendo su sección transversal, lo que puede provocar la ruptura del material. La inexistencia del concreto alrededor de las barras de postensión, deja sin protección contra la corrosión del medio a los aceros. Sin embargo, este problema es salvado, con la protección que brinda la aplicación de anticorrosivo a las barras. (BIRARDI, 198)

CAPÍTULO II: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Este capítulo muestra las consideraciones y criterios de análisis correspondiente a la estructura según sus características, materiales, geometría, ocupación y ubicación aplicando parámetros normados por el Reglamento nacional de la construcción RNC-7 y complementando con teoría brindada por ASC7-16.

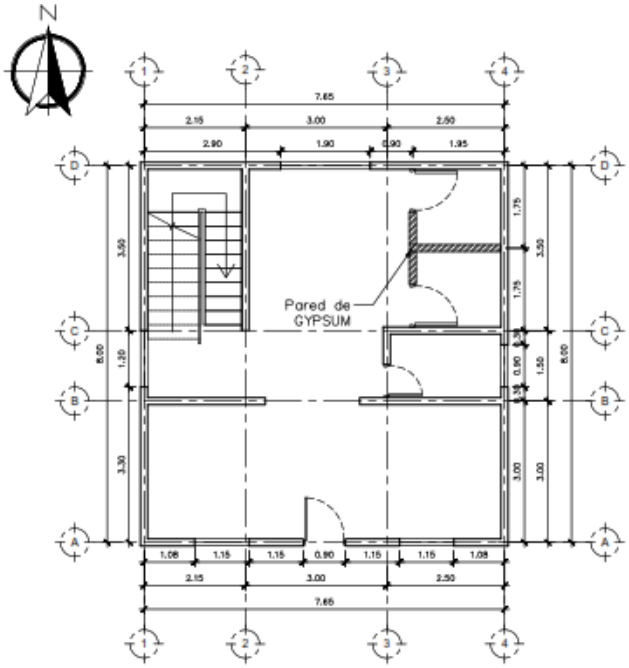
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO:

Se trata de una vivienda de dos niveles ubicada en la ciudad de Managua El entrepiso y losa de techo formados por losas de concreto, trabajando como diafragmas, distribuyendo uniformemente las deformaciones laterales La altura de cada nivel es de 3 metros, se asume que el edificio estará desplantado sobre un terreno con características desfavorables, esto con la finalidad de castigar la estructura, tomando como suelo tipo lll del RNC -07.

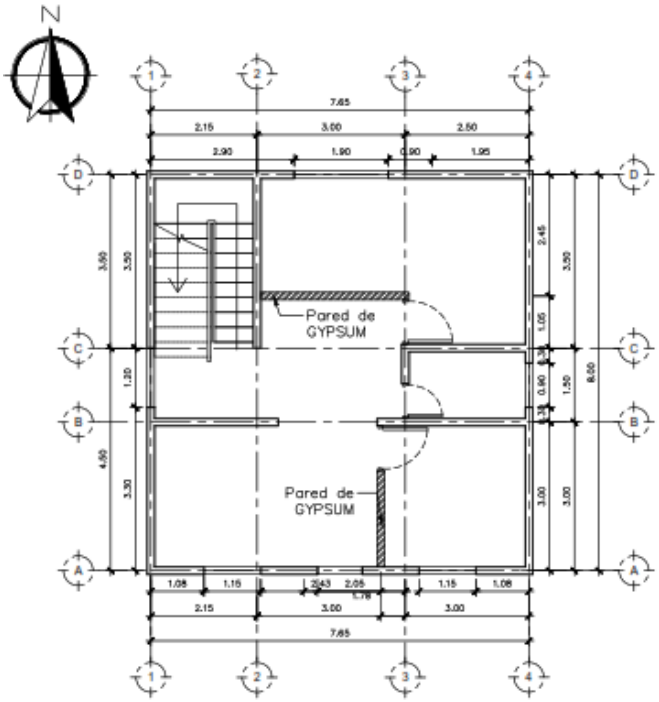
Áreas de entrepiso, techo y escalera:

- $Área\ nivel\ 1 - Entrepiso = 53.68\ m^2$
- $Área\ nivel\ 2 - Techo = 61.20\ m^2$
- $Área\ de\ agujero\ de\ escalera\ en\ entrepiso = 7.52\ m^2$

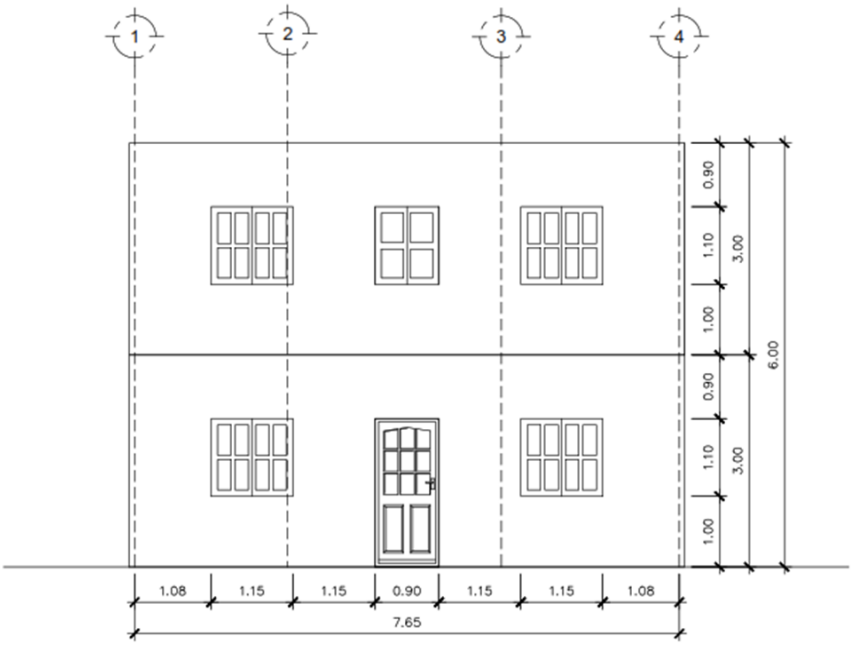
A continuación, se presentan las plantas y elevaciones de la estructura:



PLANTA ESTRUCTURAL
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:100



PLANTA ESTRUCTURAL
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE A

ESCALA 1:100

Se trabajan tanto en los cálculos manuales que podrán ver en el anexo (*Anexo B*) como en el programa, con paneles de muros sin tomar en cuenta las secciones sobre aberturas de puertas o ventanas, eso quiere decir que se eliminan todas las secciones del muro donde existan aberturas debido a lo que implicaría.

Para realizar un análisis de muro tomando en cuenta dichas aberturas se requeriría un análisis mucho más refinado para predecir el comportamiento exacto de estas secciones de muro que trabajan como vigas de gran peralte sobre las aberturas, dicho comportamiento aporta mayor rigidez a los muros pero la distribución de esfuerzos de esto es muy complicado de predecir.

Esto requeriría un análisis más complejo y refinado en paralelo a pruebas de laboratorios para poder simular el comportamiento de estos como elementos finitos, ETABS es un herramienta de mucha ayuda, pero de igual manera tiene sus limitaciones, debido a que estas vigas de gran peralte ante demandas cíclicas que ocurren durante el sismo tienden a distribuir los esfuerzos de tal forma que no resulta muy sencillo de predecir o aproximar con cálculos, y conociendo que se conectan a

los muros, aportarían rigidez, pero la distribución de esfuerzos sería un poco más compleja, por tanto, conservadoramente se pueden omitir en el análisis.

Debido a lo antes mencionado, se estarán panelizando los muros de la siguiente forma:

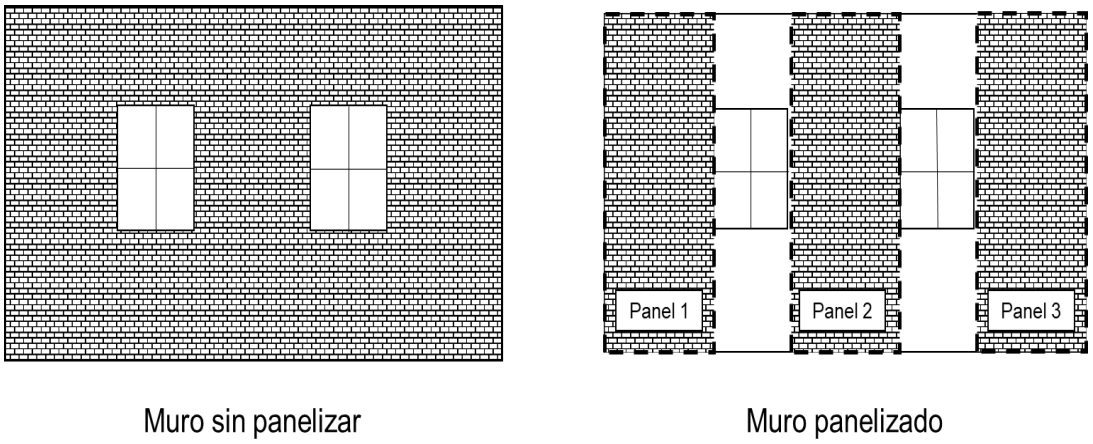
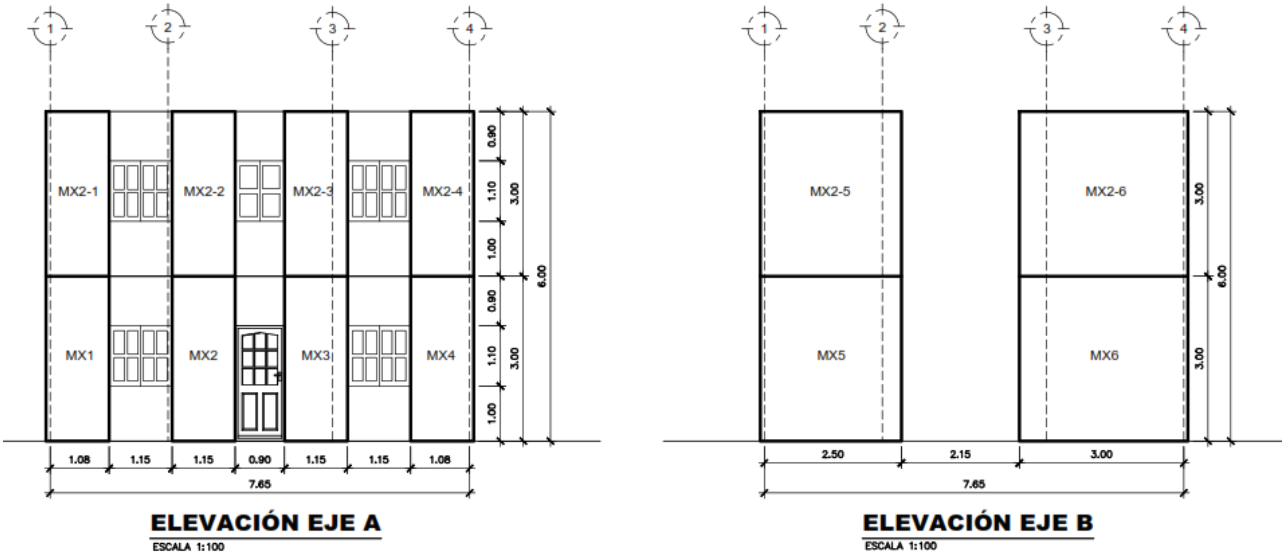


Ilustración 9. Panelización de muros.

Por lo tanto, las elevaciones de la estructura utilizada, panelizada, serán analizadas de la siguiente manera:



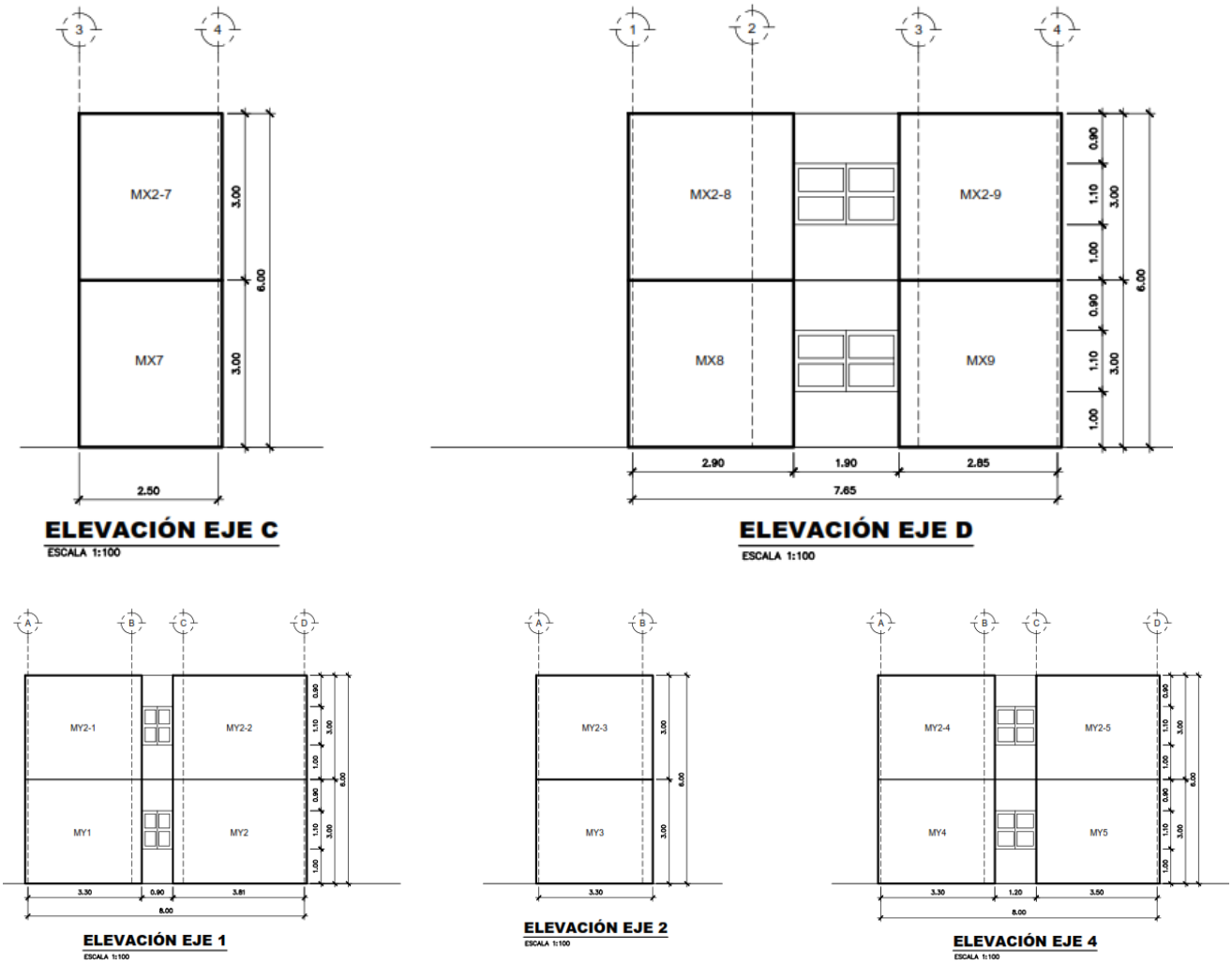


Ilustración 10. Elevaciones panelizadas.

Por la geometría y regularidad presente en la estructura, que es detallada a continuación en el presente capitulo, se aplicada para el análisis estructural el método estático equivalente y como herramienta de apoyo el software ETABS versión 18.0.2.

Los muros del primer nivel en la dirección “X” serán etiquetados a partir de MX1 a MX9 y los muros del primer nivel en la dirección “Y” serán etiquetados a partir de MY1 a MY5. De la misma manera se tomarán los muros del segundo nivel, con la variación que estos serán etiquetados como MX2-1 a MX2-9 y MY2-1 a MY2-5. (Ver planos de vista ampliada en Anexo A. Pág I-XI).

Los muros poseen la misma dimensión en los dos niveles, estos son descritos en la siguiente tabla. (Ver tabla 5)

Tabla 5. Dimensiones de los muros de mampostería

Muros	Longitud (cm)	Altura (cm)
MX1	108	300
MX2	115	300
MX3	115	300
MX4	108	300
MX5	250	300
MX6	300	300
MX7	250	300
MX8	290	300
MX9	280	300
MY1	330	300
MY2	350	300
MY3	350	300
MY4	330	300
MY5	380	300

Nota. Fuente: Elaboración propia

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES:

- Bloques de Cemento de 15cmx20cmx40cm.
- Barras de acero A615 grado 60 para los dos sistemas (Fy= 4200 kg/cm^2).
- Concreto con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2.
- Mortero con una resistencia a la compresión 120 kg/cm^2.
- Peso específico de la mampostería 1800 kg/cm^2.
- Peso específico del concreto es de 2400 kg/cm^2.

CARGAS ACTUANTES EN EL EDIFICIO

2.1.1 Cargas permanentes:

Son todas aquellas cargas que actúan en forma continua sobre la estructura, estas cargas son: el peso propio de la estructura y elementos no estructurales fijos.

2.1.1.1 Peso propio de los elementos estructurales.

- Vigas:

Las secciones correspondientes a vigas de concreto serán de 20x30 centímetros. Para la determinación del peso de las vigas, se hace una multiplicación del área de esta por el peso específico del concreto (material el cual está compuesto el elemento), y esto por la longitud de apoyo centro a centro del elemento, procedimiento que matemáticamente es expresado de la siguiente manera:

L: Longitud de apoyo de la viga

B: Base de la viga

H: Peralte de la viga

$\gamma_{concreto}$: peso especifico del concreto $=\ 2{,}400\ kg/m^3$

$$W_{VE-i} = B * H * L * \gamma_{concreto}$$

$$W_{VE-1} = 0.2m * 0.3m * 8m * 2{,}400kg/cm^3\ = 1{,}152kg$$

$$W_{VE-5} = 0.2m * 0.3m * 7.65m * 2{,}400kg/cm^3\ = 1{,}101.6kg$$

El mismo proceso es llevado a cabo con las demás vigas existentes obteniendo así las cargas correspondientes de cada uno, mostradas a continuación en la tabla 6.

Tabla 6. Peso de vigas de concreto

Vigas	Área (m^2)	Longitud (m)	Peso (Kg)
VE-1	0.06	8	1152
VE-2	0.06	8	1152
VE-3	0.06	8	1152
VE-4	0.06	8	1152
VE-5	0.06	7.65	1101.6
VE-6	0.06	7.65	1101.6
VE-7	0.06	7.65	1101.6
VE-8	0.06	7.65	1101.6
Total			**9,014.4 kg**

Nota. Fuente: Elaboración propia

- Muros.

El cálculo para el peso de los muros de mampostería es realizado multiplicando del área de este por el peso específico del mampuesto, posteriormente por su longitud de desarrollo, es decir la longitud del muro, procedimiento que matemáticamente es expresado de la siguiente manera:

L: Longitud del muro

H: Altura del muro

t: Espesor del muro

γ_{mamp}: Peso especifico del mampuesto $=\ 1{,}800\ kg/m^3$

$$W_{Mij} = H * t * L * \gamma_{mamp}$$

$$W_{MX1} = 0.15m * 3m * 1.08m * 1{,}800kg/m^3\ = 874.8kg$$

$$W_{MY1} = 0.15m * 3m * 3.3 * 1{,}800kg/m^3\ = 2{,}673kg$$

El mismo proceso es realizado con el fin de determinar el resto de las cargas correspondientes a los demás muros en estudio; se presenta el resultado de los cálculos realizados en la tabla 7 a continuación.

Tabla 7. Peso de muros de mampostería.

Elemento	Longitud (m)	Peso (Kg)
MX1	1.08	874.8
MX2	1.15	931.5
MX3	1.15	931.5
MX4	1.08	874.8
MX5	2.5	2025
MX6	3.0	2430
MX7	2.5	2025
MX8	2.9	2349

Nota. Fuente: Elaboración propia

Muros	Longitud (m)	Peso (Kg)
MX9	2.8	2268
MY1	3.3	2673
MY2	3.5	2835
MY3	3.5	2835
MY4	3.3	2673
MY5	3.8	3078
Total		**28803.6 kg**

Nota. El peso calculado de los muros en este segmento corresponde tanto para los niveles 1 y 2.

2.1.1.2 Elementos no estructurales.

- Losa de entrepiso.

Se opto usar una losa de entrepiso con espesor de 15 centímetros la cual cumple con el espesor mínimo obligado por ACI 318-19 en su sección 8.3.1.1 de la cual el mínimo por norma es de 10 centímetros. También se tomará una losa de techo de concreto del mismo espesor con una pendiente no mayor al 5%.

t: Espesor de losa= 0.15 m

A: Área en planta del nivel en estudio

$\gamma_{concreto}$: Peso especifico del concreto $= \ 2{,}400 \ kg/m^3$

Para el cálculo del peso de la losa de entrepiso, se procede a multiplicar el espesor propio de la losa, por el área que cubre esta, siendo en este caso el área de planta del nivel, y por último se multiplica la densidad del material, matemáticamente es expresado de la siguiente manera:

$$W_{losa1} = t * A * \gamma_{concreto}$$

$$W_{losa1} = 0.15m * 53.68m^2 * 2{,}400 \ kg/m^3 \ = 19{,}324.8 \ kg$$

$$W_{losa2} = 0.15m * 61.2m^2 * 2{,}400 \ kg/m^3 \ = 22{,}032 \ kg$$

- Paredes divisorias.

Según tabla 4A. Paredes ubicada en la RNC-07-115, el peso distribuido de una cara de lámina de Durock es de 23 kg/m^2. Pero evidentemente, las paredes tienen dos caras, por lo tanto, este peso se multiplica por 2, lo que nos daría 46 kg/m^2.

- Cielo falso.

Según tabla 2A. Cielos rasos ubicada en la RNC-07-114, el peso distribuido del cielo falso de Plywood ¼" es de 16 kg/m^2.

- Mortero.

El peso distribuido del mortero según tabla 2A. Cielos rasos ubicada en la RNC-07-114 es de 60 kg/m^2.

- Cubierta de Pisos.

El peso distribuido de la cerámica según la tabla 3A. Cubierta de pisos ubicada en la RNC-07-144 es de 30 kg/m^2.

- Accesorios.

Se considera un peso distribuido de accesorios de 5 kg/m^2.

- Peso total de cargas sobreimpuestas.

El peso total de los elemento no estructurales o también llamados cargas sobreimpuesta (CSI) en los niveles se toma multiplicando la carga distribuida del elemento por el área del nivel, esto se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 8. Pesos de cargas sobreimpuestas por nivel.

Elementos	Peso del elemento (kg/m^2)	Peso en el nivel 1 (kg)	Peso en el nivel 2 (kg)
Paredes divisorias	46	2469.28	1407.6
Cielo falso	16	858.88	979.2
Mortero	60	3220.8	3672
Cubierta de pisos	30	1610.4	0
Accesorios	5	268.4	306
Total	**157**	**8427.76**	**6364.8**

Nota. Para el nivel 2 o nivel de techo, se considera la mitad del peso de las paredes divisorias, esto porque se recomienda tomar la mitad de las alturas tributarias de estas para la contribución del peso en cada nivel.

CARGAS VARIABLES

2.1.2 Carga Viva

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones que no tienen carácter permanente. Esta carga se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales.

Según la Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas en el reglamento RNC-07 la carga viva para una residencia se presenta en la siguiente tabla:

Nivel	Carga Viva (kg/m^2)
Nivel 1	200
Nivel 2 (techo)	100

Por lo tanto:

$$W_{CV\ nivel\ 1} = 200kg/m2 * 53.68m^2 = 10{,}736\ kg$$

$$W_{CV\ nivel\ 2} = 100kg/m2 * 61.20m^2 = 6{,}120\ kg$$

2.1.3 Carga Viva Incidental o Reducida CVR.

Las cargas vivas incidental o reducidas son un porcentaje de las cargas vivas máximas y se deberán utilizar para los análisis por sismo y viento.

Según la Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas en el reglamento RNC-07 las cargas incidentales para una residencia se presentan en la siguiente tabla:

Nivel	Carga Viva Incidental (kg/m^2)
Nivel 1	80
Nivel 2 (techo)	40

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto:

$$W_{CVR\ nivel\ 1} = 80kg/m2 * 53.68m^2 = 4{,}294.4\ kg$$

$$W_{CVR\ nivel\ 2} = 40kg/m2 * 61.20m^2 = 2{,}448\ kg$$

Una vez obtenidos los datos de carga de los elementos tanto estructurales como no estructurales, estos son ubicados en resumen en la tabla 9 mostrada a continuación:

Tabla 9. Peso total de cargas permanente por nivel.

Elementos	Peso en el nivel 1 (kg)	Peso en el nivel 2 (kg)
Muros	28,803.60	14,401.80
Vigas	9,014.40	9,014.40
Losa	19,324.8	22,032
CSI	8,427.76	6364.8
Total	**65,570.56**	**51,813.00**

Nota: para el nivel 2 o nivel de techo, se considera la mitad del peso de las paredes divisorias, esto porque se recomienda tomar la mitad de las alturas de estas para la contribución del peso en cada nivel.

FUERZAS LATERALES

2.1.4 Fuerzas laterales por viento

Debido a que le estructura presenta una lata rigidez debido a las características de los muros, las fuerzas laterales que son generadas por viento serán mucho menores a las producidas por los efectos de sismo, por lo tanto, esta no es tomada en cuenta para el análisis.

2.1.5 Fuerza sísmica por el método estático equivalente:

Se considero hacer uso del método estático equivalente porque este es uno de los más prácticos para el análisis de una estructura cualesquiera sean sus características con alturas no mayores a 40 metros.

De igual manera, el método estático equivalente se puede utilizar en cualquier estructura dependiendo su nivel de irregularidad y para esta estructura cumple con todos los requerimientos para su uso.

2.1.6 Uso de software como herramienta de análisis:

Sera modelada la estructura con la ayuda del programa ETABS 18.0.2 para comparar los cálculos manuales del análisis sísmico y se trabajara con los datos que proporcionen los resultados más satisfactorios.

La estructura presenta los siguientes parámetros de análisis:

Ubicación:

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua; que se encuentra localizada en la **Zona C** en el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua ubicada RNC-07-21.

Arto. 20. Grupos.

Debido a que la estructura en estudio es una vivienda y esta no presenta importancia estratégica que cause perdidas en gran magnitud, se considera que pertenece al **Grupo B.**

Arto. 21. Factor por Reducción por ductilidad

Al tratarse de una estructura cuya resistencia lateral es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior, se adopta un valor de Q=1.5.

Art. 22. Factor de reducción por sobrerresistencia.

La reducción por sobrerresistencia se encuentra dada por el Factor Ω=2.

Arto.23. Condiciones de regularidad.

a. **Estructura regular.**

N°	Condición	Respuesta	
1	Planta sensiblemente simétrica con respecto a sus dos ejes ortogonales.	Ver anexo A. pág. 122-126	Cumple
2	La relación de su altura a la menor dimensión de su base no pase de 2.5.	H/L=6 m/7.65 m = 0.78 < 2.5	Cumple
3	La relación de largo ancho de la base no excede de 2.5.	Ancho/Largo= 7.65 m/8 m= 0.96 < 2.5	Cumple
4	La planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión excede de 20% de la dimensión de la planta paralela a la dirección en análisis.	No posee entrantes ni salientes (Ver Anexo A. pág I-III)	Cumple
5	En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	Poseen sistemas de diafragmas rígidos en entrepiso y techo, con losa de concreto de 15 cm.	Cumple
6	No tiene aberturas en su sistema de entrepiso o techo cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura.	Hueco de escalera: $\frac{7.52\times100}{53.68}=14\%$ (Ver Anexo A pág I-III)	Cumple
7	El peso de cada nivel no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior.	$Wnivel2 < Wnivel1$ $54.29\ ton < 69.87\ ton$ (Ver Pág. 43)	Cumple
8	Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta.	Todos los pisos tienen la misma configuración.	Cumple
9	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en 2 direcciones.	No existen columnas como parte de sistema de marcos	Cumple

N°	Condición	Respuesta	
10	La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.	Debido a que la estructura es de dos niveles, el segundo nivel queda exento.	Cumple
11	La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		Cumple
12	En ningún entrepiso la excentricidad torsional "e_s" excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente de la excentricidad mencionada.	Ver justificación pág 43-45.	No cumple

Nota. Fuente: Elaboración propia

Revisión de excentricidad estática de la estructura.

Determinación de las coordenadas del centro de gravedad y centro de rigidez.

- <u>Cálculo del centro de gravedad.</u>

El centro de gravedad en este caso se debe de considerado como el punto en donde debe ser aplicada la fuerza lateral para que la estructura actúe únicamente bajo los efectos de traslación.

Se debe de tomar en cuenta que, al encontrarse el edificio constituido por dos secciones, es decir la planta total de la estructura, y el hueco existente en su plana producto al área tomada por las escaleras, el cálculo del centroide es realizado de la siguiente manera:

$$CG = (\bar{X}, \bar{Y}) \quad \bar{Y} = \frac{\sum(A_i y_i)}{AT} \quad \bar{X} = \frac{\sum(A_i X_i)}{AT}$$

$$\bar{Y} = \frac{(61.2m^2 * 4m) - (7.525m^2 * 6.25m)}{(53.675m^2)} = 3.68\, m$$

$$\bar{X} = \frac{(61.2m^2 * 3.825m) - (7.525m^2 * 1.075m)}{(53.675m^2)} = 4.21\, m$$

- Cálculo del centro de rigidez.

El centro de rigidez representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales de un nivel y el punto del entrepiso, en la cual al aplicar una fuerza cortante el nivel se traslada sin rotar con respecto al nivel inferior.

Los cálculos manuales de rigideces de muro se encuentran en ***Anexos B.2 (pág. XVI)*** del presente documento monográfico, a continuación, se hace referencia a tabla B3 que muestra el resumen de la rigidez de muros de entrepiso, estos datos son usados para el cálculo de las coordenadas del centro de rigidez por piso.

Primer Nivel					
Muro	R(Ton/cm)	R_{rel}	**Muro**	R(Ton/cm)	R_{rel}
MX1	13.71	0.059	MX8	141.17	0.603
MX2	8.71	0.037	MX9	119.43	0.511
MX3	8.71	0.037	MY1	188.33	0.805
MX4	13.71	0.059	MY2	18.67	0.080
MX5	95.63	0.409	MY3	18.55	0.079
MX6	136.07	0.582	MY4	188.33	0.805
MX7	95.63	0.409	MY5	233.93	1.000

Nota. Fuente: Elaboración propia. Tabla B3, Anexo B.2, pág. XVIII

Las coordenadas del centro de rigidez se pueden calcular con las siguientes ecuaciones.

$$CRx_j = \frac{\sum(K_{yi}X_i)}{\sum K_{yi}} \qquad CRy_j = \frac{\sum(K_{xi}y_i)}{\sum K_{xi}}$$

Donde: $\boldsymbol{x_i}$ y $\boldsymbol{y_i}$ son las coordenadas de los elementos resistentes y $\boldsymbol{K_{xi}}$ y $\boldsymbol{K_{yi}}$ son las rigideces del elemento i en las direcciones $\boldsymbol{x}$ y $\boldsymbol{y}$ respectivamente. Teniendo en cuenta que para esta fórmula se puede usar las rigideces de los elementos o directamente las rigideces relativas.

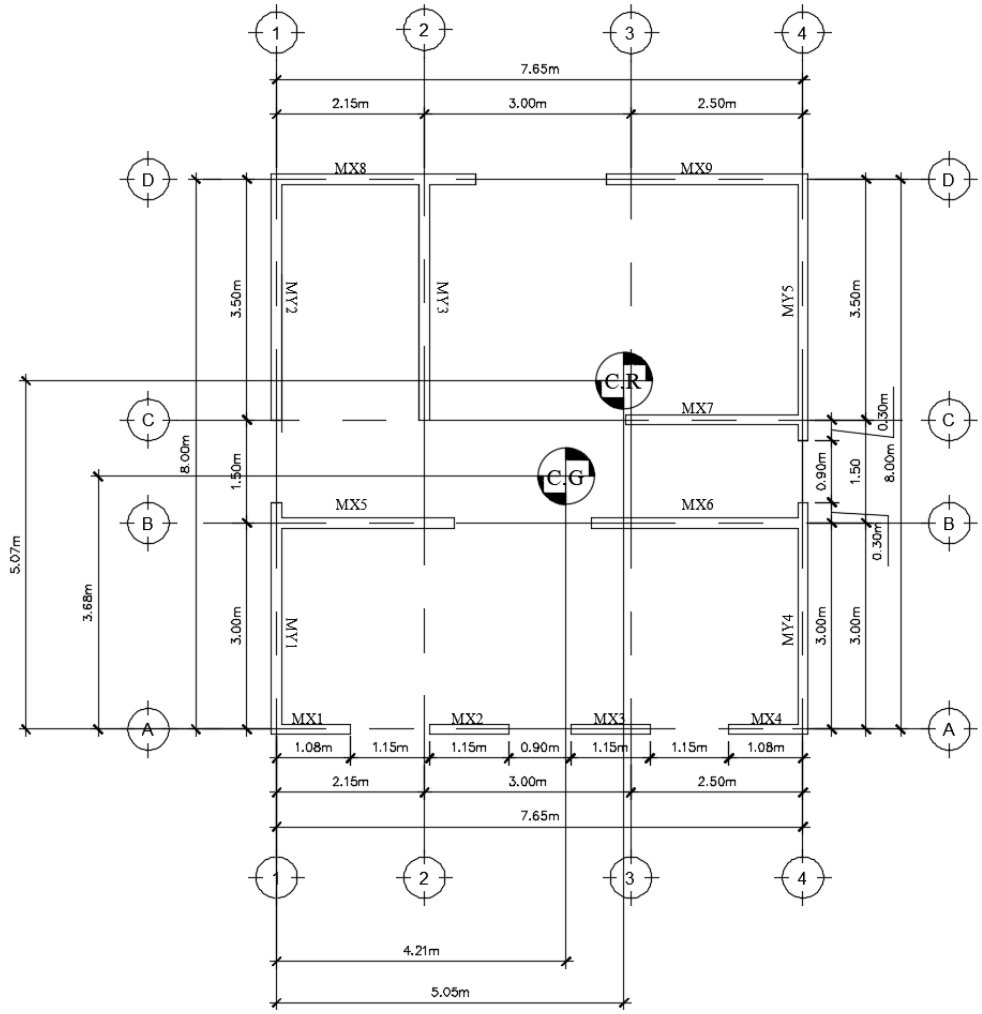
$$CRx_j = \frac{(0.805 * 0) + (0.080 * 0) + (0.079 * 2.15m) + (0.805 * 7.65m) + (1 * 7.65m)}{0.805 + 0.080 + 0.079 + 0.805 + 1}$$

$$CRx_j = 5.05\,m$$

$$CRy_j = \frac{(0.059 * 0) + (0.037 * 0) + (0.037 * 0) + (0.059 * 0) + (0.409 * 3)}{0.059 + 0.037 + 0.037 + 0.059 + 0.409} \ldots$$

$$\frac{(0.582 * 3) + (0.409 * 4.5) + (0.603 * 8) + (0.511 * 8)}{0.582 + 0.409 + 0.603 + 0.511}$$

$$CRy_j = 5.07\,m$$



- Revisión de excentricidad limite

- Excentricidad

$$e_x = 5.05m - 4.21m = 0.84m$$

$$e_y = 4.93m - 3.68m = 1.25m$$

- Excentricidad limite

$$0.1xb_x = 0.1 * 7.65 = 0.765\ m$$

$$0.1xb_y = 0.1 * 8 = 0.8\ m$$

La excentricidad torsional calculada excede el 10% de la dimensión en planta medida paralelamente de a esta, por lo tanto, se considera que es irregular.

Sin embargo, no exceden el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente para ser considerada una estructura fuertemente irregular.

$$0.2xb_x = 0.2 * 7.65 = 1.53m$$

$$0.2xb_y = 0.2 * 8 = 1.6\ m$$

b. **Estructura irregular.**

Según lo establecido por el artículo 23 de la norma RNC-07, toda estructura que no satisfaga uno o más de los requerimientos del inciso a), será considerada irregular, por lo tanto, como la estructura no satisface uno de los requerimientos, la estructura es considerada irregular.

c. **Corrección por irregularidad.**

Siguiendo los requerimientos establecidos por el artículo 23, el factor por reducción Q', el cual se encuentra definido en el artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla uno de los requisitos, obteniendo un valor final igual a Q´= 0.9*1.5 = 1.35.

Arto.25. Influencia del suelo y del periodo del edificio.

Producto a que no se realizó un estudio previo del suelo en el que se ubicaría la estructura, se adopta un **Suelo tipo III**, el cual corresponde a suelos moderadamente blanco con 180 m/s ≤ VS ≤ 360 m/s, **esto con el objetivo de castigar a la estructura bajo los efectos más desfavorables.**

Teniendo determinado el tipo de suelo que se presenta en el área, se procede a la obtención del factor de amplificación por tipo de suelo, el cual se encuentra ubicado en la tabla 2 del RNC-07. Factores de amplificación por tipo de suelo, S.

Zona sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Nota. Fuente: Influencia del suelo y del período del edificio (RNC-07)

Zona C, y suelo tipo III por lo tanto su factor de amplificación es **S=2**

Aceleración máxima del terreno (Anexo C. del RNC-07)

Según el mapa de isoaceleraciones dispuesto en el RNC-07 anexo C. la aceleración para la ciudad de Managua es de $\boldsymbol{a_o = 0.31g}$

2.1.6.1 Determinación del coeficiente sísmico.

Se considera como **C**, al coeficiente sísmico, coeficiente el cual es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación. Esta se encuentra dada por la siguiente expresión establecida en el Art 24 del RNC-07:

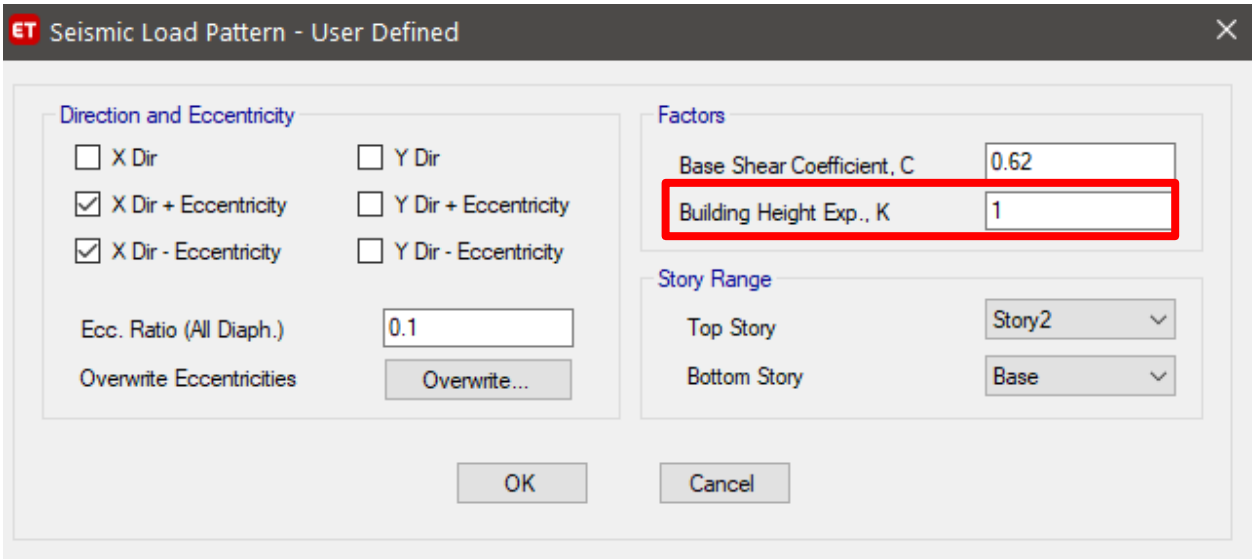
$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q'\Omega} \; Pero\ nunca\ menor\ que\ Sa_o$$

$$C = \frac{2(2.7 * 0.31)}{1.35 * 2} = 0.62 \; ; \; Sa_o = 2 * 0.31 = 0.62$$

$$C = Sa_o$$

Por lo tanto, introduciendo este valor en Etabs para obtener los desplazamientos resultantes por la fuerza sísmica y el periodo de la estructura.

