GUÍA DE DISEÑO 1

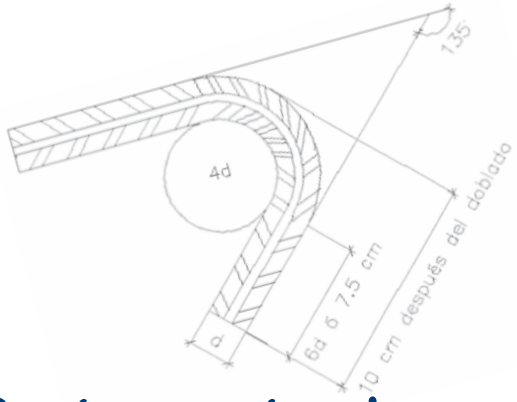
Guía práctica de diseño de viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda

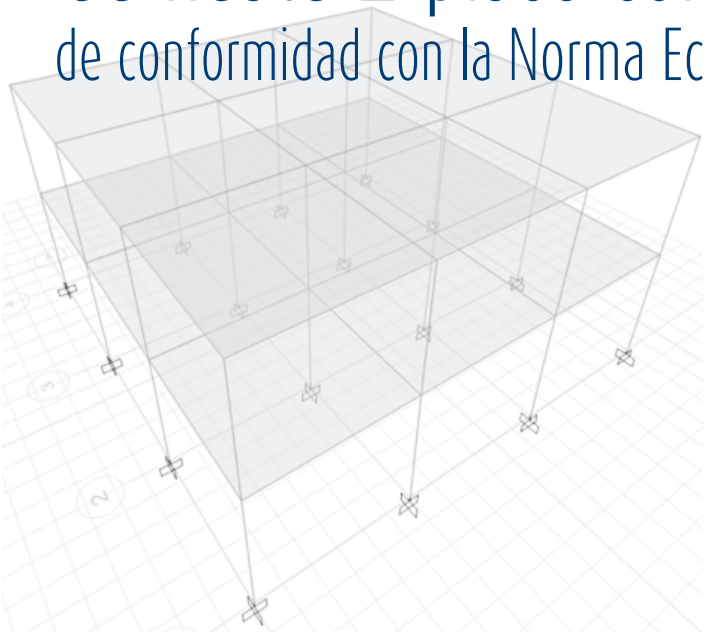
Secretaría de Gestión de Riesgos

GUÍA DE DISEÑO 1



$$C = T$$
$$0.85 * f'c * b * a = As * fy$$
$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Guía práctica de diseño de viviendas
de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros
de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015



Financiado por
La Unión Europea
Ayuda Humanitaria

Ministerio
de Desarrollo
Urbano y Vivienda

Secretaría de
Gestión de Riesgos

PNUD
Al servicio
de las personas
y las naciones

CRÉDITOS

Secretaría de Gestión de Riesgos, SGR
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI
Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD
Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, ECHO

María de los Ángeles Duarte
Ministra, MIDUVI

Susana Dueñas
Secretaria, Secretaría de Gestión de Riesgos

Diego Zorrilla
Representante Residente PNUD - Ecuador

Verónica Bravo
Subsecretaria de Hábitat y Asentamientos Humanos, MIDUVI

Ricardo Peñaherrera
Subsecretario de Gestión de la Información y Análisis del Riesgo, SGR

Nury Bermúdez Arboleda
Oficial de Respuesta a Emergencia, Gestión de Riesgos y Medios de Vida

Colaboración al Desarrollo de la Guía
Ing. Fabricio Yépez Moya, Ph.D.
Ing. Marcelo Guerra, M.Sc., MDI
Ing. Alex Albuja, M.Sc., M.Ing.
Proyectos y Construcciones Hidroenergéticas PCH Cía. Ltda.

Lectura y contribuciones
Jenny Arias, MIDUVI
Karina Castillo, MIDUVI
Ricardo Peñaherrera, SGR

ISBN.9942-951-45

Primera edición,
Quito, septiembre 2016

Diseño, diagramación e impresión
Imprenta Activa, Quito - Ecuador

Este documento forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), orientado a los profesionales y no profesionales del país para la correcta aplicación normativa. Las guías de la serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación; 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.

Esta publicación es realizada en el marco del proyecto “Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para la reducción de la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador”

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020

Se permite reproducir el contenido citando siempre la fuente.

Índice

DISEÑO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

1	**Materiales**	11
1.1	Introducción	11
1.2	Durabilidad del hormigón [NEC-SE-HM, 3.2]	11
1.3	Requisitos para mezclas de hormigón	12
1.4	Propiedades mecánicas del hormigón armado [NEC-SE-HM, 3.3.1]	12
1.5	Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	13
1.6	Calidad del concreto	13
1.7	Acero y armadura de refuerzo	15
1.8	Propiedades mecánicas principales del acero de refuerzo	15
1.9	Colocación del acero de refuerzo y especificaciones	15
1.10	Tipos de acero para hormigón armado	16
1.11	Cargas y combinaciones de cargas	17
1.11.1	Cargas permanentes:	17
1.11.2	Cargas variables:	18
1.11.3	Cargas accidentales:	18
1.11.4	Combinaciones de carga:	18
1.12	Pórticos de hormigón armado en viviendas	19
1.12.1	Requisitos generales	19
1.12.2	Acciones sísmicas de diseño	19
1.12.2.1	Determinación del cortante basal	19
1.12.3	Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural [NEC-SE-VIVENDA, 3.2]	20
1.12.4	Configuración estructural	21
1.12.5	Juntas constructivas [NEC-SE-VIVIENDA, 3.6]	23
1.12.6	Pórticos resistentes a momento [NEC-SE-VIVIENDA, 5.1]	24
1.12.6.1	Pórticos de hormigón armado con secciones de dimensión menor a las especificadas en la NEC-SE-HM.	25
1.13	Ejemplo de diseño de viviendas basadas en pórticos de hormigón armado	27

1.13.1	Antecedentes:	27
1.13.2	Propiedades de los materiales	28
1.13.3	Dimensión de elementos	29
1.13.4	Cargas	29
1.13.4.1	Combinaciones de carga	30
1.13.5	Determinación del cortante basal	30
1.13.6	Diseño a flexión en hormigón armado	31
1.13.6.1	Diseño a flexión de viga	32
1.13.6.2	Comprobación de requerimientos del acero	35
1.13.6.3	Diseño a corte de la viga	36
1.13.7	Diseño de cimentaciones	41
1.13.7.1	Corte unidireccional	43
1.13.7.2	Corte bidireccional	45
1.13.7.3	Corte bidireccional alternativa uno	46
1.13.7.4	Diseño acero de refuerzo	47
1.13.7.5	Longitud de desarrollo a tracción	48
1.13.7.6	Revisión de aplastamiento	49
	MUROS DE MAMPOSTERÍA ARMADA	59
2	**Diseño por esfuerzos admisibles para mampostería armada**	59
2.1	Introducción:	59
2.2	Combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles:	62
2.2.1	Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.	63
2.2.2	Carga sísmica	64
2.2.3	Cortante basal de diseño	66
2.2.4	Determinación del coeficiente sísmico.	67
2.3	Determinación de las cargas	67
2.4	Determinación de las propiedades mecánicas de la Mampostería reforzada con unidades de perforación vertical	67
2.4.1	Mampostería de Bloque	67
2.4.2	Mortero de junta del Bloque	68
2.4.3	Mortero de relleno (grout)	68
2.4.4	Mampostería armada	69
2.4.5	Acero de Refuerzo	69
2.5	Configuración estructural y densidad de muros en planta	69
	Diseño por resistencia para mamposteria armada	71

2.6	La filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería reforzada	71
2.7	Diseño por resistencia para mampostería reforzada por flexión	74
2.8	Diseño por resistencia para mampostería armada a flexión sin carga axial	78
2.9	Diseño por resistencia al corte de mampostería armada	79
2.9.1	Cortante nominal de la mampostería.	79
2.9.2	Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo.	80
2.9.3	Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo total.	80
2.10	Diseño de muros en la dirección paralela a su plano	81
2.10.1	Resistencia mínima a la flexión	81
2.10.2	Chequeo de deflexiones.	82
2.10.3	Desviación horizontal	83
2.11	Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano	83
2.11.1	Resistencia a la flexión de muros con carga axial < 0.10 Ag f'm	83
2.12	Chequeo del acero de refuerzo	85
2.12.1	Cuantía mínima de refuerzo	85
	MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y ELEMENTOS DE HORMIGÓN CONFINANTES	87
3	**Diseño por esfuerzos admisibles para mampostería confinada**	87
3.1	Introducción:	87
3.2	Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia factores de carga	90
3.2.1	Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.	91
3.2.2	Carga sísmica	91
3.2.3	Cortante basal de diseño	94
3.2.4	Determinación del coeficiente sísmico.	94
3.3	Determinación de las cargas	95
3.4	Determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería	95
3.4.1	Mampostería de Bloque	95
3.4.2	Mortero de junta del Bloque	96
3.4.3	Mampostería armada	96
3.4.4	Acero de Refuerzo	96
3.5	Configuración estructural y densidad de muros en planta	96
	Diseño por resistencia a cargas axiales por compresión para mampostería confinada	98
3.6	La filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería confinada	98
3.7	Diseño por resistencia para mampostería confinada carga axial a compresión.	101
3.8	Diseño por resistencia para mampostería confinada a flexión sin carga axial.	105
3.9	Diseño por resistencia a corte de mampostería confinada	106
3.9.1	Cortante nominal de la mampostería.	106

3.9.2 Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo. 107
3.9.3 Resistencia de corte nominal total. 107
3.10 Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano 108
3.10.1 Resistencia a la flexión de muros con carga axial < 0.10 f'm Ag 108
3.11 Diseño de muros en la dirección paralelo a su plano 109
3.11.1 Resistencia mínima a la flexión 109
3.11.2 Chequeo de deflexiones 110
3.11.3 Chequeo del acero de refuerzo máximo 112
Referencias 113

Índice de figuras

Figura 1: Continuidad en elevación para edificaciones 21
Figura 2: Planeamineto regular en edificaciones 22
Figura 3: Relación de aspecto, largo/ancho en edificaciones 22
Figura 4: Localización de aberturas 22
Figura 5: Elevación (a) 23
Figura 6: Elevación (b) 23
Figura 7: Elevación (c), Ubicación esquemática de las juntas sísmicas de unidades habitacionales multifamiliares 24
Figura 8: Sistema estructural que requiere de análisis de torsión. 25
Figura 9: Geometría del gancho longitud de doblado de estribos de 8 mm 26
Figura 10: Vista en 3D del edificio 28
Figura 11: Vista en planta del edificio 28
Figura 12: Vista en elevación del edificio 29
Figura 13: esfuerzos y deformaciones en viga 31
Figura 14: Acero en vigas y columnas eje 3 33
Figura 15: Armadura longitudinal en vigas eje 1 36
Figura 16: Corte transversal de viga eje 1 36
Figura 17: Armadura longitudinal y transversal en vigas eje 1 40
Figura 18: Corte transversal de viga eje 1, incluye estribos 41
Figura 19: Esquema de zapata cuadrada 42
Figura 20: Sección crítica para corte unidireccional 43
Figura 21: Diagrama de esfuerzos para corte unidireccional, carga vertical 44
Figura 22: Sección crítica para corte bidireccional 45
Figura 23: Sección crítica para corte bidireccional, carga vertical 46
Figura 24: Diagrama de esfuerzos últimos para cálculo de momentos 47
Figura 25: Armadura de refuerzo - vista 3D y en planta 48

Figura 26: Elevación de la columna analizada 50
Figura 27: Cargas Últimas proporcionadas por el programa de análisis estructural 51
Figura 28: Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo – Compresión (Acero de Refuerzo en cm2) 52
Figura 29: Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo – Compresión (Cuantía Requerida) 52
Figura 30: Detalle de Arreglo Escogido 53
Figura 31: Diagrama de Interacción de la Columna Analizada 54
Figura 32: Resultados del análisis estructural para diseño a Corte 55
Figura 33: Vista en planta y elevación de columna diseñada 58
Figura 34: Vivienda en consideración 61
Figura 35: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z 63
Figura 36: Datos para obtener el espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal NEC 2015 65
Figura 37: Espectro elástico de aceleraciones 66
Figura 38: Bloque de hormigón simple pesado 68
Figura 39: Configuración estructural y densidad de muros sentido X-X 70
Figura 40: Configuración estructural y densidad de muros sentido Y-Y 70
Figura 41: Diagrama de compatibilidad de esfuerzos para compresión pura de la mampostería 72
Figura 42: Diagrama de compatibilidad de esfuerzos con el acero de refuerzo 73
Figura 43: Filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería reforzada 74
Figura 44: Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2 75
Figura 45: Dimensiones del muro de mampostería en consideración 76
Figura 46: Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería armada 78
Figura 47: Vivienda en consideración 89
Figura 48: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z 91
Figura 49: Datos para obtener el espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal NEC 2015 93
Figura 50: Espectro elástico de aceleraciones 94
Figura 51: Bloque de hormigón simple pesado 95
Figura 52: Configuración estructural y densidad de muros sentido X-X 97
Figura 53: Configuración estructural y densidad de muros sentido Y-Y 97
Figura 54: Diagrama de compatibilidad de esfuerzos para compresión pura de la mampostería 99
Figura 55: Diagrama de compatibilidad de esfuerzos con el acero de refuerzo 100
Figura 56: Filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería confinada 101
Figura 57: Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2 102
Figura 58: Dimensiones del muro de mampostería en consideración 103
Figura 59: Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería confinada 105

Índice de Tablas

Tabla 1: Coeficientes de respuesta sísmica 20
Tabla 2: Sistemas estructurales de vivienda resistentes a cargas sísmicas 20
Tabla 3: Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas. 26
Tabla 4: Dimensiones y refuerzos mínimos de la cimentación corrida 27
Tabla 5: Combinación de cargas fuente: NEC 30
Tabla 6: Momentos y cuantías de acero en la viga 34
Tabla 7: Diseño automático realizado en el programa de análisis estructural 39
Tabla 8: Combinaciones de cargas últimas 43
Tabla 9: Propiedades de la sección y Resultados de Diseño 53
Tabla 10: Características columna considerada 55
Tabla 11: Determinación de cargas: carga muerta 67
Tabla 12: Determinación de cargas: carga viva 67
Tabla 13: Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2 74
Tabla 14: Cálculo del Radio de Giro del bloque de hormigón 76
Tabla 15: Determinación de cargas: carga muerta 95
Tabla 16: Determinación de cargas: carga viva 95
Tabla 17: Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2 101
Tabla 18: Cálculo del Radio de Giro del bloque de hormigón 103

DISEÑO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

1 Materiales

1.1 Introducción

Los materiales destinados a la construcción pueden ser productos procesados o fabricados, que son destinados a ser incorporados de manera permanente en cualquier obra de ingeniería civil. De manera general, estos materiales deberán cumplir con los siguientes requisitos

- Resistencias mecánicas de acuerdo al uso que reciban.
- Estabilidad química(resistencia ante agentes agresivos)
- Estabilidad física (dimensiones)
- Seguridad para su manejo y utilización
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios
- No alterar el medio ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico
- Estabilidad y protección en caso de incendios
- Comodidad de uso, estética y económica.

1.2 Durabilidad del hormigón [NEC-SE-HM, 3.2]

Para poder asegurar la vida útil del hormigón de cemento hidráulico se debe tener ciertas precauciones y cuidados para tener la calidad suficiente del material para que responda a las exigencias de la obra como:

- Resistencias mecánicas
- Resistencia a agentes agresivos
- Intemperie

Por lo general la propiedad más fácil de medir es la resistencia a la compresión, mediante ensayos de probetas cilíndricas. Este es un parámetro de referencia para obtener las demás propiedades mecánicas. Otro aspecto que se puede controlar en el proceso de fabricación, es la relación agua-cemento (a/c) la cual determina la resistencia del material y la protección ante agentes agresivos. Si se controla estas variables se garantizara la duración del hormigón.

La evaluación y la aceptación del hormigón será de acuerdo a lo indicado en las normas NTE INEN 1855-1 y NTE INEN 1855-2, la dosificación del hormigón debe cumplir la máxima relación a/c y otros requisitos de acuerdo al elemento estructural.

1.3 Requisitos para mezclas de hormigón

a. Categorías y clases de exposición

Basado en las clases de exposición asignadas en la tabla 3 [NEC-SE-HM, 3.2.3], y clases de exposición, las mezclas de hormigón deben cumplir con los requisitos más severos y de restricción indicados en la tabla 4, de la misma norma citada antes.

b. Requisitos adicionales para exposición a congelación y deshielo

El hormigón de masa normal y liviano, expuesto a clases de exposición F1, F2, o F3, deberían tener aire incorporado según lo indicado en la tabla 5 [NEC-SE-HM 3.2.4]. La tolerancia en el contenido de aire incorporado, será de +/- 1.5%. Para un f'c mayor de 35 MPa = 356.09 Kg/cm^2, se puede reducir en 1% el aire incorporado indicado en la tabla 5.

La cantidad en el hormigón de puzolanas, incluida la ceniza volante, humo de sílice y escoria para exposición clase F3, no excederá los límites establecidos en la tabla 6 de la misma norma.

1.4 Propiedades mecánicas del hormigón armado [NEC-SE-HM 3.3.1]

De conformidad con la NEC, el hormigón debe cumplir con requisitos para condiciones de exposición ambiental, y satisfacer los requisitos de resistencia estructural.

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión:

- Valor mínimo para el hormigón normal: f'c= 21 Mpa = 214.07 kg/ cm^2
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano: f'c= 35 Mpa = 356.78 kg/cm^2

Especificación de resistencia determinado mediante pruebas:

La evaluación de los resultados de pruebas de resistencia del hormigón tiene en cuenta que la producción está sometida a variaciones en los componentes, medición, pruebas y resultados de los ensayos.

A causa de esta variabilidad existente, se debe dosificar el hormigón de manera que se obtenga una resistencia promedio f'cr muy por encima de la especificada f'c. Esta resistencia promedio deberá calcularse con base en el análisis estadístico de la experiencia previa en la producción de hormigón (tabla 8 y 9) [NEC-SE-HM 3.3.1] o considerando un sobre diseño (tabla 10) cuando no se cuenta con registros estadísticos. En la tabla 10 se debe aplicar en ambos casos el valor que resulte mayor.

f'cr: resistencia media requerida [Mpa.]

Los requisitos para f'c deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y ensayados como se establece en la sección 9 (NEC-SE-HM). A menos que se especifique lo contrario f'c debe basarse en ensayos a los 28 días. Los valores más altos de la resistencia media se obtienen para hormigones sin registros estadísticos, que generalmente son los elaborados en obra y dosificados en volumen, debido a que estos presentan una mayor variabilidad por sus propios procesos de producción.

1.5 Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón (Ec)

El módulo de elasticidad del hormigón, Ec (GPa) se puede calcular como la raíz cúbica del módulo de elasticidad del agregado Ea (GPa), por la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón f'c (Mpa) y por el factor 1.15, de esta manera:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'c} \tag{1.1}$$

Donde:

Ec: Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

Ea: Módulo de elasticidad del agregado (GPa)

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón (Mpa)

Esta ecuación provee una mejor estimación de Ec para los materiales del Ecuador y será usada para la estimación de deflexiones ante cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado.

En la [NEC-SE-HM, 3.3.3] se puede encontrar la tabla 11, donde se encuentra valores típicos del módulo de elasticidad del agregado Ea, que se encuentran en el Ecuador.

En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la [NEC-SE-DS], el módulo de elasticidad del hormigón, Ec (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal de esta manera:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c} \tag{1.2}$$

Donde:

Ec: Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón (Mpa)

1.6 Calidad del concreto

La dosificación de las mezclas de hormigón debe cumplir ciertas características como son:

- Consistencia y manejabilidad con el objetivo que la mezcla de hormigón pueda distribuirse adecuadamente a través de la armadura de refuerzo sin que existan excesos de segregación o exudación.
- Resistencia en ambientes expuestos
- Cumplimiento de todos los ensayos de resistencia de hormigón.

<u>Frecuencia de los ensayos</u>

Los ensayos se deberán hacer con: por lo menos dos cilindros tomados como muestra, no menos de

una vez por día, y no menos de una vez por cada 40 m^3 de hormigón o cada 200 m^2 de área de losa o muros. Por lo menos se debe tomar una pareja de cilindros como muestra de columnas por piso.

En el caso de que el volumen de hormigón sea menor de 10 m^3 puede evitarse las pruebas de resistencia a juicio del supervisor. El resultado del ensayo de resistencia de 2 cilindros será el promedio de ambos, siendo estos de la misma mezcla y ensayados a los 28 días o al tiempo que se especifique en cada caso.

Ensayos de cilindros curados en laboratorio y campo

Se acepta las muestras de resistencia si se cumplen al mismo tiempo los siguientes requisitos:

- Los promedios aritméticos de tres ensayos consecutivos de resistencia sean iguales o excedan el valor nominal para f'c
- El resultado individual de ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) no tenga una resistencia menor a 3.5 MPa o más de f'c.

En el segundo caso si se llegase a incumplir lo estipulado y el hormigón es curado en el campo, indicaría que existen deficiencias en el curado del hormigón y por lo tanto se podrá usar los ensayos de núcleos extraídos en campo, y se deberá tomar 3 núcleos por cada ensayo que haya resultado ser menor a 3.5 MPa En el caso de que la estructura vaya a trabajar en ambientes secos y en condición de servicio los núcleos de hormigón se deben dejar secar al aire entre 15°C y 30°C con una humedad menor al 60%, por 7 días antes del ensayo. En cuyo caso que la estructura va a estar húmedo en su superficie se deberá esperar 40 horas antes de ensayarse. Los núcleos son adecuados estructuralmente si el promedio de 3 núcleos es por lo menos igual 85% de f'c, pero además ningún núcleo presenta una resistencia menor a 75% f'c.

Preparación del equipo:

El equipo destinado al mezclado y transporte debe estar limpio, residuos que puedan existir en el lugar donde el hormigón será colocado deben ser retirados y estar libre de agua. Los moldes para tomas de muestra deben estar limpios, los materiales para la mampostería que estará en contacto con el hormigón deben estar humedecidos, en cuanto al acero de refuerzo debe estar libre de recubrimientos perjudiciales.

Mezcla de hormigón:

El tiempo de la mezcla debe ser la necesaria para tener un hormigón homogéneo con todos sus materiales y antes de volver a usar la mezcladora esta debe ser totalmente vaciada. La mezcladora debe ser operada a la velocidad recomendad por el fabricante, al usarla el proceso de mezclado debe continuar por lo menos durante un minuto y medio luego de que todos los materiales estén dentro. Se debe llevar un registro del número de mezclas producidas, la dosificación de materiales empleados, la localización aproximada en la estructura, fecha y hora de la mezcla y la colocación.

Transporte y colocación del hormigón:

Para la movilización del hormigón desde la mezcladora al lugar destinado a su colocación se debe realizar de manera que se evite la segregación o pérdida de materiales, evitando de esta manera la perdida de manejabilidad. Para esto se evita la manipulación excesiva del hormigón por lo que se recomienda que el lugar de su colocación sea lo más cerca posible. En cuanto a la velocidad para

colocar el hormigón, esta debe ser la necesaria para que permanezca en un estado plástico y fluya fácilmente entre la armadura de refuerzo. Nunca se debe agregar agua al concreto ya dosificado para "mejorar" su manejabilidad, la colocación debe ser de manera continua hasta que se haya colado toda la sección incluyendo sus límites o juntas de construcción. Cuando sea concreto masivo se debe tomar las precauciones necesarias debido al aumento excesivo de la temperatura.

Curado del concreto:

El concreto normal debe mantenerse a una temperatura por encima de los 10°C y humedecerlo para mantenerlo hidratado, por lo menos durante los 7 primero días contados luego de su vaciado, en el caso de hormigón de alta resistencia sigue los mismo parámetros pero en cambio se lo hace durante los tres primeros días luego de su vaciado.

1.7 Acero y armadura de refuerzo

El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de pretensado, en los cuales se puede utilizar acero liso. Además, cuando la norma [NEC-SE-HM] así lo permita, se pueden utilizar conectores para resistir fuerzas de corte, perfiles de acero estructural o fibras dispersas.

1.8 Propiedades mecánicas principales del acero de refuerzo

Las características principales del acero de refuerzo a ser usadas en el diseño de estructuras en hormigón armado son las siguientes:

Es: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el acero estructural; Es= 200000 Mpa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_{ye}: Resistencia efectiva a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_{yt}: Resistencia especificada la fluencia del refuerzo transversal (MPa)

Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para aceros de preesforzado y para los refuerzos transversales en espiral.

1.9 Colocación del acero de refuerzo y especificaciones

Una especial consideración se debe tener al momento de la supervisión en la verificación de resistencia, grado, tamaño, dobleces, espaciamiento, horizontal y vertical, ubicación, conveniencia de soportes, amarres y condición de la superficie del acero de refuerzo. La colocación inapropiada del acero de refuerzo puede conducir a agrietamientos severos, corrosión del refuerzo y deflexiones excesivas.

a. Diámetros del acero de refuerzo

- El refuerzo empleado en la construcción de estructura de hormigón armado debe tener un diámetro nominal (d_b) comprendido dentro de los valores expresados en la tabla 13 [NEC-SE-HM 3.4.2]

b. Corte y doblez

- A menos que se especifiquen reducidos en los documentos del contrato, las varillas

rectas deben tener una tolerancia longitudinal de 2.5 cm y las carillas dobladas deberán medirse de exterior a exterior. El corte y doblez de las varillas de refuerzo deberán cumplir con los requerimientos del capítulo 25 ACI 2014 (“Detalles del refuerzo”)

c. Instalación

Para la instalación, la superficie del refuerzo deberá estar libre de capas de corrosión. Una película delgada de oxidación o escamas de fábrica no son objetables, ya que incrementan la adherencia del acero al hormigón.

El refuerzo deberá ser colocado a una distancia mínima de la superficie del hormigón tal como se indica en el capítulo 25 del ACI 2014. Este recubrimiento evita el pandeo bajo ciertas condiciones de carga de compresión, evita la oxidación cuando se exponga al clima y la pérdida de resistencia cuando se expone al fuego.

El refuerzo deberá estar apropiadamente espaciado, empalmado, amarrado, firme en su posición y ahogado para conseguir el recubrimiento requerido para todas las superficies de hormigón. Independientemente del doblez todas las partes del acero de refuerzo deber tener recubrimiento especificado.

En empalmes soldados, se verificará que la soldadura sea del tamaño y longitud requeridos, y que no se hayan reducido en su sección transversal. Un soldador certificado deberá realizar el trabajo. La soldadura disminuye la resistencia del refuerzo

En sitios donde el refuerzo esté congestionado, se verificará que el tamaño nominal máximo del árido de la mezcla de hormigón no exceda de las ¾ partes del espaciamiento mínimo entre varillas. Usar cabeza de vibradores que se ajusten entre las varillas para las áreas congestionadas. Al usar vibradores pequeños, se reducirá la distancia de las inserciones del vibrador e incremente el tiempo de vibración.

d. Soportes

Para mantener el refuerzo firme en su lugar, antes y durante el colado del hormigón, se usarán cubos de hormigón de igual o mayor resistencia que el de la estructura, soportes metálicos o de plástico, barras espaciadoras, alambres y otros accesorios que eviten el desplazamiento del refuerzo durante la construcción. No se permite el uso de materiales como piedras, bloques de madera u otros objetos no aprobados para soportar el acero de refuerzo.

Se verifica que exista la cantidad suficiente de soportes para apoyar todo el acero de refuerzo. Se apoya el refuerzo horizontal cada 1.50 a 1.80 m.

1.10 Tipos de acero para hormigón armado

a. Refuerzo corrugado

Las barras de acero corrugado cumplirán los requisitos de las normas INEN.

Si $f_y > 420$ MPa, la resistencia a la fluencia será el esfuerzo correspondiente a $\varepsilon_t = 0.0035$

Donde:

f_y: Resistencia especificada a la fluencia

ε_t: Deformación unitaria

Las intersecciones soldadas para refuerzo de alambre corrugado electro soldado no deben estar espaciados a más de 400 mm en el sentido del refuerzo calculado; excepto para alambres de refuerzo electro soldado utilizado como estribos en hormigón estructural. Es permitido el uso de alambre corrugado soldado con diámetro mayor a MD 200, mientras cumpla con las normas NTE INEN 2209. RTE INEN 045; para el cálculo de longitud de desarrollo y traslapes se asumirá como alambre liso soldado.

b. Refuerzo liso

Los alambres lisos para refuerzo en espiral cumplirán con las normas

NTE INEN 1511 – 1510 – 1626

Traslapes: en columnas, muros y vigas, el traslape del refuerzo longitudinal se realizará en forma alternada.

Se destaca que:

- En ningún caso se podrá traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud de traslape.
- La distancia entre traslapes alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la varilla de refuerzo.

Soldaduras: cuando se efectúen empalmes con soldaduras o cuando se utilice cualquier dispositivo de unión mecánica, al menos el 50% del refuerzo debe ser continuo y la distancia entre empalmes de varillas adyacentes no puede ser inferior a 300 mm. Si se utilizan empalmes con soldadura, el procedimiento de soldadura debe cumplir con los requisitos del código de soldadura estructural para hacer de refuerzo ANSI/AWS D1.4 de la sociedad americana de soldadura.

1.11 Cargas y combinaciones de cargas

Todas las edificaciones deberán ser diseñadas para que soporten las diferentes cargas que se presentarán en la vida útil de la estructura.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC), contempla el diseño por última resistencia, el cual es un método que permite tener en cuenta los modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la edificación o una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

La NEC clasifica las cargas como permanentes, variables y accidentales:

1.11.1 Cargas permanentes:

En las cargas permanentes o carga muerta constan los pesos de todos los elementos estructurales que actúan permanentemente sobre la estructura tales como: paredes, recubrimientos, instalaciones (eléctricas, hidrosanitarias y mecánicas) y todo lo que esté ligado a la estructura en toda su vida útil.

1.11.2 Cargas variables:

En las carga variables constan las debidas a viento, granizo y cargas vivas.

La carga viva o también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación o uso a la que está destinada la estructura y se lo aplicará en el diseño. En ella incluye: todo tipo de accesorio móvil o temporal, muebles, equipos, peso de personas, etc.

1.11.3 Cargas accidentales:

Las estructuras también deberán ser diseñadas para soportar cargas laterales debido a sismo. La NEC contempla analizar las cargas laterales estáticas (sentido X y Y) y/o mediante un análisis dinámico usando un espectro de respuesta. En la sección 1.13 se puede observar un ejemplo donde se calcula las cargas debido a un sismo

1.11.4 Combinaciones de carga:

La NEC indica que todo tipo de estructura y cimentación, deberán ser diseñadas de tal forma que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas. Además especifica que los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

A continuación se presenta las combinaciones de carga que presenta la NEC para el diseño de edificaciones:

$$U=1.4D$$

$$U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U=1.2D+1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)+(1.0L \text{ ó } 0.5W)$$

$$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$$

$$U=0.9D+1.0W$$

$$U=0.9D+1.0E$$

Las variables presentadas en las combinaciones de carga anteriores representan:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

Lr: Carga Viva de techo

S: Carga de Nieve (Granizo)

R: Carga por Lluvia

W: Carga de Viento

E: Carga por Sismo

1.12 Pórticos de hormigón armado en viviendas

1.12.1 Requisitos generales

En esta parte del documento se procederá a realizar los diseños de viviendas de hormigón armado, de acuerdo a las especificaciones de la NEC-SE-VIVIENDA. La cual indica que serán viviendas sismo resistente de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m. Viviendas de 6 metros en altura desde el suelo en cubierta plana y hasta 8 metros a la cumbrera en caso de una cubierta inclinada, hasta el nivel más alto de su cubierta y cuyo uso sea exclusivamente residencial. Además de conjuntos de viviendas adosadas conformando un cuerpo estructural con dimensión máxima en planta de 30 m. La altura de entre piso no debe sobrepasar los 3 m.

1.12.2 Acciones sísmicas de diseño

Para el diseño sismo resistente se basa en la verificación de la resistencia lateral de la estructura (V_{MR}) sea mayor o igual al sismo de diseño (V_{base}). Además se indica que las derivas de piso no es mandatorio.

$$V_{base} \leq V_{MR}$$ [NEC-SE-VIVIENDA, 3.1.1]

Donde:

V_{base}: Demandada por el sismo de diseño

V_{MR}: Resistencia lateral de la estructura

1.12.2.1 Determinación del cortante basal

Se determina el cortante basal con la siguiente expresión

$$V_{base} = Z * C * \frac{W}{R}$$ [NEC-SE-VIVIENDA, 3.1.3]

Donde:

Z: Factor que depende de la posición geográfica del proyecto y su correspondiente zona sísmica definida en la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS.

C: coeficiente de respuesta sísmica ver Tabla 1

W: Peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta total de la estructura (ver NEC-SE-CG). En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica; se debe adoptar de los valores establecidos en la Tabla 2, según el sistema estructural adoptado.

Tabla 1: **Coeficientes de respuesta sísmica**

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.4
Sierra y Oriente	3

Tabla 2: **Sistemas estructurales de vivienda resistentes a cargas sísmicas**

Sistema estructural	Materiales	Coeficiente R	Limitación en altura (Número de pisos)
Pórticos resistentes a momento	Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, reforzado con acero.	3	2(b)
	Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electro-soldada de alta resistencia.	2.5	2

(b): Si los sistemas tienen más de dos pisos y luces mayores a 3.50 m, el diseño estará regido por las NEC-SE-DS, NEC-SE-HM, NEC-SE-AC, NEC-SE-MP.

1.12.3 Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural [NEC-SE-VIVENDA, 3.2]

El objetivo de estos requisitos es garantizar que las viviendas tengan un comportamiento adecuado de manera individual y también en conjunto, de esta manera generar estabilidad y resistencia ante diferentes solicitaciones que se presenten, así por ejemplo cargas gravitacionales, sísmicas, viento o lluvia.

Se debe cumplir con lo siguiente:

a. Los pórticos resistentes a momentos y muros portantes deben estar dispuestos de tal forma que brinden la resistencia necesaria para soportar los efectos sísmicos en dos direcciones principales en planta.

b. En estructuras de más de dos pisos, deberá existir un sistema de muros portantes que obliguen al trabajo conjunto de los pórticos y muros mediante uniones que transmitan la fuerza lateral. Los elementos de amarre para la acción de diafragma deben ubicarse dentro de la cubierta y en los entrepisos.

c. Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada pórtico y muro portante. El sistema de cimentación debe tener una rigidez

apropiada, con el fin de evitar asentamientos diferenciales.

d. Asegurar que las conexiones entre la cimentación, vigas, columnas, muros portantes, entrepiso y cubierta transmitan de forma efectiva las cargas desde la cubierta hasta la cimentación.

1.12.4 Configuración estructural

Para garantizar que el conjunto de sistemas estructurales trabajen de manera efectiva se debe tomar en cuenta ciertos puntos que se los enunciara a continuación:

Continuidad vertical

Si deseamos considerar que pórticos y muros son resistentes a momento, estos deben estar anclados a la cimentación. Cada uno de los sistemas estructurales deben ser continuos entre la cimentación y el muro inmediatamente superior, ya sea este el entrepiso o cubierta.

En casas de dos pisos, los pórticos y muros portantes que continúen a través del entrepiso deben, a su vez, ser continuos hasta la cubierta para poder considerarse estructurales en el segundo nivel. Columnas y muros del segundo piso que no tengan continuidad hasta la cimentación no podrán considerarse como elementos estructurales resistentes a fuerzas horizontales.