Sin embargo, al introducir el coeficiente sísmico en Etabs, este pide la introducción de un factor K.



Este factor K; es un factor que toma en consideración el hecho que, a partir de cierto periodo, hay mayor participación de los modos superiores. Dicho factor K no es definido en el reglamento RNC-07 por lo tanto; se hace uso de la norma ASCE 7-16 donde establece en la sección 12.8.3 lo siguiente:

- Para estructuras con periodos de 0.5 segundos o menores, K deberá ser tomado igual 1.
- Para estructuras con periodos de 2.5 segundos o mayores, K será tomado igual a 2.
- Para estructuras con periodos entre 0.5 y 2.5 segundos, el valor de K se deberá calcular con una interpolación lineal.

Desconociendo el periodo de la estructura, se aplicará una aproximación de dicho periodo según ASCE 7-16 proporciona en la sección 12.8.2.1.

$$Ta = C_t h_n^x$$

Donde: h es la atura de la estructura, C_t y x se define en la tabla 12.8.2 del ASCE 7-16. Dicha tabla se presenta a continuación:

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)[a]	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)[a]	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731)[a]	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731)[a]	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)[a]	0.75

[a]Metric equivalents are shown in parentheses.

De dicha tabla se hará uso de los factores establecidos para otras estructuras, de la cual obtenemos que C_t=0.0488 y x=0.75

Por lo tanto, como h= 6 metros, tenemos:

$$Ta = 0.0488 \times (6\ m)^{0.75} = 0.187\ seg$$

Consiguientemente, se considera que K será igual a 1, debido a presentar un periodo menor a 0.5 segundos.

Introduciendo estos valores, se puede obtener los desplazamientos y un periodo calculado con el programa, como se presenta en las tablas 10 y 11.

Tabla 10. Desplazamientos obtenidos de Etabs por fuerza sísmica.

Desplazamientos de Etabs		
Nivel	**Sx (m)**	**Sy (m)**
Nivel 2	0.00245	1.10E-05
Nivel 1	0.00117	1.40E-05

Tabla 11. Periodos de la estructura obtenidos por Etabs.

Modo	Periodo (seg)
1	0.107
2	0.087
3	0.062
4	0.055
5	0.055
6	0.054

Con los desplazamientos encontrados por Etabs, se termina lo que es la aproximación del periodo fundamental de la estructura, aplicando la ecuación de Rayleigh-Ritz establecida por RNC-07 en su **Art.32 b.**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum Fs_i x_i}}$$

Nivel	Wi (Ton)	Fsi (Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Fsi*Xi	Fsi*Yi	$Wi * X^2$	$Wi * Y^2$
2do	54.261	46.820	0.002449	0.000011	0.114656	0.000515	0.000325	6.57E-09
1er	69.865	30.140	0.00117	0.000014	0.035264	0.000422	9.56E-05	1.37E-08
Total					0.149921	0.000937	0.000421	2.03E-08

$$\boldsymbol{T_x = 0.106\ seg}$$

$$\boldsymbol{T_y = 0.009\ seg}$$

Por lo tanto, ya obteniendo el periodo de la estructura, se obtiene la ordenada del espectro de aceleraciones “a” que establece el Art. 27 del reglamento RNC-07.

$$a = \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] & si \quad T < T_a \\ Sd & si \quad T_a \leq T \leq T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right) & si \quad T_b \leq T \leq T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2 & si \quad T > T_c \end{cases}$$

Teniendo en cuenta el resultado obtenido de $T = 0.10.7seg$, es posible la determinación de su ubicación dentro de los limites $T_a \leq T \leq T_b$, en donde, $T_a = 0.1seg$ y $T_b = 0.6seg$, por consiguiente, para el cálculo del espectro de aceleraciones se adoptara la siguiente ecuación:

$$a = Sd = S(2.7a_0)$$

En donde los datos de aceleración de sitio **'' a_0''** y el factor de amplificación por tipo de suelo **"S",** fueron definidos anteriormente, siendo estos de $\boldsymbol{a_0 = 0.31g}$ y $\boldsymbol{S = 2}$, prosiguiendo de esta manera al cálculo del espectro de aceleración para el diseño sísmico.

$$a = 2 * 2.7 * 0.31 = 1.674g$$

Al igual se considera que:

$$Sa_o = 0.31 * 2 = 0.62g$$

2.1.6.2 Fuerza sísmica.

$$Fs_i = \frac{a}{Q'\Omega} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Una vez obtenido el valor del coeficiente sísmico, es posible la determinación del cortante basal que se encuentra dado por la siguiente ecuación:

$$F_s = CW_0 = 0.62 * 124.126\ ton = 76.958\ ton$$

Tabla 12. Fuerza sísmica por nivel calculado de manera manual.

Nivel	Wi (Ton)	$\frac{a}{Q'\Omega}$	Wihi	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	Fsi (Ton)
Techo	54.26	0.62	325.56	0.608	46.817
2nd	69.87	0.62	209.595	0.392	30.141
Total	**124.126**		**535.155**		**76.958 ton**

Nota. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta los diagramas de corte y envolvente generado por el análisis estático equivalente calculado de manera manual.

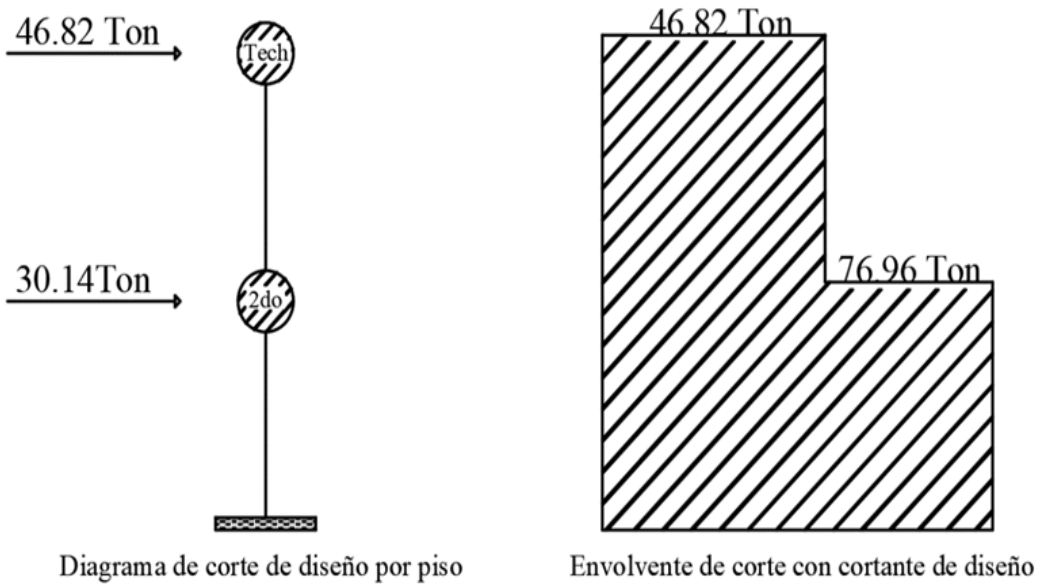


Ilustración 11. Diagrama de corte y envolvente calculado manualmente.

2.1.7 Aplicación de Etabs y resultados de análisis.

De la misma manera se hace uso del programa Etabs para obtener un resultado sobre el cortante generado en la estructura, esto debido a que el programa presenta un mayor grado de exactitud, del cual se obtiene el siguiente resultado:

Tabla 13. Fuerza sísmica en cada nivel calculada por Etabs.

Nivel	hi(m)	Fsi (Ton)
Techo	6	49.24
2nd	3	34.24
Total		**83.48 ton**

Nota. Fuente: Elaboración propia

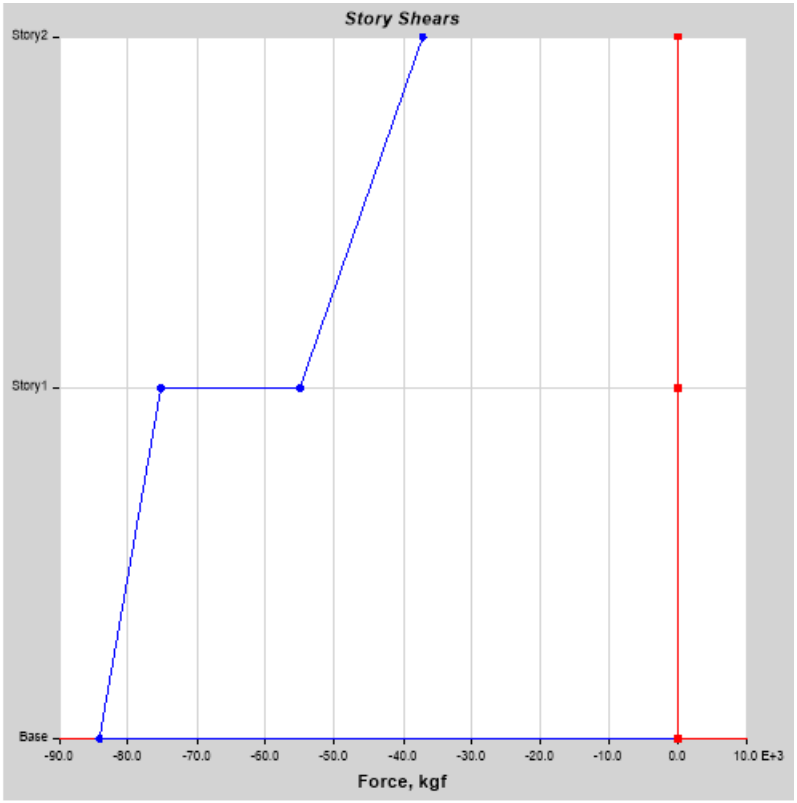


Ilustración 12. Diagrama de cortante calculado por Etabs.

La diferencia entre el resultado generado de manera manual y el resultado que brinda Etabs, radica en el comportamiento de la mampostería, por su alta rigidez y transmisión de esfuerzos, por eso se recomiendo hacer uso de análisis más refinados que el cálculo manual hace uso de métodos aproximados para obtención de los resultados, por esto, con el apoyo de este programa, se hace uso de análisis por elementos finitos para obtener resultados precisos.

Debido a esto, se decidió trabajar con los resultados obtenidos por Etabs y se analizará la estructura a través de este programa, dado que este proporciona una mayor exactitud que los cálculos realizados manualmente.

2.1.8 Filosofía de diseño a utilizar.

La filosofía de diseño a utilizar será empleando el método de resistencia ultima que está definida por sus combinaciones de carga.

2.1.9 Combinaciones de carga.

Según el Art 32. sección f) Efectos bidireccionales, establece que al analizarse la estructura en una dirección se tomara el 100% de la contribución de la fuerza sísmica de esa dirección y el 30% de la contribución de la fuerza sísmica en la otra dirección, por lo tanto:

- Diseño por método de resistencia ultima

1. $1.4CM$
2. $1.2CM + 1.CV$
3. $1.2CM + CV + 0.3Fsx + Fsy$
4. $1.2CM + CV + Fsx + 0.3Fsy$
5. $0.9CM + Fsx + 0.3Fsy$
6. $0.9CM + 0.3Fsx + Fsy$

Estas combinaciones de carga se ingresaron en Etabs para el análisis de la estructura:

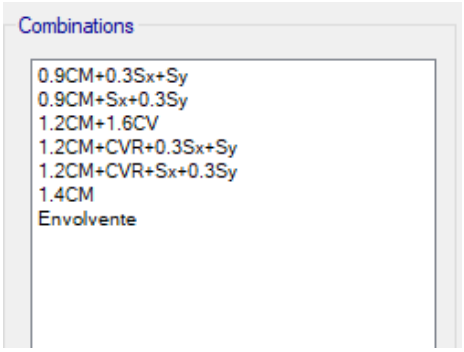


Ilustración 13. Combinaciones de carga establecidas en Etabs.

2.1.10 Modelado en Etabs

Una vez definidas las combinaciones que afectaran la estructura, se procede a modelar la estructura en Etabs con los muros ya panelizados despreciando de estos las aberturas de puertas y ventanas como se presenta en la siguiente imagen:

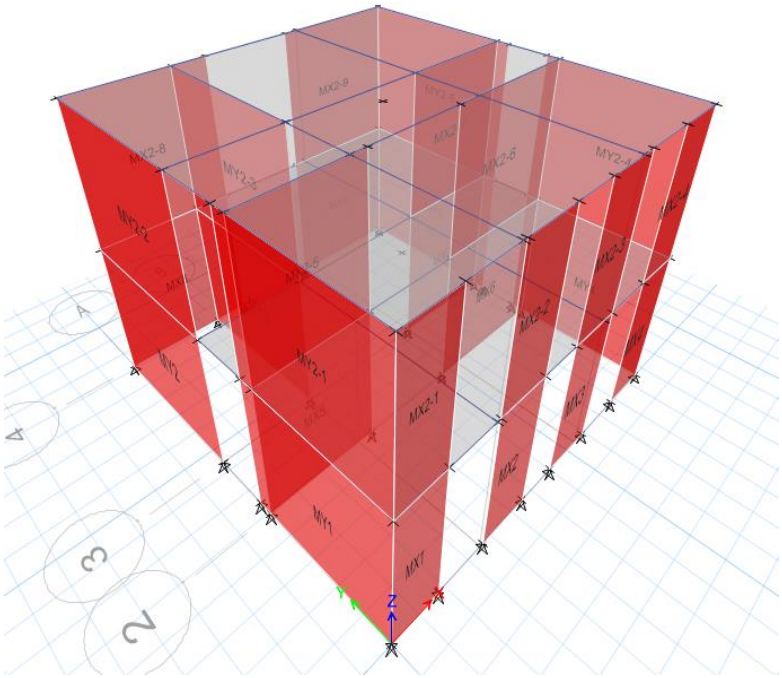


Ilustración 14. Modelo de estructura en Etabs.

2.1.10.1 Consideraciones en el modelo en Etabs.

- Uso de Piers para obtener demandas ultimas sobre los muros.
- Modelado de los muros como elementos tipo Shell de espesor igual a 15 centímetros.
- Apoyos definidos en la base como restricciones simples de desplazamientos laterales y verticales.

2.1.11 Resultados de análisis extraídos de Etabs.

Una vez ya modelada la estructura y estableciendo los parámetros a utilizar se extrae los resultados que brinda el programa, dichos resultados son a partir de asignarle piers a cada muro y obtener las cargas aplicadas.

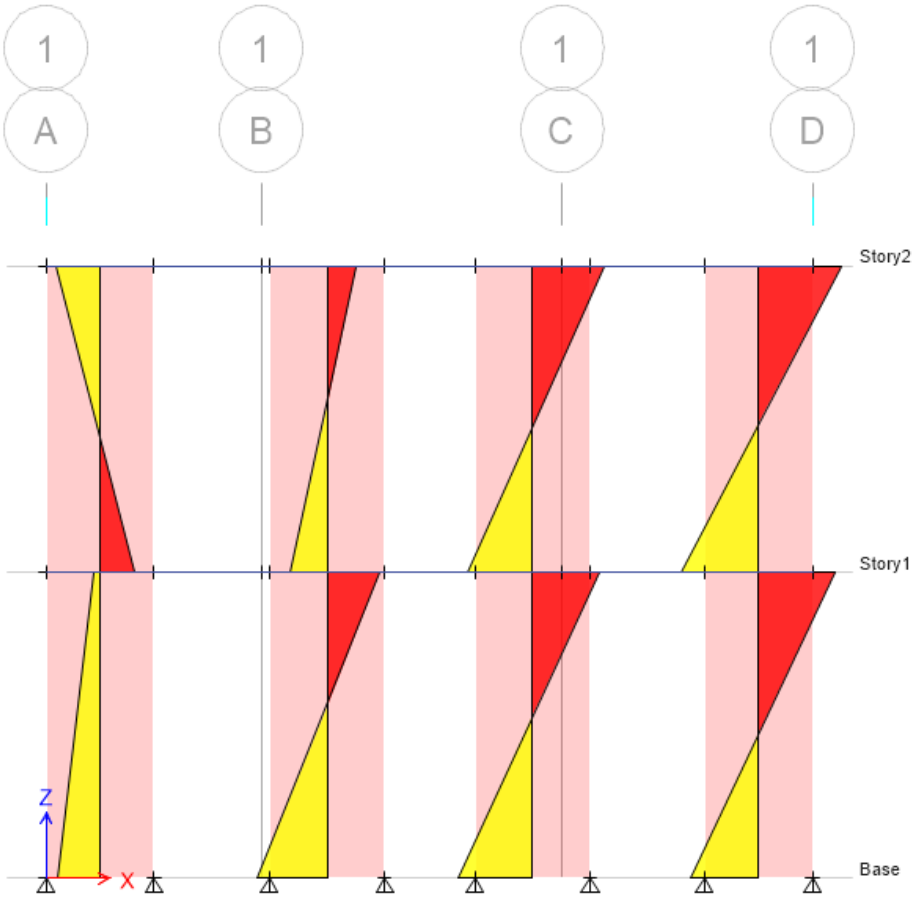


Ilustración 15. Cargas aplicadas en muros.

2.1.11.1 Desplazamientos por nivel.

Tabla 14. Desplazamientos por nivel.

Nivel	Caso	UX (m)	UY (m)	h (m)
Nivel 2	Sx	0.002534	-0.000043	6
Nivel 2	Sy	-0.000071	0.001673	6
Nivel 1	Sx	0.00122	0.000002	3
Nivel 1	Sy	0.000014	0.000844	3

Observando los resultados obtenidos por el programa, se obtiene que los desplazamientos máximos se dan en la dirección “X”, esto debido a la configuración de los muros en la estructura, por lo tanto, al tener mayores desplazamientos en esta dirección, tomaremos la dirección “X” como la dirección crítica y se diseñaran los muros con respecto a las cargas actuantes en esta dirección.

2.1.11.2 Derivas limites

Según establece el RNC-07 en su Art. 34. Tabla 4. Las distorsiones máximas permitidas para un muro de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior serán de 0.0020.

Además, establece en Art. 34 b. que los desplazamientos que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas deberán multiplicarse por el factor $Q\Omega = 2.7$.

Tabla 15. Derivas por piso

Nivel	h (m)	Deriva X	Deriva Y
Nivel 2	6	0.0011403	-0.00001935
	6	-0.00003195	0.00075285
Nivel 1	3	0.001098	0.0000018
	3	0.0000126	0.0007596

Por lo tanto; se puede decir que la estructura cumple por control de colapso.

2.1.11.3 Tabla resultante de cargas aplicadas por muro.

Del análisis traslacional y rotacional efectuado por Etabs, tenemos las siguientes tablas de cargas aplicadas por muro, dichas tablas ya se encuentran filtradas en función de las cargas máximas aplicadas por muro.

Tabla 16. Cargas aplicadas en los muros del primer nivel.

Muro	Pu (kg)	Pu-M3 (kg)	M3 (kg.m)	Vu (kg)	Pu-M2 (kg)	M2 (kg.m)
MX1	4841.11	118.7	-2281.47	3750.66	118.7	10.03
MX2	6939.73	101.92	-5185.4	3561.96	101.92	18.22
MX3	7265.69	281.53	-4685.42	3329.2	281.53	-20
MX4	5702.53	350.56	-1488.48	3734.36	350.56	-41.32
MX5	13803.12	572.99	-3352.12	12016.35	2190.88	-78.34
MX6	16318.1	6004.02	-3266.11	15870.72	3150.1	-23.88
MX7	14817.6	2270.25	-3570.22	11077.54	2972.63	-60.53
MX8	18513.99	6604.35	-2310.83	14172.56	10635.66	-103.31
MX9	19968.71	613.99	-188.98	12318.48	7798.9	126.05
MY1	13082.19	100.86	-2538.05	-287.57	100.86	56.22
MY2	10749.62	3760.25	-1940.96	2787.04	341.25	18.79
MY3	19996.84	633.24	-343.83	-2476.67	6820.26	-63.87
MY4	19093.67	4235.84	-3964.87	2654.85	450.33	-4.27
MY5	26850.51	3976.01	-5703.42	4625.45	3976.01	-31.5

Donde Pu-M3 es la carga axial aplicada en el muro cuando existe un momento dentro del plano y Pu-M2 es la carga axial aplicada cuando existe un momento fuera del plano del muro. M2 es el momento dentro del plano del muro y M3 es el momento aplicado fuera del plano del muro.

Tabla 17. Cargas aplicadas en los muros del segundo nivel.

Muro	Pu (kg)	Pu-M3 (kg)	M3 (kg.m)	Vu (kg)	Pu-M2 (kg)	M2 (kg.m)
MX2-1	2122.32	376.63	938.8	2190.58	376.63	18.52
MX2-2	2594.25	75.95	-5794.75	3593.36	75.95	35.26
MX2-3	2688.72	32.26	-5307.63	3225.42	32.26	-42.4
MX2-4	4628.59	90.29	-572.07	2154.68	90.29	21.87
MX2-5	6641.33	1041.19	-4579.05	5735.82	1022.74	44.9
MX2-6	6715.78	1053.99	-7420.75	7293.62	1053.99	-93.23
MX2-7	6176.67	621.47	-3208.13	3860.95	407.43	28.42
MX2-8	4131.33	30.1	-5528.96	8474.96	30.1	82.49
MX2-9	5794.54	1351.22	-5589.74	5308.66	873.77	211.97
MY2-1	2836.17	205.42	-4676.38	647.58	663.99	-124.5
MY2-2	4662.4	2049.54	-7846.99	4499.23	1233.48	-337.55
MY2-3	7433.57	1488.6	-5625.28	-3437.94	988.28	-65.4
MY2-4	2771.77	240.19	-5053.91	-9.9	240.19	-83.71
MY2-5	5237.53	2124.89	-9202.63	2821.89	1294.82	-157.56

CAPÍTULO III. DISEÑO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

CRITERIOS DE DISEÑO:

Para el diseño de mampostería reforzada y postensada se hará uso de las normas MP-001 nacional y ACI 530-11.

La norma ACI 530-11 presenta formulas en el sistema inglés, por lo tanto, se convertirá cada resultado que implique el uso de estas fórmulas a unidades kg, cm m (sistema MKS, como se ha aplicado en todo el documento) según corresponda.

3.1.1 Cuantías y separaciones diseño:

En la sección 1.18.3.2.6 de ACI 530-11 establece que para muros de corte de mampostería reforzada se tienen que cumplir las siguientes condiciones:

a) La separación máxima del refuerzo vertical tiene que ser el mínimo de un tercio de la altura, un tercio de la longitud y 24 pulgadas (60 centímetros).
b) La suma total de las cuantías de acero vertical y horizontal deberá ser mayor o igual a 0.002.
c) La cuantía vertical y horizontal deberá será mayor o igual a 0.0007.

De tal manera que:

$$\rho_h + \rho_v \geq 0.002$$

$$\rho_h \geq 0.0007 \quad \therefore \quad \rho_v \geq 0.0007$$

$$\rho v = \frac{As_v}{t \times s_v} \quad \therefore \quad \rho h = \frac{As_h}{t \times s_h}$$

Donde "ρ" son las cuantías de acero, “As” son las áreas de acero, “t” es el espesor total del muro y “s” son las separaciones propuestas en la que será colocado el acero.

3.1.2 Resistencia máxima nominal a compresión de la mampostería:

En la sección 3.3.4.1.1 “Resistencia a compresión de la mampostería con refuerzo interior” establece la fórmula que se puede desglosar de la siguiente manera:

3.1.2.1 Resistencia máxima teórica de la mampostería:

$$Po = \left[0.8 \times f'_m \left(Ae - As \right) + Fy \times As \right]$$

3.1.2.2 Resistencia a compresión de la mampostería f’m.

Al no existir un análisis de laboratorio que nos brinde información real sobre la resistencia de la mampostería, se decidió utilizar la formula presente en la norma MP-001 en su sección 5.1.1.1. la cual establece: $f'_m = 0.5 f'_u \leq 45\ kg/cm^2$ y tomando en cuenta que la misma norma establece una resistencia mínima a la compresión para bloques de mampostería sobre el área neta de 108 kg/cm^2, obtenemos lo siguiente:

$$f'_m = 0.5 f'_u \leq 45\ kg/cm^2$$

$$f'_m = 0.5(108\ kg/cm^2) = 54\ kg/cm^2$$

$$f'_m = 54\ kg/cm^2 > 45\ kg/cm^2$$

$$f'_m = 45\ kg/cm^2$$

3.1.2.3 Factor de reducción

$$h/r \leq 99 \quad Fa = \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \qquad h/r > 99 \quad Fa = \left(\frac{70r}{h} \right)^2$$

Donde:

r: radio de giro, según la sección 1.9.3 de ACI 530-11 establece que el radio de giro es la raíz cuadrada de la relación del momento flector de inercia al área de la sección transversal. Como la rigidez se basa en el área transversal neta promedio del miembro considerado, esta misma área debe ser utilizado en el cálculo del radio de giro. Por lo tanto:

$$r = \sqrt{\frac{Ix}{A_e}}$$

Ae: es el área efectiva o área neta de la sección transversal del muro, que toma en cuenta el área del muro que pose mortero de pega más el área de las celdas rellenas de mortero. Esta área efectiva será la misma para análisis por carga axial, flexión y cortante.

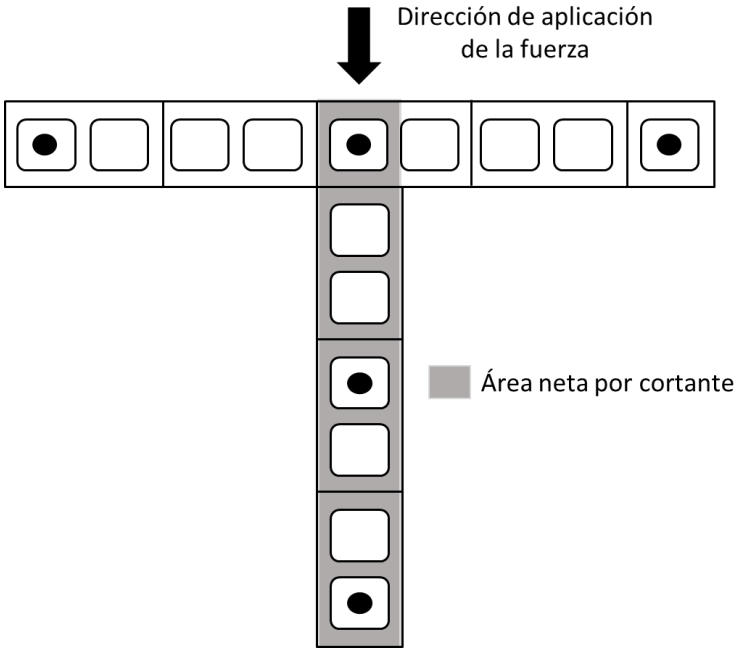


Ilustración 16. Área neta o efectiva de un muro.

El área neta o efectiva de un muro es toda aquella que tiene un contacto uniforme entre pieza y pieza de mampostería más el área de celdas rellenas de mortero donde se coloca el acero vertical, si se aplica mortero de pega, se tomara como área efectiva únicamente la zona que posee el mortero más las celdas rellenas.

El área efectiva de un muro, donde se coloca mortero de pega en todos sus bordes se calcula de la siguiente manera:

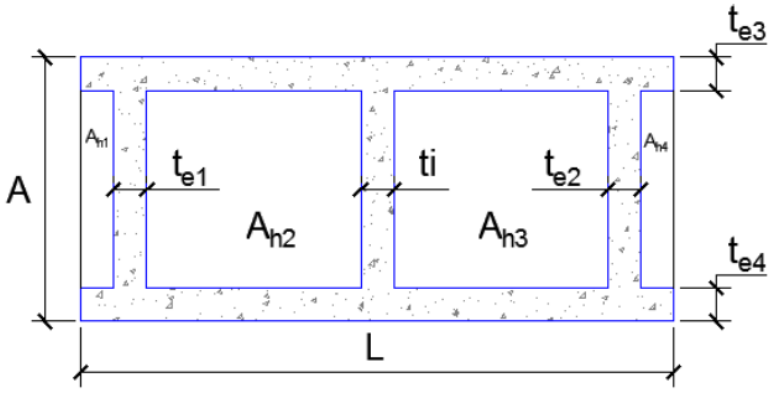


Ilustración 17. Área de un bloque de mampostería.

$$A_{bruta} = A \times L$$
$$A_{hueca} = A_{h1} + A_{h2} + A_{h3} + A_{h4}$$
$$A_{neta} = A_{bruta} - A_{hueca}$$

A esta área, se le sumará las áreas de las celdas rellenas donde se colocará acero vertical. Estas áreas vienen en función de las cantidades de estas en cada muro. La cual según normativa de la NTON 12 008-16 el área neta ideal del bloque es de 270 cm^2 y el área de las celdas centrales donde se coloca el acero vertical y se rellenan de mortero son de 132.5 cm^2.

De igual manera, la inercia en X se toma con el espesor efectivo del muro, debido a que este presenta oquedades, se recomienda el uso de espesor efectivo que se obtiene dividiendo el área efectiva entre la longitud del muro.

H´= Altura efectiva para efecto de pandeo.

Según los comentarios de la sección 1.14 ACI 530-11 se aclara que para muros o columnas soportados en sus extremos superior e inferior la altura efectiva debe tomarse como la altura libre entre sus apoyos y si se encuentra en voladizo la altura efectiva debe considerarse mayor a dos veces la altura. (ver Ilustración 18 y 19)

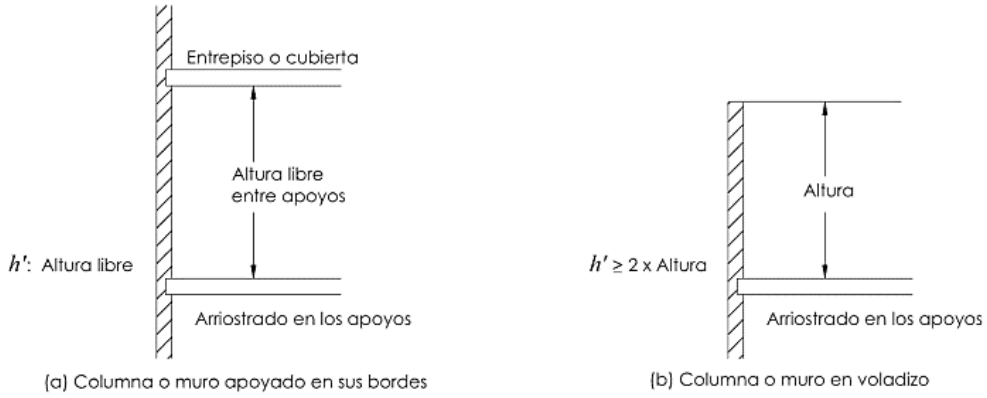


Ilustración 18. Altura efectiva h´.

Por consiguiente, se podría asumir de la siguiente manera

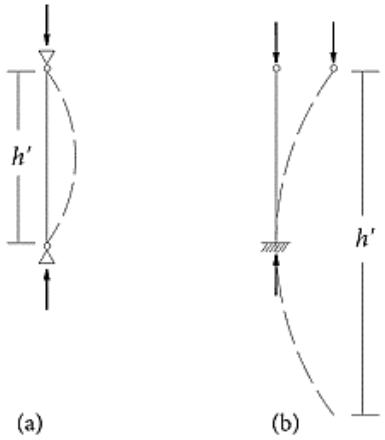


Ilustración 19. Asunción de la altura efectiva.

En el caso de los muros en estudios, se presenta losas rígidas en sus extremos, clasificándolos como caso (a), usando por eso h'=h.

Por lo tanto; la resistencia nominal de la mampostería para carga axial se puede calcular Pn, como el 80% de la resistencia axial máxima teórica, multiplicándola también por Fa. Por lo tanto:

$$Pn = 0.8 \times Po \times Fa$$

$$Pn = 0.8[0.8 \times f'm(Ae - As) + Fy \times As]Fa$$

Donde Ae, As están en pulg^2, f'm, Fy están en lb/pulg^2 y Pn se obtendría en lb.

3.1.2.4 Mínima resistencia de diseño para carga axial de compresión Pu

La mínima resistencia de diseño para carga axial en compresión está dada de la siguiente forma:

$$Pu \leq \phi Pn$$

3.1.2.5 Factores de reducción de resistencia

ACI 530-11 en su sección 3.1.4.4 especifica que el valor de ϕ debe tomarse igual a 0.9 para mampostería reforzada solicitada a flexión, carga axial o combinaciones de carga axial y flexión.

De igual manera en la MP-001 en su sección 6.2 establece que los valores de reducción de resistencia para muros de mampostería reforzada con flexión simple o compuesta (con carga axial) el valor de ϕ debe tomarse igual a 0.9.

3.1.3 Resistencia a flexo-compresión.

El comportamiento de los muros de mampostería reforzada ante efectos de flexo-compresión es el siguiente:

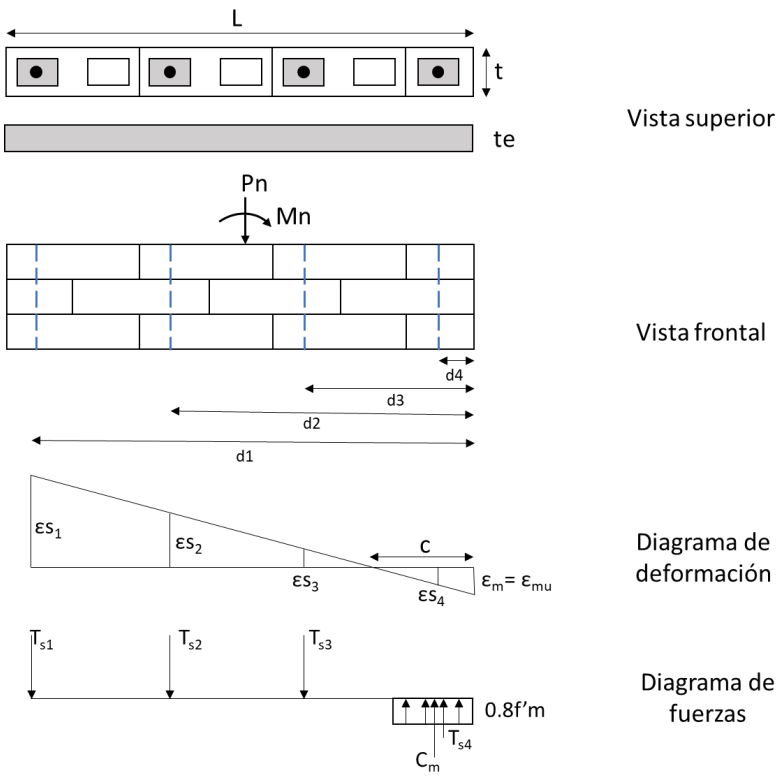


Ilustración 20. Comportamiento da flexo-compresión de un muro de mampostería.

La fuerza de compresión en la mampostería, Cm, es igual a:

$$C_m = 0.8 f'm \times a \times t_e$$

Donde t_e es el espesor efectivo que podemos encontrar dividiendo el área neta del muro entre la longitud de este, por lo tanto;

$$t_e = \frac{Aneta}{L}$$

La fuerza axial en tensión de cada varilla “i” es:

$$T_i = As_i \times fs_i$$

Donde fs_i se pude calcular mediante la consideración de compatibilidad de deformaciones (secciones planas permanecen planas) y tiene en cuenta la superposición de que bajo solicitaciones ultimas, la deformación en la mampostería es igual a un valor conocido. En la sección 3.3.2 de ACI 530-11 establece que la

deformación máxima en bloques de mampostería de concreto $\varepsilon_{mu} = 0.0025$. As_i es el área de acero en cada celda.

A su vez nos indica que se supondrá que el esfuerzo de compresión, ubicado desde la fibra máxima comprimida hasta el eje neutro, se tomara como el 80% de la resistencia a compresión de la mampostería, a su vez, tendremos que la longitud del rectángulo equivalente de esfuerzos, a, se tomará como el 80% de la distancia medida del eje neutro hasta la fibra máxima comprimida, c, por lo tanto tendríamos que $a = 0.8 \times c$.

así podemos encontrar el valor fs_i de la siguiente manera:

$$fs_i = Es\left(c - di\right) \times \frac{\varepsilon_{mu}}{c} \leq Fy$$

Donde:

Es: módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

di: distancia desde la fibra máxima comprimida al centroide del acero de refuerzo en cada celda.

Por lo tanto, al hacer equilibrio de fuerzas verticales (considerando que las fuerzas de compresión son positivas y las fuerzas de tensión negativas) es posible determinar la distancia del eje neutro, c, sabiendo la relación entre la longitud del rectángulo equivalente, a y la distancia c:

$$0 = 0.8f'm \times a \times t_e + \sum_{i=1}^{n} As_i \times fs_i$$

Una vez conocida la distancia del eje neutro, c, se calcula el momento nominal resistente, Mn por sumatoria de momento alrededor del eje neutro del muro nos da:

$$Mn = C_m\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{N} Ts_i\left(d_i - \frac{L}{2}\right)$$

$$Mn = 0.8\, f'm \times a \times t_e \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{N} As_i \times fs_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right)$$

Donde: L: longitud del muro en estudio.

así mismo podemos encontrar la carga axial

$$Pn = C_m - \sum T_i \;;\; Pn = \left(0.8 \times f'm \times a \times t_e\right) - \sum A_{si} \times f_{si}$$

En condiciones balanceadas, la deformación en el acero alcanza un valor igual a la deformación de fluencia y la deformación máxima de la mampostería.