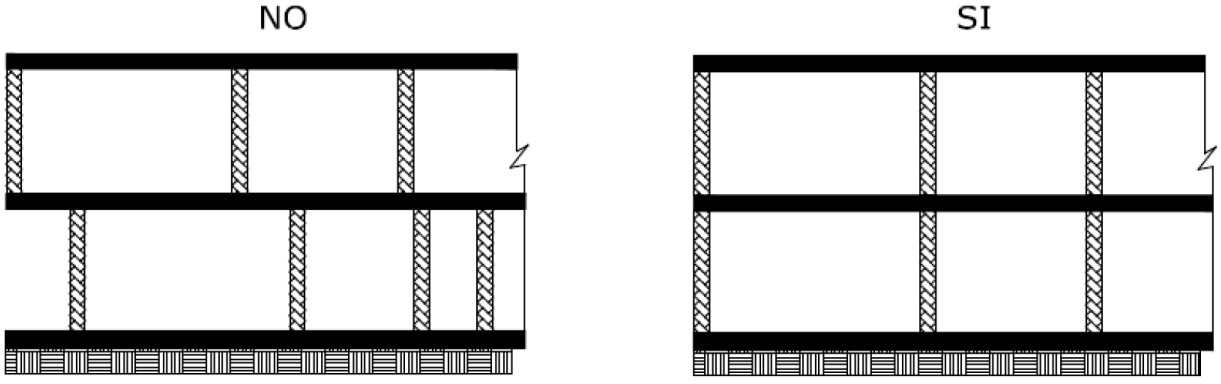


Figura 1: **Continuidad en elevación para edificaciones**

Regularidad en planta

La forma del sistema de piso en planta debe ser tan regular y simétrica como sea posible, prefiriéndose formas rectangulares o cuadrangulares, siempre que la relación largo/ancho no supere el valor de 4 y que ninguna dimensión exceda de 30 metros. Caso contrario deberán utilizarse juntas constructivas, de acuerdo a lo estipulado en la sección NEC-SE-VIVIENDA, 3.6.

Las aberturas de piso no deben exceder el 50% del área total del piso y ninguna de ellas debe superar el 25% del área total de piso.

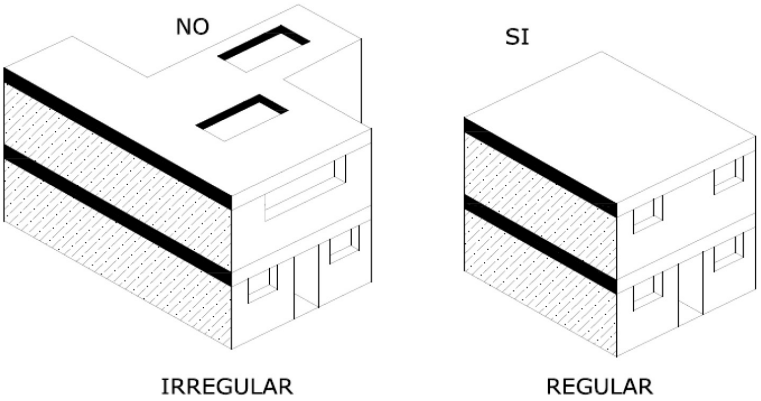


Figura 2: **Planeamineto regular en edificaciones**

Regularidad en elevación

Se debe evitar las irregularidades geométricas en alzado. Cuando la estructura tenga forma irregular en elevación, podrá descomponerse en formas regulares asiladas, cumpliendo con la especificación para juntas sísmicas dada en la sección NEC-SE-VIVIENDA, 3.6.

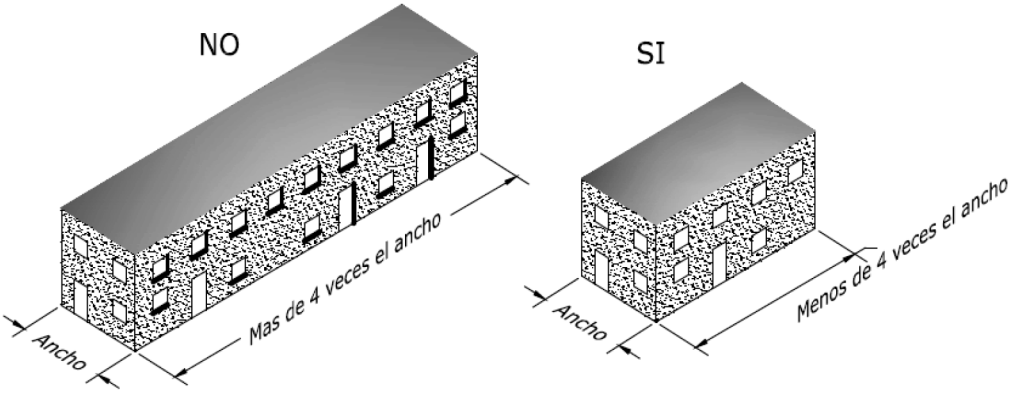


Figura 3: **Relación de aspecto, largo/ancho en edificaciones**

A continuación se presentan unos ejemplos de regularidad en elevación

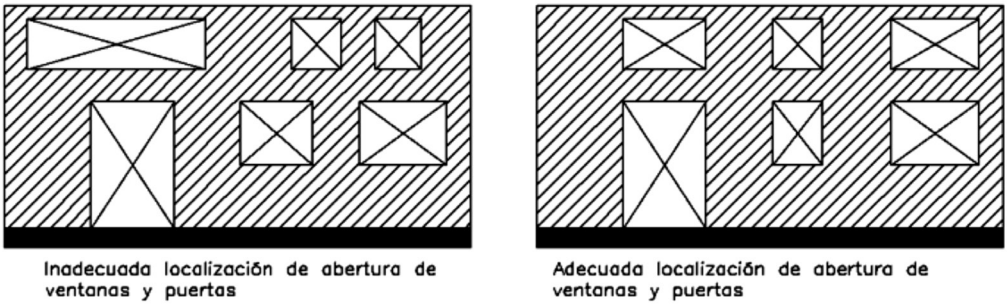


Figura 4: **Localización de aberturas**

1.12.5 Juntas constructivas [NEC-SE-VIVIENDA, 3.6]

Se las usará en los siguientes casos:

a) En planta, la relación de la longitud con respecto al ancho, excede 4:1.

b) Si el terreno tiene pendientes superiores al 30%, la junta debe colocarse de manera que separe cada una de las viviendas sin que hayan muros medianeros entre dos viviendas contiguas.

c) Viviendas construidas independientemente

El espesor mínimo de la junta debe ser 2.5 cm

Las edificaciones separadas por juntas constructivas pueden compartir su cimentación, sin embargo, deben separarse desde el nivel del sobre-cimiento de manera que las estructuras actúen independientemente.

(a) Dimensión mayor excede los 30 m y desnivel superior a 400 mm

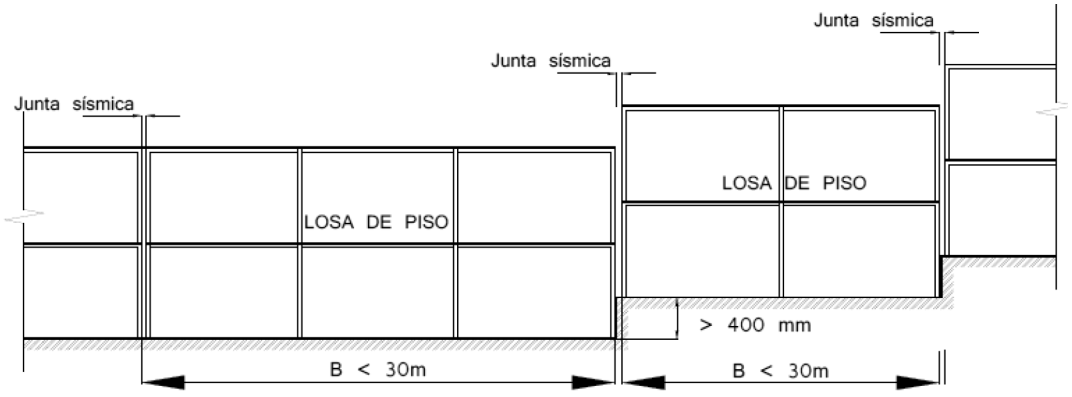


Figura 5: **Elevación (a)**

(b) Cambios significativos en la calidad del suelo

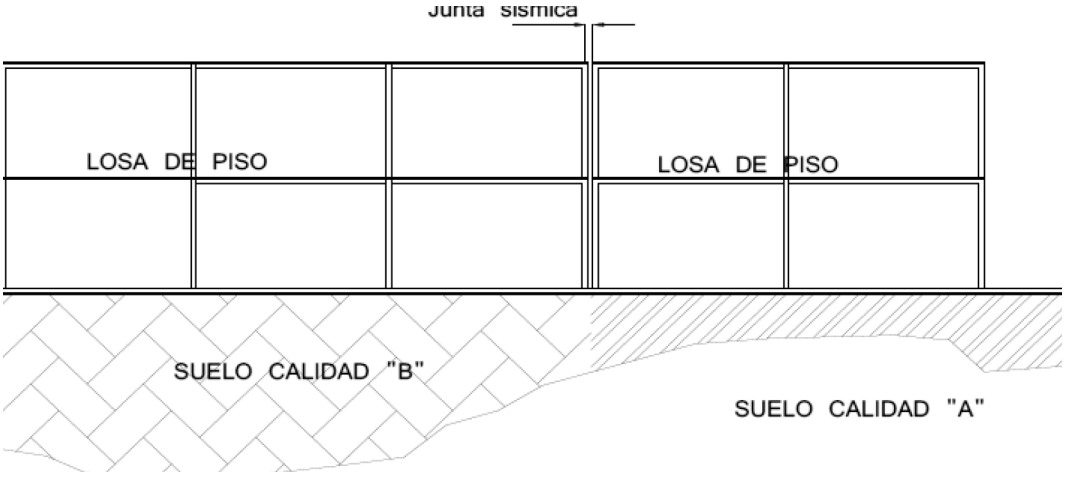


Figura 6: **Elevación (b)**

(c) Diferencia de niveles entre edificaciones contiguas

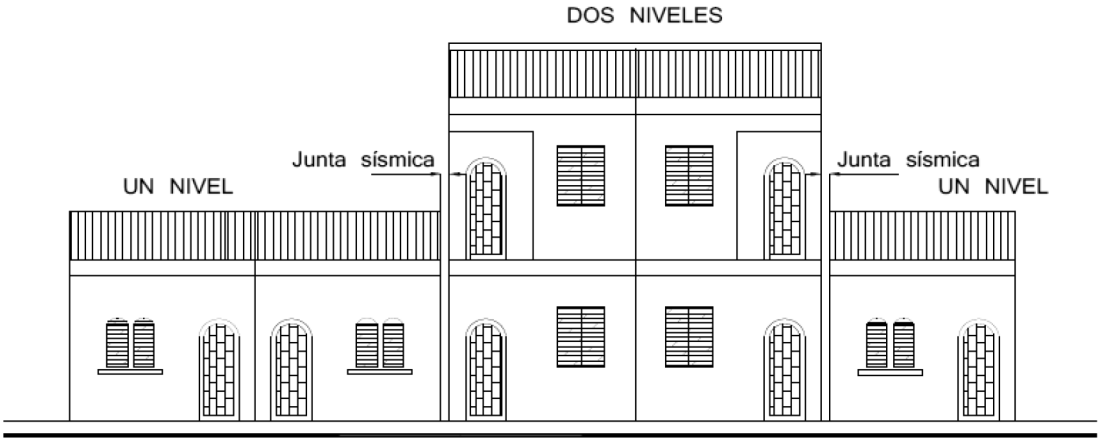


Figura 7: **Elevación (c), Ubicación esquemática de las juntas sísmicas de unidades habitacionales multifamiliares**

En el caso de unidades habitacionales compuestas de varias viviendas, se requiere de juntas constructivas en los siguientes casos:

- Cuando la dimensión mayor de la unidad estructural exceda de 30 m
- Cuando se presente un cambio en el nivel de terraza mayor de 400 mm
- Cuando existan cambios significativos en la calidad del suelo.
- Cuando exista diferencia en el número de niveles de edificaciones contiguas.
- Cuando en dos edificaciones contiguas, los niveles de entrepisos no coincidan.

1.12.6 Pórticos resistentes a momento [NEC-SE-VIVIENDA, 5.1]

Los pórticos de hormigón armado que resisten momentos, transfieren las cargas actuantes a la cimentación a través de vigas y columnas.

Todos los pórticos que se han de diseñar con requerimientos establecidos en la NEC-SE-HM, poseerán la ductilidad necesaria que sustente la aplicación del factor de reducción de fuerzas especificado en la NEC-SE-DS

R= 6 para pórticos con vigas descolgadas

R= 5 para pórticos con vigas banda

Si las dimensiones de vigas y columnas de un pórtico son menores que las mínimas especificadas en la NEC-SE-HM, pueden usarse para viviendas de hasta 2 pisos, siempre que cumplan un diseño estructural donde las fuerzas sísmicas hayan sido calculadas con el coeficiente de reducción R indicado anteriormente en la Tabla 2.

1.12.6.1 Pórticos de hormigón armado con secciones de dimensión menor a las especificadas en la NEC-SE-HM.

En este sistema estructural se limita a viviendas de dos pisos en terreno plano, sin posibilidad de ampliación en elevación.

En estructuras con elevaciones como se muestra en la Figura 8, el número de pisos se contará desde la parte más baja del terreno.

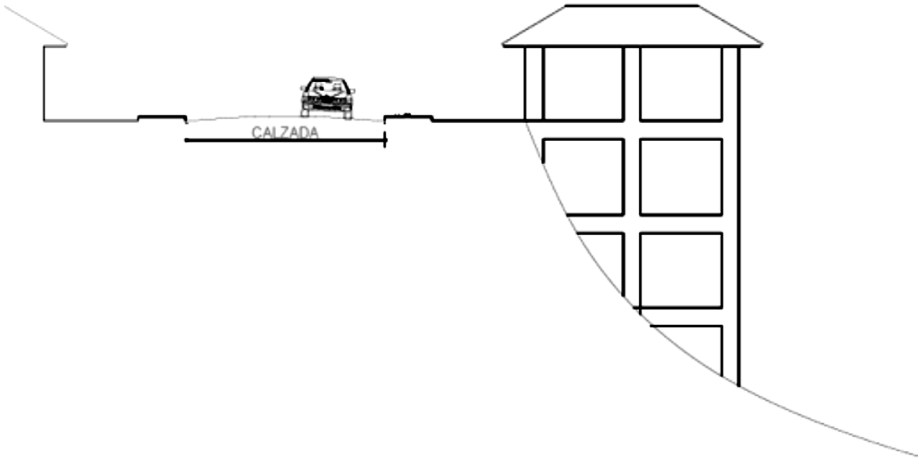


Figura 8: **Sistema estructural que requiere de análisis de torsión.**

En el caso de que el terreno no sea plano, se debe considerar efectos de torsión generados por la configuración irregular. Debido a esto se debe realizar el diseño con especificaciones de la NEC-SE-DS y los que correspondan a hormigón y acero de la norma NEC-SE-VIVIENDA.

La mampostería cumple la función de divisora de espacios y de seguridad, por lo que se podrán usar unidades de mampostería de al menos 7 cm de espesor. Se debe tomar las medidas necesarias para evitar que la mampostería afecte el desempeño del pórtico por la creación de irregularidades como columna corta y piso débil.

También se podrán usar muros de mampostería armada o confinada, además de elementos de acero en cubiertas que no formen parte del sistema sismo-resistente.

Tabla 3: **Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.**

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía longitudinal mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado transversal mínimo (estribos)
1	**Columnas**	4.0	2.50	20x20 (a)	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 cm en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	**Columnas**	4.0	2.50	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 cm en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

(a) La orientación en planta de las columnas será 40% mínimo en cada dirección ortogonal.
(b) La dimensión se refiere a vigas banda.

La longitud de desarrollo de los aceros de refuerzo y los diámetros mínimos de doblez estarán regidos por los requisitos del ACI 2014 capítulo 25.

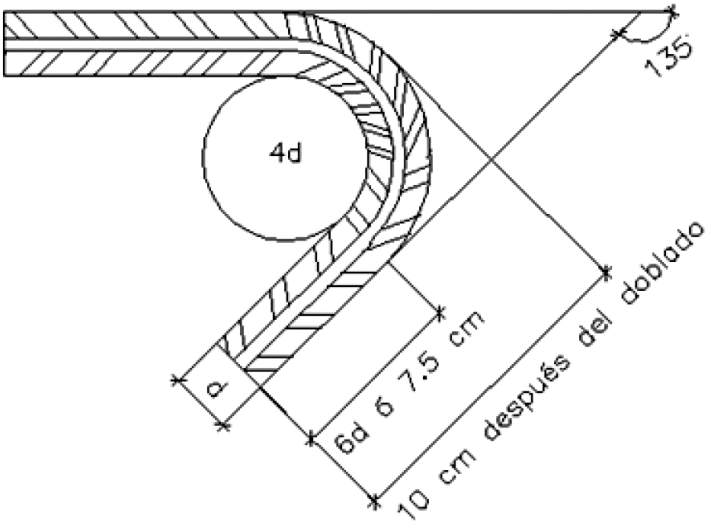


Figura 9: **Geometría del gancho longitud de doblado de estribos de 8 mm**

En la siguiente tabla se señalan las secciones mínimas admitidas para este tipo de pórticos, según el elemento (viga o columna) y el número de pisos. Se debe asegurar la continuidad vertical de las columnas. La cuantía de refuerzo se calculará mediante un análisis estructural considerando las acciones gravitacionales y sísmicas.

Tabla 4: **Dimensiones y refuerzos mínimos de la cimentación corrida**

Cimentación corrida	**Un piso**	**Dos pisos**	**Resistencia mínima**	
			Acero de refuerzo	**Hormigón**
			fy (Mpa)	**f'c (Mpa)**
Ancho	250 mm	300 mm	*420 (barra corrugada)	18
Altura	200 mm	300 mm		
Acero longitudinal	4 φ 10* mm	4 φ 12* mm		
Estribos	φ 8* mm @ 200 mm	φ 8* mm @ 200 mm		
Acero para anclaje de muros	10* mm	10* mm		

*Si se emplea acero de refuerzo de fluencia especificado mayor a 420 Mpa (4200 kg/cm^2) las cuantías de acero calculado se podrán reducir multiplicándolas por 420/fy, en Mpa (4200/fy, en kg/cm^2)

1.13 Ejemplo de diseño de viviendas basadas en pórticos de hormigón armado.

1.13.1 Antecedentes:

Se diseñará una edificación destinada a vivienda de dos pisos, la última losa se propone para cubierta inaccesible. La edificación consta de tres vanos de 3.00 metros en ambas direcciones y una altura de entrepiso de 2.50 metros.

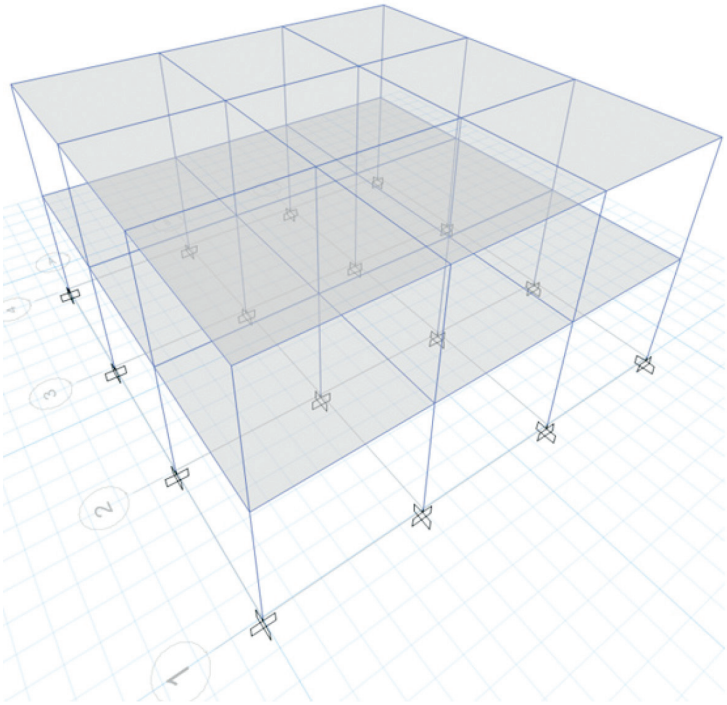


Figura 10: **Vista en 3D del edificio**

1.13.2 Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales que se emplearán en la estructura son los siguientes: resistencia del hormigón f'c= 20.60 Mpa = 210 kg/cm², la fluencia del acero fy= 412.02 MPa. = 4200 kg/m²

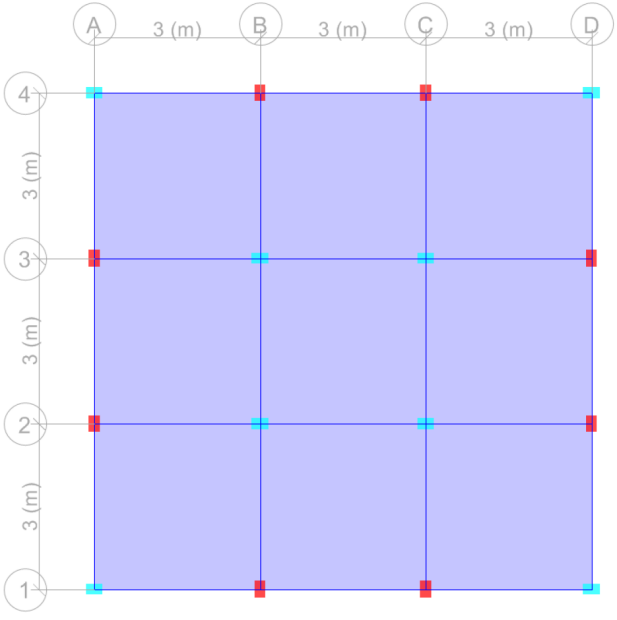


Figura 11: **Vista en planta del edificio**

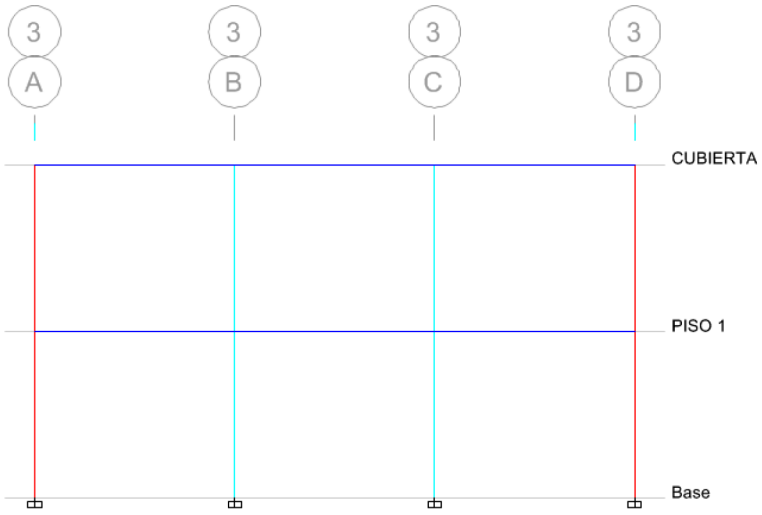


Figura 12: **Vista en elevación del edificio**

1.13.3 Dimensión de elementos

El edificio dispone de columnas de 25 x 30 centímetros, y vigas de 20 x 30 centímetros en todos los pisos.

1.13.4 Cargas

Las cargas se han definido de acuerdo a lo que indica la NEC-SE-CG:

Entrepiso

(CM) = 0.70 t/m^2 (6.87 kN/m^2) y carga viva (CV) = 0.20 t/m^2 ≅ (2.00 kN/m^2)

Cubierta

(CM) = 0.50 t/m^2 (4.91 kN/m^2) y carga viva (CV) = 0.10 t/m^2 ≅ (1.00 kN/m^2)

1.13.4.1 Combinaciones de carga

Tabla 5: **Combinación de cargas fuente: NEC**

Combinación 1
1.4 D
Combinación 2
1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx.[Lr ;S ;R]
Combinación 3*
1.2 D + 1.6 max[Lr; S; R] + max[L; 0.5W]
Combinación 4*
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr; S; R]
Combinación 5*
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6
0.9 D + 1.0 W
Combinación 7
0.9 D + 1.0 E

*Para las combinaciones 3, 4 y 5; L= 0.5 kN/M^2 si LO>=4.8 kN/m^2

1.13.5 Determinación del cortante basal

Se determina el cortante basal con la siguiente expresión

$$V_{base} = Z * C * \frac{W}{R} \qquad \text{[NEC-SE-VIVIENDA, 3.1.3]}$$

Se considera que la vivienda se localizará en la ciudad de Quito, por lo que se tendrá un factor

Z: factor de zona para la ciudad de Quito

Z= 0.40

C: coeficiente de respuesta sísmica para la Sierra

C=3.00

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural para hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, con armadura electro-soldada de alta resistencia.

R=3

W: Peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta total de la estructura

$$V_{base} = 0.40 * 3.00 * \frac{W}{3.00}$$

$$V_{base} = 0.40 * W$$

Se considerará como acción sísmica fuerzas laterales con una magnitud igual al cuarenta por ciento del peso de la edificación.

Se recalca que solo se ha utilizado como peso reactivo la carga muerta total sin incluir porcentaje de carga viva para estar de acuerdo a la norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente)

1.13.6 Diseño a flexión en hormigón armado

Se detalla el procedimiento a usarse para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado. Y el desarrollo matemático para determinar la ecuación que permitirá calcular el acero de refuerzo requerido.

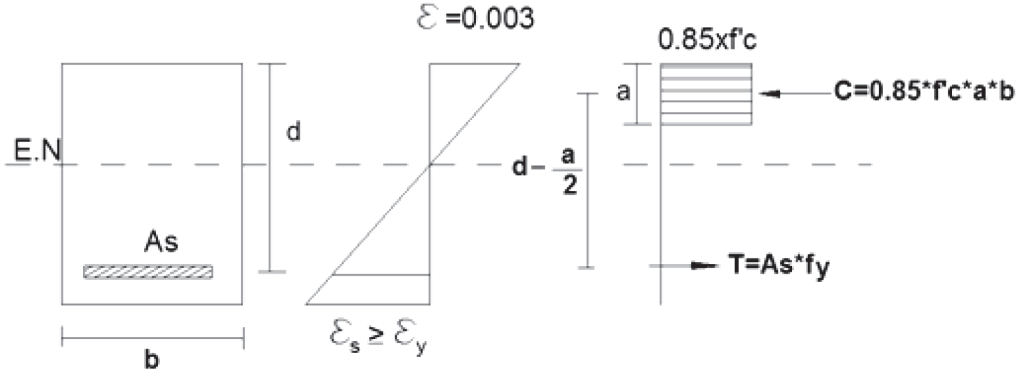


Figura 13: **esfuerzos y deformaciones en viga**

Mediante equilibrio se obtiene:

$$C = T$$

$$0.85 * f'c * b * a = As * fy$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$Mu = \phi Mn$$

$$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = As * fy\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = \phi * As * fy\left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad (1)$$

Ahora se reemplaza el valor de “a” en la ecuación (1), se obtiene:

$$Mu = \phi * As * fy \left(d - \frac{\frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}}{2} \right)$$

$$As = \frac{0.85 * f`c * b * d}{fy} \pm \sqrt{\left(\frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} \right)^2 - \left(\frac{1.70 * f'c * b * Mu}{\phi * fy^2} \right)}$$

Matemáticamente se obtienen dos soluciones, pero solamente aquella que tiene el radical negativo satisface el modelo físico. Por lo tanto la fórmula es:

$$As = \frac{0.85 * f`c * b * d}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} \right)^2 - \left(\frac{1.70 * f'c * b * Mu}{\phi * fy^2} \right)}$$

Se puede hacer la siguiente consideración:

$$k = \frac{0.85 * f`c * b * d}{fy}$$

$$As = k - \sqrt{k^2 - \frac{2 * (0.85 * f'c * b * Mu)}{\phi * fy^2}}$$

$$As = k - \sqrt{k^2 - \frac{2 * k * Mu}{\phi * fy * d}}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

La ecuación obtenida permite calcular el acero de refuerzo longitudinal necesario en la sección transversal de la viga. Mediante una herramienta computacional de análisis estructural, se obtienen resultados del área acero necesario para los diferentes elementos del edificio. A continuación se realiza la comprobación manual.

1.13.6.1 Diseño a flexión de viga

Para este caso se determina la cantidad de acero necesario para las vigas del pórtico eje 1, mediante un programa de análisis estructural, el cual indica la cantidad de acero de refuerzo necesario en la parte superior e inferior del elemento:

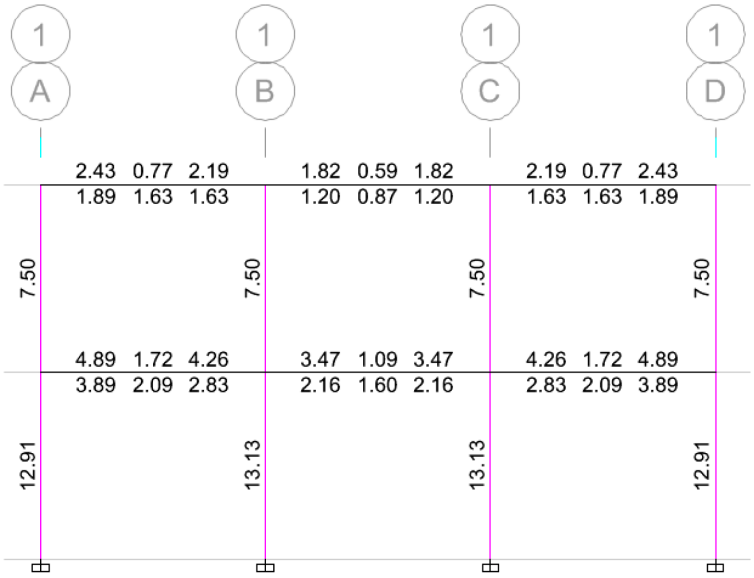
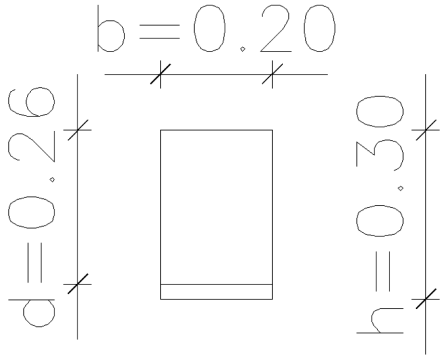


Figura 14: **Acero en vigas y columnas eje 3**

Tal como se observa en el primer piso se tiene la mayor cantidad de acero entre los ejes A y B. A partir de esto se procederá a realizar el diseño manual para comparar con los resultados que el programa calcula.

Datos:

Dimensiones de la viga



b = base de la viga (m)

d= altura efectiva (m)

h= peralte de la viga (m)

nota: la altura efectiva se la obtiene de la diferencia del peralte de viga y del recubrimiento de hormigón que usualmente es de 4 cm

Se obtiene los momentos máximos de la viga para poder hallar la cantidad de acero de refuerzo.

Tabla 6: **Momentos y cuantías de acero en la viga**

Momento de Diseño y refuerzo a flexión						
	Momento de Diseño - (ton-m).	**Momento de Diseño + (ton-m).**	**Refuerzo, momento + (cm2)**	**Refuerzo momento - (cm2)**	**Refuerzo mínimo (cm2)**	**Refuerzo requerido (cm2)**
Superior (+2 ejes)	-4.2745		4.89	0	1.74	4.89
Inferior (-2 ejes)		2.1372	0	2.29	1.74	2.29

Se utiliza la fórmula para el acero

$$As = k\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}}\right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

Mu, estará en N.m es decir

Mu= 4.2745 t.m = 41932.85 N.m

$f'c$ y $f'y$, estarán en MPa y en la ecuación se los ingresará como:

$f'c$ = 20.60 * 10^6 [N/m^2]

$f'y$ = 412.08 *10^6 [N/m^2]

ϕ = 0.9 [NEC-SE-HM, 3.3.4]

El resultado As estará en m^2

Reemplazando

$$k = \frac{0.85 * 20.60 * 10^6[N/m^2] * 0.20[m] * 0.26[m]}{412.08 * 10^6[N/m^2]}$$

$$k = 2.21 * 10^{-3}\ m^2$$

$$As = 2.21 * 10^{-3}m^2\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 41932.85\ [N.m]}{0.9 * 2.21 * 10^{-3}m^2 * 0.26[m] * 412.08 * 10^6[N/m^2]}}\right)$$

$$As = 0.0004889\ m^2$$

$$As = 4.89\ cm^2$$

La cuantía de acero es:

$$\rho = {}^{As}/_{b * d}$$

$$\rho = {}^{4.89cm^2}/_{20cm * 26cm} \qquad \rho = 0.0094$$

1.13.6.2 Comprobación de requerimientos del acero

Para el valor de acero mínimo longitudinal requerido para flexión se encuentra en la norma NEC-SE-HM, 4.2.5

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

Se escoge el mayor de entre los dos.

Para este caso será:

$$As_{min} = \frac{1.4}{412.08} * 0.20m * 0.26m$$

$$As_{min} = 1.77 * 10^{-4}\ m^2$$

$$As_{min} = 1.77\ cm^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{20.60}}{4 * 412.08} * 0.20m * 0.26m$$

$$As_{min} = 1.43 * 10^{-4}\ m^2$$

$$As_{min} = 1.43\ cm^2$$

Se escoge el primer valor $As_{mín} = 1.77\ cm^2$

$As > A_{mín}$

4.89> 1.77 cumple

Si el As calculado fuera menor que el valor del As mínimo, se procederá a utilizar:

$$As = \frac{4}{3} As_{calculado}$$

Se procede a calcular la cuantía máxima permisible para zonas sísmicas y se compara con la cuantía determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

$\beta 1 = 0.85$ NEC − SE − HM, 4.1
ACI 22.2.2.4.3

Reemplazando:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{20.60[MPa]}{412.08[MPa]} * \frac{0.003}{\frac{412.08[MPa]}{200055{,}66[MPa]} + 0.003}$$

$Es = 200055{,}66\ MPa$

$$\rho_b = 0.0214$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0214 = 0.0107$$

$\rho < \rho_{max}$ 0.0094 < 0.0107 cumple

En el caso de que la cuantía máxima sea superada se deberá aumentar las dimensiones de la viga.