Por compatibilidad de deformaciones, se encuentra la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro, c_b, de la siguiente manera

$$c_b = d \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s}$$

Donde “d” puede ser tomada como la longitud total del muro. ε_s : es la deformación del acero, la cual se toma como 0.002.

A su vez, podríamos sacar la relación c_b / d lo cual nos daría un factor adimensional que este al ser multiplicado por la longitud del muro, nos daría el c_b.

3.1.3.1 Factor de reducción de resistencia

El factor de ϕ se define en la sección 4.4. de igual manera este factor será igual a 0.9, según normativa.

3.1.4 Resistencia a cortante de la mampostería

3.1.4.1 Área de corte

Podrían existir casos en que los muros se intercepten entre si monolíticamente, por lo cual se pueden considerar muros con aletas, como se observa en la ilustración 19.

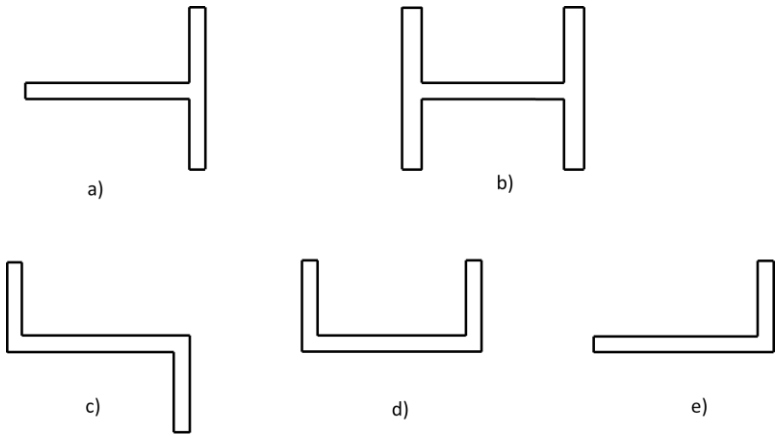


Ilustración 21. Muros a cortante con aletas.

Se podrán tener muros tipo L, T, C, Z, H, etc., sin embargo, estas aletas no se deben considerar en la resistencia a cortante, únicamente se tiene que tomar en cuenta el alma de la sección.

Para muros rectangulares de mampostería, con fuerzas horizontales paralelas al plano del muro, el área efectiva (Ae) para calcular esfuerzos cortantes es igual al área efectiva definida en la sección 3.1.2.2.

3.1.4.2 Resistencia nominal al corte.

En la sección 3.3.4.1.2 de ACI 530-11 establece la siguiente formula:

$$V_n = V_{nm} + V_{ns}$$

Donde V_n: es la resistencia a cortante del muro, V_{nm}: es la resistencia a cortante de la mampostería y Vns es la resistencia a cortante del acero horizontal. V_n no debe exceder de:

$$a)\ \frac{Mu}{(Vu\ x\ dv)} \leq 0.25\ \therefore\ Vn\ \leq 6Ae\sqrt{f'm}$$

$$b)\ \frac{Mu}{(Vu\ x\ dv)} \geq 1\ \therefore\ Vn\ \leq 4Ae\sqrt{f'm}$$

c) Cuando la relación $\frac{Mu}{(Vu \times dv)}$ este entre los rangos de 0.25 y 1.0 se permite realizar interpolación lineal.

d) $\frac{Mu}{(Vu \times dv)}$ se tomará como positivo y no es necesario tomar esta relación mayor a 1.0.

Según comentarios de ACI dice que estas limitaciones en la resistencia al corte nominal máximo son incluidas para evitar fallas críticas (frágiles) relacionadas con el corte.

3.1.4.3 Resistencia nominal a cortante de la mampostería

Según la sección 3.3.4.1.2.1 de ACI 530-11 establece la siguiente formula:

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(\frac{Mu}{Vu \times d_v}\right)\right] Ae\sqrt{f'm} + 0.25Pu$$

Donde: dv, es la distancia total en tensión del muro, además nos indica que, si no se ha realizado un análisis de compatibilidad o diagrama de interacción, se puede tomar como $d_v = 0.8L$.

V_{nm}, V_u y P_u están en lb y M_u en lb-pulg.

3.1.4.4 Resistencia nominal proporcionada por el acero

$$V_{ns} = 0.5\left(\frac{Av}{s}\right) Fy \times L$$

Donde:

Av: es el área de acero horizontal provisto para resistir el remanente de fuerza sísmica.

s: es la separación del acero horizontal.

Según comentarios de ACI dice que el cortante nominal resistido por el acero, V_{ns}, solo considera el 50% de la contribución del acero de refuerzo transversal, porque según resultados experimentales obtenidos en ensayos de muros se ha encontrado un buen ajuste del cortante nominal calculado con la contribución total de la resistencia nominal de la mampostería y el 50% de la contribución del acero transversal.

Además se dice que si el muro soporta por si solo el cortante aplicado, entonces $V_n = V_{nm}$ y no se requiere colocación de acero transversal, de lo contrario, si el muero necesito aporte de un acero transversal, este deberá de garantizar que pueda resistir el 100% del cortante aplicado y entonces tendríamos que $V_n = V_{ns}$.

3.1.4.5 Resistencia mínima de diseño a cortante de la mampostería.

La resistencia mínima de diseño para cortante está dada de la siguiente forma:

$$V_u \leq \phi V_n$$

3.1.4.6 Factor de reducción de resistencia.

Según establece ACI 530-11 en su sección 3.1.4.5 el factor de reducción se tomará como $\phi = 0.8$ para mampostería sometida a cortante.

De igual manera en la MP-001 en su sección 6.2 establece que los valores de reducción de resistencia para muros de mampostería sometida a cortante el valor de ϕ debe tomarse igual a 0.8.

DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA MX1

Como se mencionó en la sección 2.5.4 de resultados obtenidos de Etabs, se diseñarán los muros ubicados en la dirección X, la cual como se mencionó anteriormente, con la demostración de los desplazamientos la rigidez es menor en esta dirección por la menor cantidad de muros, considerando la dirección X la dirección más desfavorable o critica de la estructura, procediendo así a presentar a continuación el cálculo paso a paso en el diseño del primer muro “MX1” y se presentara luego de esto tablas resúmenes con el contenido de diseño del resto de muros ya que el procedimiento de diseño seria el mismo.

Las características del material empleado en el muro, resistencia y características del muro como tal, ya fueron mencionadas en el capítulo I.

3.1.5 Cuantía y separaciones de diseño

Separación máxima del refuerzo vertical será el mínimo de un tercio de la longitud del muro, un tercio de la altura del muro y 60 centímetros, por lo tanto, tenemos lo siguiente:

$$\tfrac{1}{3}\times L=\tfrac{1}{3}(108\ cm)=36\ cm\ \ ;\ \tfrac{1}{3}\times h=\tfrac{1}{3}(300\ cm)=100\ cm$$

$$60\ cm$$

Por lo tanto, la separación máxima para este muro será de $36\ cm$

3.1.5.1 Cuantía de acero vertical y horizontal

Se propone utilizar varillas #4 a cada 20 centímetros para el acero vertical teniendo un total de 6 varillas y #3 a cada 60 centímetros para el acero horizontal con un total de 5 varillas. Por lo tanto, las cuantías serían las siguientes:

$$\rho_v=\frac{As_v}{t\times s}=\frac{1.27\ cm^2}{15\ cm\times 20\ cm}=0.0042>0.0007\ \ \text{"Si cumple"}$$

$$\rho_h=\frac{As_h}{t\times s}=\frac{0.71\ cm^2}{15\ cm\times 60\ cm}=0.0008>0.0007\ \ \text{"Si cumple"}$$

$$\rho_v + \rho_h = 0.0042 + 0.0008 = 0.005 > 0.002 \quad \text{"Si cumple"}$$

3.1.6 Resistencia máxima nominal a compresión de la mampostería:

$$Pn = 0.8 \times Po \times Fa$$

$$Pn = 0.8\left[0.8 \times f'm\left(Ae - As\right) + Fy \times As\right] Fa$$

Debido a que las unidades en estas fórmulas están en el sistema inglés, se hace la conversión del sistema MKS al sistema inglés como se presenta a continuación:

- Datos en consideración

Dato	MKS		Ingles		Descripción
f'm	45	kg/cm^2	638.708	lb/pulg^2	Resistencia a compresión de la mampostería
Ag	1620	cm2	251.10	pulg^2	Área gruesa del muro
Asv	7.62	cm^2	1.181	pulg^2	Área de acero vertical total colocado en el muro
Ash	3.55	cm^2	0.55	pulg^2	Área de acero horizontal total colocado en el muro
Fy	4200	kg/cm^2	59612.784	lb/pulg^2	Resistencia de fluencia del acero
H	3	m	118.11	pulg	Altura del muro
t	15	cm	5.905	pulg	Espero del muro
L	108	cm	42.52	pulg	Longitud del muro
Pu	4807.06	kg	10575.532	lb	Carga axial aplicada
Vu	4067.8	kg	8949.16	lb	Cortante aplicado
Mu	1945.05	kg.m	168468.561	lb. pulg	Momento aplicado

Área efectiva del muro:

Conociendo que el área neta de un bloque es de 270 cm^2 y su longitud es de 39 centímetros, podemos obtener el área neta del muro de la siguiente manera:

$$\#bloques = \frac{L}{Lbloque} = \frac{108\ cm}{39\ cm} = 2.77\ bloques$$

$$Aneta = 2.77\ bloques \times 270\ cm^2 = 747.9\ cm^2$$

Sabiendo que se colocaran acero vertical cada 20 centímetros y conociendo que el área de las aberturas de los bloques es de 132.5 cm2, obtenemos asi el área efectiva del muro.

$$Aabertura = 6 \times 132.5\ cm^2 = 795\ cm^2$$

$$Ae = Aneta + Aabertura = 747.9\ cm^2 + 795\ cm^2 = 1542.9\ cm^2 \approx 239.18\ in^2$$

Espesor efectivo del muro:

$$t_e = \frac{Ae}{L} = \frac{239.118\ \text{pulg}^2}{42.52\ \text{pulg}} = 5.624\ \text{pulg}$$

Inercia en x del muro:

$$Ix = \frac{1}{12} L \times t^3 = \frac{1}{12}\left[42.52\ \text{pulg} \times \left(5.62\ \text{pulg}\right)^3\right] = 630.30\ \text{pulg}^4$$

Radio de giro del muro:

$$r = \sqrt{\frac{628.96\ \text{pulg}^4}{239.12\ \text{pulg}}} = 1.623\ \text{pulg}$$

Cálculo del factor de reducción “Fa” propuesto por ACI 530-11.

$$H / r = \frac{118.11\ \text{pulg}}{1.623\ \text{pulg}} = 72.773 < 99\ ;\ Fa = \left[1 - \left(\frac{118.11}{140 \times 1.623}\right)^2\right] = 0.730$$

Por lo tanto, la resistencia máxima a compresión del muro seria la siguiente:

$$Pn = 0.8[0.8 \times f'm(Ae - As) + Fy \times As]Fa$$

$$Pn = 0.8\left[0.8 \times 638.708 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}\left(239.118\ in^2 - 1.181\ \text{pulg}^2\right) + 59612.784 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times 1.181\ \text{pulg}^2\right] \times 0.73$$

$$Pn = 112{,}116.62\ lb\ \approx\ 50{,}962.009\ kg$$

$$\phi Pn = 0.9 \times 50{,}962.009\ kg = 45{,}865.889\ kg$$

Teniendo una carga actual aplicada Pu= 4,807.06 kg podemos decir lo siguiente:

$$\phi Pn > Pu \quad "Si\ cumple"$$

Además, se propone utilizar en los extremos dos varillas #4 como acero adicional.

3.1.7 Diseño a flexo-compresión

Se presentan el resumen de las características de los materiales ya establecidos y los que se obtienen a través de cálculos anteriores. Estos valores se encuentran en el sistema de unidades métrico internacional para facilitar el cálculo.

Valor		Unidades	Descripción
L	108	cm	Longitud del muro.
t	14.28	cm	Espesor efectivo del muro.
# var	6.00	unid	Cantidad de varillas de acero vertical.
As var	1.27	cm^2	Área del acero vertical.
Øvar	1.27	cm	Diámetro del acero vertical.
rec	4	cm	Recubrimiento entre el muro y la primera varilla.
sep	20	cm	Separación del acero vertical.
f'm	45	kg/cm^2	Resistencia a la compresión de la mampostería.

Valor		Unidades	Descripción
Fy	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero.
ε_{mu}	0.0025	-	Deformación máxima de la mampostería.
Es	2.1x10^6	kg/cm^2	Módulo de elasticidad del acero.
ε_y	0.002	-	Deformación máxima del acero.

Encontramos la ubicación exacta de cada una de las varillas colocadas en el muro de la siguiente manera:

La ubicación de la primera varilla se tomará a 4 centímetros, es decir: $d_1 = 4\ cm$. Según el diseño de carga del presente muro en estudio, se obtuvo que la separación entre varillas de acero vertical deberá ser de 20 centímetros, entonces $s = 20\ cm$, siendo por lo tanto la separación por utilizar. Sabiendo eso podemos encontrar la ubicación de las demás varillas de acero vertical de la siguiente manera:

$$d_i = d_{i-1} + s$$

$d_1 = 4\ cm$,

$d_2 = 4\ cm + 20\ cm = 24\ cm$,

$d_3 = 24\ cm + 20\ cm = 44\ cm$,

$d_4 = 44\ cm + 20\ cm = 64\ cm$

$d_5 = 64\ cm + 20\ cm = 84\ cm$

$d_6 = 84\ cm + 20\ cm = 104\ cm$

Como se explicó en los criterios de diseño, por compatibilidad de deformaciones, se encuentra la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro, c_b, de la siguiente manera

$$c_b = d\,\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s}$$

Teniendo en cuenta que d sería la ubicación máxima del acero colocado, por lo tanto, tomaríamos d_6.

$$c_b = (104\ cm)\frac{0.0025}{0.0025 + 0.002} = 56.048\ cm$$

Encontrando el valor de c_b podemos sacar el factor c_b / d para así tomar rangos desde 0 hasta 1 y lograr crear el diagrama de interacción.

$$c_b / d = \frac{50.048\ cm}{104\ cm} = 0.556$$

Teniendo el factor, el cual será del que partiremos del centro tomando rangos desde 0 hasta 1 usando múltiplos de 0.1, a su vez, para suavizar la curva, tomaremos un valor después de 1, que será dos veces c_b / d.

Con los factores ya calculados, se procede a encontrar el valor de la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro para cada uno de los casos, tomando siempre la distancia máxima donde se encuentra el acero como $d = L$.

$$c = \frac{c}{d} \times d$$

De la misma podemos calcular a, sabiendo que:

$$a = 0.8c$$

Obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 18. Ubicaciones del eje neutro del muro

c/d	c (cm)	a (cm)
1.112	120.096	96.077
1	108.000	86.400
0.9	97.200	77.760
0.8	86.400	69.120
0.7	75.600	60.480
0.6	64.800	51.840
0.556	60.048	48.038
0.556	60.048	48.038
0.5	54.000	43.200
0.4	43.200	34.560
0.3	32.400	25.920
0.2	21.600	17.280
0.1	10.800	8.640
0	0	0

Con la tabla anterior, podemos encontrar las varillas de acero que se encuentran en tensión y las que se encuentran en compresión. Sabiendo que toda aquella varilla que se encuentre a una distancia igual o mayor de c, se dice que está en compresión y con una distancia menor a c, se dice que se encuentra en tensión, es decir:

$$d_i \geq c \rightarrow Está\ en\ compresión$$
$$d_i < c \rightarrow Está\ en\ tensión$$

Así obteniendo la siguiente tabla, donde la letra “C” sombreada en color rojo indica compresión y “T” sombreada en verde como tensión:

Tabla 19. Acero en compresión y tensión del muro de mampostería reforzada.

c (cm)	a (cm)	d_1	d_2	d_3	d_4	d_5	d_6
120.096	96.077	C	C	C	C	C	C
108.000	86.400	C	C	C	C	C	C
97.200	77.760	C	C	C	C	C	T
86.400	69.120	C	C	C	C	C	T
75.600	60.480	C	C	C	C	T	T
64.800	51.840	C	C	C	C	T	T
60.048	48.038	C	C	C	T	T	T
60.048	48.038	C	C	C	T	T	T
54.000	43.200	C	C	C	T	T	T
43.200	34.560	C	C	T	T	T	T
32.400	25.920	C	C	T	T	T	T
21.600	17.280	C	T	T	T	T	T
10.800	8.640	C	T	T	T	T	T
0	0	T	T	T	T	T	T

Una vez llegado a este punto, conociendo la ubicación de cada acero, se realiza el cálculo de las deformaciones y esfuerzos presentes de cada uno de los aceros con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{s_i} = \frac{(d_i - c)}{c} \times \varepsilon_{mu}$$

$$fs_i = \varepsilon_{si} \times Es \leq Fy$$

Trabajando con $c = c_b = 60.048\ cm$ ya calculado anteriormente y utilizando las ubicaciones de cada uno de los aceros, encontramos las deformaciones de estos, encontraremos las deformaciones a partir del acero más alejado.

$$\varepsilon_{s6} = \frac{(104\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00183$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(84\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00100$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(64\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00016$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{(44\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = -0.00067$$

Debido a que la deformación del acero numero 3 da negativo, se dice que está en compresión, por lo tanto, a partir de este punto, los aceros restantes estarán en compresión. Conociendo esto, calculamos los esfuerzos de la siguiente manera:

$$fs_6 = 0.00183 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 3843\ kg/cm^2$$

$$fs_5 = 0.001 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 2100\ kg/cm^2$$

$$fs_4 = 0.00016 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 336\ kg/cm^2$$

$$fs_3 = -0.00067 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = -1407\ kg/cm^2$$

Por lo tanto, como se había mencionado anteriormente, a partir del acero numero 3 hacia abajo, se encuentran en compresión y su esfuerzo es negativo, por lo tanto, estas se desprecian y se consideran como cero.

Luego de conocer los esfuerzos, se procede a calcular las fuerzas generadas. Como se explicó en los criterios de diseño, se sabe que la fuerza en compresión de la mampostería es igual a:

$$C_m = 0.8 f'm \times a \times t_e$$

Trabajando siempre con $c = c_b = 60.048\ cm$ tendríamos lo siguiente:

$$C_m = \left(0.8 \times 45 kg/cm^2 \times (0.8 \times 60.048\ cm) \times 14.284\ cm\right)\ kg = 24,702.498\ \text{kg}$$

Así mismo podemos encontrar el brazo de palanca de la fuerza en compresión de la mampostería.

$$d_{C_m} = \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) = \frac{108\ cm}{2} - \frac{40.038\ cm}{2} = 33.981\ cm$$

Una vez conociendo estos datos, podemos encontrar directamente el momento que puede resistir tomando que la distancia a la fibra máxima comprimida es $c_b = 60.048\ cm$ utilizando las formula ya explicada en los criterios de diseño:

$$Mn = C_m\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{N} As_i \times fs_i\left(d_i - \frac{L}{2}\right)$$

Encontramos directamente los brazos de palanca para cada uno de los aceros que se encuentran en tensión. Sacamos exclusivamente los brazos de palanca que se encuentran en tensión, debido a que los que están en compresión no aportarán mayor resistencia. Por lo tanto:

$$Acero\#6 = \left(104\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 50\ cm\ ;\ Acero\#5 = \left(84\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 30\ cm$$

$$Acero\#4 = \left(64\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 10\ cm$$

Ahora la fuerza de tensión que va a proporcionar cada acero será:

$$T_6 = 1.27\ cm^2 \times 3843\ \text{kg}/cm^2 = 4880.61\ kg\ ,\quad T_5 = 1.27\ cm^2 \times 2100\ \text{kg}/cm^2 = 2667\ kg$$

$$T_4 = 1.27\ cm^2 \times 336\ \text{kg}/cm^2 = 426.72\ kg$$

Ya una vez teniendo las fuerzas de compresión de la mampostería y tensión de los aceros más sus brazos de palanca, podemos encontrar el momento nominal.

$$Mn = C_m\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{N} As_i \times fs_i\left(d_i - \frac{L}{2}\right)$$

$$Mn = \left(24702.498\ kg \times 33.981\ cm\right) + \left[\left(4880.61\ kg \times 50\ cm\right) + \left(2667\ kg \times 30\ cm\right) + \left(426.72\ kg \times 10\ cm\right)\right]$$

$$Mn = 10.69\ ton.m$$

Obteniendo el momento nominal resistente podemos encontrar el momento de diseño, multiplicando el momento nominal por el factor de reducción ϕ que ACI 530-11 establece que para muros sometidos a flexo-compresión se tomara $\phi = 0.9$

$$\phi Mn = 0.9 \times 10.69 \; ton.m = 9.62 \; ton.m$$

Una vez encontrado el momento, procedemos a encontrar la carga axial soportada para la condición de $c_b = 60.048 \; cm$.

$$Pn = C_m - \sum T_i$$

$$Pn = 24702.498 \; kg - \left(4880.61 \; kg + 2667 \; kg + 426.72 \; kg\right) = 16.73 \; ton$$

Por lo tanto, la carga axial de diseño seria:

$$\phi Pn = 0.9 \times 16.73 \; ton = 15.06 \; ton$$

Este mismo proceso se realiza para cada uno de los factores de cb / d obteniéndose así la siguiente tabla resumen mostrada a continuación.

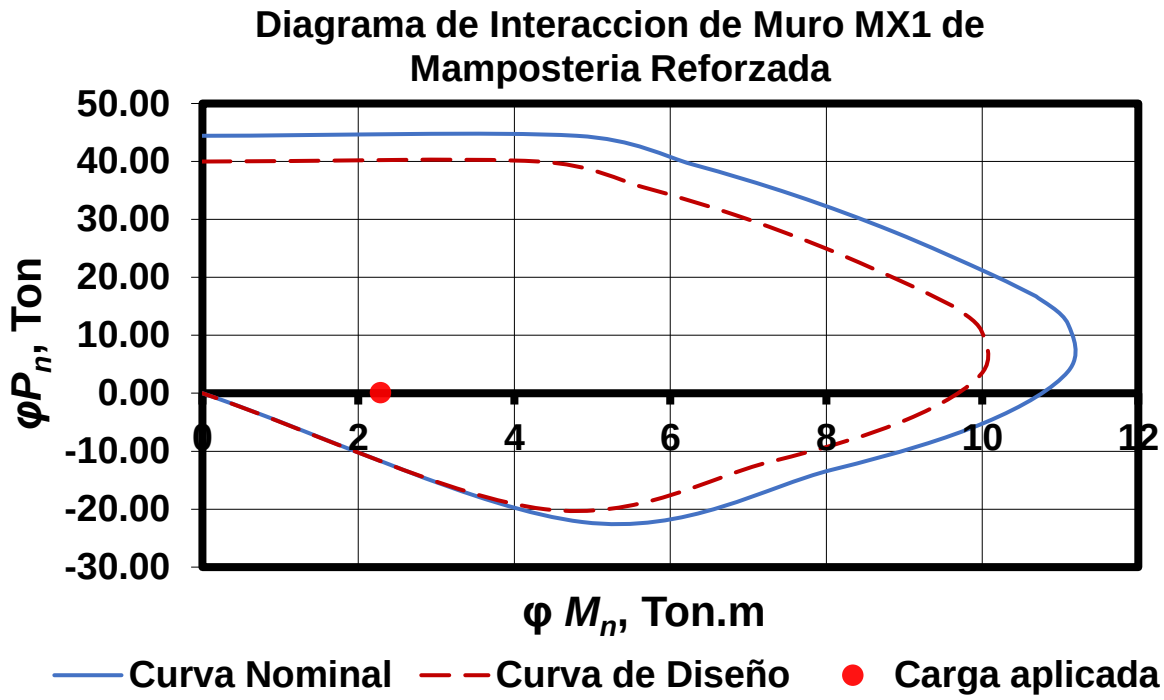
Tabla 20. Esfuerzos generados en muro de mampostería reforzada.

c/d	c (cm)	a (cm)	C_m (kg)	fs1	fs2	fs3	fs4	fs5	fs6
1.112	120.096	96.08	49404.996	0	0	0	0	0	0
1	108	86.4	44428.954	0	0	0	0	0	0
0.9	97.2	77.76	39986.058	0	0	0	0	0	357
0.8	86.4	69.12	35543.163	0	0	0	0	0	1071
0.7	75.6	60.48	31100.268	0	0	0	0	588	1974
0.6	64.8	51.84	26657.372	0	0	0	0	1554	3171
0.556	60.048	48.04	24702.498	0	0	0	336	2100	3843
0.556	60.048	48.04	24702.498	0	0	0	336	2100	3843
0.5	54	43.2	22214.477	0	0	0	966	2919	4200
0.4	43.2	34.56	17771.581	0	0	105	2520	4200	4200
0.3	32.4	25.92	13328.686	0	0	1890	4200	4200	4200
0.2	21.6	17.28	8885.791	0	588	4200	4200	4200	4200
0.1	10.8	8.64	4442.895	0	4200	4200	4200	4200	4200
0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0

Tabla 21. Momentos y cargas resistente en muro de mampostería reforzada.

c/d	c (cm)	a (cm)	C_m (kg)	Mn (ton.m)	Pn (ton)	φMn (ton.m)	φPn (ton)
1.112	120.096	96.08	49404.996	0	44.43	0.00	39.99
1	108	86.4	44428.954	4.80	44.43	4.32	39.99
0.9	97.2	77.76	39986.058	6.27	39.53	5.65	35.58
0.8	86.4	69.12	35543.163	7.59	34.18	6.83	30.76
0.7	75.6	60.48	31100.268	8.87	27.85	7.98	25.06
0.6	64.8	51.84	26657.372	10.09	20.66	9.08	18.59
0.556	60.048	48.04	24702.498	10.69	16.73	9.62	15.06
0.556	60.048	48.04	24702.498	10.69	16.73	9.62	15.06
0.5	54	43.2	22214.477	11.10	11.95	9.99	10.75
0.4	43.2	34.56	17771.581	11.10	3.77	9.99	3.39
0.3	32.4	25.92	13328.686	10.03	-5.07	9.03	-4.57
0.2	21.6	17.28	8885.791	8.07	-13.20	7.27	-11.88
0.1	10.8	8.64	4442.895	4.87	-22.23	4.39	-20.00
0	0	0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00

Y de esta manera podemos encontrar la curva de interacción del muro y así poder comprobar que el muro soporta las cargas aplicadas. La curva resultante del muro en estudio es la siguiente:



Donde la carga aplicada del muro se toma en función del momento mayor generado y la carga axial menor aplicada, donde serpia el caso más crítico del muro. Dichas cargas fueron presentadas en el capítulo 2.

3.1.8 Cortante resistido por la mampostería

3.1.8.1 Resistencia nominal limite a cortante de la mampostería

Debido a que las unidades en estas fórmulas están en el sistema inglés, convertimos todos los valores del sistema internacional al inglés como se presenta a continuación:

$Mu = 197{,}607.243\ \text{lb.pulg}$; Momento ultimo aplicado en el muro.

$Vu = 8{,}351.452\ \text{lb}$; Cortante ultimo aplicado en el muro.

$dv = 0.8x42.52pulg = 34.016\ \text{pulg}$; Distancia total del muro en tensión.

$$\frac{Mu}{(Vu \times dv)} = \frac{197{,}607.243\ \text{lb.pulg}}{(8351.452\ lb \times 34.016\ \text{pulg})} = 0.704$$

Según ACI 530-11 en su sección 3.3.4.1.2 establece que si el factor está entre 0.25 y 1 se tendrá que hacer una interpolación lineal como ya se ha explicado en el capítulo 3.1.4.2.

Por lo tanto, encontramos los valores para poder hacer la interpolación lineal.

$$a)\ \frac{Mu}{(Vu \times dv)} \leq 0.25 \quad \therefore \quad Vn \leq 6Ae\sqrt{f'm}$$

$$Vn \leq 6 \times 239.118\ \text{pulg}^2 \times \sqrt{638.708\ lb/\text{pulg}^2} = 36,258.91\ lb$$

$$b)\ \frac{Mu}{(Vu \times dv)} \geq 1.0 \quad \therefore \quad Vn \leq 4Ae\sqrt{f'm}$$

$$Vn \leq 4 \times 239.118\ \text{pulg}^2 \times \sqrt{638.708\ lb/\text{pulg}^2} = 24,172.6\ lb$$

La interpolación lineal nos daría lo siguiente:

$Mu/(Vu \times dv)$	$Vn\ (lb)$
0.25	36258.91
1	24172.6

$$Vn = 40085.75 + \frac{26723.83 - 40085.75}{1 - 0.25}(0.704 - 0.25) = 28,942.66\ lb$$

$$\phi Vn = 0.8 \times 28942.66 = 23,154.128\ lb$$

$$\phi Vn = 23154.128\ lb\ \approx\ 10,524.604\ kg$$

Por lo tanto, según recomienda ACI 530-11, el cortante total máximo resistido por el muro debería ser menor o igual a ϕVn.

3.1.8.2 Resistencia nominal del corte de la mampostería.

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(\frac{Mu}{Vu \times d_v}\right)\right] Ae\sqrt{f'm} + 0.25Pu$$

Para este caso, se usará el Pu más crítico, que será:

$$Pu - M3 = 118.7\ kg \approx 261.14\ lb$$

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(0.704\right)\right] \times 239.118\ in^2 \sqrt{780.644 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}} + \left(0.25 \times 261.14\ lb\right) = 16,792.444\ lb$$

$$Vnm = 16,782.44\ lb\ \approx\ 7,632.929\ kg$$

$$\phi Vnm = 0.8 \times 7,632.929\ kg = 6,106.343\ kg$$

$$Vu < \phi Vnm$$

Esto nos quiere decir que la mampostería por si sola soporta el cortante aplicado, sin embargo, se considera aplicar acero horizontal #3 a una separación máxima de 60 cm ya que la norma establece que para mampostería reforzada se deberá aplicar acero horizontal mínimo.

3.1.8.3 Resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo horizontal.

$$V_{ns} = 0.5\left(\frac{Av}{s}\right) Fy \times L$$

$$V_{ns} = 0.5\left(\frac{0.55\text{pulg}^2}{23.622\text{pulg}}\right) 59612.784 \frac{lb}{\text{pulg}^2} \times 34.016\text{pulg} = 23606.884\text{lb} \approx 10730.402\text{kg}$$

$$\phi V_{ns} = 10730.402kg \times 0.8 = 8584.322\ kg$$

3.1.8.4 Resistencia total a cortante del muro de mampostería MX1.

$$\phi V_n = \phi V_{nm} + \phi V_{ns}$$

$$\phi V_n = 6106.343\ kg + 8584.322\ kg = 14,690.556\ kg$$

En conclusion el muro soporta una carga igual a 14,690.556 kg, ACI 530-11 limita a que el muro soporte unicamente una fuerza igual o menor a 10,524.604 kg. Sin embargo, debido a que el cortante ultimo aplicado esta por debajo de este valor, podemos concluir que el muro cumple por cortante.

Resumen de capacidades de muros y acero de refuerzo a utilizar según lo requerido.

Tabla 22. Cantidad de acero requerido para muros de mampostería reforzada

Muro	Acero vertical	Acero horizontal	Muro	Acero vertical	Acero horizontal
MX1	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm	MX2-1	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm
MX2	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm	MX2-2	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm
MX3	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm	MX2-3	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm
MX4	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm	MX2-4	#4 @ 20 cm	#3 @ 60 cm
MX5	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm	MX2-5	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm
MX6	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm	MX2-6	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm
MX7	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm	MX2-7	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm
MX8	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm	MX2-8	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm
MX9	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm	MX2-9	#4 @ 60 cm	#3 @ 60 cm

Tabla 23. Resistencias a cargas axiales de los muros de mampostería reforzada.

Muro	φPn (ton)	Pu (ton)	Muro	φPn (ton)	Pu (ton)
MX1	45.87	4.807	MX2-1	45.87	4.807
MX2	45.87	6.986	MX2-2	45.87	6.986
MX3	45.87	7.36	MX2-3	45.87	7.36
MX4	45.87	5.367	MX2-4	45.87	5.367
MX5	39.44	14.318	MX2-5	39.44	14.318
MX6	39.99	16.291	MX2-6	39.99	16.291
MX7	39.44	14.955	MX2-7	39.44	14.955
MX8	39.88	18.51	MX2-8	39.88	18.51
MX9	39.75	19.714	MX2-9	39.75	19.714

Tabla 24. Resistencia a cortante de muros de mampostería reforzada

Muro	φVn (ton)	Vu (ton)	Muro	φVn (ton)	Vu (ton)
MX1	14.69	4.068	MX2-1	13.18	2.994
MX2	12.52	3.688	MX2-2	10.57	4.035
MX3	12.83	3.446	MX2-3	10.46	3.65
MX4	15.69	4.027	MX2-4	13.60	2.952
MX5	33.13	12.874	MX2-5	31.33	7.346
MX6	40.15	16.875	MX2-6	36.77	9.334
MX7	33.06	12.056	MX2-7	31.15	5.516
MX8	39.29	15.136	MX2-8	36.40	10.561
MX9	39.00	12.815	MX2-9	34.30	6.717

Así mismo en **Anexos C** se presenta los diagramas de interacción de cada muro, donde se hace la representación de la resistencia del muro ante carga axial y momento aplicado.

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA POSTENSADA.

CRITERIOS DE DISEÑO.

Haciendo uso de la norma ACI 530-11, en apoyo de la MP-001 y tomando formulas a partir de Resistencia de materiales se tienen las siguientes consideraciones y formulas a utilizar.

Cabe destacar que las unidades en las fórmulas establecidas por ACI 530-11 se encuentran en el sistema inglés. Por lo cual cualquier fórmula expresada en este capítulo, se toma en el sistema inglés y posteriormente se convierte al sistema internacional.

Se tomaron las mismas fórmulas que estable ACI 530-11 para las resistencias a cortante y axial, dichas formulas ya establecidas y explicadas en el capítulo 3.

4.1.1 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería sin contribución del acero

Como se explicó en criterios de diseño del capítulo 3 se tomará la fórmula que proporciona ACI 530-11 en su sección 3.3.4.1.1 “Resistencia a compresión de la mampostería con refuerzo interior” establece lo siguiente:

$$Pn = 0.8\left[0.8\times f'm\left(Ae - As\right) + Fy\times As\right]Fa$$

Factor de reducción:

$$h/r \le 99 \qquad Fa = \left[1-\left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]$$

$$h/r > 99 \qquad Fa = \left(\frac{70r}{h}\right)^2$$

Como en este punto no se conoce aún el acero, se despreciará su contribución. Por lo tanto, tendríamos la fórmula de esta manera:

$$Pn = 0.8\left[0.8\times f'm\times Ae\right]Fa$$

Donde el área efectiva, radio de giro y altura libre de los muros se explican en el capítulo 3.

4.1.2 Factores de reducción de resistencia

ACI 530-11 en su sección 3.1.4.4 especifica que el valor de ϕ debe tomarse igual a 0.9 para mampostería reforzada solicitada a flexión, carga axial o combinaciones de carga axial y flexión.

De igual manera en la MP-001 en su sección 6.2 establece que los valores de reducción de resistencia para muros de mampostería reforzada con flexión simple o compuesta (con carga axial) el valor de ϕ debe tomarse igual a 0.9.

4.1.3 Fuerza de pretensionamiento necesaria para axial y momento aplicado.

En la mampostería postensada, los esfuerzos de tracción deben ser iguales a uno en todo momento, ya que se debe garantizar en el muro un estado de compresión permanente.

El esfuerzo de tracción originado por la acción de las cargas verticales sumando al efecto de flexión por momento viene expresado de la siguiente manera:

$$\sigma_t = \frac{P}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

Donde:

σ_t : es el esfuerzo total generado por las cargas y momento actuante.

P : es la carga total aplicada en el muro.

Ae : es el área efectiva del muro.

Mu : es el momento ultimo aplicado en el muro.

c : es la distancia más alejada del eje neutro del muro.

Ie : es la inercia efectiva del muro.

Como la carga total sería igual a la axial aplicada en el muro más la fuerza generada por el postensado, tendríamos que:

$$\sigma_t = \frac{(W_{ten} + Pu)}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

Donde:

W_{ten} : es la fuerza generada por el postensado.

Igualando los esfuerzos de tracción a cero y despejando la fuerza de tensión, tenemos lo siguiente:

$$W_{ten} = \frac{Mu \times c \times Ae}{Ie} - Pu$$

4.1.4 Cortante resistido por la mampostería

La resistencia a cortante de la mampostería postensada se basa en el mismo principio que la mampostería reforzada, la cual es proporcionada principalmente por la resistencia del bloque de concreto utilizado y la carga axial aplicada en el muro.

Al ser mampostería postensada, no se coloca acero horizontal que absorba parte del cortante, por lo tanto, se hace el proceso explicado en la sección 4. “Fuerza de pretensionamiento para resistir el cortante aplicado”

Para la comprobación del cortante resistido por el muro, se utilizan los mismos fundamentos ya explicados en el capítulo 3, sección 4.3 “Resistencia nominal a cortante de la mampostería”, tomando la formula establecida por ACI 530-11 en su sección 3.3.4.1.2.1, establece que:

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{Mu}{Vu \times d_v} \right) \right] Ae \sqrt{f'm} + 0.25Pu$$

Donde las unidades de estos valores se encuentran en el sistema inglés. Recordado que Pu es la suma de las fuerzas aplicadas en el muro como lo son la carga axial y la fuerza de pretensionamiento.

4.1.5 Fuerza de pretensionamiento para resistir el cortante aplicado.

El cortante resistente será igual a:

$$Vn = \phi \times \mu_{AAC} \times (W_{ten} + Pu)$$

Donde μ_{AAC} es el coeficiente de fricción que existe entre bloque y bloque de mampostería, dado que el sistema actual no incluye mortero de pega, los muros se encontraran unidos entre sí por la fuerza generada y la fricción existente. Dicho valor de μ_{AAC} según ACI 530-11 en su sección 8.1.8.5 establece que el coeficiente de fricción entre bloque y bloque es de 0.75.

Según comentarios de esa misma sección, nos dice que el coeficiente de fricción se basa en pruebas de corte realizada en la Universidad de Austin Texas.

Sabiendo que el cortante soportado por el muro debería ser igual o mayor al cortante aplicado, podemos decir que:

$$\boldsymbol{Vn = Vu}$$

Por lo tanto, podemos despejar la fuerza de postensión requerida (W_{ten}) de la formula anterior, obteniendo lo siguiente:

$$W_{ten} = \frac{Vu}{\phi \times \mu_{AAC}} - Pu$$

Con este nuevo valor de la fuerza de postensión para cortante, se calcula es esfuerzo generado en el muro con la formula siguiente:

$$\sigma_t = \frac{(W_{ten} + Pu)}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

4.1.6 Numero de tensores necesarios

Obtenida las dos fuerzas de postensión necesarias tanto para carga axial y momento como para cortante, se tomará la máxima de las dos. Así teniendo la fuerza de postensión definitiva se procede al cálculo del número de tensores necesarios para desarrollar dicha fuerza.