Cuantía de acero mínimo por temperatura (no aplica para vigas).

$$\rho_{temp}=0.0018 \qquad [\text{ACI } 24.4.3.2]$$

$$As_{temp}=0.0018 * 20[\text{cm}] * 26[\text{cm}]$$

$$As_{temp}=0.93\text{cm}^2$$

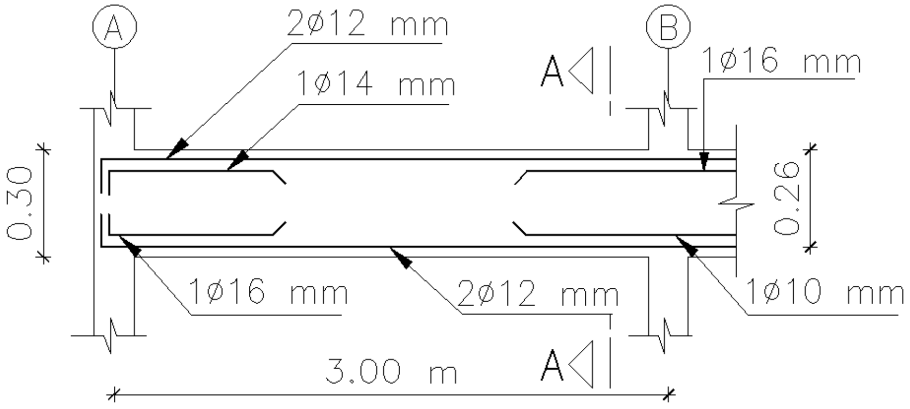


Figura 15: **Armadura longitudinal en vigas eje 1**

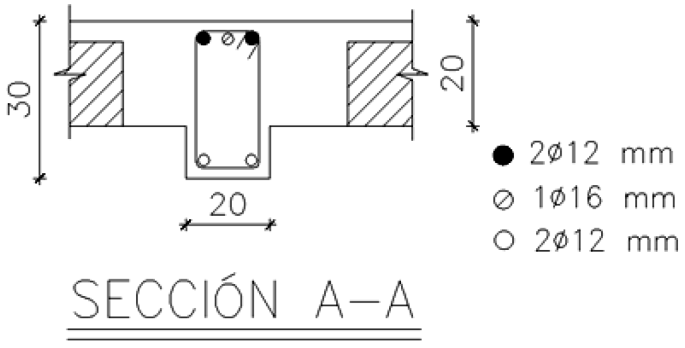


Figura 16: **Corte transversal de viga eje 1**

1.13.6.3 Diseño a corte de la viga

Usualmente se determina el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{fy * d}$$

Para el diseño de corte se debe tomar en cuenta ciertas consideraciones que estipula la NEC 15. Para el ejemplo usado se usarán los siguientes datos.

Φ Estribo: 8 mm

Φ Varilla longitudinal: 16 mm

Espaciamiento, "s", de los estribos requeridos por la norma ACI 18.4.2.4, indicando:

- El primer estribo no debe estar a más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$s = \frac{d}{4} \qquad \frac{26cm}{4} = 6.50\ cm$$

$$s = 8 * \Phi \text{ Varilla longitudinal} \qquad 8 * 1.6\ cm = 12.80\ cm$$

$$s = 24 * \phi\ Estribo \qquad 24 * 0.80 \text{ cm} = 19.20 \text{ cm}$$

$$s = 300\ mm \qquad 30\ cm$$

Para la viga en estudio se toma un espaciamiento de 6.50 cm

Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de corte hiperestáticas. Este corte se obtiene de la siguiente manera.

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right)$$

Donde:

$M_{i-} + M_{j-}$: Momentos resistentes negativos inicial y final

$M_{i+} + M_{j+}$: Momentos resistentes positivos inicial y final

V_p: Corte probable.

L: luz libre de la viga

Por lo tanto $V_u = V_u\, hiperestático + V_u\ isostático$

$Si\ V_p \geq 0.50\ V_u \qquad entonces \qquad V_c = 0$

Para hallar los valores de los momentos en los extremos de vigas se usa la siguiente expresión:

$$M_u = A_s * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \qquad siendo \quad \alpha = 1.25$$

$$M_p = 1.25 * A_s * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) / 1.02 * 10^6$$

$$a = \frac{A_s * \propto * fy}{0.85 * f'c * b}$$

De esta manera se obtiene los siguientes resultados.

As (cm^2)	4.89	4.26
	3.89	2.83
a (cm)	7.19	6.26
	5.72	4.16

Estos valores de acero son los obtenidos por diseño a flexión

$$a = \frac{4.89cm^2 * 1.25 * 412.08Mpa}{0.85 * 20.60MPa * 20cm} = 7.19cm$$

Cálculo de momento (Mp)

Mp (t.m)	5.75	5.11
	4.73	3.55

$$M_p = 1.25 * 4.89 * 10^{-4}m^2 * 412.08MPa * 10^6 * \left(0.26m - \frac{0.0719m}{2}\right) * 1.02 * 10^{-4}$$

$$M_p = 5.75\ t.m$$

Cálculo corte hiperestático (Vp)

$$V_p = \left(\frac{5.75\ t.m + 3.55\ t.m}{2.725\ m}; \frac{5.11\ t.m + 4.73\ t.m}{2.725\ m}\right) \qquad se\ escoge\ el\ mayor\ de\ los\ dos$$

$$V_p = (3.41\ t\ ;\ \ 3.61\ t)$$

$$V_p = 3.61\ t$$

Para el valor del cortante por fuerzas gravitacionales se toma en cuenta el 100% de las cargas muertas y vivas sin mayorar, para el caso del ejemplo se ha obtenido un Va= 1.270 t, este valor se obtiene de los diagramas de corte que proporciona el programa de análisis estructural, siendo estos Vmuerta = 0.614 t, Vpermanente= 0.419 t, Vviva=0.237 t.

De esta manera se tiene Va= 0.614+0419+0238= 1.270 t

Vu= Va + Vp

Vu = 1.27 + 3.61 t = 4.88 t

Comprobando

$$V_p \geq 0.50\ V_u$$

$$3.28\ t \geq 0.50 * 4.88\ \text{t}$$

$$3.28\ t \geq 2.44\ t \qquad entonces \quad Vc = 0$$

Finalmente calculamos el As con todos los datos obtenidos

$$A_v = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{fy * d}$$

$$A_v = \frac{\frac{47872.8\ N}{0.75} - 0}{412.08\ N/m^2 * 10^6 * 0.26m}$$

$$A_v = 6.00 * 10^{-4}\ m^2$$

$$A_v = 6.00\ cm^2 \qquad \frac{Av}{s} = 6.00\ cm^2/m$$

Valores similares a los obtenidos en el programa de análisis estructural.

Por capacidad se requiere 1 estribo de 8 mm espaciado cada 15 centímetros, pero manda el espaciamiento mínimo indicado en la NEC de: "d/4" = 6.50 cm^2.

Para realizar la comparación se presenta una figura que reporta el programa de análisis estructural, como resumen del diseño a corte, se observa que los valores intermedios son iguales a los calculados a mano.

Tabla 7: **Diseño automático realizado en el programa de análisis estructural**

Diseño de Cortante/Torsión por Vu2 y Tu

Refuerzo A_{vs} (cm2/m)	**Refuerzo A_t/S (cm2/m)**	**Refuerzo A_l (cm2/m)**	**Diseño V_{u2} (ton.)**	**Diseño T_u (ton-m.)**	**Diseño M_{u3} (ton-m.)**	**Diseño P_u (ton.)**
6.01	0	0	4.9255	0.0135	-4.2745	0

Fuerzas de Diseño

Factorizado V_{u2} (ton.)	**Factorizado M_{u3} (ton-m.)**	**Diseño V_{u2} (ton.)**	**Capacidad V_p (ton.)**	**Gravedad V_g (ton.)**
3.8281	-4.2745	4.9255	3.6103	1.3153

Momento de Capacidad

	Long. Refuerzo A_s (Inferior) cm2	**Long. Refuerzo A_s (Superiror) cm2**	**Momento por capacidad M_{pos} ton-m**	**Momento por capacidad M_{neg} ton-m**
Izquierda	3.89	4.89	4.7288	5.7521
Derecha	2.83	4.26	3.5513	5.1092

Se procede a revisar que se cumpla el acero mínimo

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{210kg/cm^2} * \frac{20cm * 6.50cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{20cm * 6.50cm}{4200kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.028 \geq 0.0108$$

$$(0.1025; 0.0902; 0.010549) \geq 0.0829 \qquad cumple$$

El espaciamiento máximo de los estribos utilizados para soportar al corte no debe exceder de 1.5 h o 1.2 metros, la que sea menor. [ACI 2014 R9.6.3.1].

En este caso el máximo espaciamiento será de: 1.50*30 cm = 45 centímetros

Mu (-)	41918.12 Nm	12076.67 Nm	37062.01 Nm	30815.13 Nm	7703.78 Nm
Mu (+)	34215.23 Nm	19199.06 Nm	25510.61 Nm	19757.25 Nm	11227.51 Nm

As (-)	4.89 cm^2	1.72 cm^2	4.26 cm^2	3.47 cm^2	1.09 cm^2
As (+)	3.89 cm^2	2.09 cm^2	2.83 cm^2	2.16 cm^2	1.60 cm^2

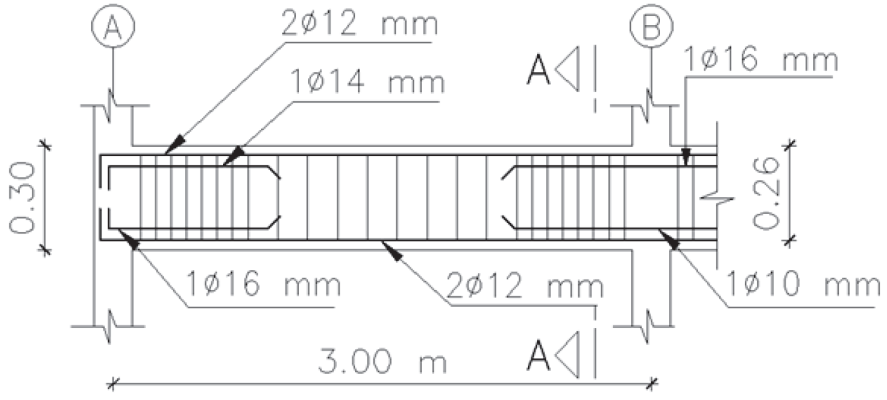


Figura 17: **Armadura longitudinal y transversal en vigas eje 1**

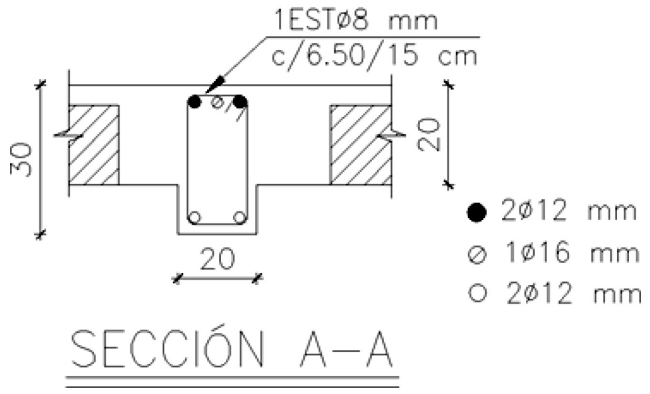


Figura 18: **Corte transversal de viga eje 1, incluye estribos**

1.13.7 Diseño de cimentaciones

Se diseña la cimentación aislada cuadrada que soporta la columna B3. Las cargas se obtienen del resultado del análisis estructural (programa), que en este caso son las reacciones.

Cargas

Pcm= 7.41 t Mycm= 0.165 t.m

Pcv= 1.33 t Mycv= 0.0459 t.m

Capacidad del suelo

qa= 12.50 t/m^2 = 0.1226 Mpa

q psuelo = 1.00 m * 1.80 t/m^3 =1.80 t/m^2

q peso zapata = 0.30 m * 2.40 t/m^3 = 0.72 t/m^2

qneta = 12.50-1.80-0.72= 9.98 t/m^2 = 0.0979 Mpa

Columna

25 x 30 centímetros

Área de cimentación

Por el tipo de edificación se utilizará solamente carga vertical, y se desprecian los momentos por la pequeña magnitud de los mismos.

$$A = \frac{P\ servicio\ vertical)}{qa}$$

$$A = \frac{(85.7394\ kN)}{0.0979 * 10^3\ {}^{kN}/_{m^2}} = 0.876\ m^2$$

Dimensión de la zapata

$$B = L \ ; \ A = \sqrt{0.876\, m^2} = 0.936 \text{ m}$$

Se adopta B= 0.95 m

Revisión de esfuerzos

Carga vertical

Por tratarse de carga vertical solamente, se tendrá una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo.

$$q_{s1,2} = \frac{P}{A}$$

$$q_{s1,2} = \frac{85.7394\ kN}{(0.95\ m)^2} 10^{-3} \frac{MN}{KN}$$

$$q_{s1,2} = 0.095\ MPa < \ qn = 0.0979\ MPa$$

El esfuerzo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

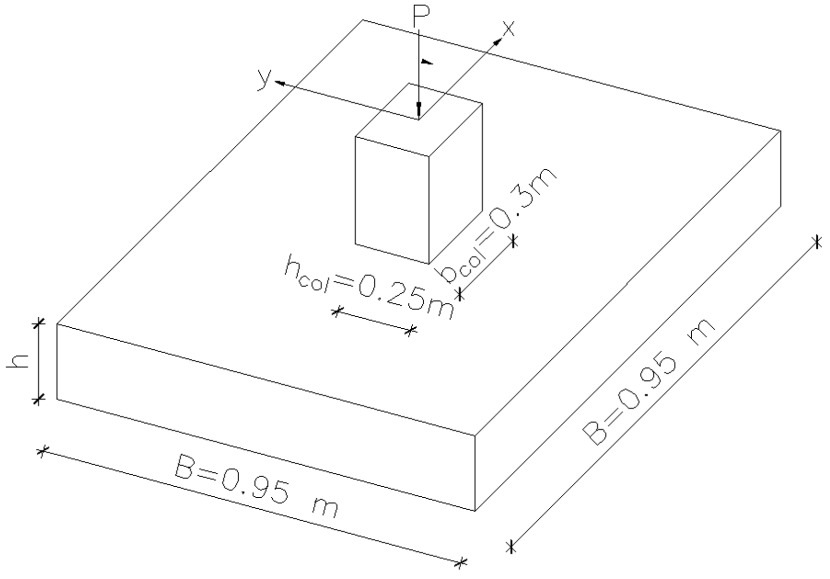


Figura 19: **Esquema de zapata cuadrada**

Cargas últimas.

Pcm= 7.41 t = 72.692 kN

Pcv= 1.33 t = 13.047 kN

Aquí se presenta una tabla de resultados donde indica las combinaciones de carga.

Tabla 8: **Combinaciones de cargas últimas**

	Pu (t)	Pu (kN)
Comb1	11.02	108.11

Esfuerzos últimos

Carga vertical

$$q_{su1,2} = \frac{P}{A}$$

$$q_{su1,2} = \frac{108.11\ kN}{(0.95\ m)^2}$$

$$q_{su1,2} = 0.1198\ MPa$$

1.13.7.1 Corte unidireccional

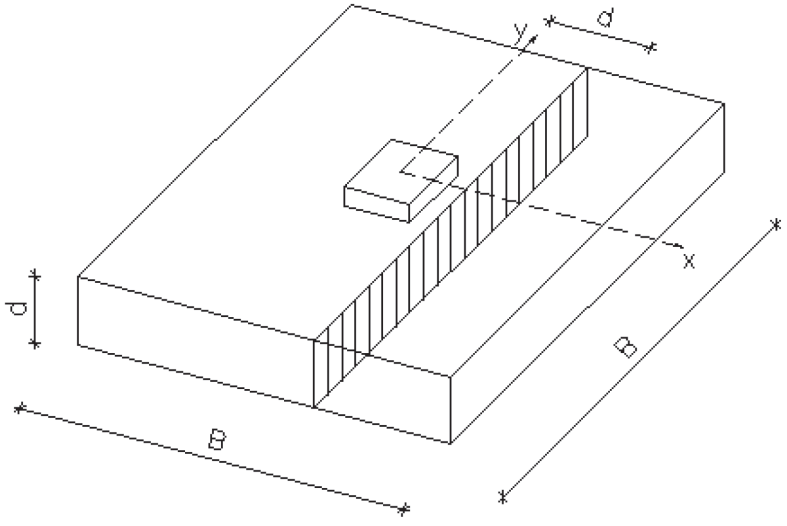


Figura 20: **Sección crítica para corte unidireccional**

Se considera una sección crítica para corte que se ubica a una distancia d, desde la cara de la columna. Y debe cumplir la siguiente condición:

$$v_{cu} \geq v_{uu}$$

V_{cu}: Esfuerzo unidireccional que resiste el hormigón

V_{uu}: Esfuerzo unidireccional último

$$v_{cu} = 0.17\sqrt{20.60} = 0.772\ MPa$$

$$v_{uu} = \frac{Vuu}{\emptyset . A_u} \qquad (*)$$

V_{uu}: Fuerza resultante de los esfuerzos en la zona exterior a la sección crítica.

A_u: Área crítica para corte unidireccional.