Por estática se tiene que:

$$W_{ten} = N \times T$$

Donde:

N= número de tensores

T= Tensión soportada por un tensor

Pero se debe utilizar un factor de seguridad en cuanto a que el tensor soporte solo el 55% de la tensión real por diferentes aspectos como son: la fluencia, el relajamiento, las deformaciones elásticas y la corrosión, al igual que los dispositivos físicos, tales como cuñas, roscado.

Por lo tanto, tendríamos que:

$$T = 0.55 \times Fy \times As$$

Donde:

Fy= es la Resistencia a la fluencia del acero

As= es el área transversal de un tensor.

Despejando de la formula el número de tensores, obtenemos que:

$$N = \frac{W_{ten}}{0.55 \times Fy \times As}$$

El número de tensores depende del diámetro y calidad de estos, la selección de diámetros se hace de manera que la distribución de los tensores sea la más uniforme y económica posible a lo largo del muro.

La fuerza que postensión que tendrá cada tensor será:

$$F_1 = \frac{W_{ten}}{N}$$

4.1.7 Numero de vueltas requerida por cada tensor.

De la resistencia de materiales en el manejo de tornillos tenemos:

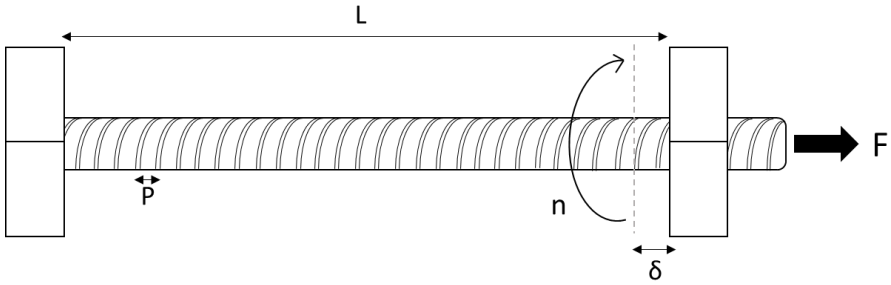


Ilustración 22. Deformación de los pernos.

$$\delta = n \times P = \frac{F_1 \times L}{As \times E}$$

Donde:

δ= deformación de la varilla

n= número de vueltas de la tuerca

P= paso del tornillo (cm/vuelta)

L= longitud entre apoyos extremos

As= área de la varilla

E= módulo de elasticidad del acero

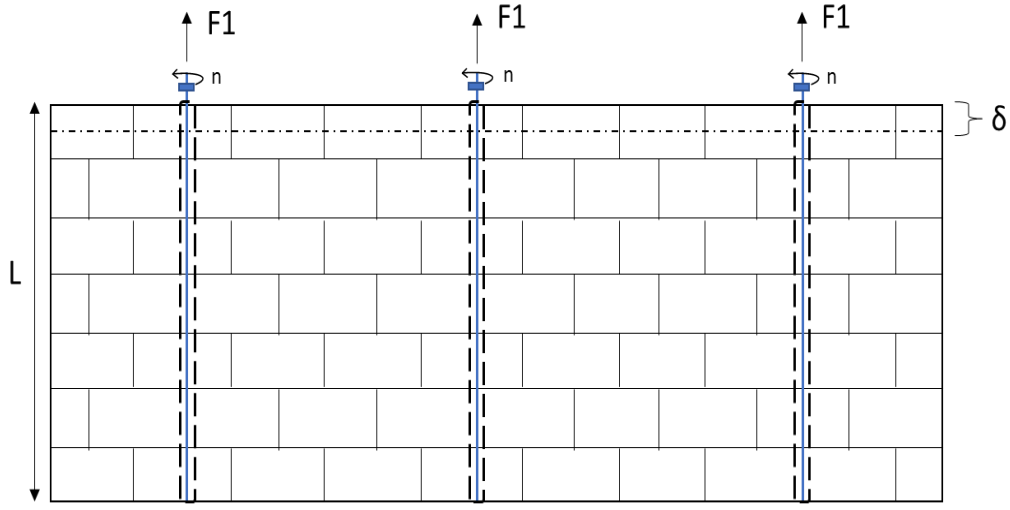


Ilustración 23. Fuerza de postensión aplicada en el muro.

Despejando de la formula anterior obtenemos que el número de vueltas es igual a:

$$n = \frac{F_1 \times L}{As \times E \times P}$$

Este número de vueltas como se explicó anteriormente está en función de la fuerza que puede absorber cada varilla y a su vez en la cantidad de las mismas. Por lo tanto, se propone una cantidad de varillas a una separación exacta para reducir el número de vuelta a aplicar de manera manual en las varillas.

De esta manera al proponer el número de varillas a utilizar para reducir el número de vueltas, se recalcula la fuerza que soportaría cada una y asi mismo el esfuerzo total generado haciendo uso de las fórmulas expresadas anteriormente.

4.1.8 Resistencia a Flexo-compresión.

Debido a que se utilizará acero convencional el cual será roscado de manera manual en sus extremos, el comportamiento ante flexo-compresión es igual que el de muros de mampostería reforzada. Por lo tanto, se realizará de la misma manera que como se expresó en el capítulo 3 “Diseño de mampostería Reforzada”.

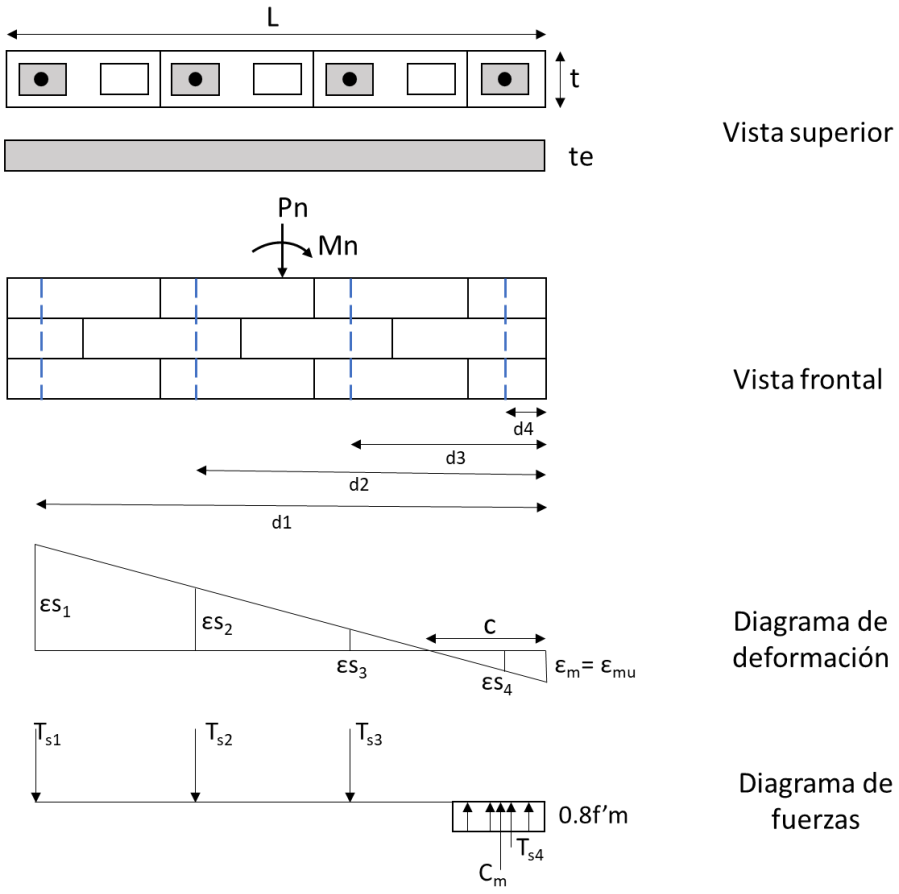


Ilustración 24. Comportamiento da flexo-compresión de un muro de mampostería.

La única diferencia que se presenta debido a que se tiene una fuerza en cada varilla de acero generada por el número de vueltas que tienen, dicha fuerza se tendrá que sumar a la fuerza ya presente en el diagrama de interacción. De esta manera el proceso se iguala al ya explicado en el capítulo 3.

DISEÑO DE MAMPOSTERÍA POSTENSADA.

4.1.9 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería sin contribución del acero del muro MX1.

$$Pn = 0.8\left[0.8\times f'm\times Ae\right]Fa$$

Debido a que las unidades en estas fórmulas están en el sistema inglés, convertimos todos los valores del sistema internacional al inglés como se presenta a continuación:

- **Datos para tomar en cuenta.**

f'm	638.71	lb/pulg^2	Resistencia a compresión de la mampostería
Ae	115.89	pulg^2	Área efectiva del muro sin celdas rellenas
H	118.11	pulg	Altura del muro
t	5.905	pulg	Espero del muro
L	42.52	pulg	Longitud del muro

Espesor efectivo del muro:

$$t_e = \frac{Ae}{L} = \frac{115.89\ \text{pulg}^2}{42.52\ \text{pulg}} = 2.726\ \text{pulg}$$

Inercia en x del muro:

$$Ix = \frac{1}{12}\left[42.52\ \text{pulg}\times\left(2.726\ \text{pulg}\right)^3\right] = 71.778\ \text{pulg}^4$$

Radio de giro del muro:

$$r = \sqrt{\frac{71.778\ \text{pulg}^4}{115.89\ \text{pulg}}} = 0.79\ \text{pulg}$$

Cálculo del factor de reducción “Fa” propuesto por ACI 530-11

$$H/r = \frac{118.11 \text{ pulg}}{0.79 \text{ pulg}} = 150.08 > 99 \; ; \; Fa = \left[\left(\frac{70 \times 0.79}{118.11} \right)^2 \right] = 0.22$$

Por lo tanto, la resistencia máxima a compresión del muro sin contribución del acero seria la siguiente:

$$Pn = 0.8\left[0.8 \times f'm \times Ae\right] Fa$$

$$Pn = \left(0.8\left[0.8 \times 638.71 \times 115.89\right] \times 0.22\right) \times 0.455 \; kg/lb = 4684.78 \; kg$$

$$\phi Pn = 0.9 \times 4684.78 \; kg = 4,216.30 \; kg$$

Teniendo una carga actual aplicada Pu= 4,841.11 kg podemos decir que el muro resiste por si solo la carga a compresión sin el aporte del acero vertical, sin embargo, la aplicación de este tiene que ser obligatoria. Dicho cálculo se verá a continuación.

Cálculo de fuerza de pretensionamiento para Pu y Mu aplicados en el muro.

$$W_{ten} = \frac{Mu \times c \times Ae}{Ie} - Pu$$

Donde la inercia efectiva es tomada en el eje fuerte, por lo tanto:

$$Ie = \frac{1}{12} \times te \times L^3 = \frac{1}{12} \times \left[6.92 \; cm \times \left(108 \; cm\right)^3 \right] = 726,433.92 \; cm^4$$

La distancia más alejada del eje neutro se tomará de la siguiente manera:

$$c = \frac{L}{2} - rec$$

Tomando un recubrimiento de 4 centímetros tenemos que:

$$c = \frac{108 \; cm}{2} - 4 \; cm = 50 \; cm$$

$$W_{ten} = \frac{194,505 \; kg.cm \times 50 \; cm \times 747.69 \; cm^2}{726,433.92 \; cm^4} - 4841.11 \; kg = 6,894.847 \; kg$$

4.1.10 Esfuerzo total aplicado con la fuerza de pretensionamiento de Pu y Mu.

$$\sigma_t = \frac{\left(W_{ten} + Pu\right)}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

$$\sigma_t = \frac{\left(4841.11\ kg + 6894.847\ kg\right)}{747.69\ cm^2} + \frac{228{,}147\ kg.cm \times 50\ cm}{726{,}433.92\ cm^4} = 31.392\ kg/cm^2$$

Eso quiere decir que:

$\sigma_t < f´m$

$31.392\ kg/cm^2 < 55\ kg/cm^2$

Como el esfuerzo generado por las cargas aplicadas más la fuerza de postensionamiento es menor al esfuerzo resistente de la mampostería, por lo tanto, se puede decir que si cumple.

4.1.11 Resistencia nominal cortante de la mampostería

Utilizando la fórmula que estable ACI 530-11 para la resistencia de un muro de mampostería es:

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(\frac{Mu}{Vu \times d_v}\right)\right] Ae\sqrt{f'm} + 0.25Pu$$

Debido a que las cargas aplicadas son iguales que las usadas en el capítulo 3, con excepción del área efectiva del muro, utilizáramos los mismos datos.

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(0.563\right)\right] \times 115.893\ \text{in}^2 \sqrt{638.708\ \text{lb}/in^2} + 0.25 \times 10{,}650.442\ lb = 11{,}492.591\ lb$$

$$Vnm = 11{,}492.591\ lb \times 0.455\ kg/lb = 5223.905\ kg$$

$$\phi Vnm = 0.8 \times 5{,}334.905\ kg = 4{,}179.124\ kg$$

Por lo tanto, tenemos que:

$\phi Vnm > Vu$, esto quiere decir que el muro por si solo soporta el cortante aplicado, sin embargo, como el proceso de postensado requiere que la fuerza del

postensado pueda resistir las cargas en el muro, se hace el cálculo de la fuerza requerida para soportar el cortante aplicado, dicho cálculo se ve a continuación.

4.1.12 Fuerza de pretensionamiento para Vu aplicados

$$W_{ten} = \frac{Vu}{\phi \times \mu_{AAC}} - Pu$$

Como ya fue explicado en los criterios de diseño del capítulo actual, se establece el valor de μ_{AAC} según lo establece ACI 530-11.

$$W_{ten} = \frac{3{,}750.66\ kg}{0.8 \times 0.75} - 4{,}841.11\ kg\ \text{x}\ 25\% = 5040.823\ kg$$

4.1.13 Esfuerzo total aplicado con la fuerza de pretensionamiento de Vu.

$$\sigma_t = \frac{\left(W_{ten} + Pu\right)}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

$$\sigma_t = \frac{\left(5{,}040.823\ kg + 4{,}841.11\ kg\right)}{747.69\ cm^2} + \frac{228{,}147\ kg.cm \times 50\ cm}{726{,}433.92\ cm^4} = 28.91\ kg/cm^2$$

Eso quiere decir que:

$\sigma_t < f´m$

$28.91\ kg/cm^2 < 45\ kg/cm^2$

Como el esfuerzo generado por las cargas aplicadas más la fuerza de postensionamiento es menor al esfuerzo resistente de la mampostería, por lo tanto, se puede decir que si cumple.

4.1.14 Numero de tensores requeridos en el muro:

$$N = \frac{W_{ten}}{0.55 \times Fy \times As}$$

Tomamos la mayor fuerza de postensionamiento requerida tanto por Pu y Mu por cortante aplicado. En este caso, la mayor fuerza de postensionamiento requerida se obtiene del análisis por cortante, entonces tomaremos esta como máxima.

$$W_{ten} = 6,894.85\ kg$$

Se tomará como propuesta usar varillas de acero número 4. Para comparar el análisis que se hizo con la mampostería reforzada que se propuso el mismo diámetro de varilla. El área de acero de una varilla número 4 es de 1.27 cm^2.

$$N = \frac{6,894.85\ kg}{0.55 \times 4,200\ kg/cm^2 \times 1.27\ cm^2} = 2.35\ tensores$$

Usaríamos 3 tensores para este muro en estudio.

4.1.15 Numero de vueltas requerida para cada tensor.

$$n = \frac{F_1 \times L}{As \times Es \times P}$$

La fuerza que postensión que tendrá cada tensor será:

$$F_1 = \frac{6,894,85\ kg}{3} = 2,298.28\ kg$$

Usando un paso del tornillo de 0.01 centímetro/vuelta, tenemos lo siguiente:

$$n = \frac{2,298.28\ kg \times 300\ cm}{1.27\ cm^2 \times 2.1x10^6 kg/cm^2 \times 0.01\ cm/vuelta} = 25.85\ vueltas$$

Debido a que la manera de aplicar el postensado en el muro es de manera manual, por consideraciones practicas se tiene que un número de vueltas mayores a 15 se considerara como necesario el uso de una máquina para lograr ese número de vueltas.

Por lo tanto, se hace la propuesta de una separación más razonable entre varillas, obteniendo así un numero de tensores y recalculando la fuerza soportada por cada uno y así el número de vueltas necesario.

En este caso se propone usar la misma separación se varillas que se usó en el diseño de la mampostería reforzada. así que tomaremos una separación de 20 centímetros.

4.1.16 Recalculo del número de tensores

Recalculando el número de tensores, en función de la separación “s” ya establecida, obtenemos lo siguiente:

$$N = \frac{L}{s} = \frac{108\ cm}{20\ cm} = 5.4\ tensores$$

Como no se puede usar 5,4 tensores, redondeamos al múltiplo superior y usaremos 6 tensores.

La fuerza que tendrá cada tensor será:

$$F_1 = \frac{6894.85\ kg}{6} = 1149.141\ kg$$

El número de vueltas necesaria en cada tensor para lograr alcanzar esa fuera será:

$$n = \frac{1149.141\ kg \times 300\ cm}{1.27\ cm^2 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 \times 0.01\ cm/vuelta} = 13\ vueltas$$

Se tomarán 13 vueltas en cada tensor y se calcula la fuerza generada en cada tensor aplicando 13 vueltas.

Despejando de la fórmula del número de vueltas podemos encontrar la fuerza resultante en el tensor aplicando 13 vueltas.

$$F_{resultante} = \frac{n \times P \times Es \times As}{L}$$

$$F_{resultante} = \frac{13\ vueltas \times 0.01\ cm/vuelta \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 \times 1.27\ cm^2}{108\ cm} = 1155.7\ kg$$

La fuerza total aplicada por todos los tensores es:

$$W_{ten} = F_1 \times N$$

$$W_{ten} = 1155.7\ kg \times 6 = 6934.2\ kg$$

4.1.17 Esfuerzo total aplicado en el muro

$$\sigma_t = \frac{\left(W_{ten} + Pu\right)}{Ae} - \frac{Mu \times c}{Ie}$$

Como ya tenemos un numero de tensores fijo, se tendrá que recalcular el área efectiva del muro debido a que el área efectiva que se tomaba era sin contribución de celdas llenas de mortero donde se colocan los tensores.

Debido a que ya teníamos un área neta sin contribución de las celdas rellenas de mortero, solo le sumamos las áreas de las celdas donde se colocaran los tensores.

$$A_e = A_n + A_{rellenas}$$

El área de las celdas donde se colocarán los tensores es de 132.5 cm^2 por lo tanto tendríamos que:

$$A_{rellenas} = N \times A_{celdas}$$

$$A_{rellenas} = 6 \times 132.5\ cm^2 = 795\ cm^2$$

$$A_e = 747.69\ cm^2 + 795\ cm^2 = 1542.69\ cm^2$$

Recalculamos la inercia efectiva del muro en su eje fuerte:

$$I_e = \frac{1}{12} \times t_e \times L^3$$

$$t_e = \frac{A_e}{L} = \frac{1542.69\ cm^2}{108\ cm} = 14.284\ cm$$

$$I_e = \frac{1}{12} \times 14.284\ cm \times \left(108\ cm\right)^3 = 1499477.184\ cm^4$$

Por lo tanto, el esfuerzo total generado en el muro será:

$$\sigma_t = \frac{\left(6934.2\ kg + 4841.11\ kg\right)}{1{,}542.69\ cm^2} + \frac{228{,}147\ kg.cm \times 50\ cm}{1{,}499{,}477.184\ cm^4} = 23.329\ kg/cm^2$$

Eso quiere decir que:

$\sigma_t < f´m$

$20.301\ kg/cm^2 < 55\ kg/cm^2$

Como el esfuerzo generado por las cargas aplicadas más la fuerza de postensionamiento es menor al esfuerzo resistente de la mampostería, por lo tanto, se puede decir que si cumple.

4.1.18 Resistencia nominal a la compresión de la mampostería con contribución del acero

$$Pn = 0.8[0.8 \times f'm(Ae - As) + Fy \times As]Fa$$

Factor de reducción:

$h/r \le 99 \qquad Fa = \left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]$

$h/r > 99 \qquad Fa = \left(\frac{70r}{h}\right)^2$

Radio de giro:

$r = \sqrt{\frac{In}{Ae}}$

Calculamos la inercia en el eje débil del muro:

$In = \frac{1}{12} \times L \times (t_e)^3$

$In = \frac{1}{12} \times 108\ cm \times (14.284\ cm)^3 = 26229.622\ cm^4$

$r = \sqrt{\frac{26229.622\ cm^4}{1542.69\ cm^2}} = 4.123\ cm \approx 1.623\ \text{pulg}$

$h/r = \frac{300\ cm}{4.123\ cm} = 72.773 < 99$

Por lo tanto, el factor de reducción que proporciona ACI 530-11 será:

$$Fa = \left[1 - \left(\frac{300\ cm}{140 \times 4.123\ cm} \right)^2 \right] = 0.73$$

Entonces la resistencia a la comprobación del muro es:

$$Pn = 0.8\left[0.8 \times 638.71\ lb/in^2 \left(239.118\ in^2 - 1.181\ in^2 \right) + 69612.784\ lb/\text{pulg}^2 \times 1.181\ \text{pulg}^2 \right] 0.79 \times 0.455\ kg/lb$$

$$Pn = 50,962.099\ kg$$

$$\phi Pn = 0.9 \times 50962.099\ kg = 45,865.89\ kg$$

Ahora comprobamos que la carga que resiste el muro sea mayor o igual a las cargas aplicadas en el mismo. En dicho mucho tenemos una carga “Pu” aplicada y además de eso se genera una carga de postensionamiento que comprime el muro, por lo tanto, la carga axial total generada en el muro será:

$$P_{total} = Pu + W_{ten}$$

$$P_{total} = 4841.11\ kg + 6934.2\ kg = 11,735.96\ kg$$

$$\phi Pn > P_{total}$$

La carga axial que resiste el muro es mayor a la carga axial aplicada en el mismo, por lo tanto, el muro cumple por carga axial.

4.1.19 Resistencia a cortante del muro con la fuerza generada por el postensionamiento.

La fórmula que proporciona ACI 530-11 en su sección 3.3.4.1.2.1 para la resistencia a cortante de la mampostería está dada en función de las características del muro y la carga axial aplicada en el mismo, decidimos usar dicha formula y sumarle a la carga axial ya aplicada “Pu” la fuerza generada por el postensionamiento de los tendones que esa fuerza se comporta como una fuerza de compresión en el muro. Por lo tanto, tendríamos lo siguiente:

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(\frac{Mu}{Vu \times d_v} \right) \right] Ae\sqrt{f'm} + 0.25Pu$$

Debido a que la carga de postensionamiento en el muro siempre estará aplicada, porque es la que mantendría junta las unidades de mampostería. Podríamos representar la fórmula de la siguiente manera:

$$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(\frac{Mu}{Vu \times d_v} \right) \right] Ae\sqrt{f'm} + 0.25Pu + W_{ten}$$

Donde:

$W_{ten} = 6934.2\ kg = 15,255.24\ lb$

$Vnm = \left[4.0 - 1.75\left(0.563 \right) \right] \times 239.118\ \text{pulg}^2 \sqrt{638.708\ \text{lb/pulg}^2} + 0.25 \times 10650.442\ lb + 15,255.24\ lb$

$Vnm = \frac{36,136.441\ lb}{2.2\ kg/lb} = 16,425.655\ kg$

$\phi Vnm = 0.8 \times 16425.665\ kg = 13,140.524\ kg$

$$\phi Vnm > Vu \quad 13,140.524\ kg > 3,750.66\ kg$$

La resistencia a cortante del muro es mayor que el cortante aplicado.

4.1.20 Resistencia a flexo-compresión del muro de mampostería postensada.

El comportamiento de un muro de mampostería postensada utilizando acero convencional, se comporta de la misma manera que un muro de mampostería reforzada con la ligera distinción que la fuerza de postensión requerida en cada tensor se tendrá que sumar a la fuerza ya generada en el mismo. Dicho proceso ya ha sido explicado en el capítulo 3 donde se detallan las fórmulas a utilizar.

En la siguiente tabla se presentan el resumen de las características de los materiales ya establecidos y los que se obtienen a través de cálculos anteriores. Estos valores se encuentran en el sistema de unidades métrico internacional para facilitar el cálculo:

Valores		Unidades	Descripción
L	108	cm	Longitud del muro.
te	14.284	cm	Espesor efectivo del muro.
# var	6.00	unid	Cantidad de varillas de acero vertical.
As var	1.27	cm^2	Área del acero vertical.
Øvar	1.27	cm	Diámetro del acero vertical.
rec	4	cm	Recubrimiento entre el muro y la primera varilla.
sep	20	cm	Separación del acero vertical.
f'm	45	kg/cm^2	Resistencia a la compresión de la mampostería.
Fy	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero.
Emu	0.0025	-	Deformación máxima de la mampostería.
Es=	$2.1x10^6$	kg/cm^2	Módulo de elasticidad del acero.
Ey	0.002	-	Deformación máxima del acero.

Encontramos la ubicación exacta de cada una de las varillas colocadas en el muro de la siguiente manera:

La ubicación de la primera varilla se tomará a 4 centímetros, es decir: $d_1 = 4cm$. Según el diseño de carga del presente muro en estudio, se obtuvo que le separación entre varillas de acero vertical deberá ser de 20 centímetros, entonces $s = 20\ cm$, por lo tanto, se colocaran cada una a esa separación. Sabiendo eso podemos encontrar la ubicación de las demás varillas de acero vertical de la siguiente manera:

$$d_i = d_{i-1} + s$$

$$d_1 = 4\ cm$$

$$d_2 = 4\ cm + 20\ cm = 24\ cm$$

$$d_3 = 24\ cm + 20\ cm = 44\ cm$$

$$d_4 = 44\ cm + 20\ cm = 64\ cm$$

$$d_5 = 64\ cm + 20\ cm = 84\ cm$$

$$d_6 = 84\ cm + 20\ cm = 104\ cm$$

Como se explicó en los criterios de diseño, por compatibilidad de deformaciones, se encuentra la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro, c_b, de la siguiente manera

$$c_b = d\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s}$$

Teniendo en cuenta que d sería la ubicación máxima del acero colocado, por lo tanto, tomaríamos d_6.

$$c_b = (102.447\ cm)\frac{0.0025}{0.0025 + 0.002} = 56.915\ cm$$

Encontrando el valor de c_b podemos sacar el factor c_b / d para así tomar rangos desde 0 hasta 1 y lograr crear el diagrama de interacción.

$$c_b / d = \frac{56.915\ cm}{102.365\ cm} = 0.556$$

Teniendo el factor, el cual será del que partiremos del centro tomando rangos desde 0 hasta 1 usando múltiplos de 0.1, a su vez, para suavizar la curva, tomaremos un valor después de 1, que será dos veces c_b / d .

Con los factores ya calculados, se procede a encontrar el valor de la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro para cada uno de los casos, tomando siempre la distancia máxima donde se encuentra el acero como $d = d_6$.

$$c = \frac{c}{d} \times d$$

De la misma podemos calcular a, sabiendo que:

$$a = 0.8c$$

Obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 25. Ubicaciones del eje neutro del muro.

c/d	c (cm)	a (cm)
1.112	120.096	96.077
1	108.000	86.400
0.9	97.200	77.760
0.8	86.400	69.120
0.7	75.600	60.480
0.6	64.800	51.840
0.556	60.048	48.038
0.556	60.048	48.038
0.5	54.000	43.200
0.4	43.200	34.560
0.3	32.400	25.920
0.2	21.600	17.280
0.1	10.800	8.640
0	0	0

Con la tabla anterior, podemos encontrar las varillas de acero que se encuentran en tensión y las que se encuentran en compresión. Sabiendo que toda aquella varilla que se encuentre a una distancia igual o mayor de c, se dice que está en compresión y con una distancia menor a c, se dice que se encuentra en tensión, es decir:

$$d_i \geq c \rightarrow Está\ en\ compresión$$
$$d_i < c \rightarrow Está\ en\ tensión$$

así obteniendo la siguiente tabla, donde se coloca “C” para compresión y “T” para tensión:

Tabla 26. Acero en compresión y tensión en muro de mampostería postensada.

c (cm)	a (cm)	d_1	d_2	d_3	d_4	d_5	d_6
120.096	96.077	C	C	C	C	C	C
108.000	86.400	C	C	C	C	C	C
97.200	77.760	C	C	C	C	C	T
86.400	69.120	C	C	C	C	C	T
75.600	60.480	C	C	C	C	T	T
64.800	51.840	C	C	C	C	T	T
60.048	48.038	C	C	C	T	T	T
60.048	48.038	C	C	C	T	T	T
54.000	43.200	C	C	C	T	T	T
43.200	34.560	C	C	T	T	T	T
32.400	25.920	C	C	T	T	T	T
21.600	17.280	C	T	T	T	T	T
10.800	8.640	C	T	T	T	T	T
0	0	T	T	T	T	T	T

Una vez llegado a este punto, conociendo la ubicación de cada acero, se realiza el cálculo de las deformaciones y esfuerzos presentes de cada uno de los aceros con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{s_i} = \frac{(d_i - c)}{c} \times \varepsilon_{mu}$$

$$fs_i = \varepsilon_{si} \times Es \leq Fy$$

Trabajando con $c_b = 60.048\ cm$ ya calculado anteriormente y utilizando las ubicaciones de cada uno de los aceros, encontramos las deformaciones de estos, encontraremos las deformaciones a partir del acero más alejado.

$$\varepsilon_{s6} = \frac{(104\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00183\,;\ \varepsilon_{s5} = \frac{(84\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00100$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(64\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = 0.00016\,;\ \varepsilon_{s3} = \frac{(44\ cm - 60.048\ cm)}{60.048\ cm} \times 0.0025 = -0.00067$$

Debido a que la deformación del acero número 3 da negativo, se dice que está en compresión, por lo tanto, los aceros restantes estarán de la misma manera en compresión. Entonces encontramos sus esfuerzos.

$$fs_6 = 0.00183 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 3843\ kg/cm^2$$

$$fs_5 = 0.001 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 2100\ kg/cm^2$$

$$fs_4 = 0.00016 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = 336\ kg/cm^2$$

$$fs_3 = -0.00067 \times 2.1x10^6\ kg/cm^2 = -1407\ kg/cm^2$$

Por lo tanto, como se había mencionado anteriormente, a partir del acero número 3 hacia abajo, se encuentran en compresión y su esfuerzo es negativo, por lo tanto, estas se desprecian y se consideran como cero.

Luego de conocer los esfuerzos, se procede a calcular las fuerzas generadas. Como se explicó en los criterios de diseño, se sabe que la fuerza en compresión de la mampostería es igual a:

$$C_m = 0.8\,f'm \times a \times t_e$$

Trabajando siempre con $c_b = 60.048\ cm$ tendríamos lo siguiente:

$$C_m = \left(0.8 \times 45 kg/cm^2 \times (0.8 \times 60.048\ cm) \times 14.284\ cm\right)\ kg = 24,702.498\ \text{kg}$$

así mismo podemos encontrar el brazo de palanca de la fuerza en compresión de la mampostería.

$$d_{C_m} = \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) = \frac{108\ cm}{2} - \frac{40.038\ cm}{2} = 33.981\ cm$$

Una vez conociendo estos datos, podemos encontrar directamente el momento que puede resistir tomando que la distancia a la fibra máxima comprimida es $c_b = 60.048\ cm$ utilizando las formula ya explicada en los criterios de diseño:

$$Mn = C_m\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{N} As_i \times fs_i\left(d_i - \frac{L}{2}\right)$$

Encontramos directamente los brazos de palanca para cada uno de los aceros que se encuentran en tensión. Sacamos exclusivamente los brazos de palanca que se encuentran en tensión, debido a que los que están en compresión no aportar mayor resistencia. Por lo tanto:

$$Acero\#6 = \left(104\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 50\ cm \quad ; \quad Acero\#5 = \left(84\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 30\ cm$$

$$Acero\#4 = \left(64\ cm - \frac{108\ cm}{2}\right) = 10\ cm$$

Ahora la fuerza de tensión que va a proporcionar cada acero será:

$$T_6 = 1.27\ cm^2 \times 3843\ \text{kg}/cm^2 = 4880.61\ kg$$

$$T_5 = 1.27\ cm^2 \times 2100\ \text{kg}/cm^2 = 2667\ kg \ ; \ T_4 = 1.27\ cm^2 \times 336\ \text{kg}/cm^2 = 426.72\ kg$$

Teniendo en cuenta que la fuerza generada del postensionamiento en cada varilla seria:

Ya una vez teniendo las fuerzas de compresión de la mampostería y tensión de los aceros más sus brazos de palanca, podemos encontrar el momento nominal.

$$Mn = C_m\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{N} As_i \times fs_i\left(d_i - \frac{L}{2}\right)$$

$$Mn = \left(24702.498\ kg \times 33.981\ cm\right) + \left[\left(4880.61\ kg \times 50\ cm\right) + \left(2667\ kg \times 30\ cm\right) + \left(426.72\ kg \times 10\ cm\right)\right]$$

$$Mn = 10.69\ ton.m$$

Obteniendo el momento nominal resistente podemos encontrar el momento de diseño, multiplicando el momento nomina por el factor de reducción ϕ que ACI 530-11 establece que para muros sometidos a flexo-compresión se tomara $\phi = 0.9$

$$\phi Mn = 0.9 \times 10.69 \; ton.m = 9.62 \; ton.m$$

Una vez encontrado el momento, procedemos a encontrar la carga axial soportada para la condición de $c_b = 60.048 \; cm$

$$Pn = C_m - \sum T_i$$

$$Pn = 24702.498 \; kg - \left(4880.61 \; kg + 2667 \; kg + 426.72 \; kg\right) = 16.73 \; ton$$

Por lo tanto, la carga axial de diseño seria:

$$\phi Pn = 0.9 \times 16.73 \; ton = 15.06 \; ton$$

Este mismo proceso se realiza para cada uno de los factores de cb/d y se obtiene la siguiente tabla, la cual presenta el mismo comportamiento ante flexo-compresión que la mampostería reforzada.

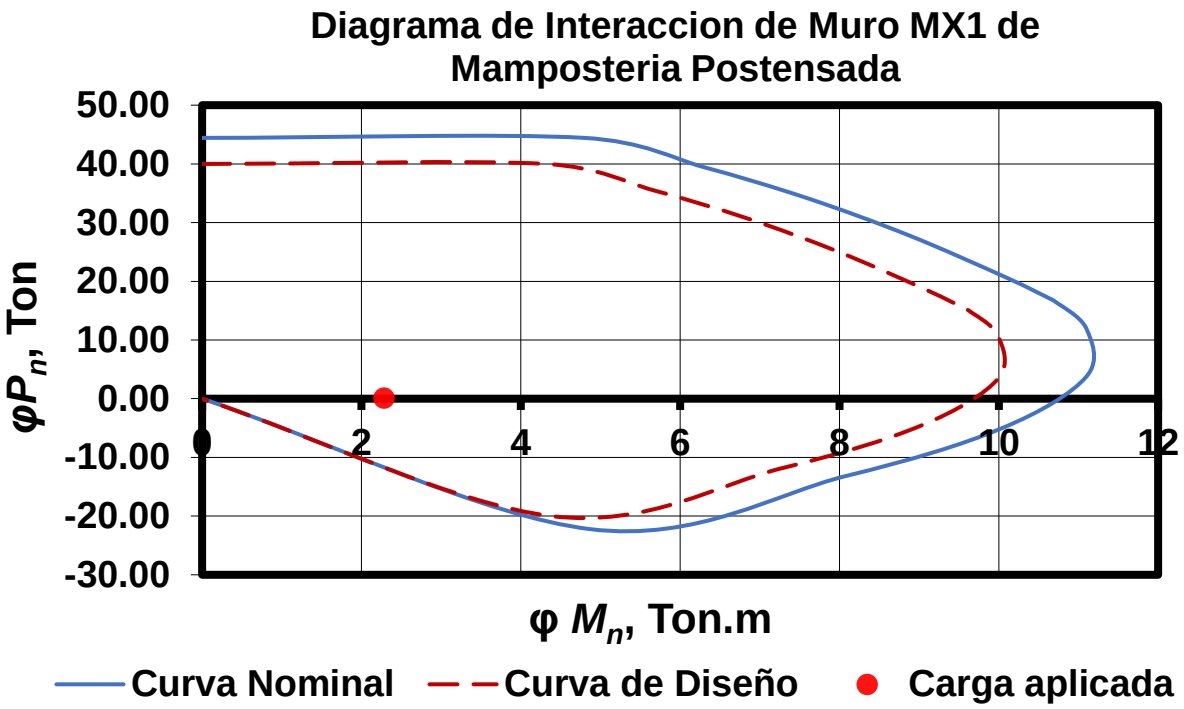
Tabla 27. Esfuerzos generados en muro de mampostería postensada

c/d	c (cm)	a (cm)	C (kg)	fs1	fs2	fs3	fs4	fs5	fs6
1.112	120.096	96.08	49404.996	0	0	0	0	0	0
1	108	86.4	54302.06	0	0	0	0	0	0
0.9	97.2	77.76	48871.85	0	0	0	0	0	357
0.8	86.4	69.12	43441.65	0	0	0	0	0	1071
0.7	75.6	60.48	38011.44	0	0	0	0	588	1974
0.6	64.8	51.84	32581.24	0	0	0	0	1554	3171
0.556	60.048	48.04	30191.95	0	0	0	336	2100	3843
0.556	60.048	48.04	30191.95	0	0	0	336	2100	3843
0.5	54	43.2	27151.03	0	0	0	966	2919	4200
0.4	43.2	34.56	21720.83	0	0	105	2520	4200	4200
0.3	32.4	25.92	16290.62	0	0	1890	4200	4200	4200
0.2	21.6	17.28	10860.42	0	588	4200	4200	4200	4200
0.1	10.8	8.64	5430.21	0	4200	4200	4200	4200	4200
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 28. Momentos y cargas resistente en muro de mampostería postensada.

c/d	c (cm)	a (cm)	C (kg)	Mn (ton.m)	Pn (ton)	φMn (ton.m)	φPn (ton)
1.112	120.096	96.08	49404.996	0	44.43	0.00	39.99
1	108	86.4	54302.06	5.865	54.302	5.2785	48.8718
0.9	97.2	77.76	48871.85	7.616	48.418	6.8544	43.5762
0.8	86.4	69.12	43441.65	9.125	42.081	8.2125	37.8729
0.7	75.6	60.48	38011.44	10.509	34.758	9.4581	31.2822
0.6	64.8	51.84	32581.24	11.754	26.58	10.5786	23.922
0.556	60.048	48.04	30191.95	10.69	16.73	9.62	15.06
0.556	60.048	48.04	30191.95	10.69	16.73	9.62	15.06
0.5	54	43.2	27151.03	12.699	16.883	11.4291	15.1947
0.4	43.2	34.56	21720.83	12.55	7.719	11.295	6.9471
0.3	32.4	25.92	16290.62	11.246	-2.112	10.1214	-1.9008
0.2	21.6	17.28	10860.42	8.969	-11.222	8.0721	-10.0998
0.1	10.8	8.64	5430.21	5.365	-21.24	4.8285	-19.116
0	0	0	0	0	0	0	0

Y de esta manera podemos encontrar la curva de interacción del muro y así poder comprobar que el muro soporta las cargas aplicadas, donde la carga de postensión aplicada en el muro se le suma a la carga ya aplicada obtenida del análisis sísmico realizado por Etabs. La curva resultante del muro en estudio es la siguiente:



Donde la carga aplicada del muro se toma en función del momento mayor generado y la carga axial menor aplicada que ese sería el caso más crítico del muro. Dichas cargas fueron dadas en el capítulo 2.