Distancia medida desde la cara de la columna al borde exterior de la zapata

$$\frac{0.95}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.35\ m$$

Distribución de esfuerzos: condiciones últimas

Caso 1

Carga vertical

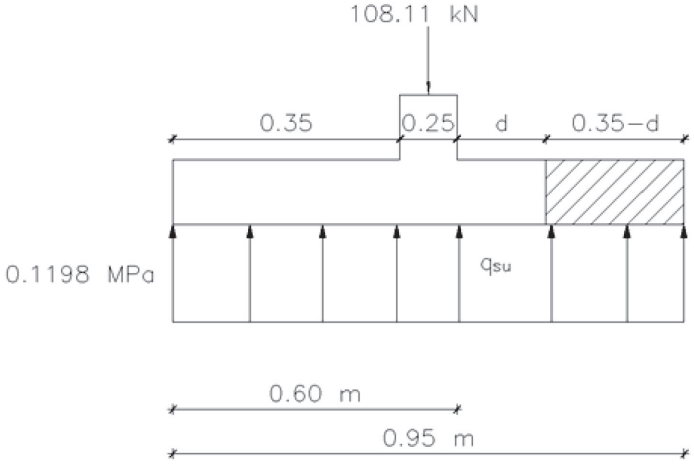


Figura 21: **Diagrama de esfuerzos para corte unidireccional, carga vertical**

Ahora se procede a hallar Vuu

V_{uu} = $(0.1198)(0.35 - \mathrm{d}) * 0.95$

V_{uu} = $0.0398 - 0.1138\mathrm{d}$

Reemplazando en la ecuación (*)

$$0.772 = \frac{0.0398 - 0.138\ \mathrm{d}}{0.75 * 0.95 * d}$$

$$0.55d = 0.0398 - 0.138d$$

$$0.688d - 0.0398 = 0$$

d = 0.058 m

1.13.7.2 Corte bidireccional

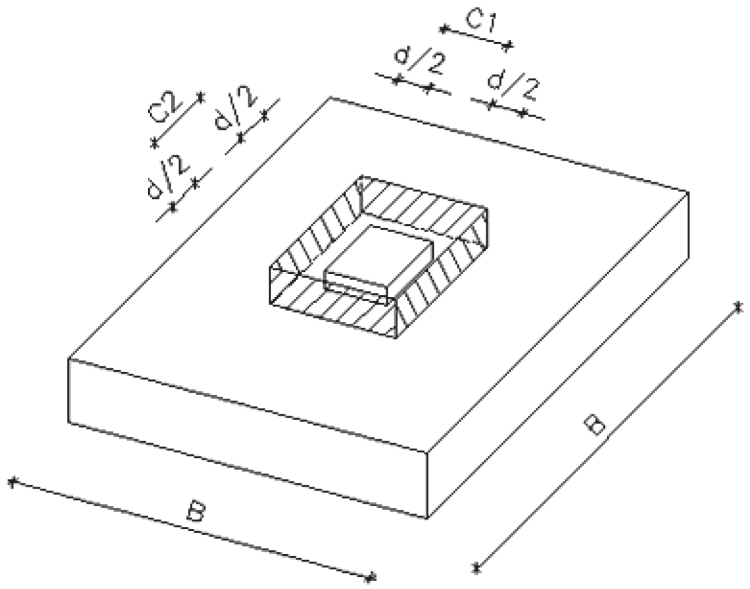


Figura 22: **Sección crítica para corte bidireccional**

El esfuerzo de corte bidireccional se calcula dependiendo del tipo de columna, sea esta cuadrada o rectangular.

$$v_{cb} \geq v_{ub}$$

En caso de columnas rectangulares, se escoge como V_{cb} el esfuerzo de corte bidireccional crítico (el menor valor) de las siguientes expresiones ACI 22.6.5.2

1. $0.33\lambda\sqrt{f'c}$
2. $0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$

   $$\beta = \frac{lado\ largo\ de\ la\ columna}{lado\ corto\ de\ la\ columna}$$

3. $0.083\left(2+\frac{\alpha_s * d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c}$

   bo: perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas

   Columna interior $\alpha_s = 0.40$

   Columna de borde $\alpha_s = 0.30$

   Columna de esquina $\alpha_s = 0.20$

   λ: valor de 1 para hormigón normal

Para la expresión de corte bidireccional (3), se debe utilizar el peralte (d) de la zapata calculado por corte unidireccional. En el caso de columnas cuadradas se limita al uso de la primera ecuación.

Usar el valor de la ecuación (1) no es conservador cuando la relación β de las longitudes largo y corto de una columna rectangular es mayor que 2.0. [ACI 2014 R22.6.5.2]

1.13.7.3 Corte bidireccional alternativa uno

Distribución de esfuerzos: condiciones últimas

Carga vertical

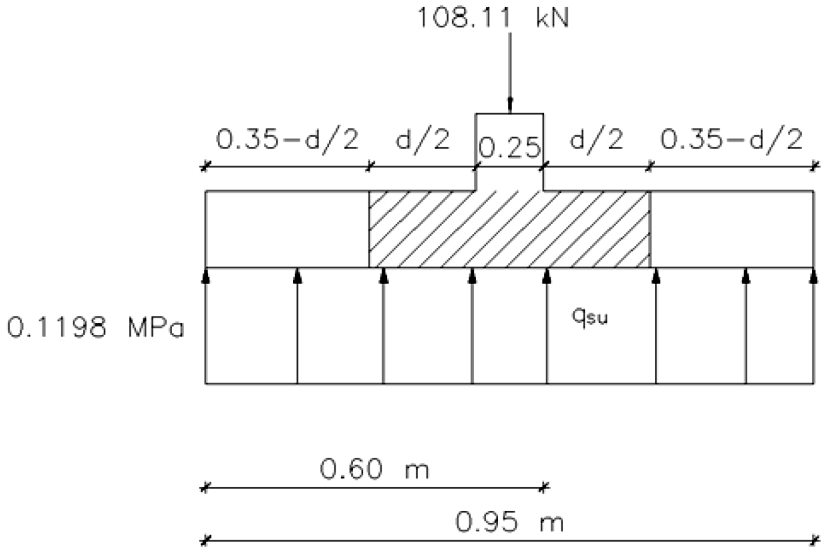


Figura 23: **Sección crítica para corte bidireccional, carga vertical**

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{Vub}{\emptyset . A_b}$$

$$Vub = 108.11kN - 0.1198\frac{kN}{m^2} * (d + 0.25) * (d + 0.30) * 10^3$$

$$v_{ub} = 0.33\sqrt{20.60} = 1.50MPa$$

Reemplazando en la ecuación

$$1.50 * 10^3 KN/m^2 = \frac{108.11kN - 0.1198\frac{kN}{m^2} * (d + 0.25) * (d + 0.30) * 10^3}{0.75 * 2 * (0.25m + d + 0.30m + d)d}$$

$$d = 0.062\ m$$

$$h = 0.062\ m + 0.75\ m = 0.137\ m$$

Para el cálculo de H se ha tomado en cuenta el recubrimiento mínimo de la cimentación que señala el código ACI 20.6.1.3.1, siendo de 7.5 cm

Pero adicionalmente se debe tomar en consideración que: se debe tener una altura mínima sobre las varilla de 15 centímetros, más 7.50 centímetros de recubrimiento, por lo tanto:

$h = 0.15\ m + 0.0752\ m = 0.225\ m$

$se\ usará\ h = 0.25\ m$

1.13.7.4 Diseño acero de refuerzo

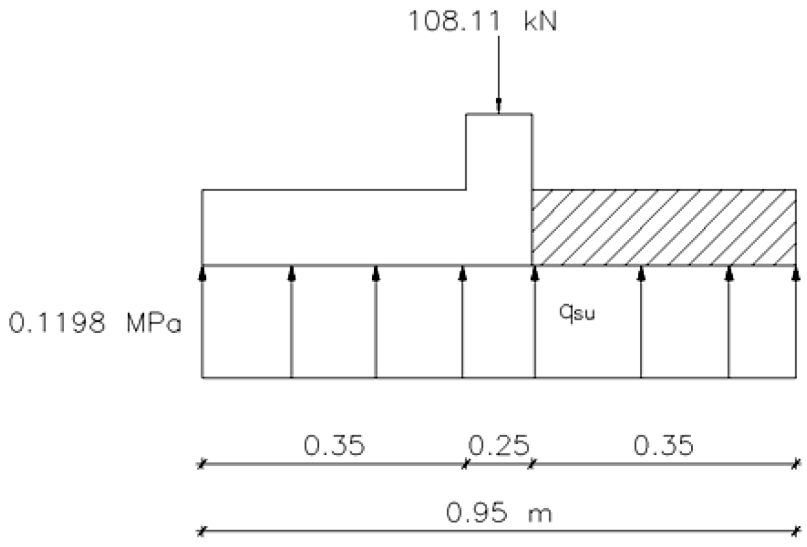


Figura 24: **Diagrama de esfuerzos últimos para cálculo de momentos**

$$M_u = \frac{0.1198\ \frac{kN}{m^2} * (0.35m)^2 * 10^3}{2}$$

$$M_u = 7.34\ \text{kN.m}$$

<u>Acero de refuerzo</u>

Acero mínimo

Amín = 0.0018 b*h ACI 8.6.1.1

b: Ancho de la zapata

h: Altura o espesor de la zapata

El acero mínimo calculado por metro de zapata es:

Amín= 0.0018*100 cm*25 cm

Amín= 4.50 cm^2/m

Acero requerido

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \emptyset * f'c * b * d^2}}\right)$$

$$A_s = 0.85 * \frac{20.60\ MPa * 1m * 0.175m}{412.08MPa}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7.34Kn.m}{0.85 * 0.9 * 20.60\frac{kN}{m^2} * 10^3 * 1m * (0.175m)^2}}\right)$$

$$A_s = 0.000114\ m^2$$

$$A_s = 1.14\ cm^2/\text{m}$$

El acero requerido es menor que el acero mínimo

Acero colocado

As = 6 φ10mm = 4.75 cm^2 /m

As = 1 φ10mm @ 16 cm

Se necesita revisar la longitud de desarrollo para determinar si se requiere hacer el doblado del acero tipo C, el cual se observa en la siguiente figura.

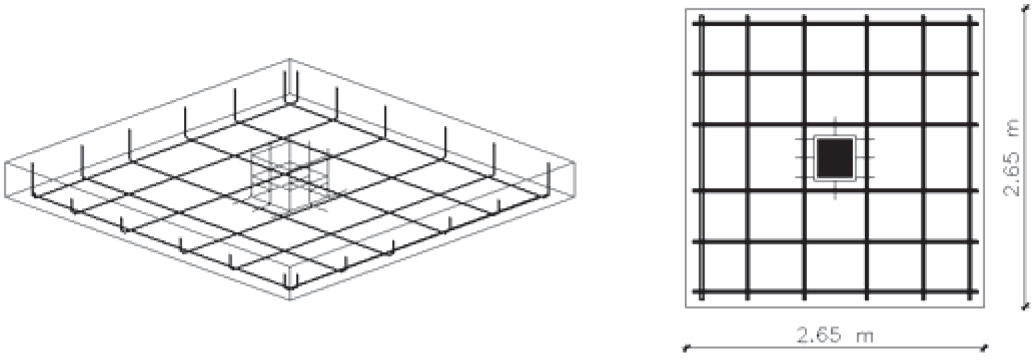


Figura 25: **Armadura de refuerzo - vista 3D y en planta**

1.13.7.5 Longitud de desarrollo a tracción

$$l_d = \left(\frac{fy\psi_t\psi_e\lambda}{1.4\sqrt{f'c}}\right)d_b$$

ψ_t: 1 (Otros casos)

ψ_e: 1.0 (Para barras sin recubrimiento)

λ : 1 (Concreto de peso normal)

Reemplazando

$$l_d = \left(\frac{412.08\ MPa * 1 * 1 * 1}{1.4\sqrt{20.60\ MPa}}\right) d_b = 64.85 d_b$$

$$64.85 * 0.010\ m = 0.65\ m$$

La longitud de cada varilla colocada es de 0.80 m; es decir la longitud de 0.95 metros menos el valor del recubrimiento a ambos lados igual a 0.15 metros, por lo que se tiene una longitud embebida de 0.40 metros; razón por la que se requiere colocar pata en el hierro para desarrollar esfuerzo de tracción.

Por este requerimiento se debería incrementar la altura de la zapata a 0.35 metros

1.13.7.6 Revisión de aplastamiento

A_1 (Área cargada): Área de la columna (0.25 m * 0.30 m)

A_1: 0.075 m^2

A_2 (Área de soporte): Área de la zapata (0.95 m * 0.95 m)

A_2: 0.903 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{0.903\ m^2}{0.075\ m^2}} = 12.04 \quad \leq 2 \qquad se\ asume\ valor\ máximo\ 2$$

La resistencia al aplastamiento sobre la columna normalmente es de 0.85φf'c

La resistencia al aplastamiento en la zapata es $0.85 * f'c * \phi \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

Φ: 0.65 para columnas estribadas

Φ: 0.70 para columnas zunchadas

Reemplazando

En columna

0.85*0.65*20.60 MPa = 11.38 MPa

En zapata

0.85*20.60 Mpa*0.65*2 = 22.76 MPa

La resistencia admisible de aplastamiento en la zapata es mayor al aplastamiento de la columna, por lo cual no se presenta este tipo de falla.

Si se da el caso de excederse la resistencia de aplastamiento del concreto, se usaran refuerzos o dowels.

Estos deben tener una cantidad de acero mínimo igual a 0.005 A_g y se colocará al menos 4 varillas

Diseño de Columnas

Se diseñará la columna del pórtico 1, sobre el eje B como se muestra en la figura.

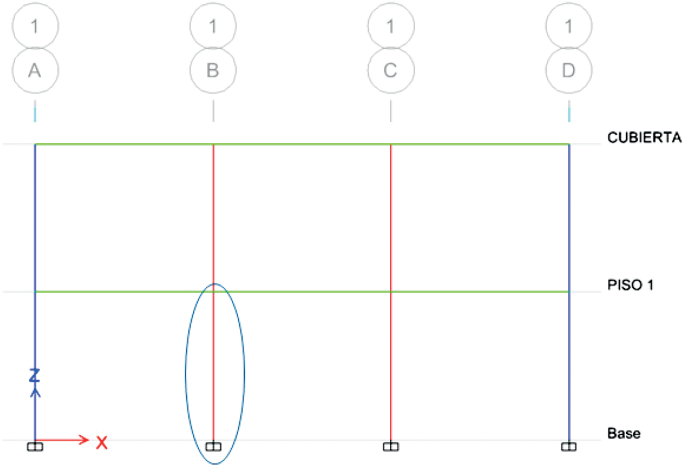
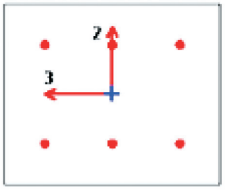


Figura 26: **Elevación de la columna analizada**

La siguiente figura muestra los valores seleccionados por el programa de análisis estructural para el diseño del refuerzo principal de la columna.

Diseño de la sección de columna ACI 318-14



Detalles del elemento Columna (resumen)							
Nivel	**Elemento**	**Sección ID**	**Combo ID**	**Posición**	**Longitud (mm)**	**LLRF**	**Tipo**
PISO 1	C12	C25X30FC210	Comb 14	0	2500	1	Movimiento especial

Propiedades de la sección			
b (mm)	**h (mm)**	**dc (mm)**	**Recubrimiento (torsión) (mm)**
300	250	56	27.3

Propiedades del material				
E_c (Kg/mm2)	f_c (kg/mm2)	Factor Lt.Wt (sin unidad)	f_y (Kg/mm2)	f_{yc} (kg/mm2)
2043.28	2.1	1	42	42

Parámetros del código de diseño					
ϕ_T	ϕ_{Ctied}	$\phi_{CEspiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vnudo}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Fuerza axial y Momento de diseño biaxial para P_u, M_{u2}, M_{u3}						
Diseño P_u (ton)	Diseño M_{u2} (ton-m)	Diseño M_{u3} (ton-m)	Mínimo M2 (ton-m)	Mínimo M3 (ton-m)	Área de refuerzo (cm2)	Refuerzo (%)
14.0166	-5.2786	0.3187	0.3398	0.3187	13.13	1.75

Figura 27: **Cargas últimas proporcionadas por el programa de análisis estructural**

Se puede observar que el programa considera un momento mínimo. Estos momentos mínimos son calculados con la siguiente ecuación, tal como lo estipula el código ACI 318S-14, 6.6.4.5.4

$$M_{min} = P_u * (15 + 0.03 * h)\ [kN * m]$$

$$M_{2\,min} = 14.0166\ ton * (1.5 + 0.03 * 30\ cm) * 10^{-2} = 0.3364\ ton * m$$

$$M_{3\,min} = 14.0166\ ton * (1.5 + 0.03 * 25\ cm) * 10^{-2} = 0.3154\ ton * m$$

Del análisis se obtiene los siguientes resultados:

$$P_u = 14.0166\ ton;\ M_{u2} = -5.2786\ ton * m;\ M_{u3} = -0.3187\ ton * m$$

Diseño a Flexo – Compresión

Los resultados del análisas estructural son los siguientes valores de acero de refuerzo longitudinal en centímetros cuadrados, el valor proporcionado corresponde a la armadura mínima en columnas.