En la **sección D de anexos** se podrán encontrar los diagramas de interacción de cada muro de mampostería postensada donde se aprecia la resistencia de estos muros ante carga axial y momento.

Tablas resúmenes del diseño de muros de mampostería postensada.

Tabla 29. Acero requiero para muros de mampostería postensada.

Muro	Acero vertical	Muro	Acero vertical
MX1	#4 @ 20 cm	MX2-1	#4 @ 20 cm
MX2	#4 @ 20 cm	MX2-2	#4 @ 20 cm
MX3	#4 @ 20 cm	MX2-3	#4 @ 20 cm
MX4	#4 @ 20 cm	MX2-4	#4 @ 20 cm
MX5	#4 @ 60 cm	MX2-5	#4 @ 60 cm
MX6	#4 @ 60 cm	MX2-6	#4 @ 60 cm
MX7	#4 @ 60 cm	MX2-7	#4 @ 60 cm
MX8	#4 @ 60 cm	MX2-8	#4 @ 60 cm
MX9	#4 @ 60 cm	MX2-9	#4 @ 60 cm

Tabla 30. Numero de vueltas y cortantes resistidos por los muros de mampostería postensada.

Muro	Numero de vueltas	φVn (ton)	Muro	Numero de vueltas	φVn (ton)
MX1	13	13.14	MX2-1	6	10.25
MX2	32	20.37	MX2-2	43	24.51
MX3	26	18.47	MX2-3	42	22.70
MX4	9	12.3	MX2-4	5	10.90
MX5	33	29.24	MX2-5	18	19.46
MX6	51	36.54	MX2-6	24	23.17
MX7	34	27.92	MX2-7	12	15.16
MX8	43	33.83	MX2-8	30	25.21
MX9	35	31.23	MX2-9	17	19.59

CAPÍTULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO.

CANTIDADES DE ACERO REQUERIDAS POR MURO. ´

En el diseño de los dos sistemas de muros, el acero vertical es considerado indispensable, producto a ello, se utilizó la misma cantidad de acero vertical para ambos sistemas, no obstante, se debe tener en cuenta que la cantidad de acero de refuerzo requerido en la mampostería postensada es a un menor que la propuesta, más sin embargo, se utiliza la misma cantidad del reforzado con el objetivo de disminuir el número de vueltas necesarias para obtener los esfuerzos requeridos para soportar las cargas aplicadas en el muro.

Por otro lado, el acero horizontal en la mampostería postensada es eliminado, esto debido a la capacidad que poseen los muros de resistir esfuerzos de cortante, gracias a la aplicación de fuerzas a compresión a través de las barras de refuerzo vertical, así como las fuerzas generadas por la fricción entre bloques, por lo tanto , se considera que una de las mayores ventajas en el sistema postensado es la reducción de aplicación de acero, producto a no existir refuerzos horizontales, cabe señalar, que la resistencia proporcionada ante fuerzas de cortante de ambos sistemas no varía drásticamente si se pone en comparación. Dichos resultados de resistencia serán detallados a continuación.

CARGA AXIAL RESISTENTE POR MURO

Debido al uso de las mismas cantidades de acero vertical en los dos sistemas, la resistencia ante carga axial se vuelve la misma. Estas resistencias se pueden apreciar en las tablas resúmenes por de cada sistema.

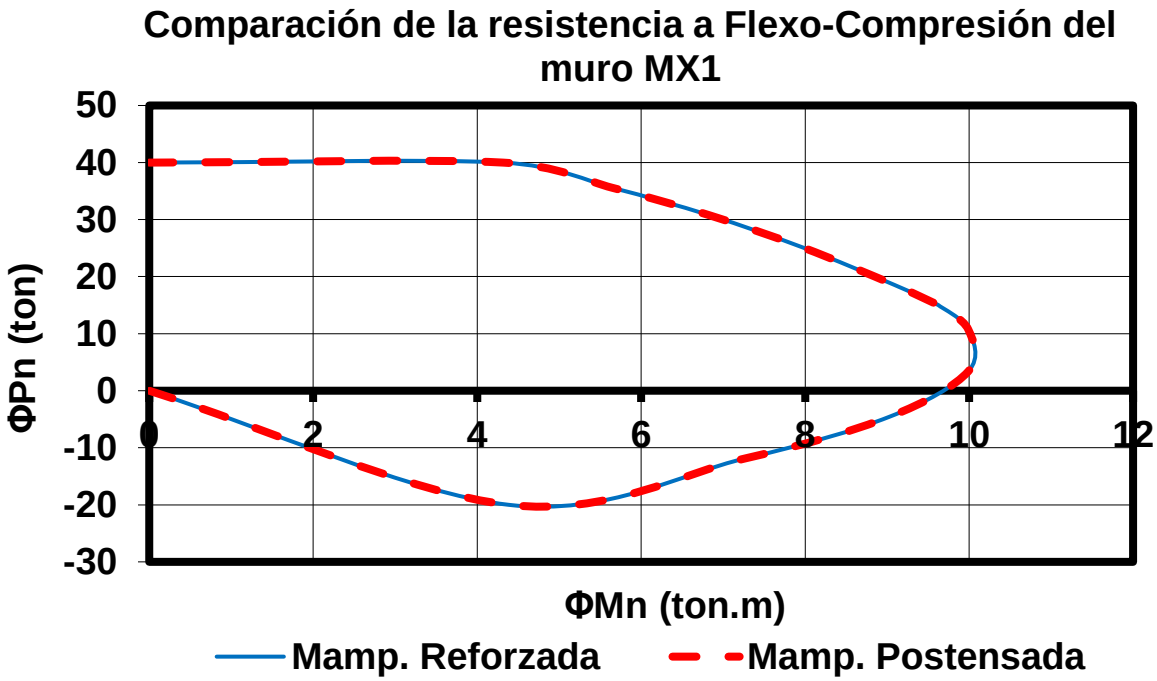
RESISTENCIA A FLEXO-COMPRESIÓN.

Para el análisis de resultados de flexo-compresión se comparar los resultados obtenidos del muro MX1 de la planta baja. Como la resistencia proporcionada por el muro ante flexo-compresión, es igual para los dos sistemas de muro, tenemos lo siguiente:

Tabla 31. Resistencia a flexo-compresión del muro MX-1

φMn (ton.m)	φPn (ton)
0	48.872
5.279	48.872
6.854	43.576
8.213	37.873
9.458	31.282
10.58	23.922
11.1	19.996
11.1	19.996
11.43	15.195
11.3	6.9471
10.12	-1.901
8.072	-10.1
4.829	-19.12
0	0

Nota. Fuente: Elaboración propia



Como se observó en dichos diseños, el uso de la mampostería postensada no varía la resistencia a flexo-compresión debido a que las fuerzas generas por el postensado se verán contrarrestadas por sí mismas, esto para conservar un estado de equilibro en el sistema, así como se puedo observar en la gráfica que el comportamiento de los sistemas es exactamente el mismo.

Por lo tanto, podemos decir que, haciendo uso de cualquiera de los dos sistemas, el comportamiento de un muro a flexo-compresión será exactamente el mismo.

RESISTENCIA A CORTANTE.

La resistencia proporcionada por la mampostería reforzada se puede apreciar en la tabla.

Tabla 32. Resistencia a cortante de los muros de mampostería reforzada.

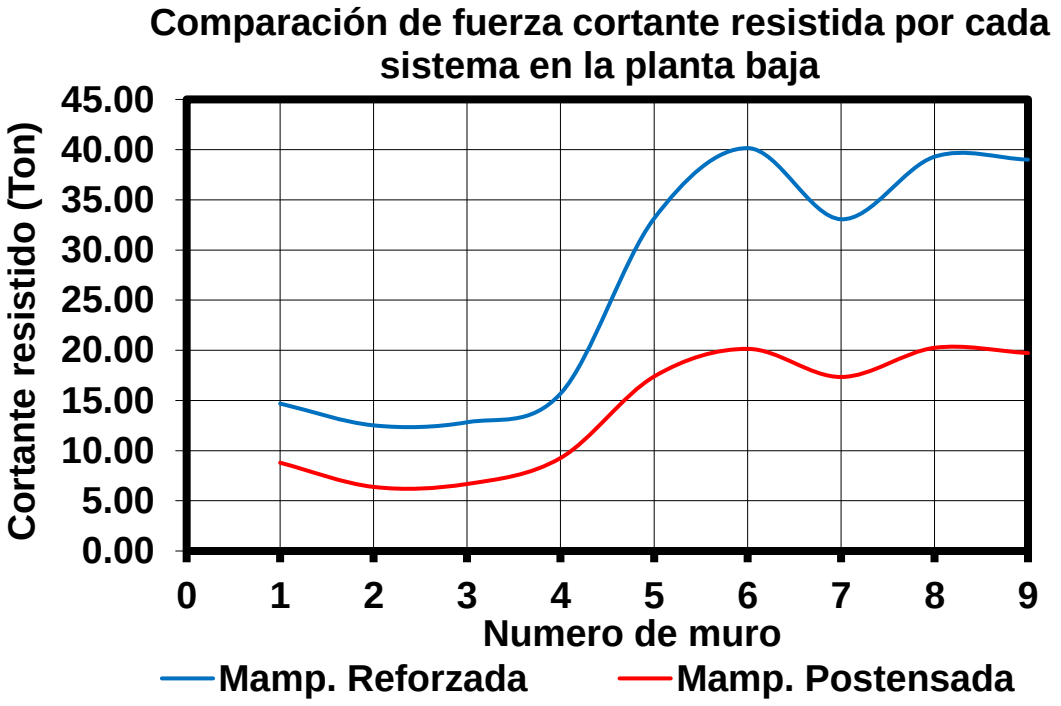
Muro	φVn (ton)	**Muro**	φVn (ton)
MX1	14.69	MX2-1	13.18
MX2	12.52	MX2-2	10.57
MX3	12.83	MX2-3	10.46
MX4	15.69	MX2-4	13.60
MX5	33.13	MX2-5	31.33
MX6	40.15	MX2-6	36.77
MX7	33.06	MX2-7	31.15
MX8	39.29	MX2-8	36.40
MX9	39.00	MX2-9	34.30

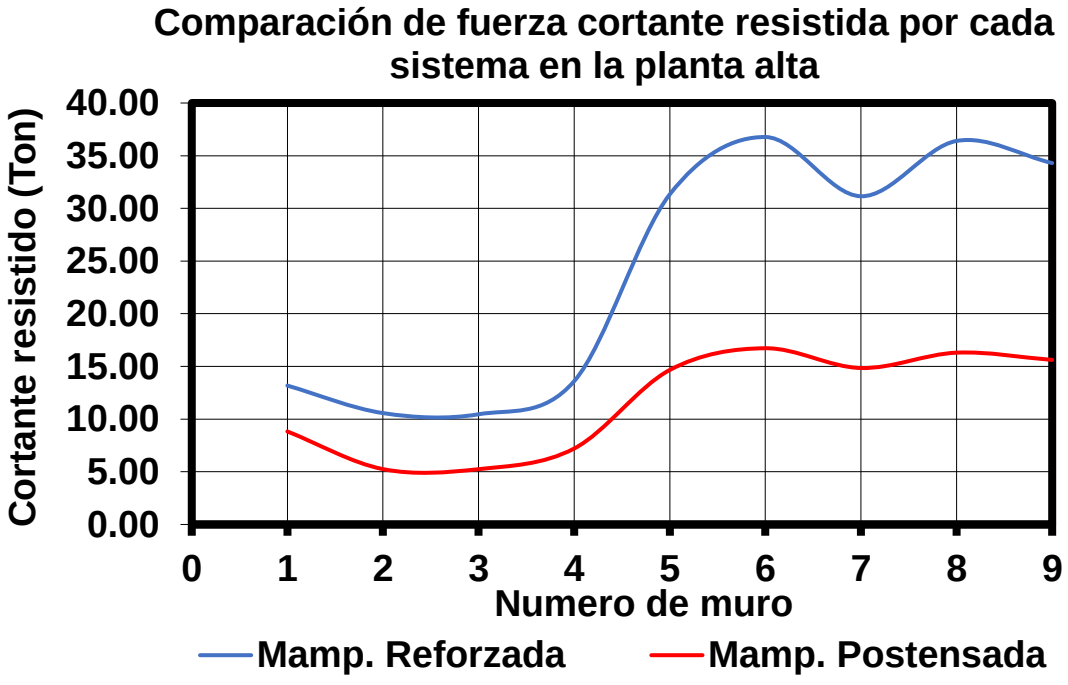
En cambio, en la mampostería postensada se obtiene las siguientes resistencias ante fuerza cortante:

Tabla 33.Resistencia a cortante de los muros de mampostería postensada.

Muro	φVn (ton)	**Muro**	φVn (ton)
MX1	8.80	MX2-1	8.83
MX2	6.39	MX2-2	5.25
MX3	6.68	MX2-3	5.25
MX4	9.27	MX2-4	7.21
MX5	17.39	MX2-5	14.66
MX6	20.15	MX2-6	16.73
MX7	17.34	MX2-7	14.85
MX8	20.25	MX2-8	16.31
MX9	19.73	MX2-9	15.62

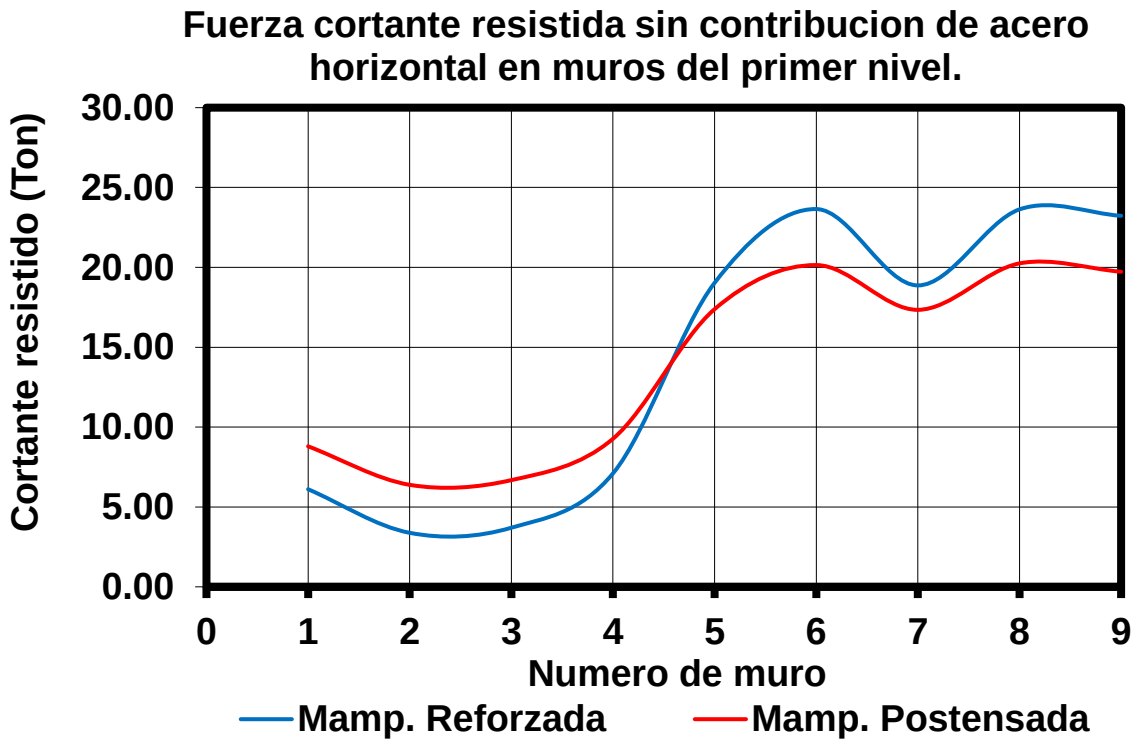
Comparando las resistencias a cortante por nivel de cada muro utilizando los dos sistemas, obtenemos lo siguiente:

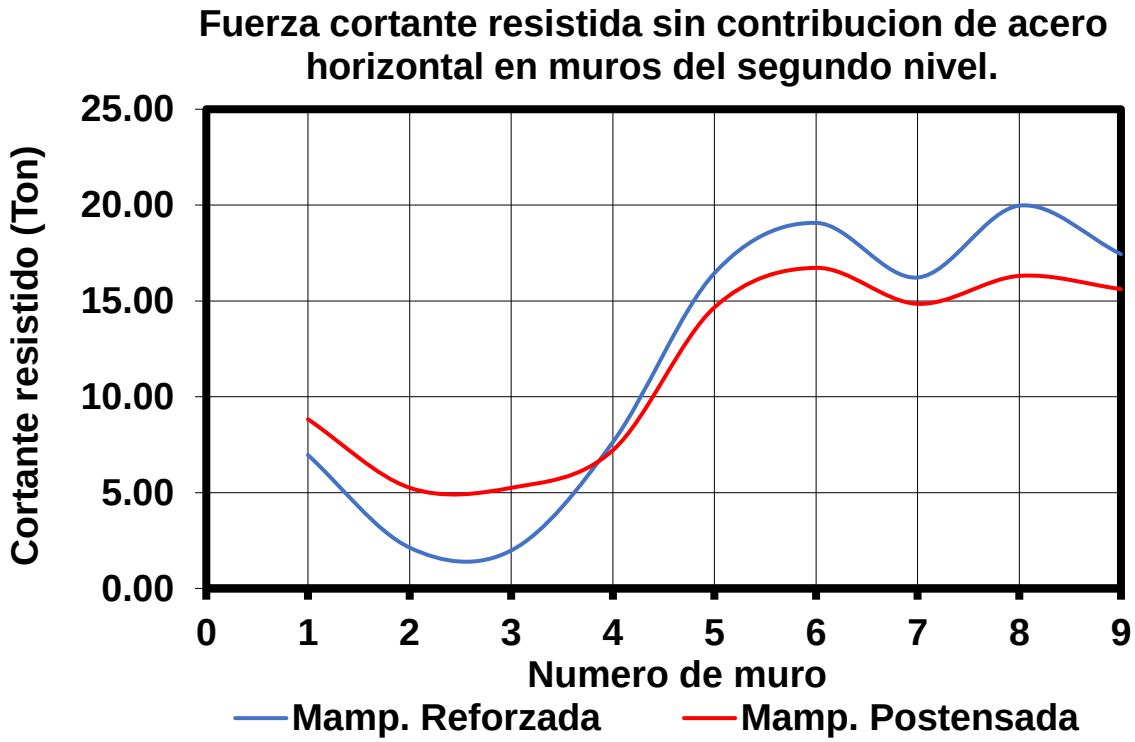




Por consiguiente, la resistencia ante cortante de la mampostería reforzada es mayor que la postensada, debido a que esta cuenta con contribución del acero horizontal, la cual según establece ACI 530-11 el acero horizontal proporciona un 50% de su resistencia ante fuerza cortante, en cambio, la mampostería postensada obtiene esta resistencia a cortante gracias a la fuerza de postensión generada por el número de vueltas en cada tensor, la cual aporta una carga de compresión en el muro y así contribuye a resistir un mayor cortante en el muro.

Si despreciamos la contribución de acero horizontal en la mampostería reforzada, el comportamiento quedaría reflejado de la siguiente manera:





Sin embargo, resistencia ante fuerza cortante que posee la mampostería postensada es lata sin tener contribución de acero horizontal, y al poseer una fuerza que estará comprimiendo el muro constantemente mejora su comportamiento ante fuerzas cortantes.

CONCLUSIONES

1. El análisis sismorresistente realizado en la estructura de uso convencional de dos niveles fue elaborado conforme a la norma nacional RNC-07, logrando evaluar el comportamiento de esta, permitiendo obtener los efectos sísmicos y gravitaciones que ejerce mayor demanda sobre ella.
2. En vista de que la mampostería postensada presenta una alta resistencia antes cargas laterales, producto al esfuerzo de compresión aplicado por el postensado, la aplicación de acero horizontal en su sección no es necesario, a su vez, el sistema permite la eliminación del mortero de pega utilizado para mantener las piezas de bloques unidas, dado que, la fricción que experimentan las piezas de mampuesto al no existir este material de pega, y el esfuerzo de compresión aplicado en el muro, es capaz de mantener las piezas unidas.
3. En el diseño de la mampostería postensada se hace uso de la misma separación de acero vertical utilizado en el sistema reforzado, esto con la finalidad de obtener un número reducido de vueltas requeridas para obtener el esfuerzo que demanda el muro, y, por lo tanto, lograr alcanzar un mejor análisis comparativo entre ambos sistemas.
4. Se puede observar que en muros en donde su longitud es mayor a 2 m, la obtención del esfuerzo a compresión requerido se encuentra sujeto a números de vueltas que pueden llegar a ser mayores a 15, viéndose esto, imposible de alcanzar con métodos manuales, se puede aplicar este torque haciendo uso de llaves mecánicas; a su vez, se puede reducir el número de vueltas aumentando el paso del tornillo, alcanzo mayor fuerza con un menor número de vueltas.
5. La resistencia antes cargas de corte de un muro de mampostería postensada es menor a un muro de mampostería reforzada, no obstante, si se compara desde el punto de vista del uso de acero de refuerzo horizontal, el cual contribuye el 50% de la resistencia ante fuerzas cortantes de un muro, como es lo es en la mampostería reforzada, esta puede llegar a tener un mejor comportamiento y resistencia sin el apoyo de este acero adicional en su sección.

RECOMENDACIONES

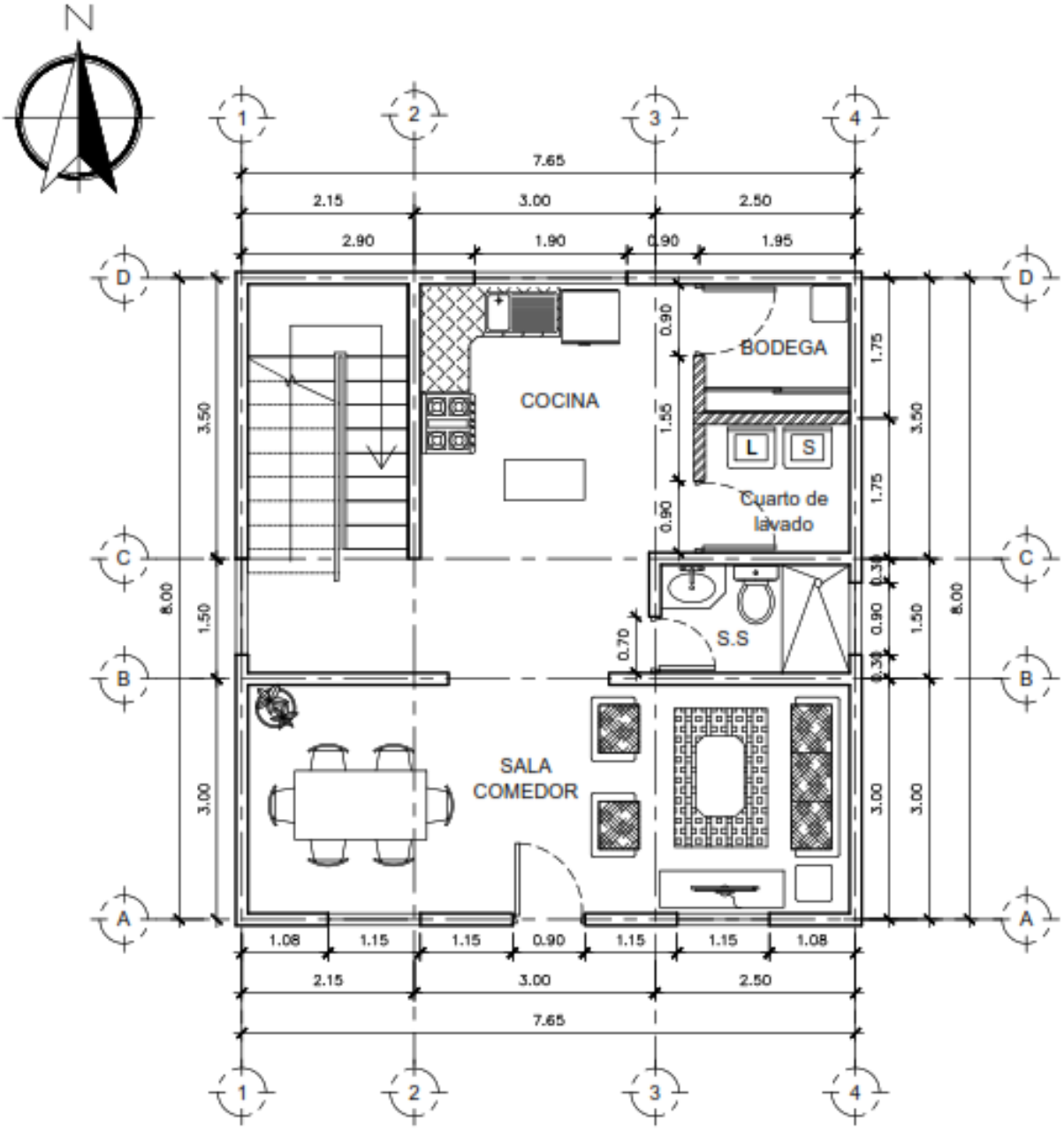
1. En caso de que los valores de esfuerzo obtenidos en la mampostería postensada excedan la resistencia a la compresión de la mampostería, se recomienda realizar un redimensionamiento del muro o un aumento de la resistencia de los bloques.
2. Debido a que las barras de acero en el sistema postensado no se encuentran dentro de un ducto, se recomienda la aplicación de materiales anticorrosivos en las barras, esto con el objetivo de prolongar su vida útil.
3. Se recomienda la realización de pruebas de laboratorio, los cuales permitan expandir los conocimientos del comportamiento de la mampostería postensada.
4. La placa de apoyo y distribución, como su nombre lo indica, es la encargada de recibir las fuerzas de postensionamiento y distribuirlo uniformemente en el muro, por lo tanto, esta no deberá de tener un espesor menor a 8 mm (5/16”) según recomendaciones por aplastamiento y deformaciones excesivas.
5. Se recomienda realizar un análisis y diseño de la placa, el cual permita determinar su mecanismo de distribución de cargas de postensión, sin sufrir daños con la aplicación de esfuerzos de punzonamiento.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2011). *Building Code Requirements and Building Code Requirements Masonry Structures ACI-530-11.*
- Association, N. C. (2001). *TEK 10-4.*
- Association, N. C. (2013). Allowable Stress Design of Concrete Masonry Based on the 2012 IBC & 2011 MSJC, TEK 14-7C.
- Association, N. C. (s.f.). *Concrete masonry walls for metal building systems.*
- ASTM C90-01a. ASTM International. (2001). Especificación estándar para unidades de mampostería de hormigón de carga.
- Bartolome, A. S. (1994). *Construcciones de Albañileria. Comportamiento Sismico y Estructural.* Perú.
- Bartolome, A. S. (1994). *Contrucciones de Albañalieria .*
- Beltran y Sanabria. (2016). *Escuela de Mampostería.* Obtenido de http://www.lanamme.ucr.ac.cr/mamposteria/index.php/seminario-introduccion-a-la-mamposteria-de-concreto-reforzada.
- Brown, J. M. (s.f.). *Desing of Reinforced Concrete. 9na edition.*
- Comité Técnico de Transporte, C. e. (2016). *Norma Tecnica Obligatoria Nicaraguense - NTON 12 008-16.* Managua.
- Comunicaciones, S. d. (2007). *Regalmento para el diseño y contrucción de edificios en mamposteria estructral.* Santo Domingo, Repubica Dominicaba .
- Estructural, S. M. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.* Mexico.
- Estructural, S. M. (2017). *NTC-Mampostería.* México.
- Hassanli, R. (2019). *Behavior of Unbounded Post-tensioned Masonry Walls .* Springer International Publishing AG.

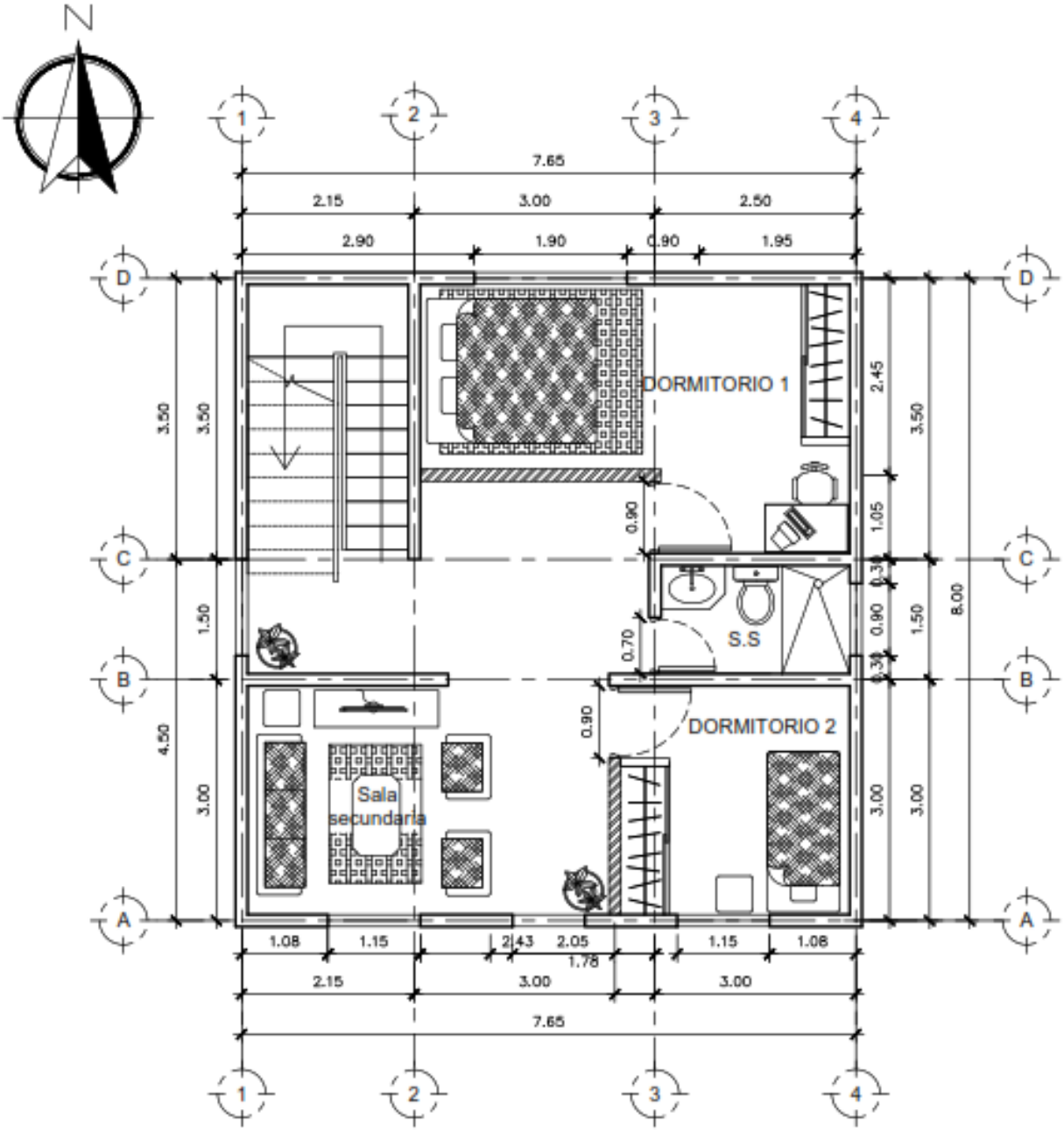
- León, E. Z. (2013). *Mampostería Postensada Una alternativa constructiva para Ecuador y regiones sísmicas.* Universidad de Cuenca, Ecuador.
- Mampostería, S. M. (2008). *Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería.* Mexíco.
- Masonry Standards Joint Committee, M. (2011). Building Code Requirements And Specification For Masonry Structures. En M. Masonry Standards Joint Committee.
- MSJC, T. M. (s.f.). *Building Code Requirements for Masonry Structures.*
- MTI. (2017). *Norma minima de diseño y construccion de mampostería.* Managua, Nicaragua.
- NCMA. (s.f.). *Post tensioned concrete masonry wall design.* National concrete masonry association.
- Piralla, M. (s.f.). *Diseño Estructural.* México.
- Reglamentos, D. G. (2007). *Reglamento para el Diseño y Construccion de Edificios en Mamposteria Estructural.* Republica Dominicana .
- Ruiz, P. H. (01 de Marzo de 1973). Managua, 1972, Crónica de un terremoto .
- Scolforo, A. E. (s.f.). *An overview of Prestresse Masonry.*
- Torres Torres, C. M. (2005). METODOLOGIA PARA EL DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA. *(Tesis de licenciatura).* UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER.
- UBC, I. C. (1988). *The Uniform Building Code.*
- Zalamea, E. (2013). *Mampostería Postensada- Una alternativa constructiva para Ecuador y regiones sísmicas.* Cuenca.

Anexos A
Planos Generales



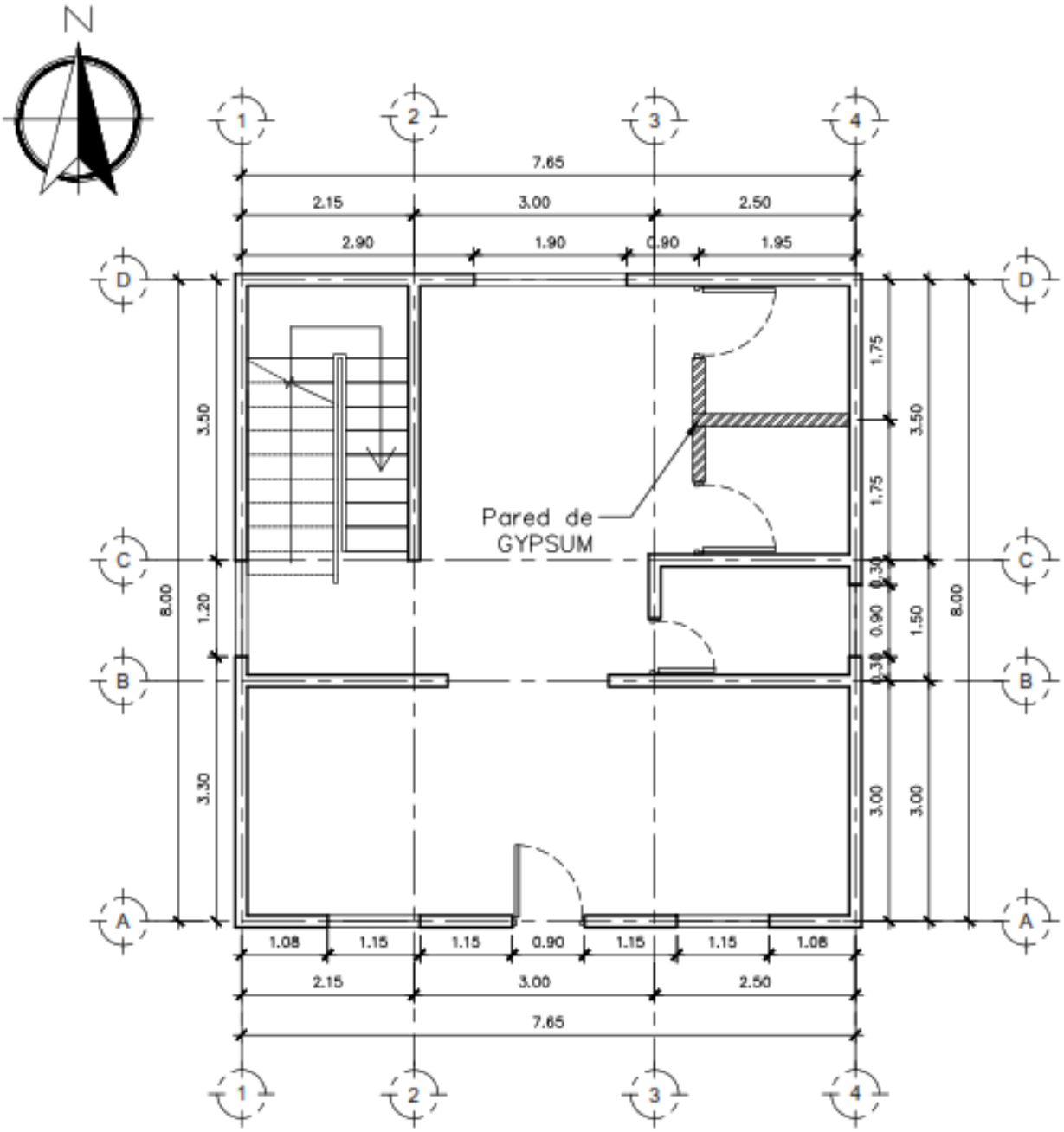
PLANTA ARQUITECTONICA
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



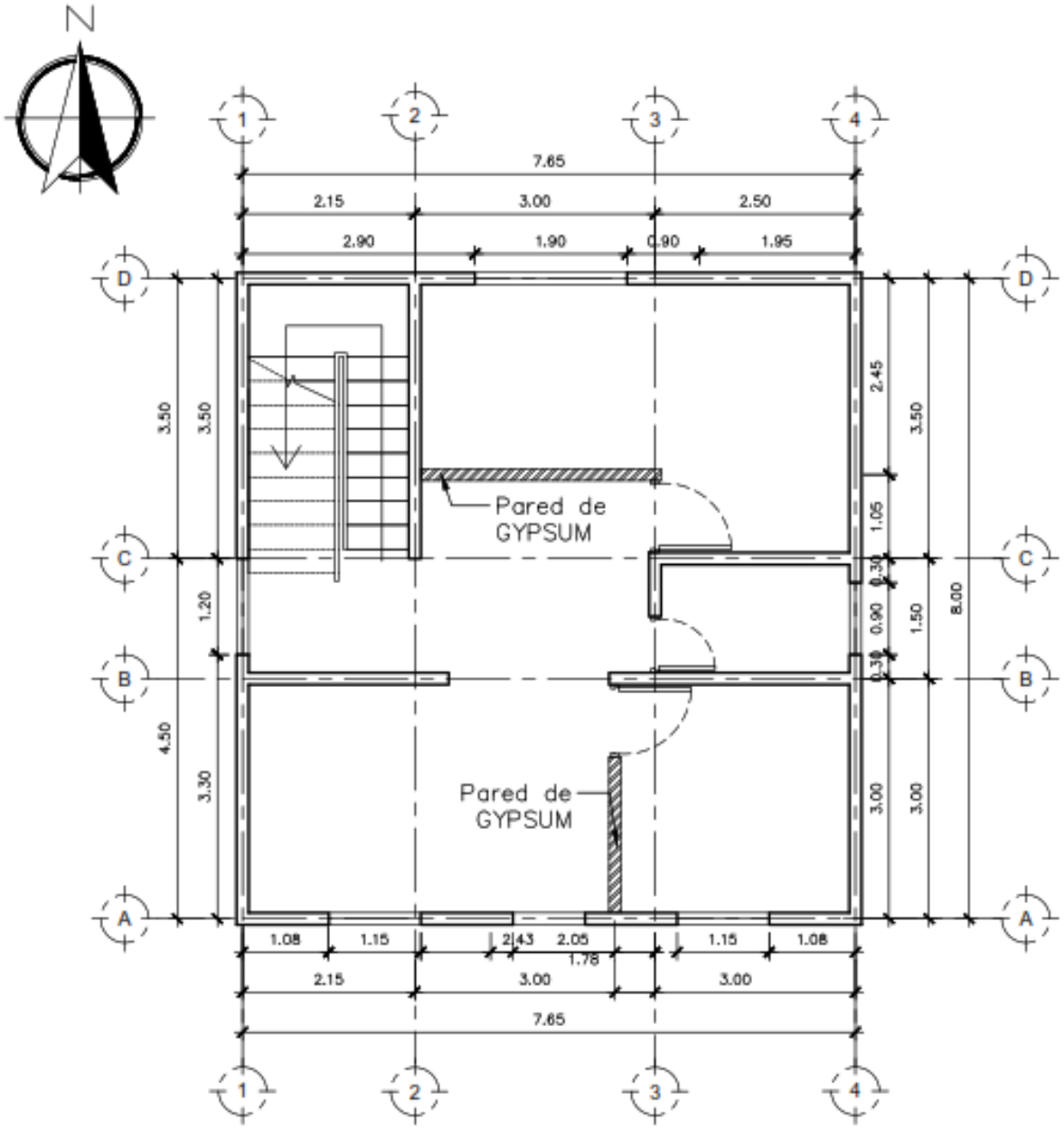
PLANTA ARQUITECTONICA
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



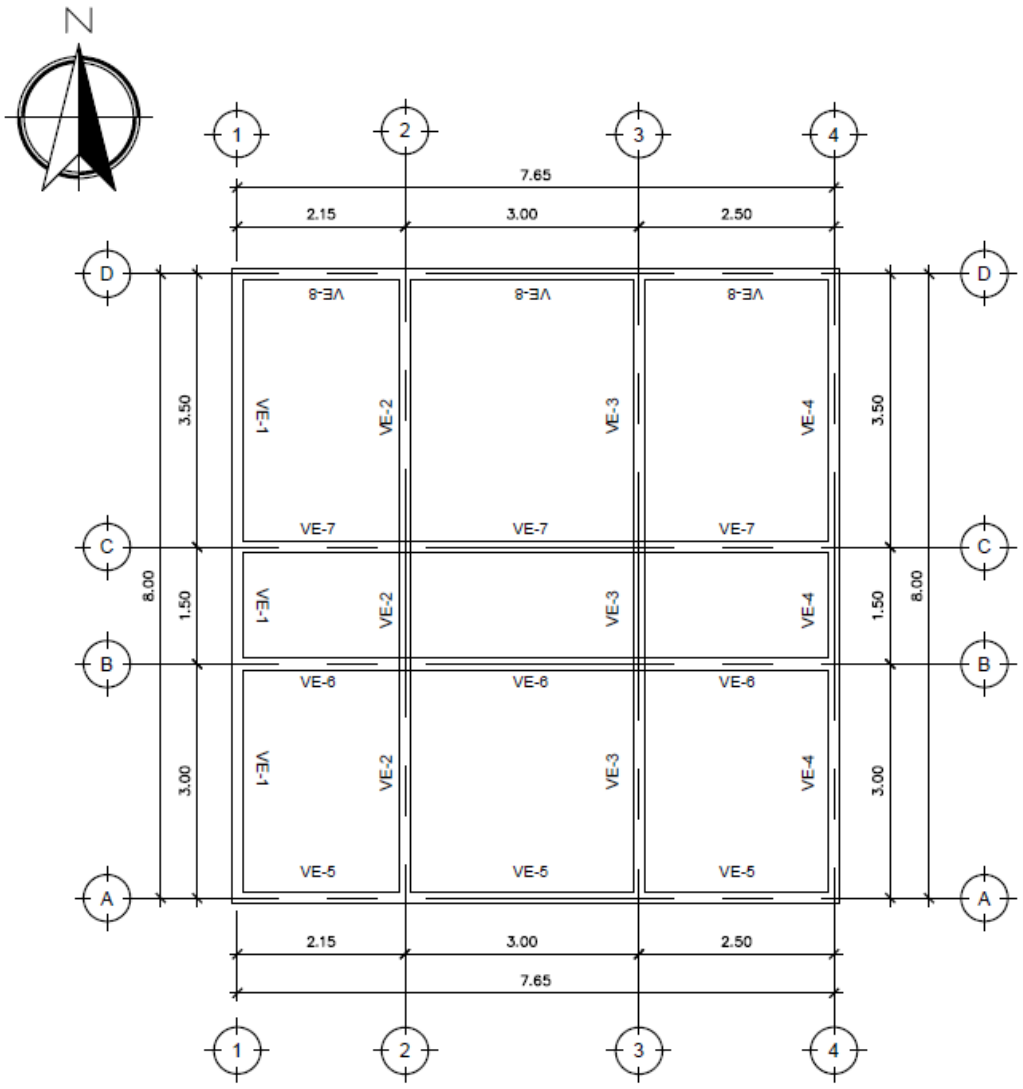
PLANTA ESTRUCTURAL
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



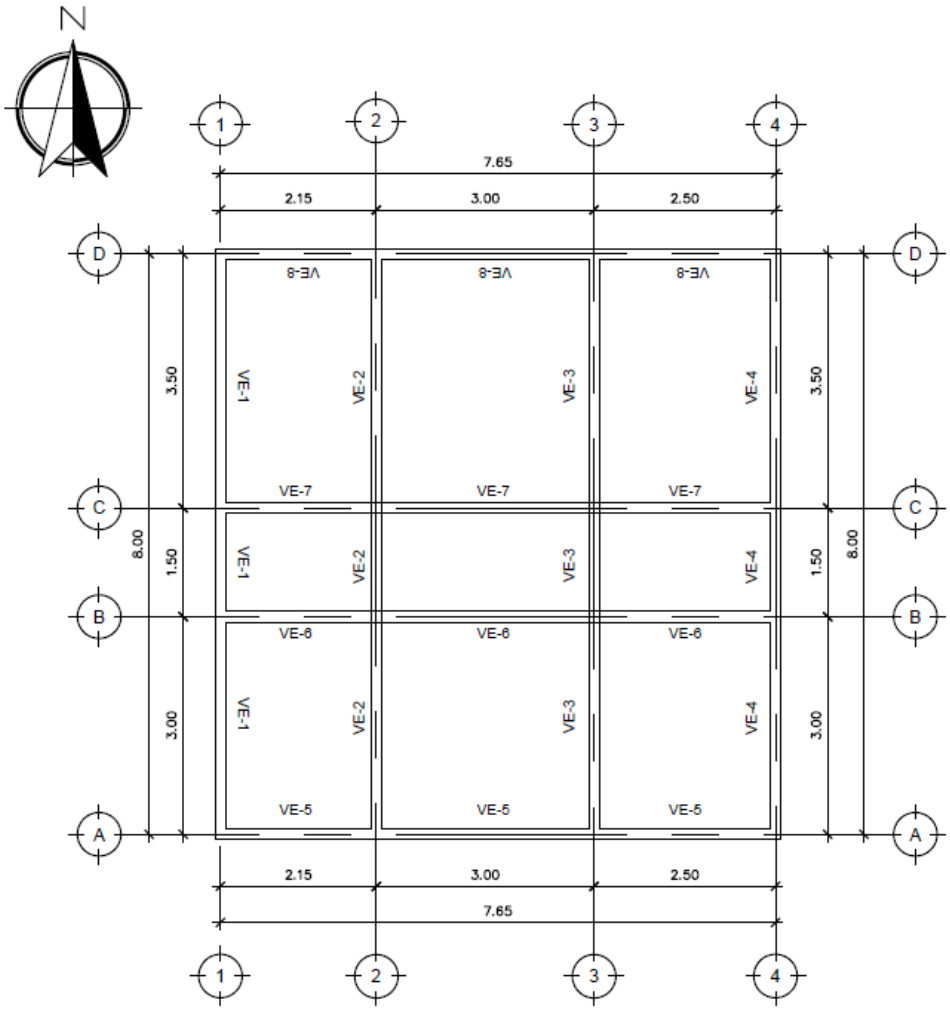
PLANTA ESTRUCTURAL
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



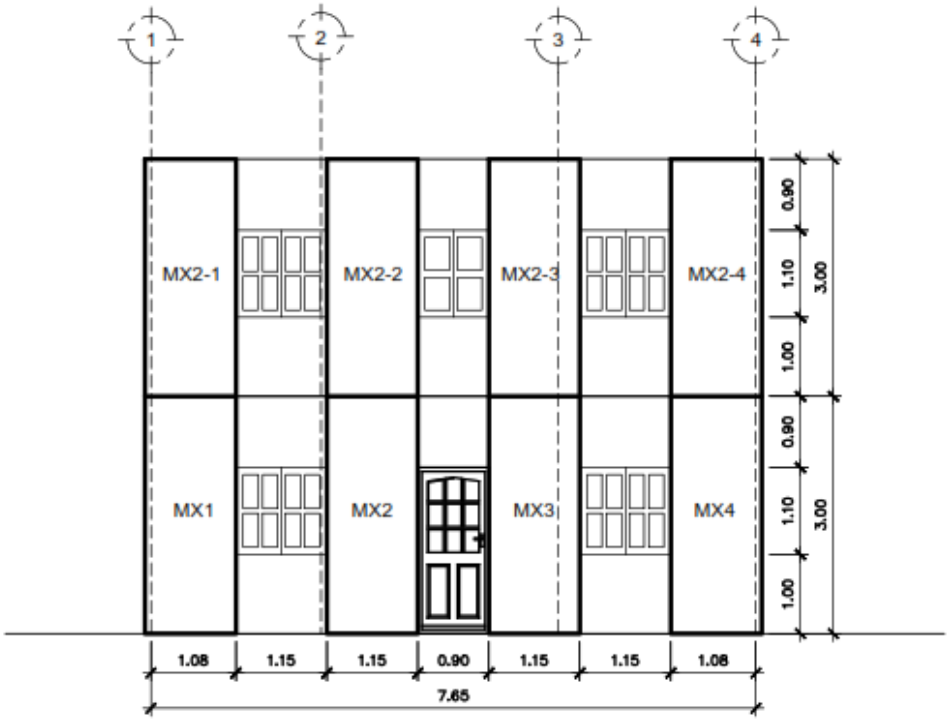
PLANTA DE VIGAS ESTRUCTURALES
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



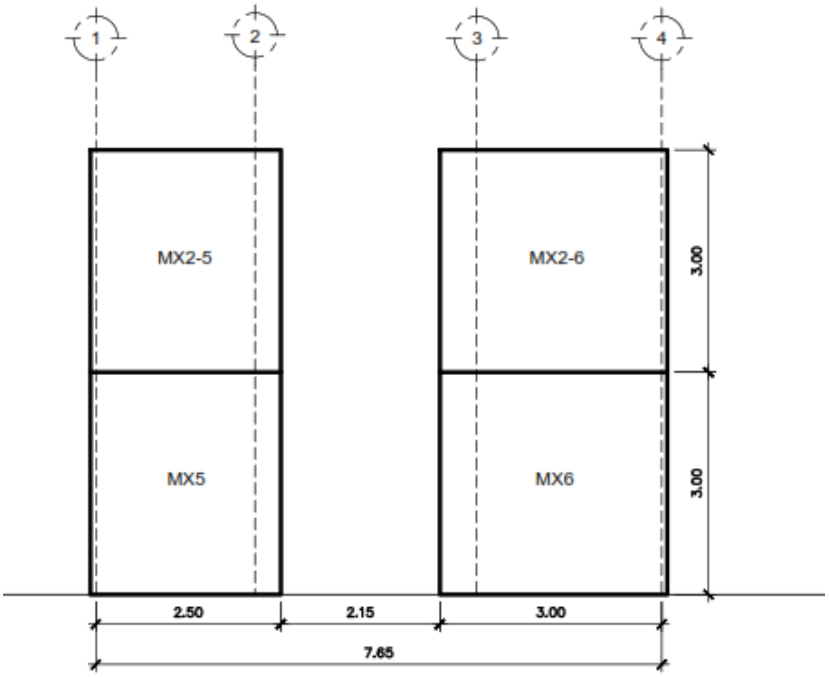
PLANTA DE VIGAS ESTRUCTURALES
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



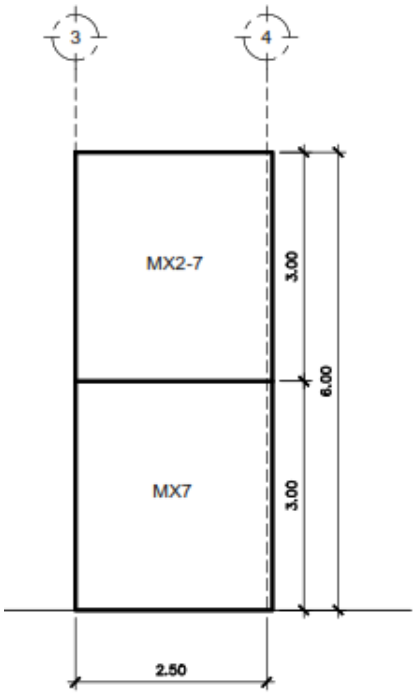
ELEVACIÓN EJE A

ESCALA 1:100



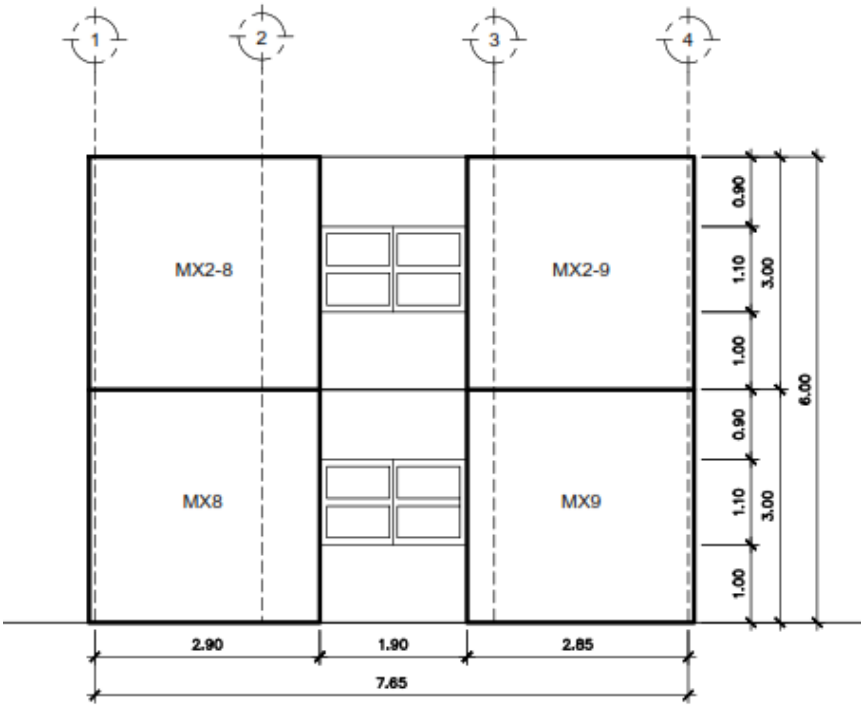
ELEVACIÓN EJE B

ESCALA 1:100



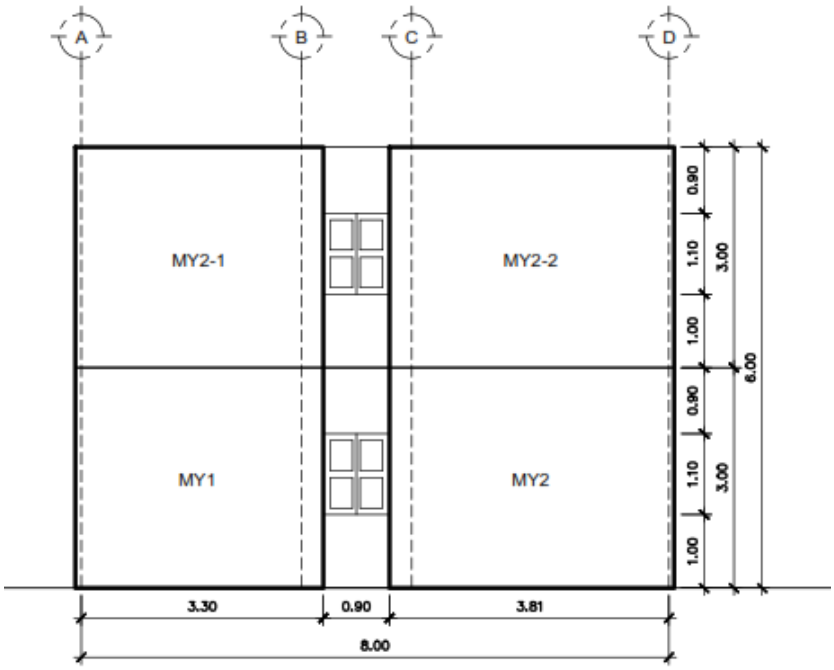
ELEVACIÓN EJE C

ESCALA 1:100



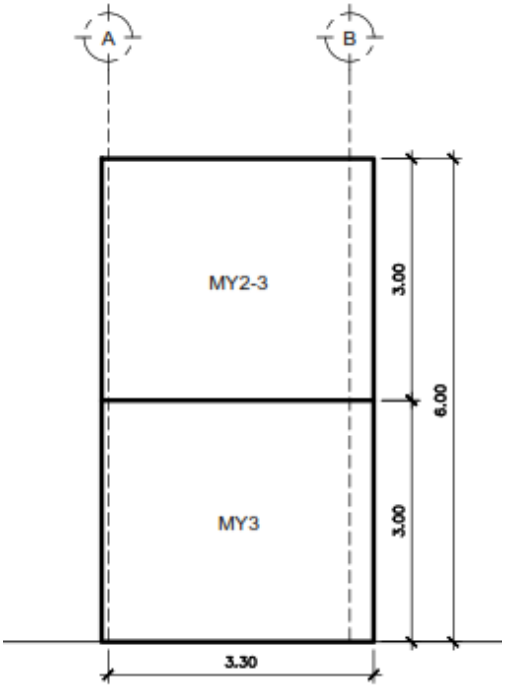
ELEVACIÓN EJE D

ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE 1

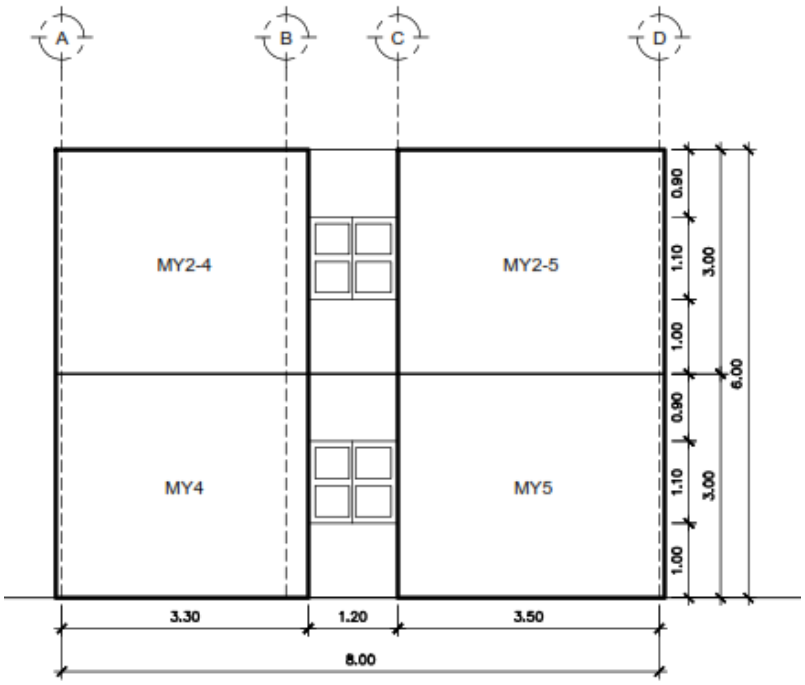
ESCALA 1:100



ELEVACIÓN EJE 2

ESCALA 1:100

X



ELEVACIÓN EJE 4

ESCALA 1:100

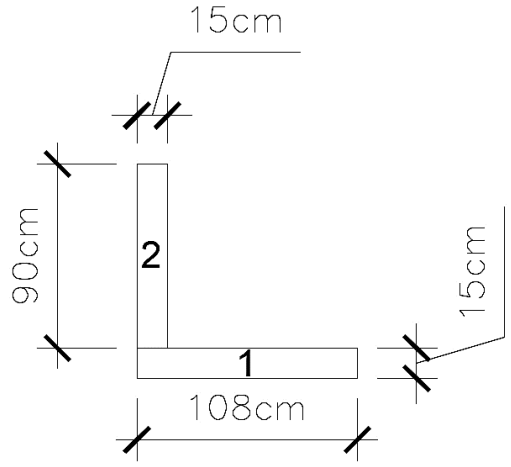
Anexo B
Determinación de momentos de inercias y rigideces de cada muro

B.1. Cálculo de inercia en muros y centroides geométricos.

Para la determinación del momento de inercia, se debe de considerar la contribución de L/4 o 6t proporcionado por el muro perpendicular al de análisis. Teniendo esto en cuenta, se procede al cálculo de los momentos de inercia de los muros de mampostería existentes en el sistema estructural.

El cálculo que se presentara a continuación será para el muro MX1 y MX4, el resto de los muros siguen el mismo procedimiento, por tanto, se presentaran directamente en las tablas B1 y B2 según el nivel correspondiente.

Geometría de muro MX1= MX4:



$$CG = (\bar{X}, \bar{Y}) \qquad \bar{Y} = \frac{\sum(A_i y_i)}{AT} \qquad \bar{X} = \frac{\sum(A_i X_i)}{AT}$$

$$\bar{Y} = \frac{((108cm * 15cm) * 7.5cm) + ((90cm * 15cm) * 60cm)}{(108cm * 15cm) + (90cm * 15cm)} = 31.364\ cm$$

$$\bar{X} = \frac{((108cm * 15cm) * 54cm) + ((90cm * 15cm) * 7.5cm)}{(108cm * 15cm) + (90cm * 15cm)} = 32.834\ cm$$

- Determinación del momento de inercia, mediante la aplicación del Teorema de Steiner para una sección rectangular compuesta.

$$Ix = \frac{bh^3}{12} + A * (\bar{Y} - Y)^2 \quad , \quad Iy = \frac{bh^3}{12} + A * (\bar{X} - X)^2$$

Por lo tanto.

- Momento de inercia en la dirección X.

$$Ix_1 = \frac{(108cm)(15cm)^3}{12} + (108cm * 15cm) * (31.364cm - 7.5cm)^2$$

$$Ix_1 = \ 952{,}921.49 \text{ cm}^4$$

$$Ix_2 = \frac{(15cm)(90cm)^3}{12} + (15cm * 90cm) * (31.364cm - 60cm)^2$$

$$Ix_2 = \ 2{,}018{,}305.79 \text{ cm}^4$$

Consecuentemente, la sumatoria de ambos resultados, es el siguiente:

$$Ix_T = Ix_1 + \ Ix_2 = \ \ 952{,}921.49 \text{ cm}^4 \ \ + 2{,}018{,}305.79 \text{ cm}^4$$

$$Ix_T = 2{,}971{,}227.27 \ cm^4$$

Momento de inercia en la dirección Y.

$$Iy_1 = \frac{(15cm)(108cm)^3}{12} + (15cm * 180cm) * (32.864cm - 54cm)^2$$

$$Iy_1 = \ 2{,}298{,}368.31 \text{cm}^4$$

$$Iy_2 = \frac{(90cm)(15cm)^3}{12} + (90cm * 15cm) * (32.864cm - 7.5cm)^2$$

$$Iy_2 = \ 893{,}786.47 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto, la sumatoria de ambos resultados, es el siguiente:

$Iy = Iy_1 + \ Iy_2 = \ \ 952{,}921.49 \text{ cm}^4 \ \ + 2{,}018{,}305.79 \text{ cm}^4$

$Iy_T = 3{,}192{,}154.77 \ cm^4$

Obteniendo de esta manera los momentos de inercia correspondientes a los muros MX1 y MX4; posterior a esto, se es realizado el mismo procedimiento con los elementos restantes, obteniendo así los siguientes resultados, mostrados a continuación en la siguiente tabla resumen.

Tabla B1. Resumen de momentos de inercia y áreas totales de muros del 1er nivel

Primer Nivel			
Muro	Ix (cm^4)	Iy (cm^4)	At (cm^2)
MX1	2,971,227.27	3,192,154.77	2,970.00
MX2	32,343.75	1,901,093.75	1,725.00
MX3	32,343.75	1,901,093.75	1,725.00
MX4	2,971,227.27	3,192,154.77	2,970.00
MX5	3,717,545.96	33,261,295.96	5,100.00
MX6	3,857,884.62	54,862,572.12	5,850.00
MX7	3,717,545.96	33,261,295.96	5,100.00
MX8	6,495,857.71	61,497,473.40	7,050.00
MX9	3,805,844.59	45,401,157.09	5,550.00
MY1	102,943,455.88	6,730,643.38	7,650.00
MY2	3,969,524.15	83,747,649.15	6,600.00
MY3	3,949,011.63	77,342,449.13	6,225.00
MY4	102,943,455.88	6,730,643.38	7,650.00
MY5	148,054,224.33	6,979,218.75	8,400.00

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla B2. Resumen de momentos de inercia y áreas totales de muros del 2do Nivel

Segundo Nivel			
Muro	Ix (cm^4)	Iy (cm^4)	At (cm^2)
MX1	2,971,227.27	3,192,154.77	2,970.00
MX2	32,343.75	1,901,093.75	1,725.00
MX3	32,343.75	1,901,093.75	1,725.00
MX4	2,971,227.27	3,192,154.77	2,970.00
MX5	3,717,545.96	33,261,295.96	5,100.00
MX6	3,857,884.62	54,862,572.12	5,850.00
MX7	3,717,545.96	33,261,295.96	5,100.00
MX8	6,495,857.71	61,497,473.40	7,050.00
MX9	3,805,844.59	45,401,157.09	5,550.00
MY1	102,943,455.88	6,730,643.38	7,650.00
MY2	3,969,524.15	83,747,649.15	6,600.00
MY3	3,949,011.63	77,342,449.13	6,225.00
MY4	102,943,455.88	6,730,643.38	7,650.00
MY5	148,054,224.33	6,979,218.75	8,400.00

Nota. Fuente: Elaboración propia

B.2. Determinación de la rigidez lateral de cada muro.

Según (Bartolome, Contrucciones de Albañalieria , 1994), la rigidez lateral **"K"** de un muro **"i"**, suponiendo que los muros actúan como un elemento en voladizo, considerando la deformación por corte más la deflexión, se encuentra dado por lo siguiente:

$$K = \frac{E}{h^3/3I + Fh(E/G)/A}$$

En donde:

E: Modulo de elasticidad longitudinal de la mampostería. (kg/cm^2)

G: Modulo de cortante = 0.4xE_m

I: Momento de inercia de la sección.

AT: Área axial de la sección

F: Factor de forma = A / área del alma

h: Altura del entrepiso.

Al igual que para el cálculo de inercia y centroide geométrico se presentará el cálculo para el muro MX1 y el resto se presentará en tablas B3 y B4.

Muro MX1 segundo nivel.

$$Kx1 = \frac{45000kg/cm^2}{h^3/3I + Fh(E/G)/A}$$

$$Kx_1 = \frac{55{,}000kg/cm^2}{\frac{(300cm)^3}{3 * 3{,}192{,}154.77cm^4} * + ((\frac{2{,}970cm^2}{1{,}620cm^2} * 300cm)(\frac{45{,}000kg/cm^2}{18{,}000kg/cm^2}))/2{,}970cm^2}$$

$$Kx1 = 13709.58Kg/cm \ = 13.71\ Ton/cm$$

La rigidez relativa es obtenida estableciendo la relación entre la mayor rigidices encontrada en la planta de análisis entre cada una de las rigideces (en este caso el muro MY5 es el mayor), por lo tanto:

$$Re_{rel}MX1 = \frac{Re.MX1(Ton/m)}{Re.MY5(Ton/m)} \; ; \; Re_{rel}MX1 = \frac{13.71\,Ton/m}{233.93\,Ton/m} = 0.059$$

A continuación, se presentan las siguientes tabla resumen con los valores obtenidos de los cálculos realizados para la determinación de las rigideces de los muros en ambos niveles.

Tabla B3. Resumen de rigideces (Muros 1er. Nivel)

Primer Nivel					
Muro	R(Ton/cm)	R_{rel}	**Muro**	R(Ton/cm)	R_{rel}
MX1	13.71	0.059	MX8	141.17	0.603
MX2	8.71	0.037	MX9	119.43	0.511
MX3	8.71	0.037	MY1	188.33	0.805
MX4	13.71	0.059	MY2	18.67	0.080
MX5	95.63	0.409	MY3	18.55	0.079
MX6	136.07	0.582	MY4	188.33	0.805
MX7	95.63	0.409	MY5	233.93	1.000

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Tabla B4. Resumen de rigideces (Muros 2do. Nivel)

Segundo Nivel					
Muro	R(Ton/cm)	R_{rel}	**Muro**	R(Ton/cm)	R_{rel}
MX2-1	1.92	0.032	MX2-8	29.69	0.494
MX2-2	1.16	0.019	MX2-9	23.16	0.386
MX2-3	1.16	0.019	MY2-1	44.89	0.748
MX2-4	1.92	0.032	MY2-2	2.44	0.041
MX2-5	17.55	0.292	MY2-3	2.43	0.040
MX2-6	27.34	0.455	MY2-4	44.89	0.748
MX2-7	17.55	0.292	MY2-5	60.04	1.000

Nota. Fuente: Elaboración propia.

Anexo C
Diagramas de interacción de muros de Mampostería Reforzada

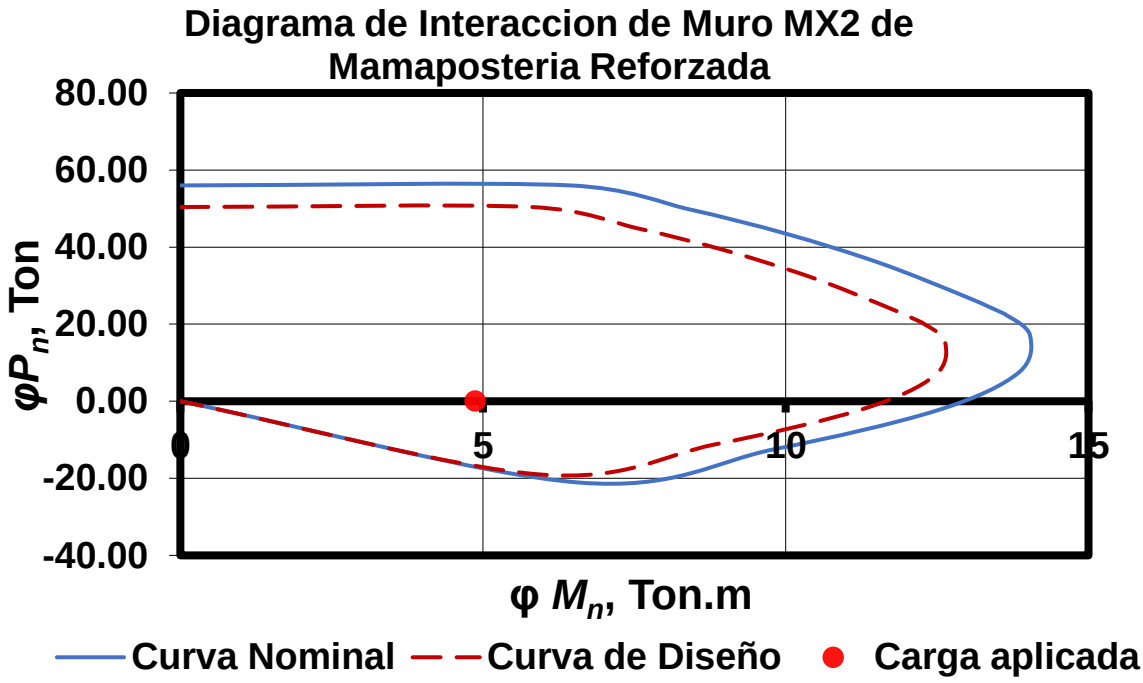


Diagrama de Interaccion de Muro MX2 de Mamaposteria Reforzada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

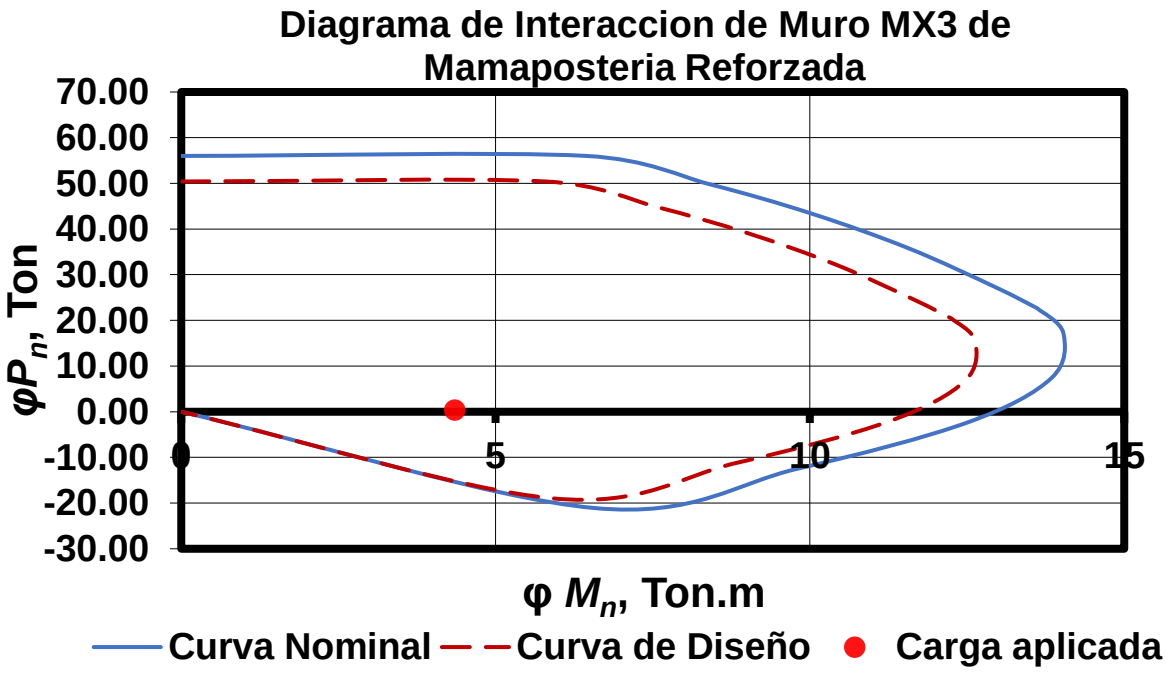


Diagrama de Interaccion de Muro MX3 de Mamaposteria Reforzada
70.00
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
-10.00
-20.00
-30.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

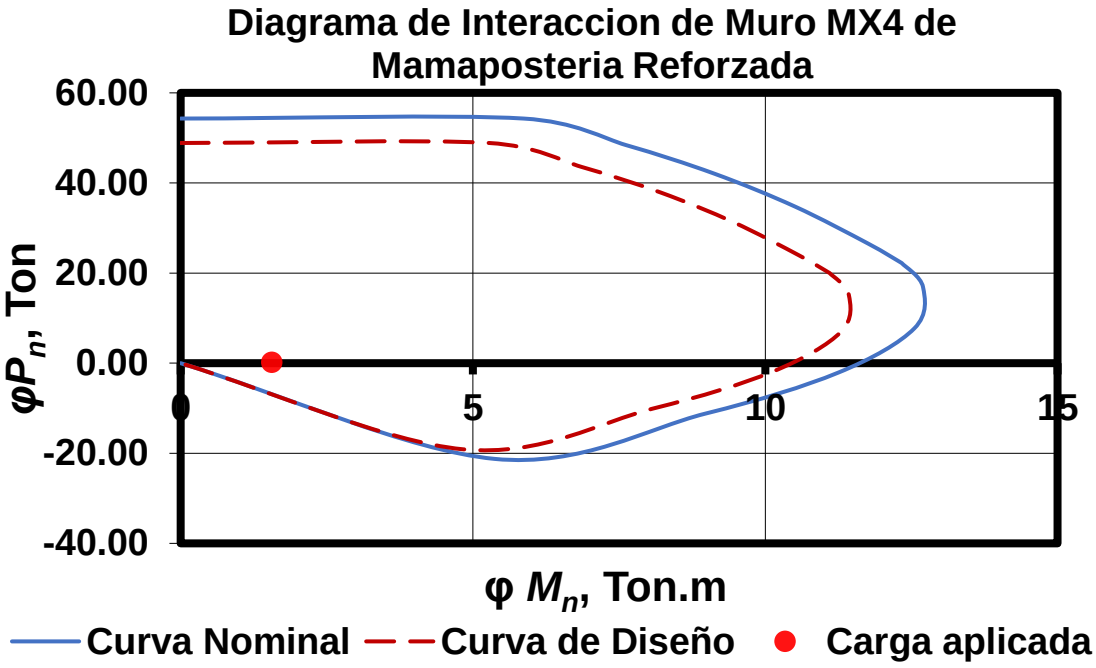


Diagrama de Interaccion de Muro MX4 de Mamaposteria Reforzada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

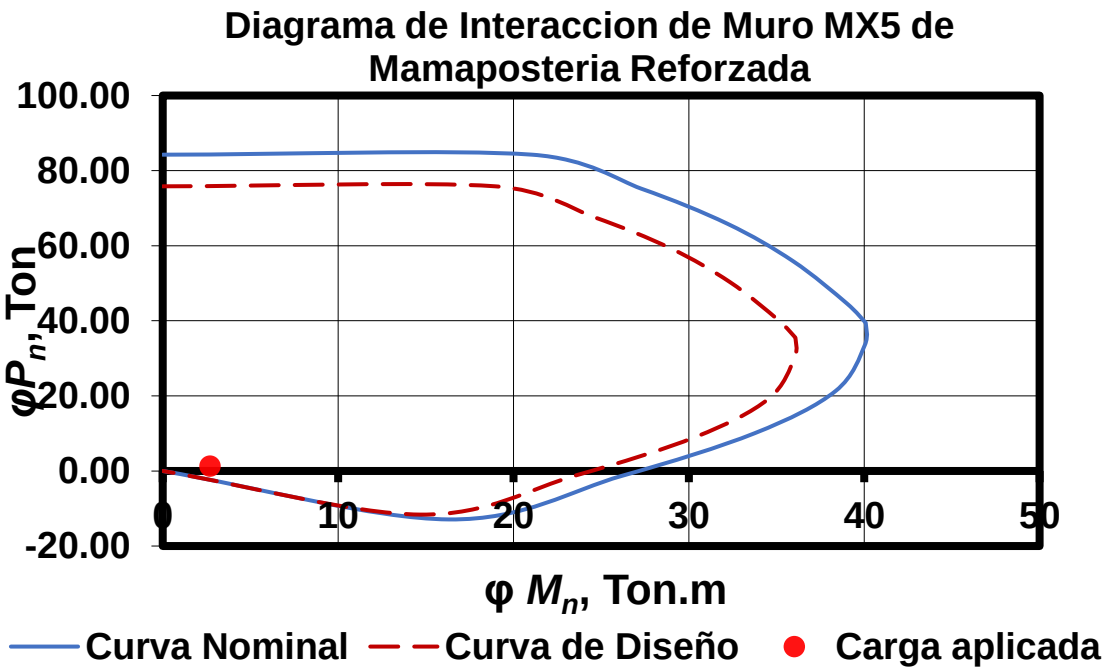


Diagrama de Interaccion de Muro MX5 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
10
20
30
40
50
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

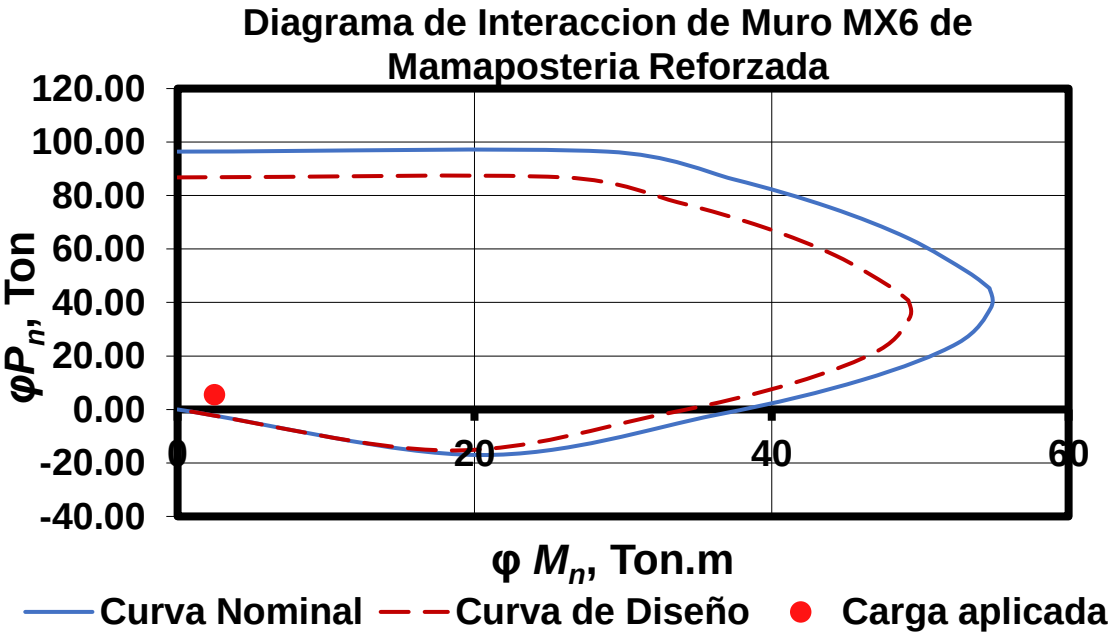


Diagrama de Interaccion de Muro MX6 de Mamaposteria Reforzada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

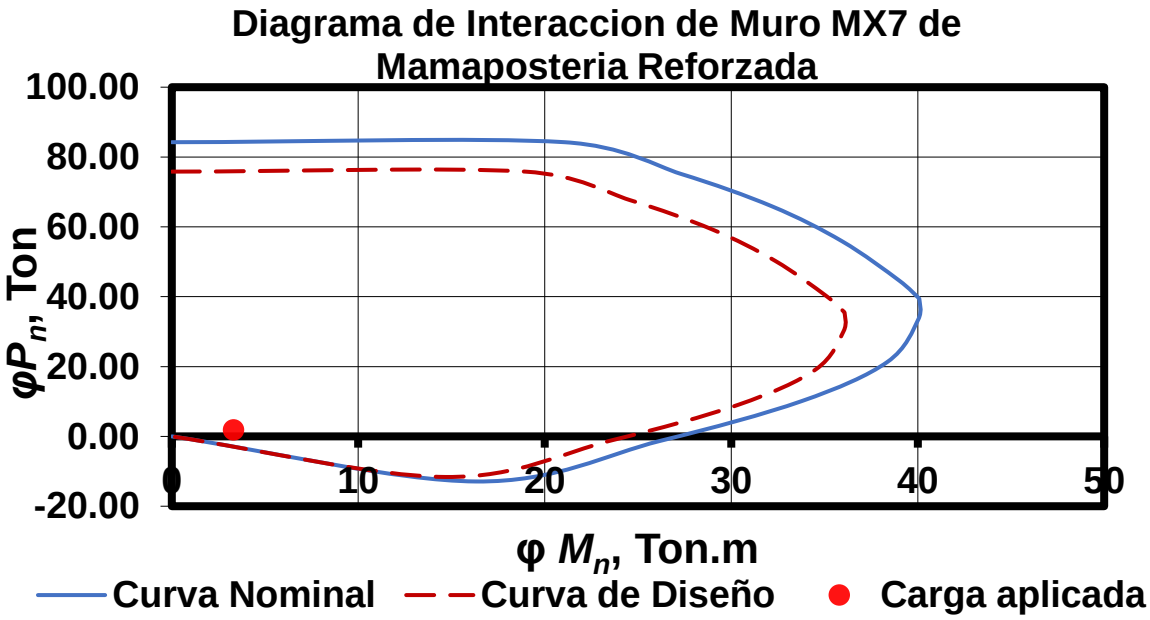


Diagrama de Interaccion de Muro MX7 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
10
20
30
40
50
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

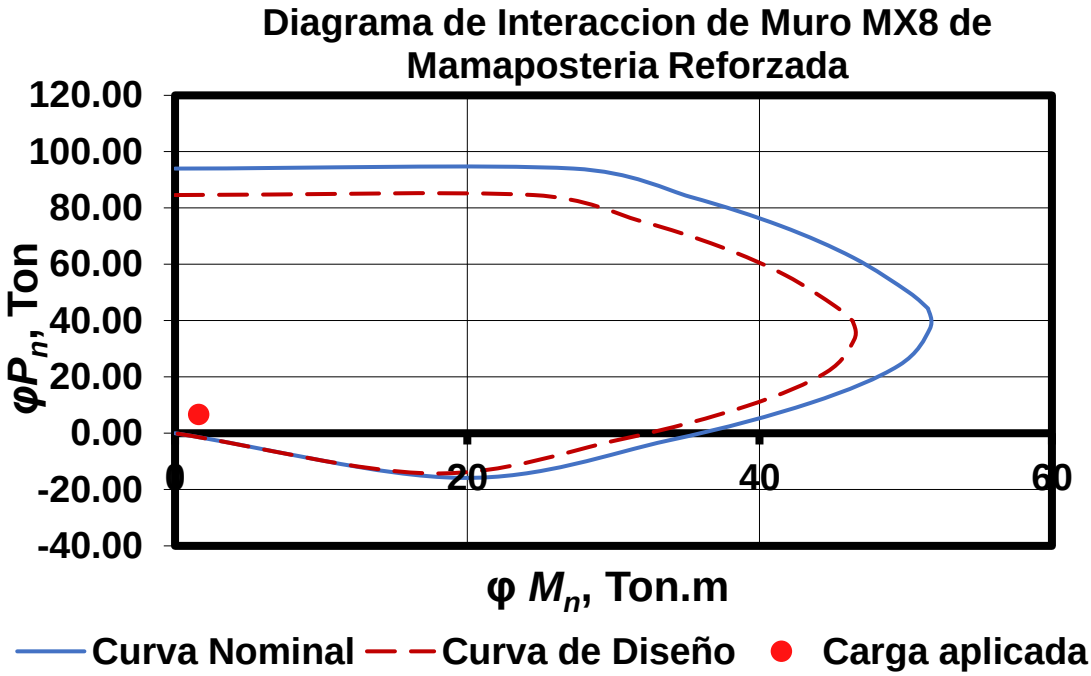


Diagrama de Interaccion de Muro MX8 de Mamaposteria Reforzada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

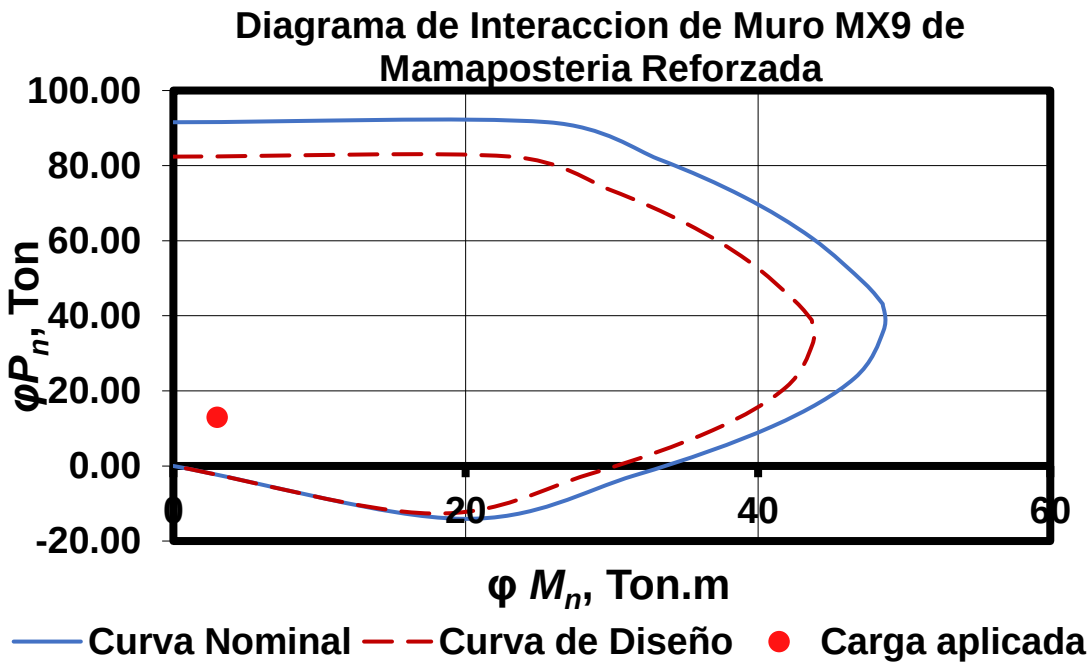


Diagrama de Interaccion de Muro MX9 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

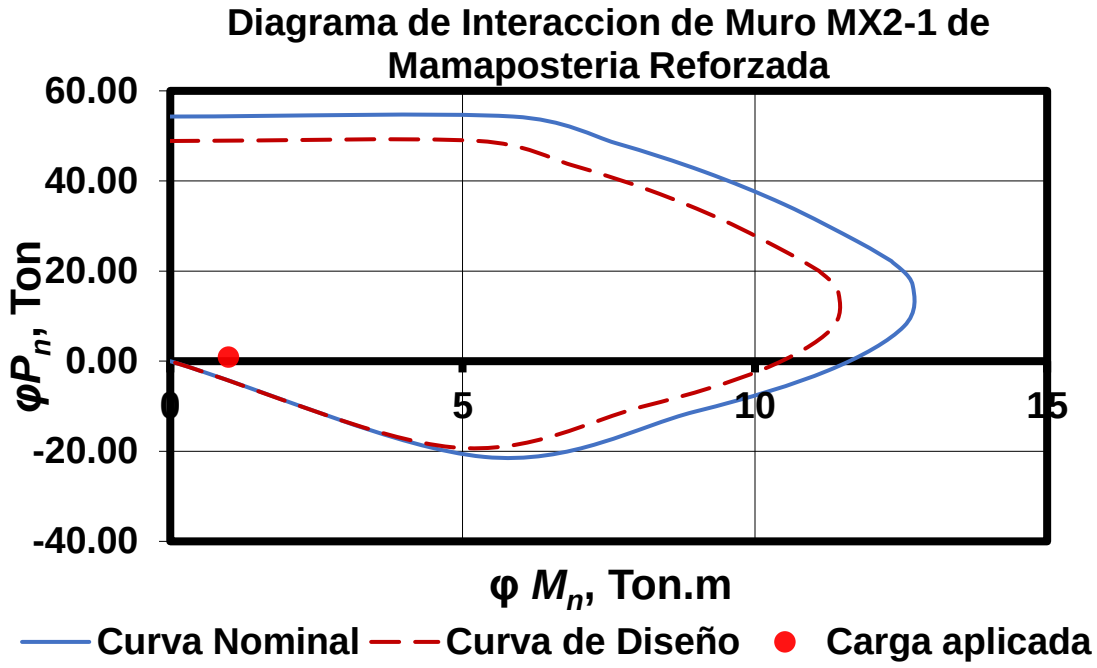


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-1 de Mamaposteria Reforzada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

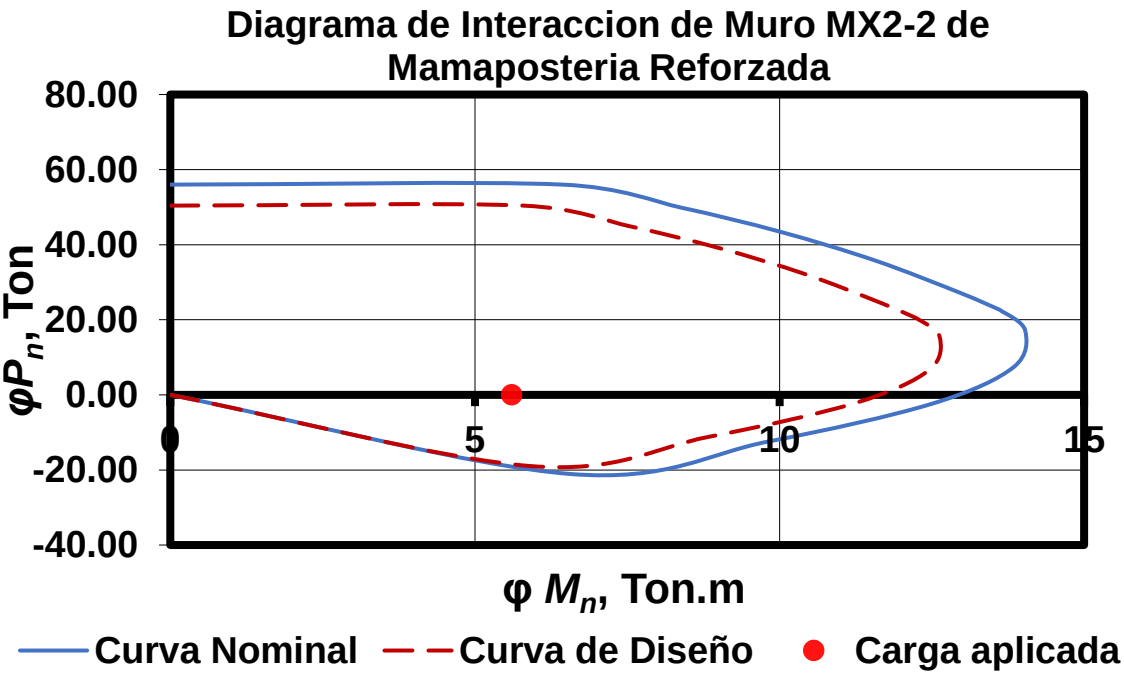


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-2 de Mamaposteria Reforzada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

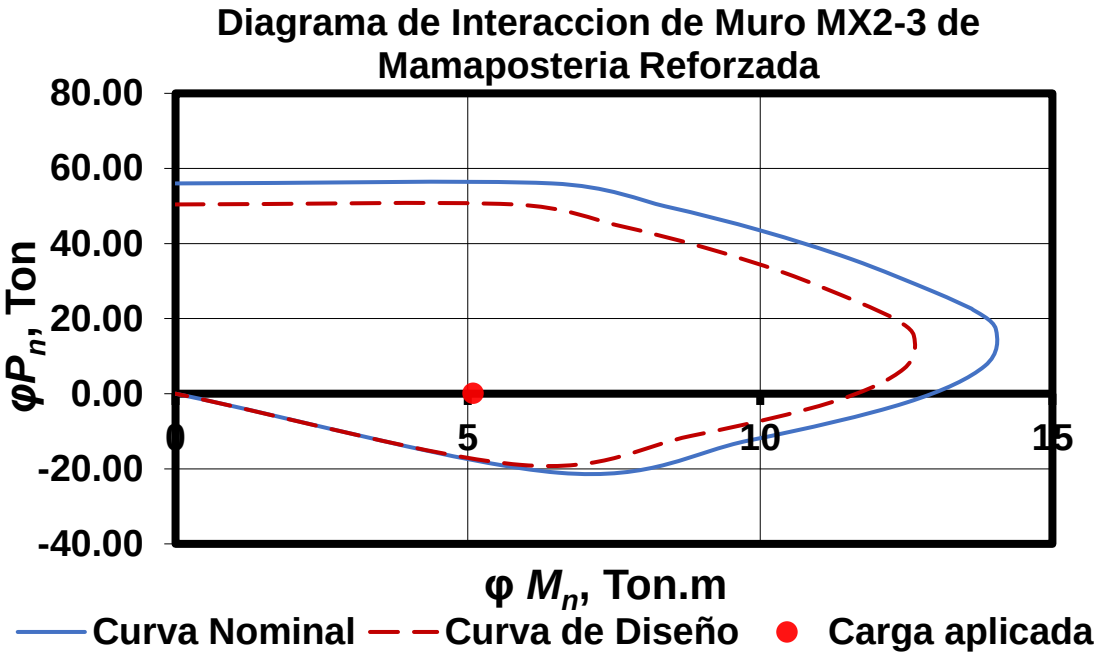


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-3 de Mamaposteria Reforzada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

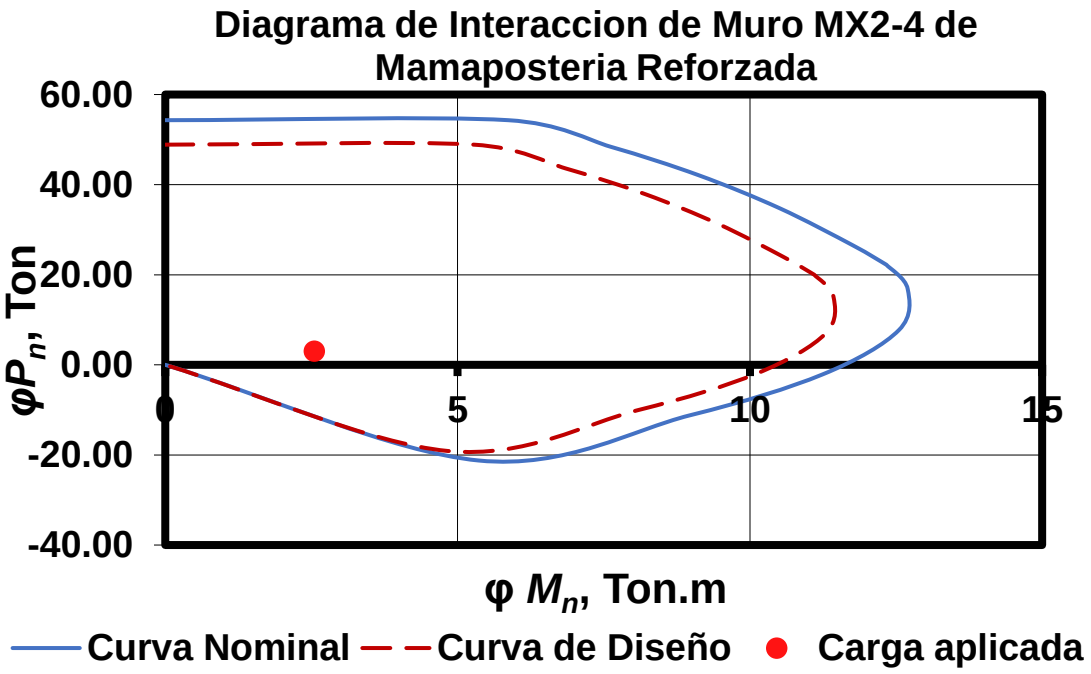


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-4 de Mamaposteria Reforzada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
5
10
15
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

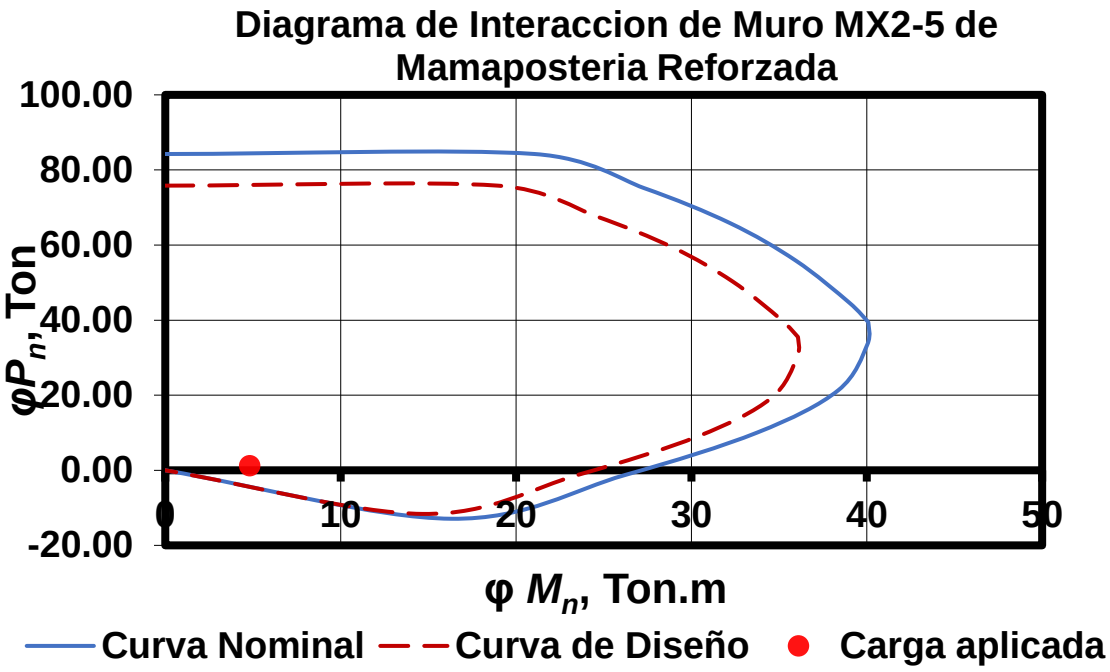


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-5 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
10
20
30
40
50
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

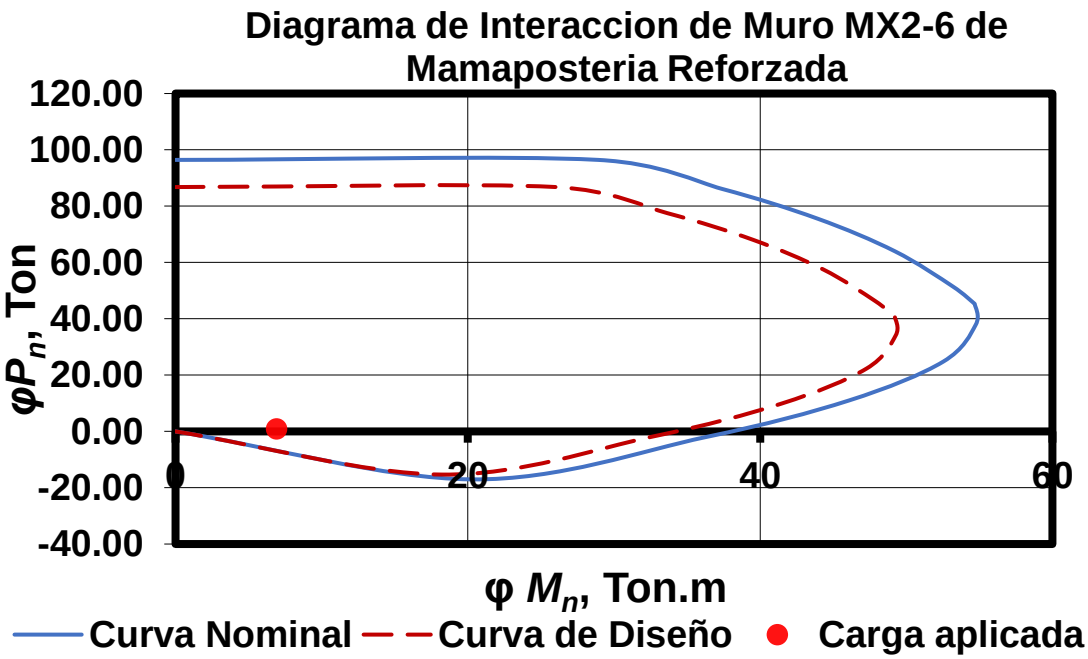


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-6 de Mamaposteria Reforzada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

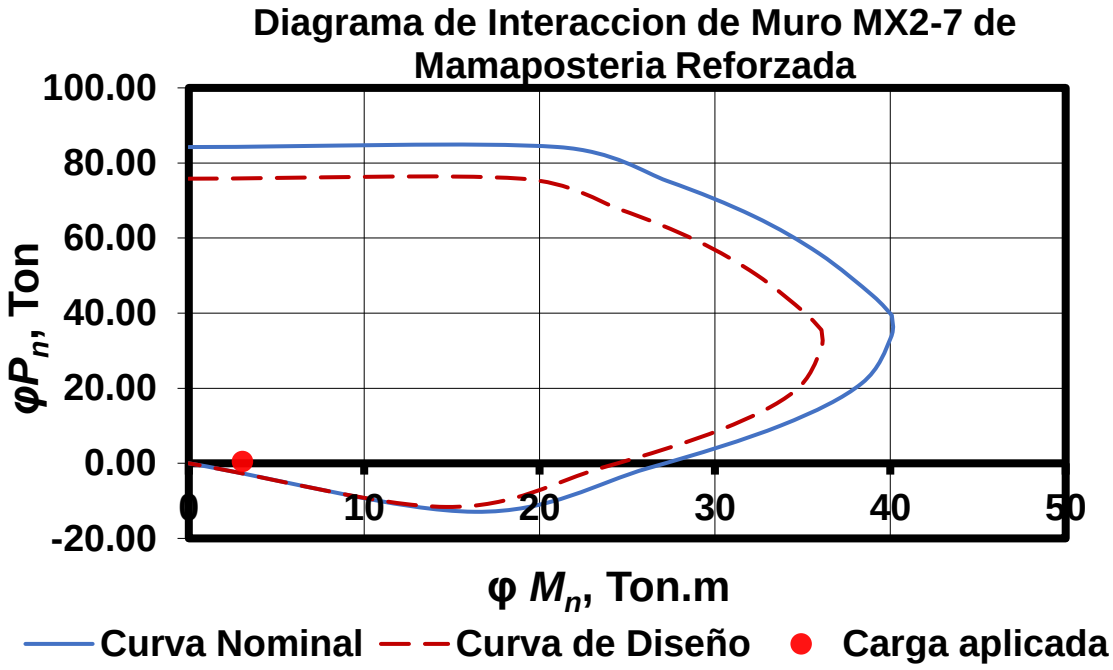


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-7 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
10
20
30
40
50
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

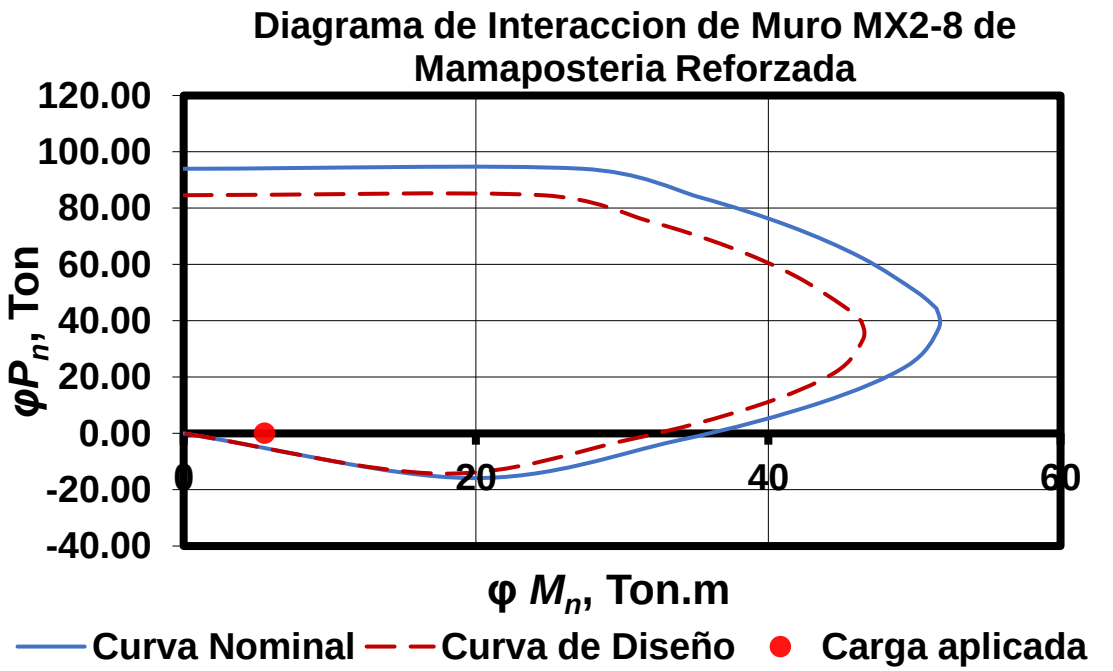


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-8 de Mamaposteria Reforzada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

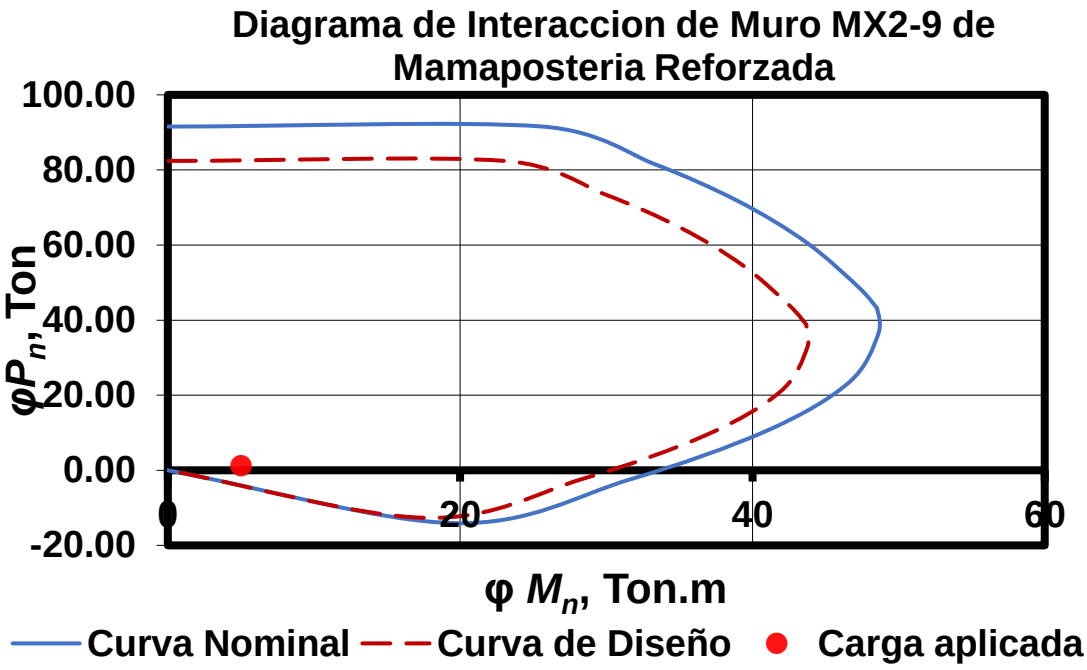


Diagrama de Interaccion de Muro MX2-9 de Mamaposteria Reforzada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn, Ton
0
20
40
60
φ Mn, Ton.m
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga aplicada

Anexo D
Diagrama de interacción de muros de Mampostería Postensada

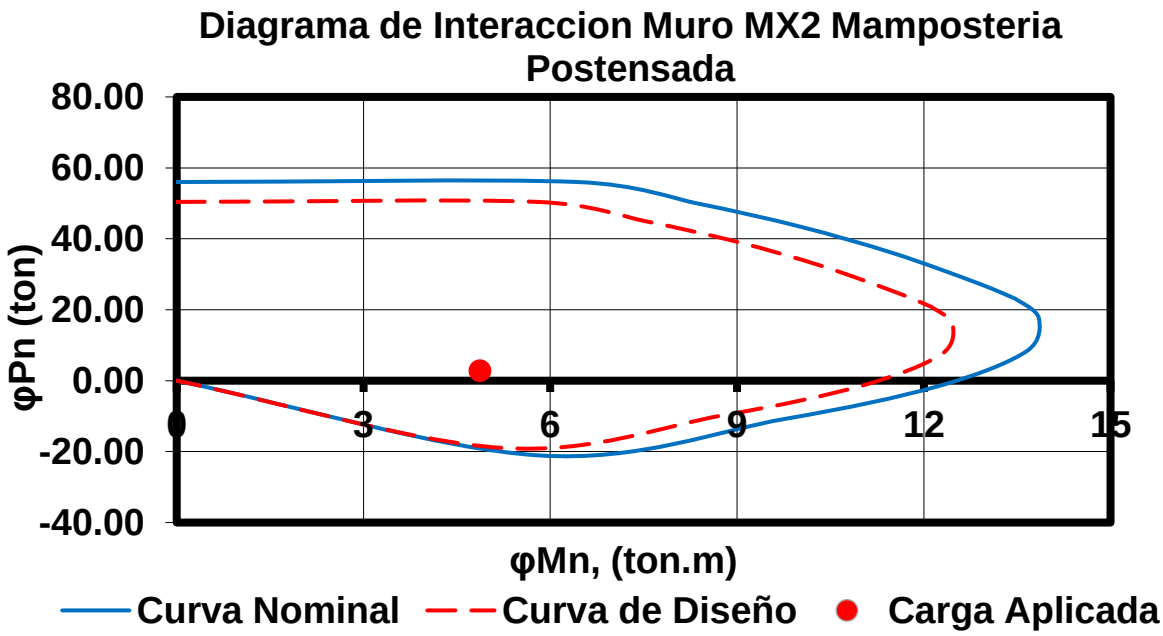


Diagrama de Interaccion Muro MX2 Mamposteria Postensada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

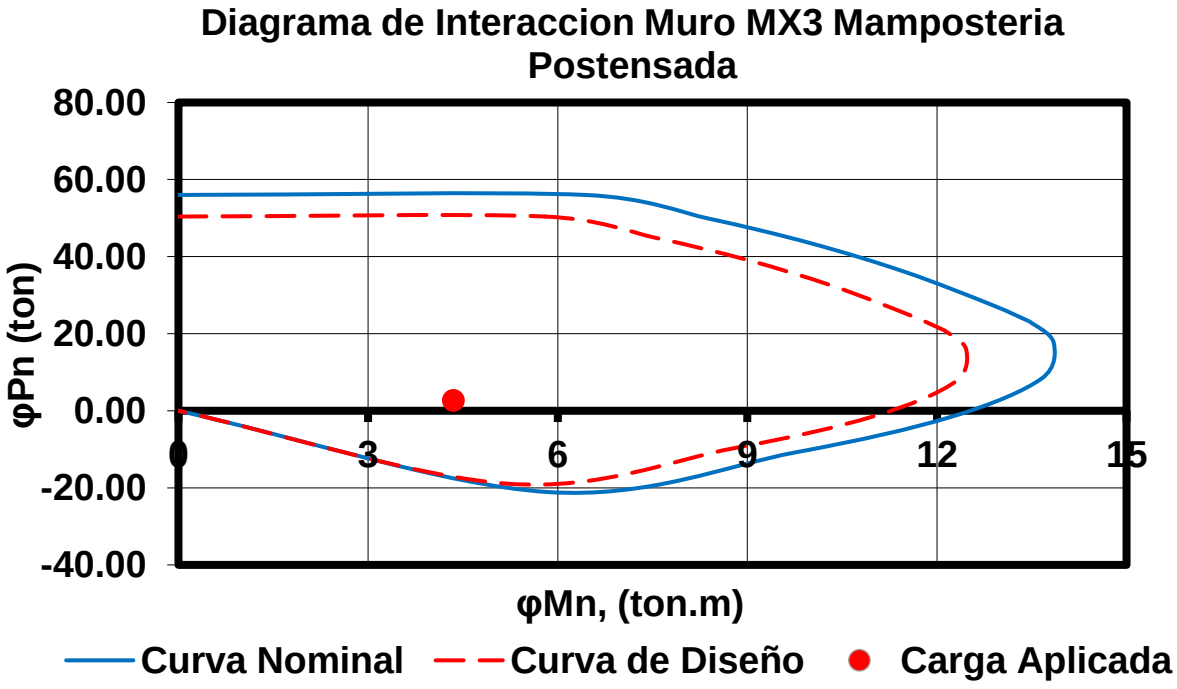


Diagrama de Interaccion Muro MX3 Mamposteria Postensada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

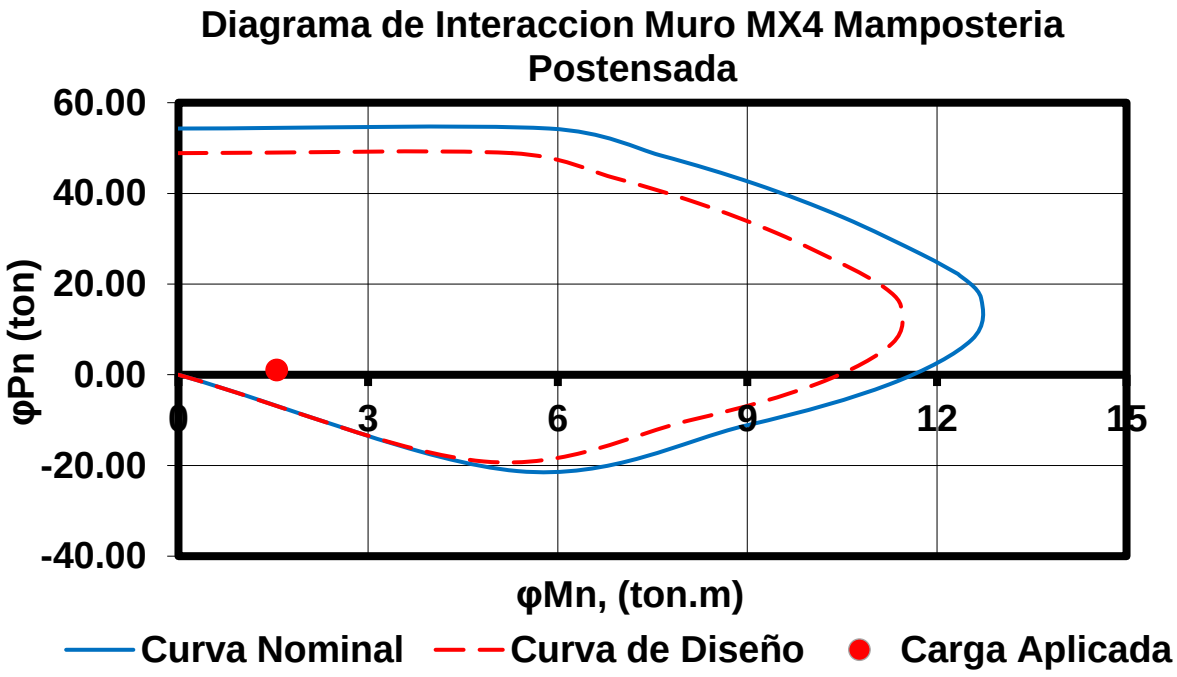


Diagrama de Interaccion Muro MX4 Mamposteria Postensada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

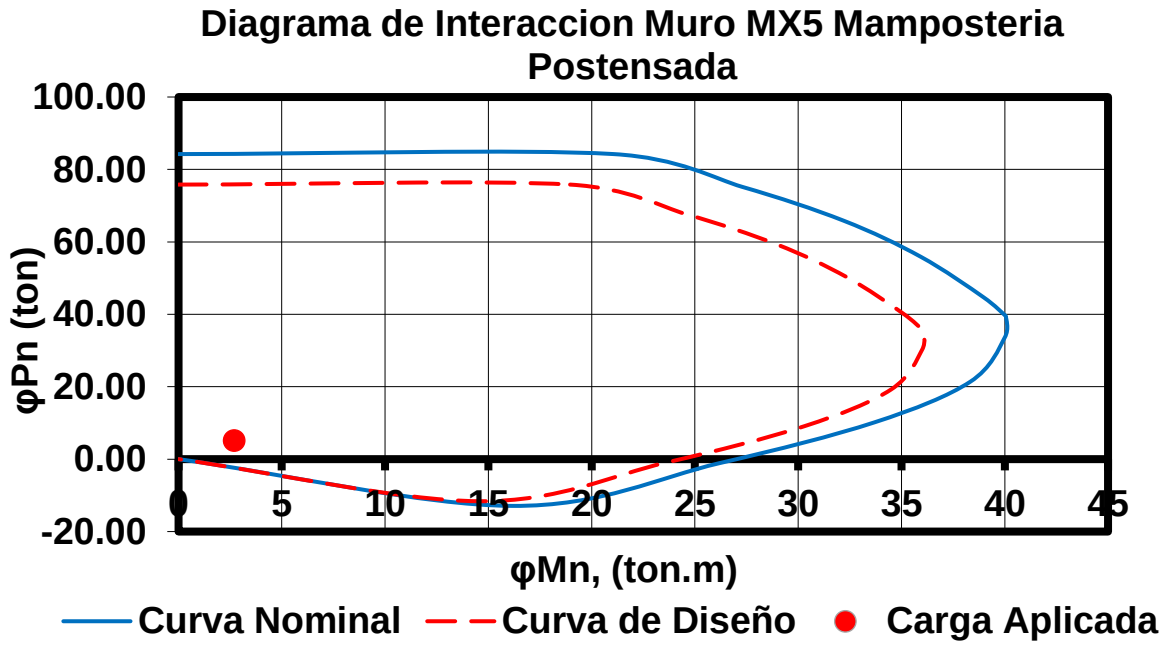


Diagrama de Interaccion Muro MX5 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

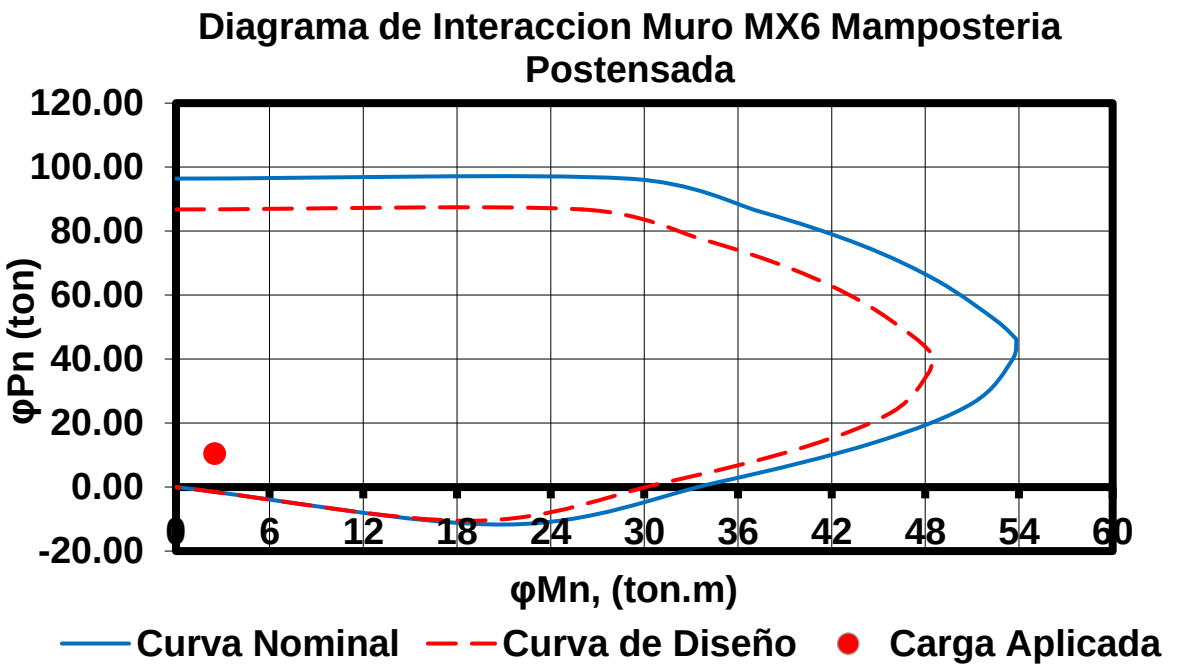


Diagrama de Interaccion Muro MX6 Mamposteria Postensada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
60
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

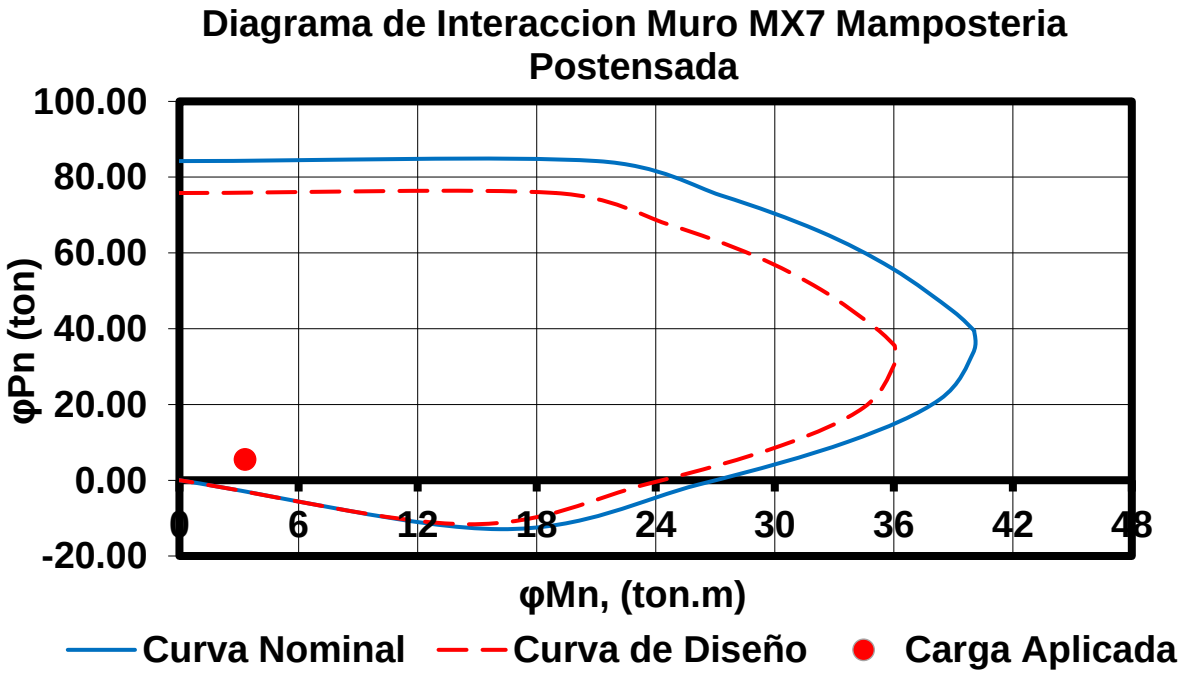


Diagrama de Interaccion Muro MX7 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

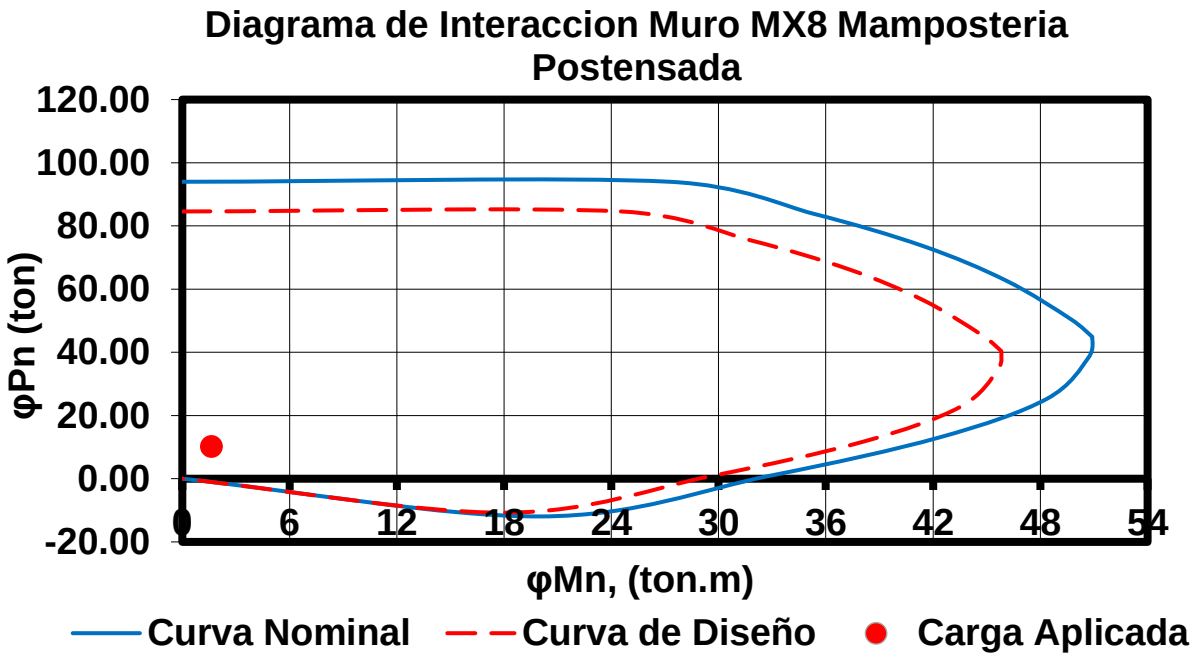


Diagrama de Interaccion Muro MX8 Mamposteria Postensada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

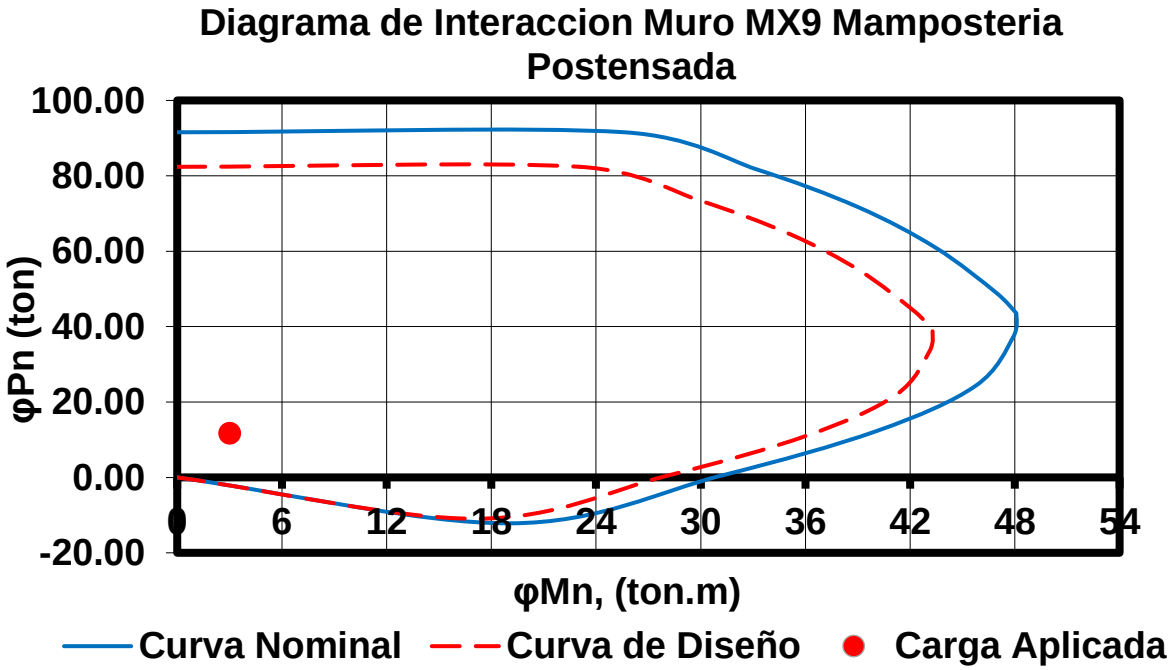


Diagrama de Interaccion Muro MX9 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

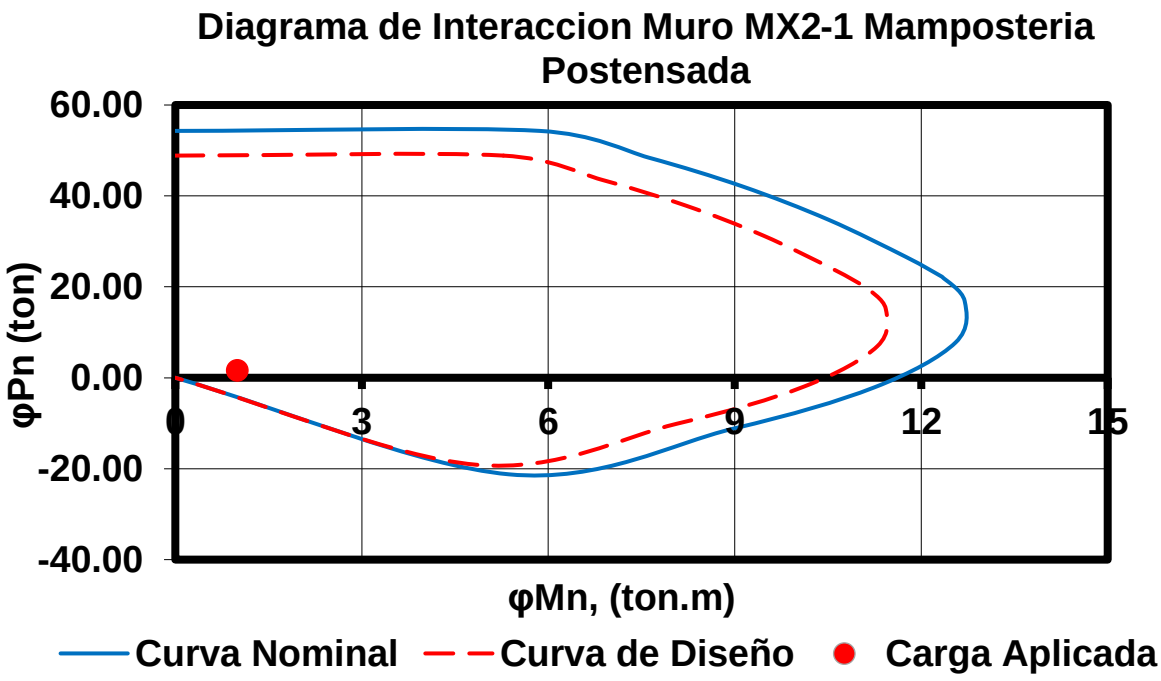


Diagrama de Interaccion Muro MX2-1 Mamposteria Postensada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

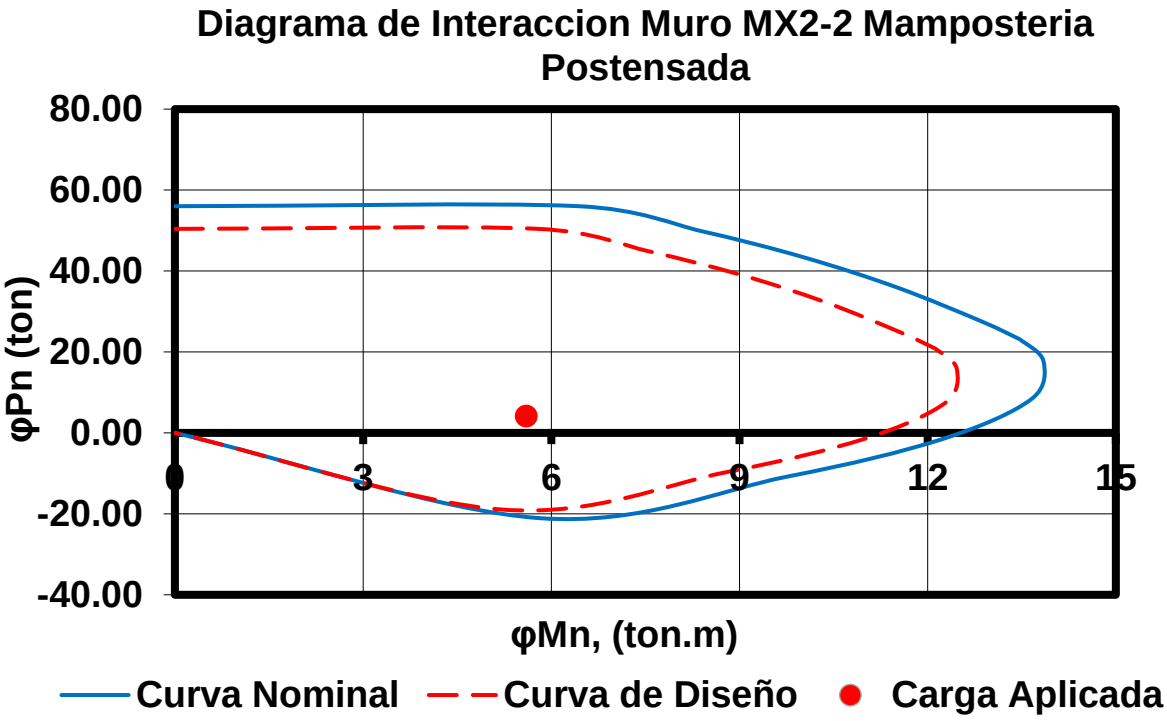


Diagrama de Interaccion Muro MX2-2 Mamposteria Postensada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

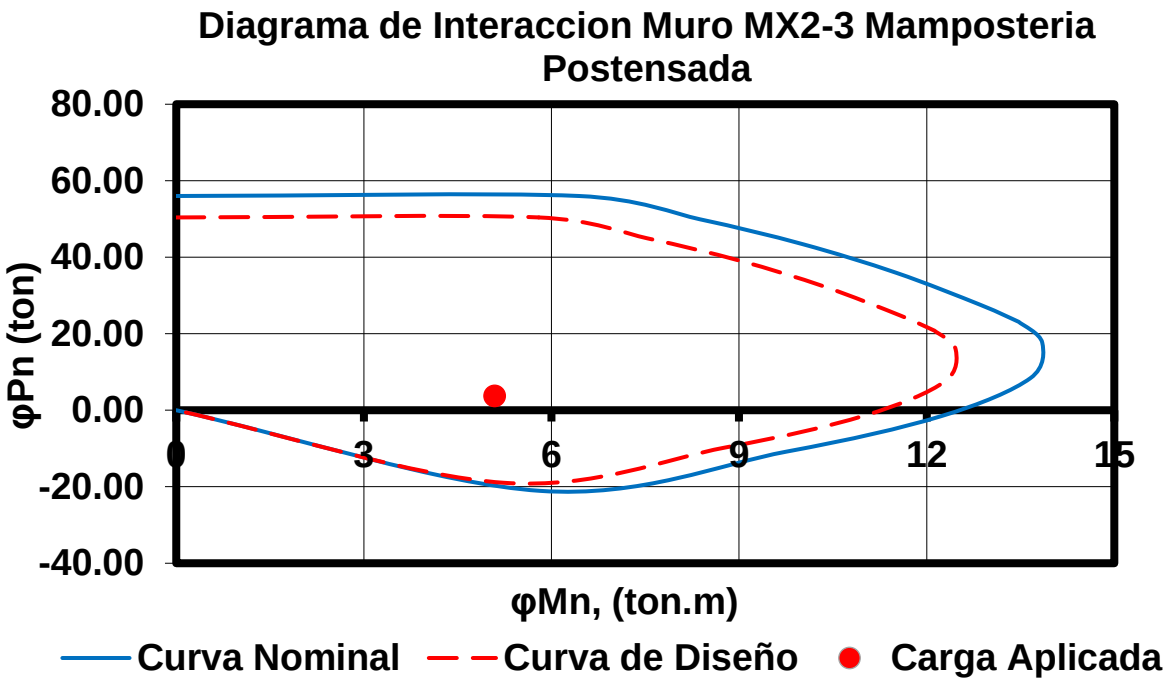


Diagrama de Interaccion Muro MX2-3 Mamposteria Postensada
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

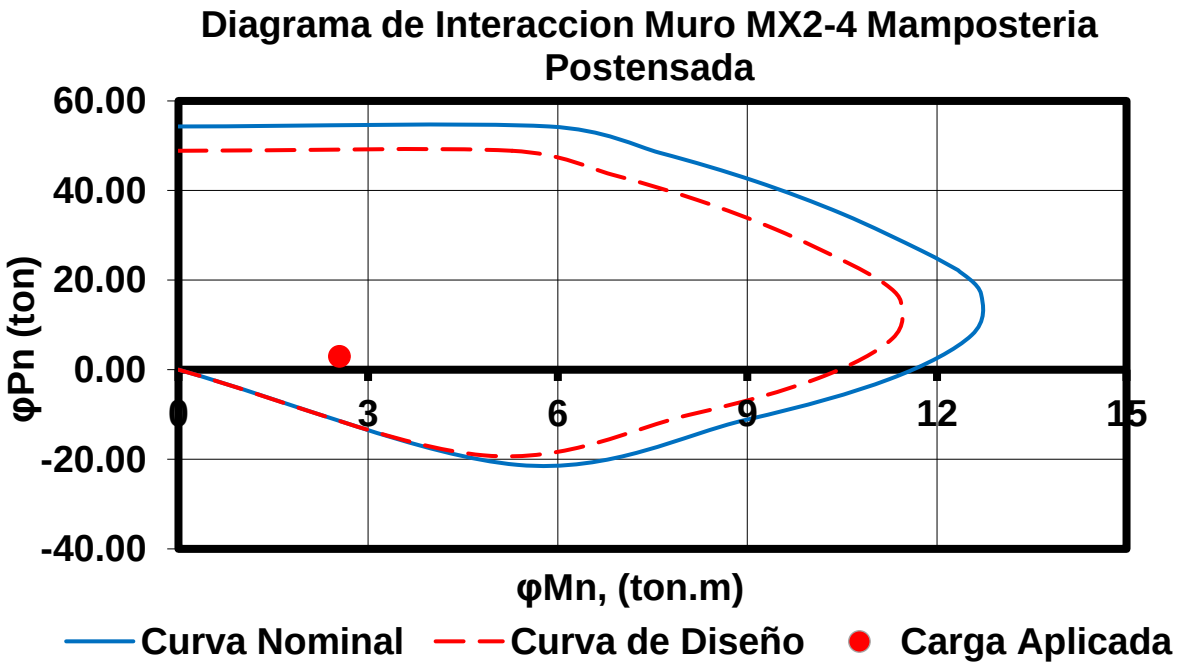


Diagrama de Interaccion Muro MX2-4 Mamposteria Postensada
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
-40.00
φPn (ton)
0
3
6
9
12
15
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

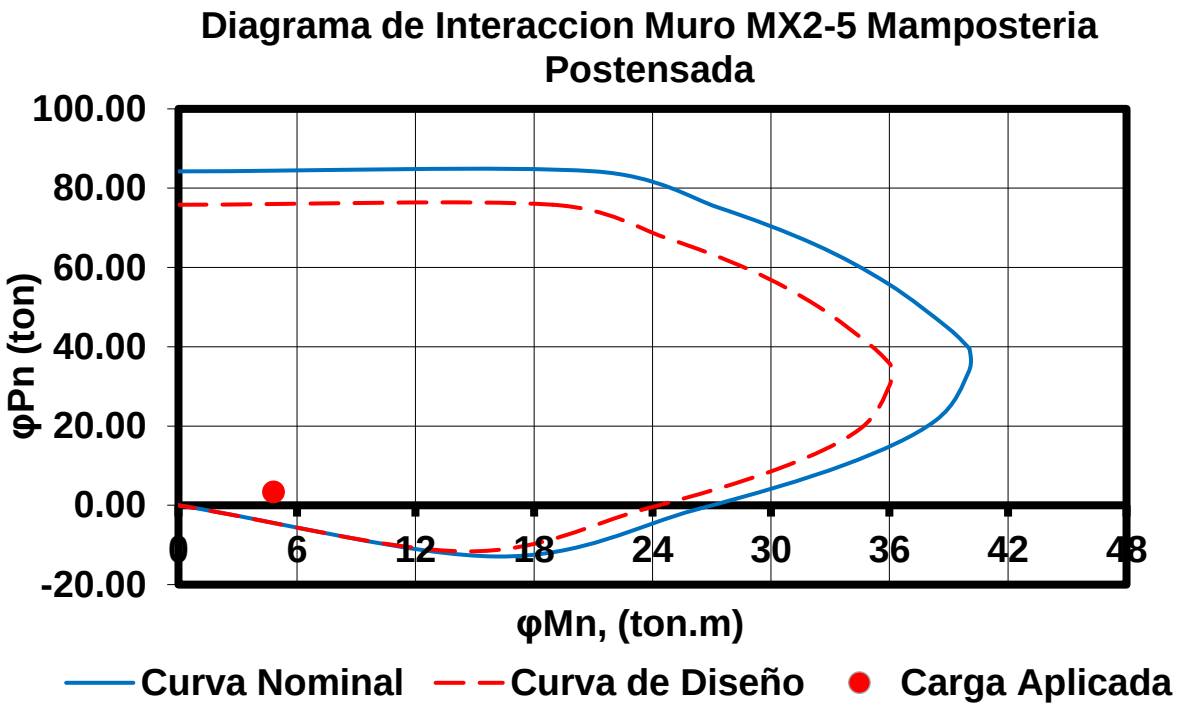


Diagrama de Interaccion Muro MX2-5 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

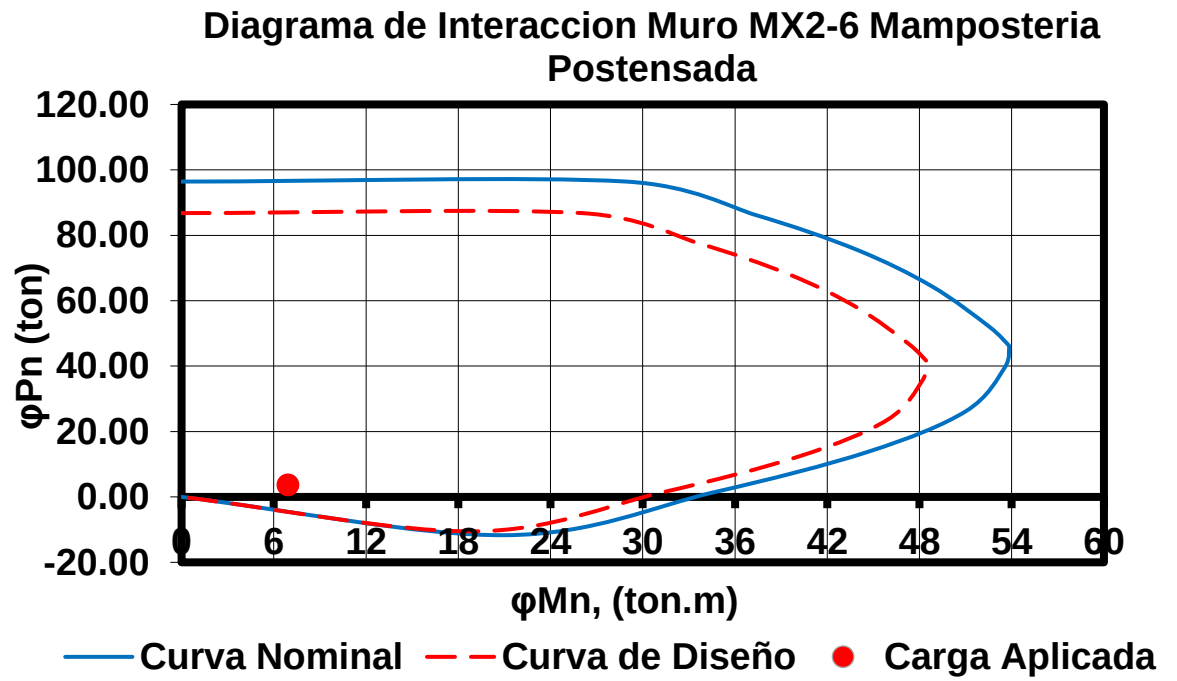


Diagrama de Interaccion Muro MX2-6 Mamposteria Postensada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
60
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

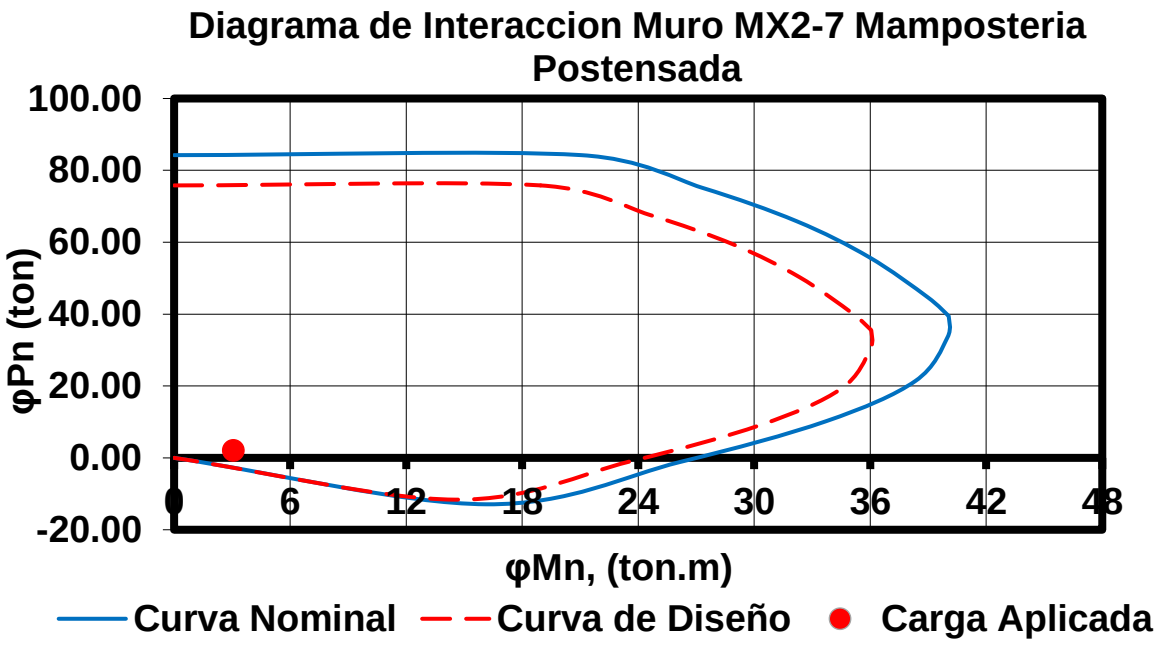


Diagrama de Interaccion Muro MX2-7 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

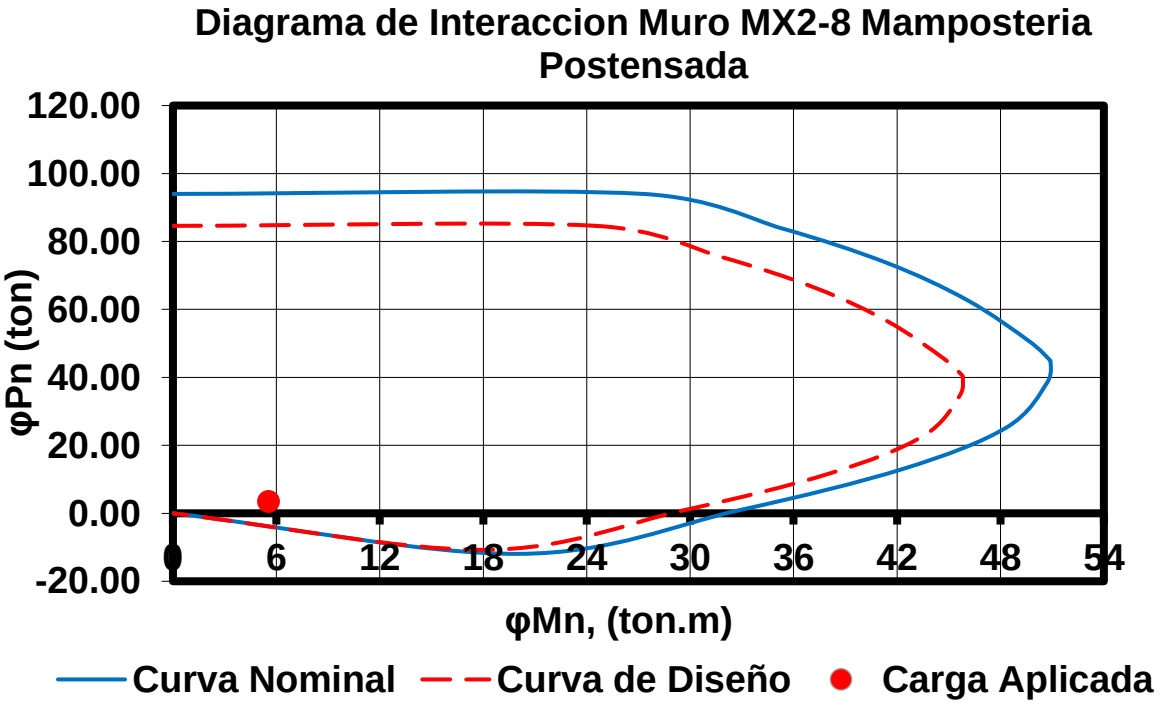


Diagrama de Interaccion Muro MX2-8 Mamposteria Postensada
120.00
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada

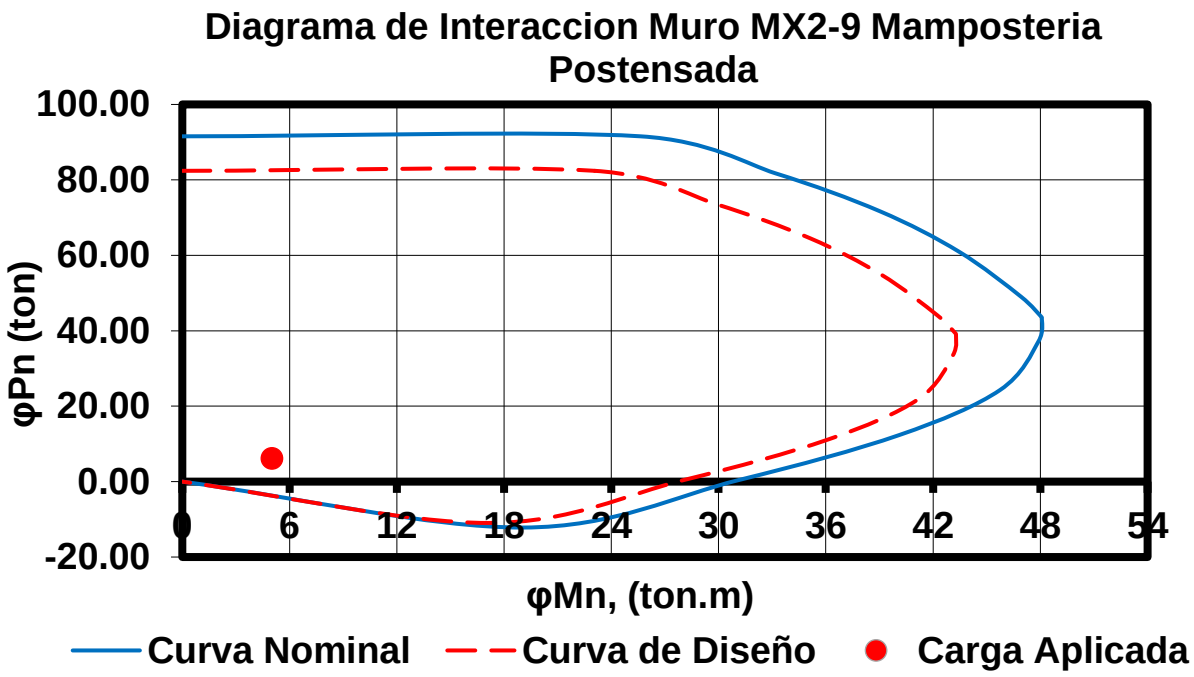


Diagrama de Interaccion Muro MX2-9 Mamposteria Postensada
100.00
80.00
60.00
40.00
20.00
0.00
-20.00
φPn (ton)
0
6
12
18
24
30
36
42
48
54
φMn, (ton.m)
Curva Nominal
Curva de Diseño
Carga Aplicada