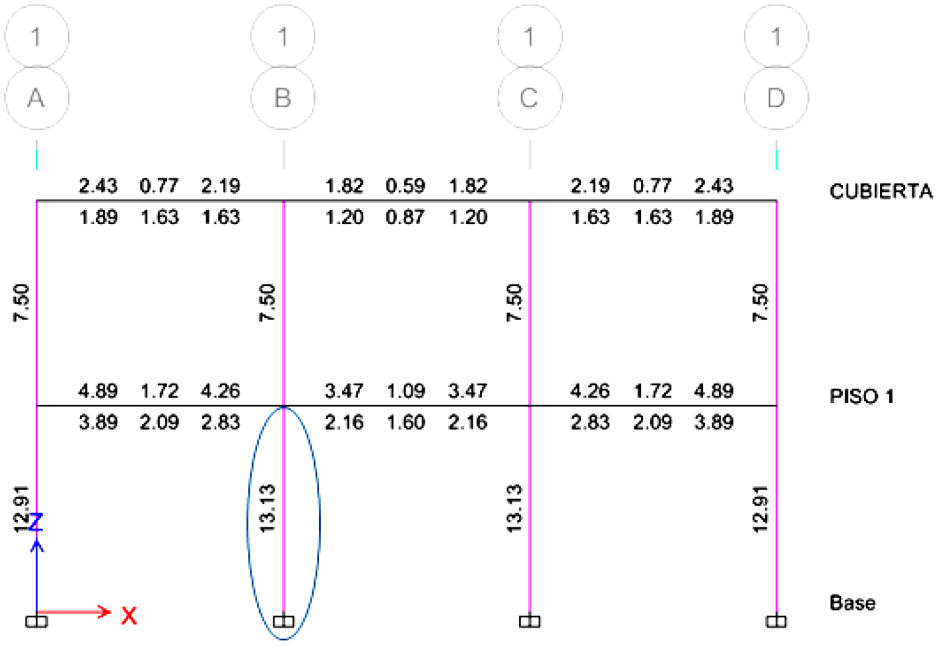


Figura 28: **Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo – Compresión (Acero de Refuerzo en cm2)**

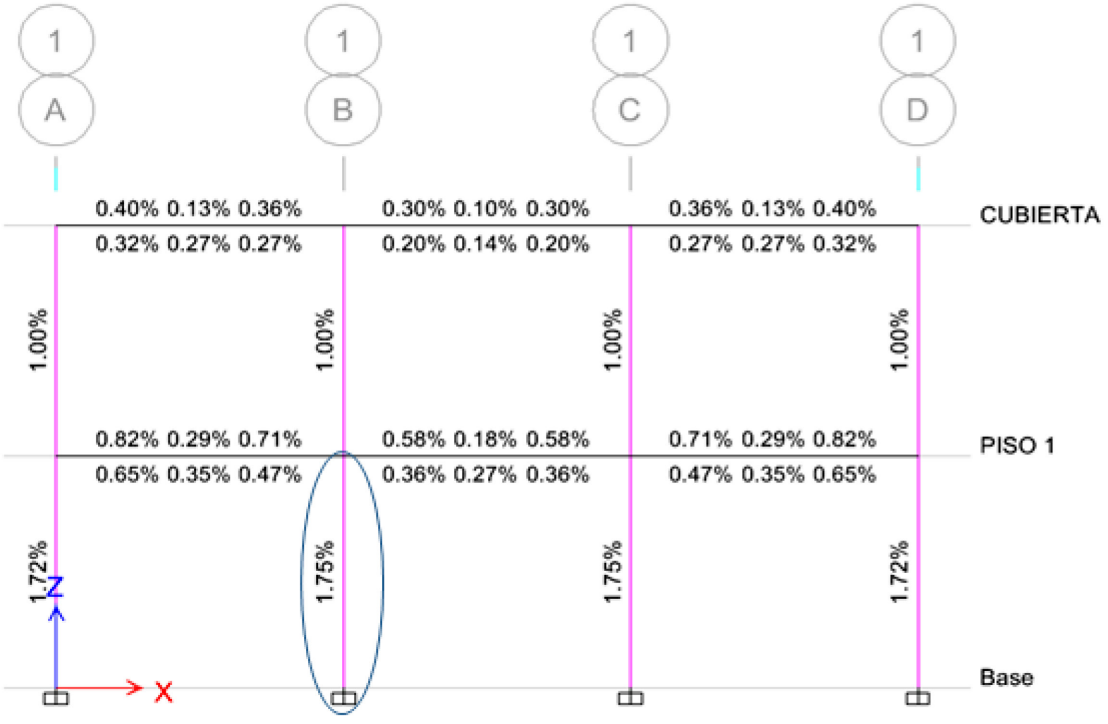
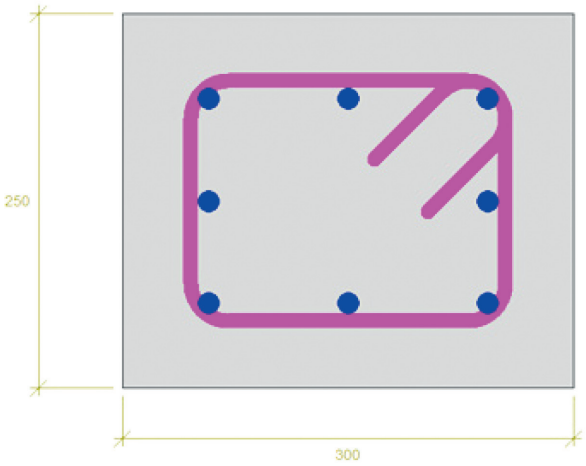


Figura 29: **Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo – Compresión (Cuantía Requerida)**

Como alternativa para revisar el diseño de la columna se utiliza un nuevo programa de análisis. Como datos se ingresa la armadura longitudinal y transversal, las dimensiones del elemento, resistencia

característica del hormigón a la compresión a los 28 días y el esfuerzo de fluencia de la armadura principal y estribos.



Varillas verticales
Columna 300 x 250
8-14 mm Var. Vert.
As = 1232 mm2
Rho = 1.64%
Traslape Tangencial
Estribos
10 E @ 100 mm

Figura 30: **Detalle de la sección y armado escogido**

Tabla 9: **Propiedades de la sección y Resultados de Diseño**

Propiedades del material	Propiedades de la sección	Resultados flexión / Axial
f'c = 21 Mpa	Zvar = 0 mm	Un = -137.5 kN
fy (var. Vert.) = 412 MPa	Yvar = 0 mm	θ = 93 grados
fy (Estribos) = 412 Mpa	Ag = 75000 mm2	Mu = 51.9 kNm
Wc = 2400 Kg/m3	Ig (y-y) = 390625xE3 mm4	N vs. M útil = 0.952
Ws = 7850 Kg/m3	Ig (z-z) = 562500xE3 mm4	As (req.) 1172 mm2
Coeficiente de Poisson =0.2	Acortante (Y) = 62500 mm2	Rho (req.) = 1.6% aprox.
hagg = 19 mm	Acortante (Z) = 62500 mm2	
Es = 199948 Mpa	Jg = 778692xE3 mm4	
Ec = 22808 Mpa	Ae = 75000 mm2	
Gc = 9503 Mpa	Ie (y-y) = 390625xE3 mm4	
	Ie (z-z) = 562500xE3 mm4	
	Ase (Y) = 62500 mm2	
	Ase (Z) = 62500 mm2	
	Je = 778692xE3 mm4	

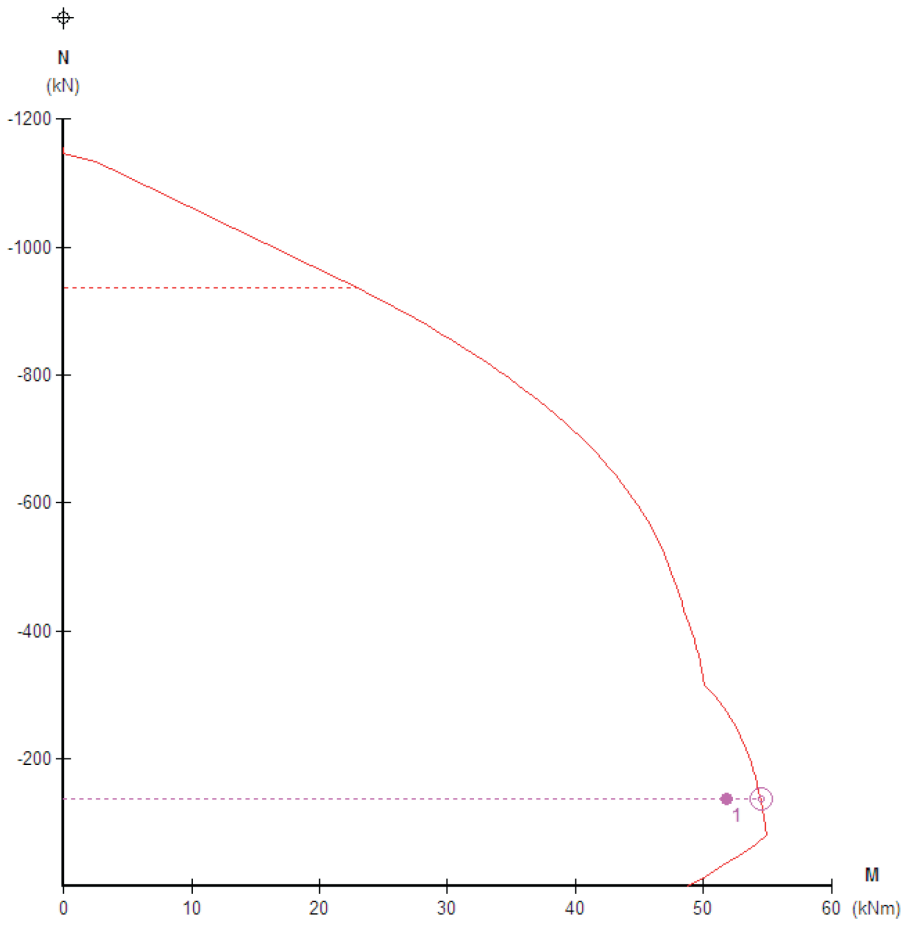


Figura 31: **Diagrama de Interacción de la Columna Analizada**

Este nuevo programa de análisis elabora el diagrama de interacción de la columna, permitiendo comprobar si las cargas aplicadas serán soportadas de manera adecuada.

Se observa que la columna cuadrada de 25 centímetros de ancho por 30 centímetro de altura con ocho varillas de 14 milímetros (r=1.64%) resiste con seguridad las cargas aplicadas, ya que se presenta una eficiencia de 0.952.

La cuantía de refuerzo debe cumplir el siguiente requisito, como indica la norma: NEC-SE-HM, 4.3.3

$$0.01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0.03$$

$$\frac{12.32\ cm^2}{(25 * 30)cm^2} = 0.016\ (Cumple)$$

Diseño a Cortante

El programa de análisis estructural que se utilizó, realiza el diseño a corte considerando el corte de cálculo último y también tomando en cuenta la capacidad de los elementos. Pero no revisa la armadura por confinamiento.

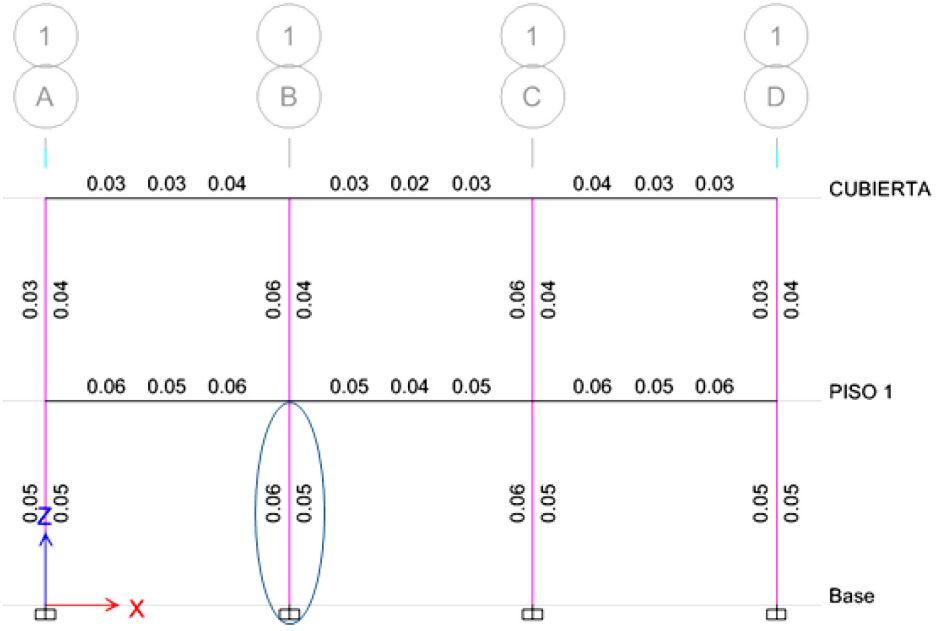


Figura 32: **Resultados del análisis estructural para diseño a Corte**

Se debe tomar en cuenta que los resultados mostrados por el programa indican la cantidad de acero por cada unidad de longitud. En este caso 0.06 cm^2 por metro de longitud en la dirección "X" y 0.05 cm^2 por metro de longitud en la dirección "Y".

Normalmente la armadura calculada por confinamiento es más crítica que la calculada por el software, como se verá más adelante.

Diseño por Confinamiento

La figura muestra el arreglo escogido para realizar el diseño por confinamiento en la columna considerada.

La tabla siguiente indica las características principales de la columna considerada para el diseño.

Tabla 10: **Características columna considerada**

Datos columna:	
b1 (cm)	30
b2 (cm)	25
recubrimiento(cm)	3
Espaciamiento entre estribos s(cm)=	10
f'c del hormigón (kg/cm2)=	210
Esfuerzo de fluencia del acero transversal fyt (kg/cm2)=	4200

Para el diseño por confinamiento en columnas rectangulares se toma en cuenta las siguientes ecuaciones tal y como indica la norma: NEC-SE-HM, 4.3.4 (c) y el código ACI 318-14, 18.7.5.4

1. $Ash = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{fyt} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$

2. $Ash = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fyt}$

Donde:

s: Espaciamiento entre estribos.

$bch\ y\ bcv$: Dimensión medida entre los bordes externos del refuerzo transversal (horizontal y vertical).

$f'c$: Resistencia de compresión del hormigón (kg/cm^2).

fyt: Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal (kg/cm^2).

Ag: Área bruta de hormigón.

Ach: Área interior confinada.

Ash: Área total del refuerzo transversal.

Se calcula el acero transversal para las direcciones horizontal y vertical y, de las dos ecuaciones propuestas, se considera como resultado el mayor valor.

<u>Ecuación 1</u>

Dirección X:

$$Ash = 0.3 * \frac{s * b_{ch} * f'c}{fyt} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$$

$$Ash = 0.3 * \frac{10cm * 24cm * 210\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}} * \left[\frac{35cm * 25cm}{(30-6)cm * (25-6)cm} - 1\right] = 2.32\ cm^2$$

Dirección Y:

$$Ash = 0.3 * \frac{s * b_{cv} * f'c}{fyt} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$$

$$Ash = 0.3 * \frac{10cm * 19cm * 210\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}} * \left[\frac{30cm * 25cm}{(30-6)cm * (25-6)cm} - 1\right] 1.84\ cm^2$$

Ecuación 2

Dirección X:

$$Ash = 0.09 * \frac{s * b_{ch} * f'c}{fyt}$$

$$Ash = 0.09 * \frac{10\ cm * (30 - 6)cm * 210\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}} = 1.08\ cm^2$$

Dirección Y:

$$Ash = 0.09 * \frac{s * b_{cv} * f'c}{fyt}$$

$$Ash = 0.09 * \frac{10\ cm * (25 - 6)cm * 210\frac{kg}{cm^2}}{4200\frac{kg}{cm^2}} = 0.86\ cm^2$$

$$\rightarrow Ash = 2.32\ cm^2\ (Dirección\ X)$$

$$\rightarrow Ash = 1.84\ cm^2\ (Dirección\ Y)$$

Se requiere un estribo de 10 mm más una bincha de 10 mm de diámetro, que proporcionan una armadura de 2.35 cm^2 cada 10 cm.

Considerando la armadura transversal por metro de longitud se tiene:

$$\rightarrow \frac{Av_x}{s} = 2.32\frac{cm^2}{estribo} * 10\frac{estribo}{m} = 23.20\frac{cm^2}{m}$$

$$\rightarrow \frac{Av_y}{s} = 1.84\frac{cm^2}{estribo} * 10\frac{estribo}{m} = 18.40\frac{cm^2}{m}$$

Comparando con el resultado dado por el programa:

$$23.20\frac{cm^2}{m} \geq 0.06\frac{cm^2}{m}\ (Cumple)$$

$$18.40\frac{cm^2}{m} \geq 0.05\frac{cm^2}{m}\ (Cumple)$$

A continuación se detalla los resultados finales para el diseño de la columna propuesta

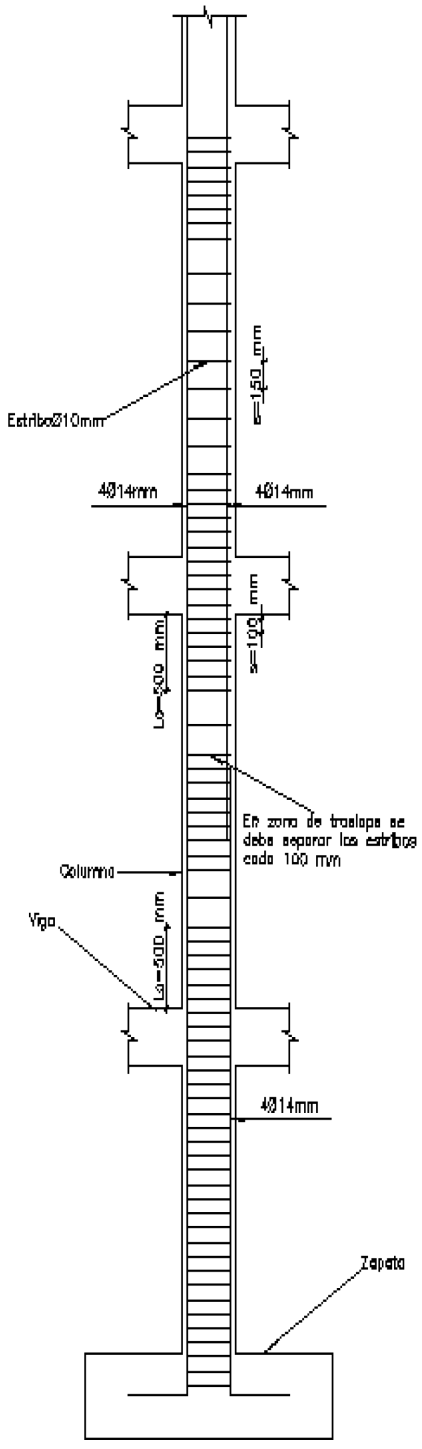


Figura 33: **Vista en planta y elevación de columna diseñada**

MUROS DE MAMPOSTERÍA ARMADA

2 Diseño por esfuerzos admisibles para mampostería armada

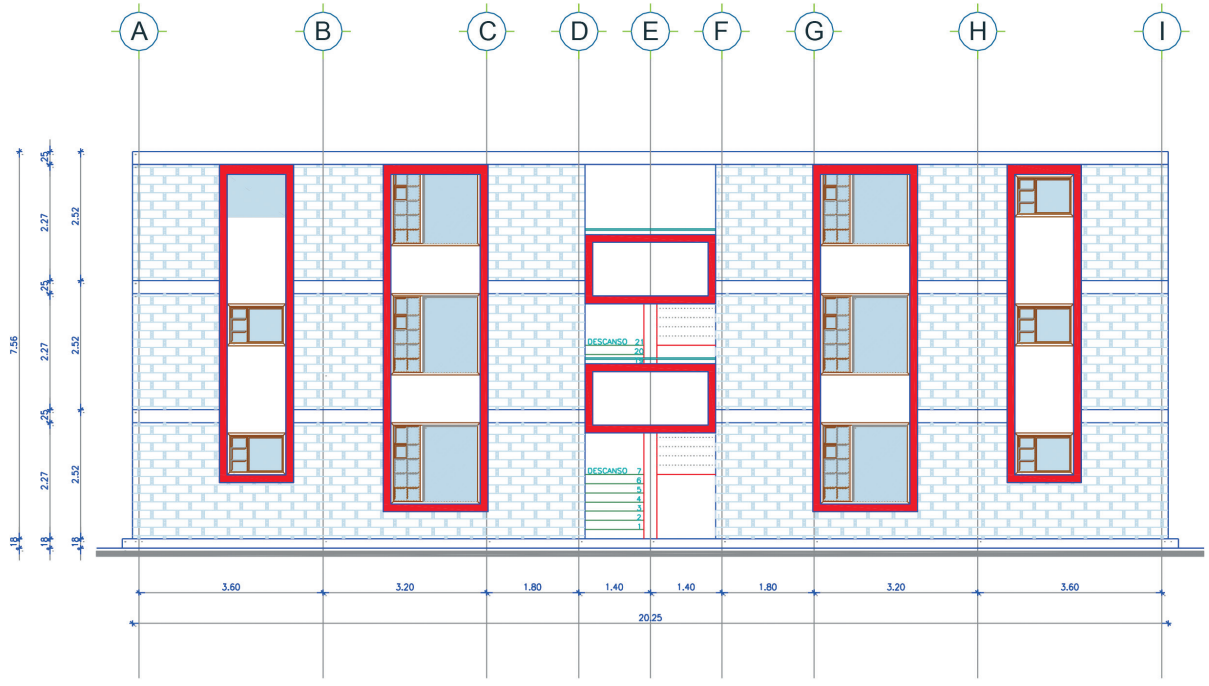
2.1 Introducción:

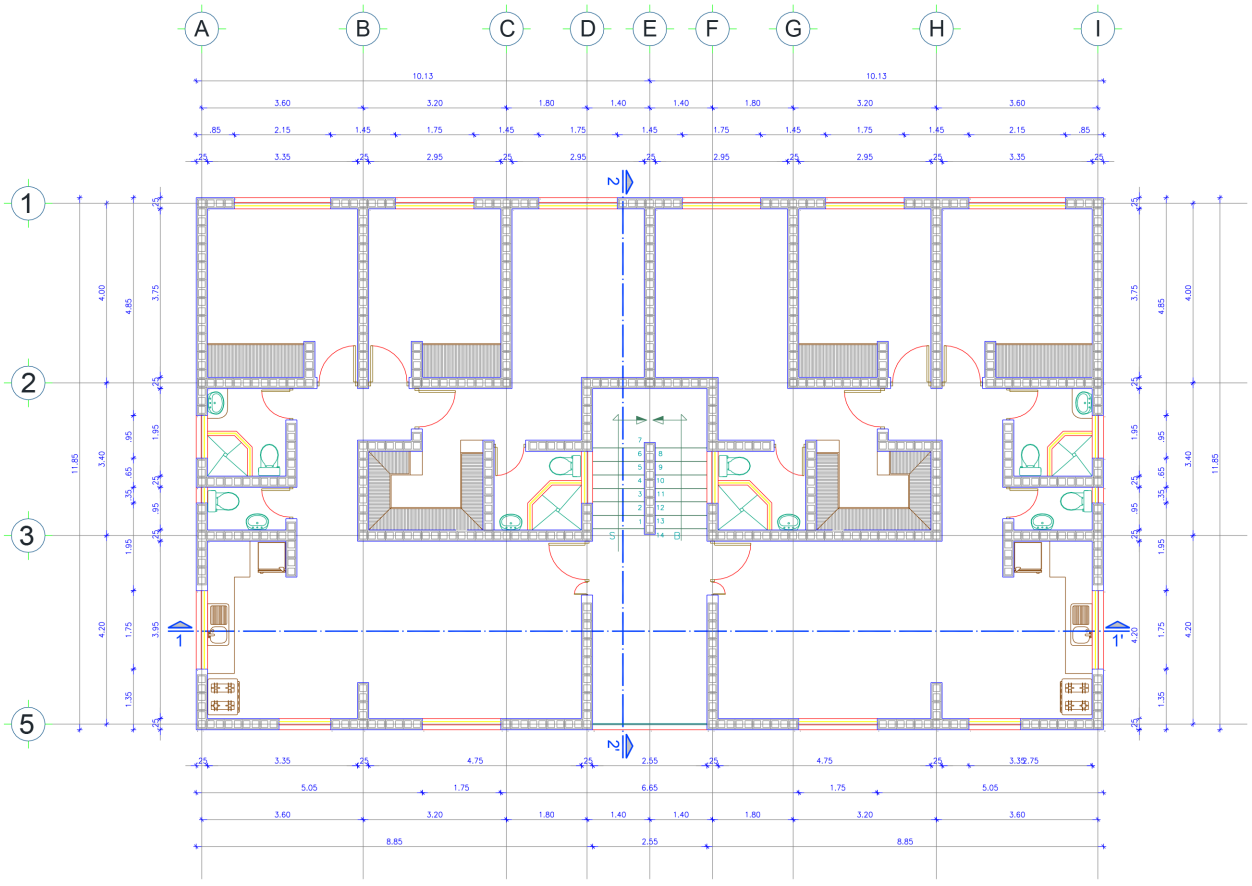
La mampostería armada, se refiere al comportamiento del acero y de la mampostería, de modo tal que funcionan como un todo. Para lograr su integración, la que define la naturaleza de la mampostería armada, es indispensable que la adherencia de la armadura y los empalmes y anclajes de esta, posibiliten el desarrollo total de la resistencia de la armadura a tracción.

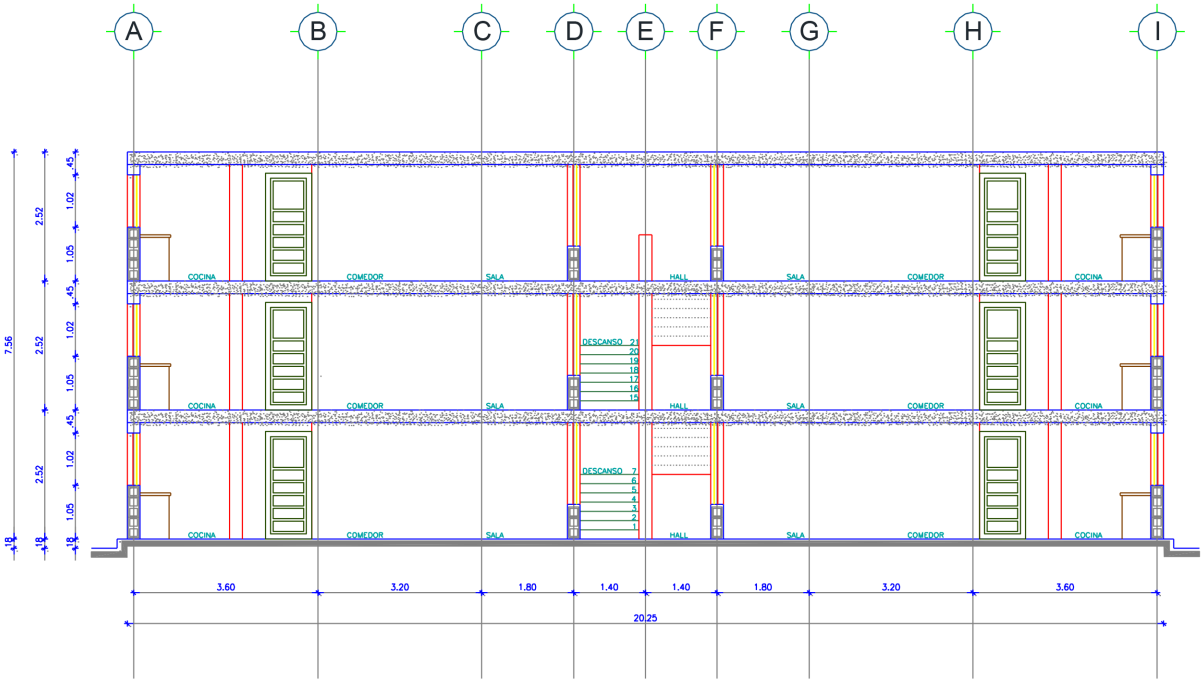
Las estructuras de mampostería armada como cualquier otro material y elemento constructivo, tiene que ser diseñado para resistir las fuerzas sísmicas especificadas en la NEC-SE-MP, con las combinaciones de carga expresadas en la NEC-SE-CG, es por la teoría a de ultima resistencia por factores de carga LRFD y para el diseño de los elementos estructurales los señalado en la NEC-SE-MP.

En el diseño estructural de mampostería armada, las fuerzas dependen del sitio de implantación geográfica del proyecto, con las propiedades inherentes al tipo de suelo de emplazamiento y la buena distribución interna de masa y rigidez de los elementos que conforman la estructura del inmueble.

El proyecto a desarrollar es una casa de dos pisos destinada a vivienda, la cual se ubica en la ciudad de Quito, con un suelo tipo “D”, su configuración en elevación tiene una cubierta de losa plana como se puede observar en la Figura 34.




A
B
C
D
E
F
G
H
I
1
2
3
5


A
B
C
D
E
F
G
H
I
COCINA
COMEDOR
SALA
HALL
DESCANSO
20.25

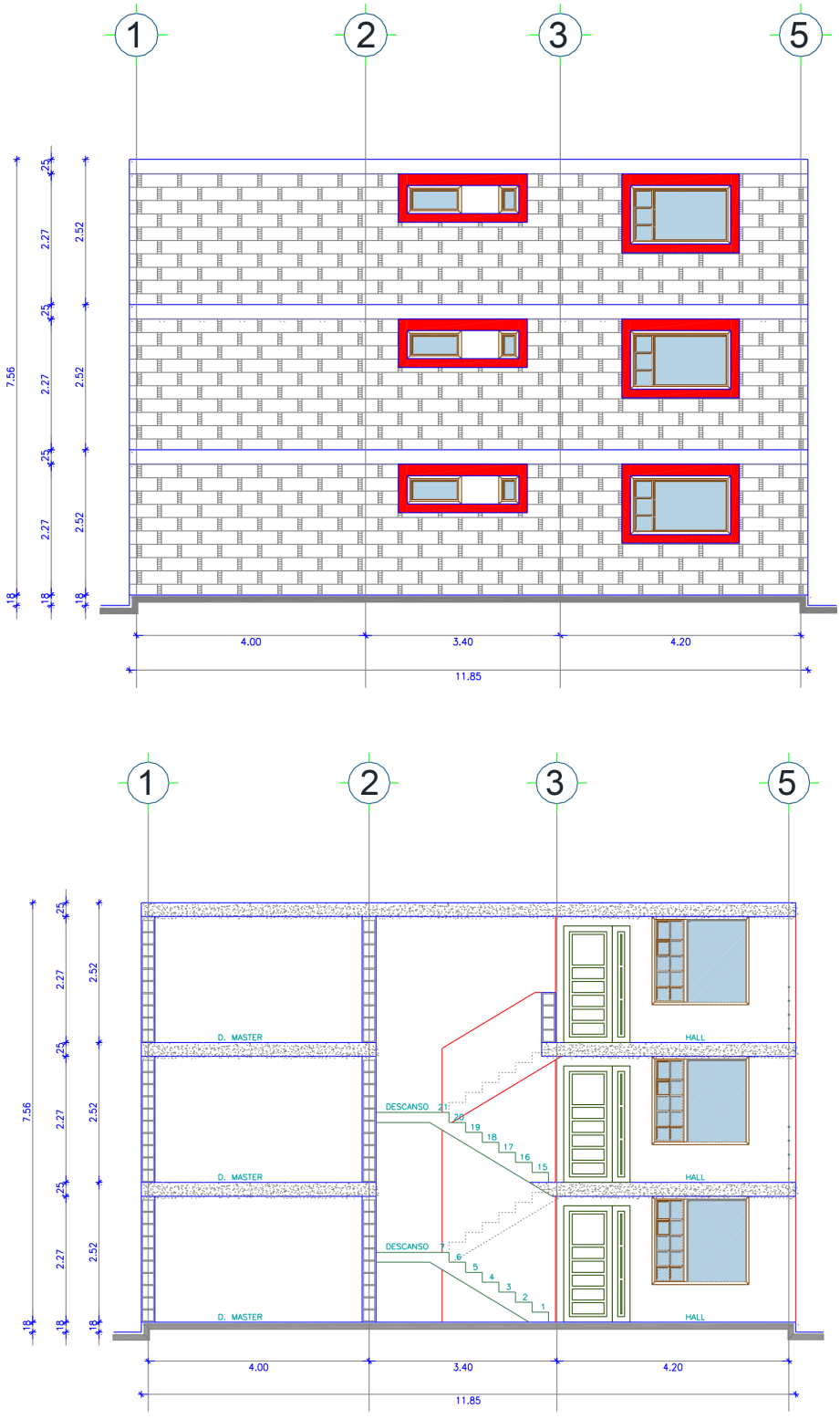


Figura 34: **Vivienda en consideración**

El proyecto se desarrolla en mampostería estructural armada, su cimentación es una losa corrida de hormigón armado, para soportar las cargas que van a ser trasmitidas, por las cargas verticales y las cargas laterales consideradas en análisis y diseño estructural.

Para la realización del análisis y diseño estructural, los cálculos realizados son aplicables a elementos horizontales, verticales e inclinados que conforman todos los niveles hasta la cubierta. Los efectos que las cargas verticales y laterales que se generan en estos elementos estructurales son principalmente de compresión, tracción corte y flexión, según la ubicación de la configuración del sistema estructural.

2.2 Combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles:

La NEC-SE-CG, expresa que el método de análisis y diseño para mampostería estructural armada, será mediante la teoría de ultima resistencia por factores de carga LRFD, las cargas consideradas se consideran que actúan con las siguientes combinaciones, que se encuentran en la Norma ASCE7-10, que forma parte y es referencia para la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y se considera las combinaciones que generen los efectos más desfavorables en el elemento estructural a ser diseñado.

Las cargas consideradas como peso propio de la estructura, cargas permanentes o cargas muertas, se las considera con una estimación de la densidad del material, también se incluyen el peso de elementos no estructurales que conforman parte del inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las sobrecargas de servicios denominadas cargas vivas son los pesos en función de La ocupación y uso que está destinado el inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las cargas laterales por sismo se consideran de acuerdo en la zona de ubicación de la construcción en base a lo enunciado en la NEC-SE-DS.

Combinaciones de cargas para el diseño.

1. U= 1.4 D
2. U= 1.2 D + 1.6 L
3. U= 1.2 D + 1 L + 1 Ex
4. U= 1.2 D + 1 L - 1 Ex
5. U= 1.2 D + 1 L + 1 Ey
6. U= 1.2 D + 1 L - 1 Ey
7. U= 0.9 D + 1 Ex
8. U= 0.9 D - 1 Ex
9. U= 0.9 D + 1 Ey
10. U= 0.9 D - 1 Ey
11. U= 1.2 D + 1 L + 1 EQx
12. U= 1.2 D + 1 L + 1 EQy
13. U= 0.9 D + 1 EQx
14. U= 0.9 D + 1 EQy

Dónde:

D Carga muerta.

L Carga viva.

Ex Carga estática de sismo en sentido X.

Ey Carga estática de sismo en sentido Y.

EQx Carga del espectro de aceleraciones en sentido X.

EQy Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y.

2.2.1 Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.

De acuerdo a la ubicación geográfica, tipo de suelo en el sitio, configuración estructural en planta, elevación, tipo de uso y función del inmueble, así como también el sistema estructural considerado, se ha determinado los siguientes parámetros de la NEC-SE-DS:

Según lo expresado anteriormente según el mapa de riesgo del país, Quito esté ubicado en la zona de alto riesgo, con una aceleración máxima esperada de .40g (Z=.40g).

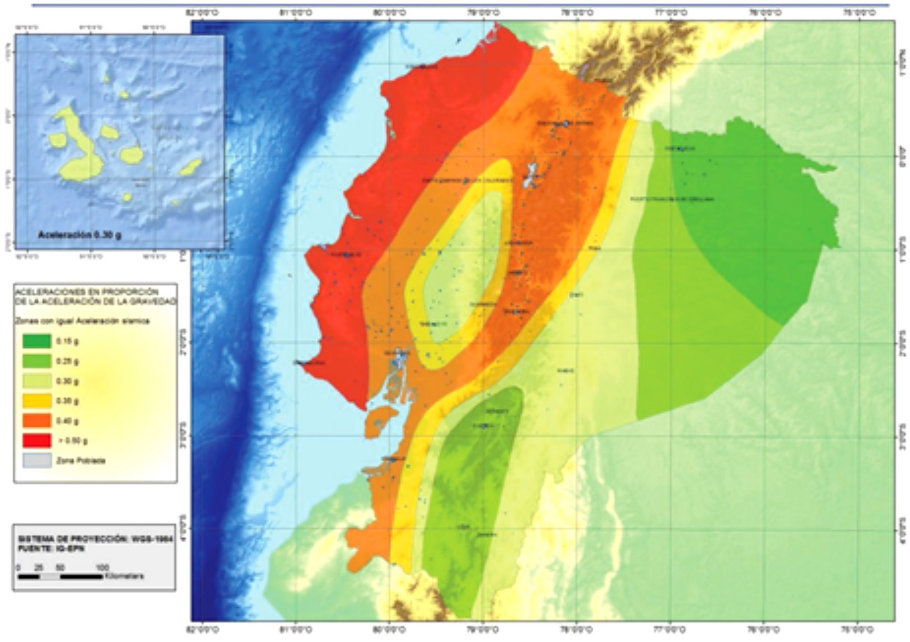


Figura 35: **Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z**

Por tanto, el análisis a carga sísmica aplicada a la estructura se realizará utilizando la fórmula Pseudo-estática de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

2.2.2 Carga sísmica

La carga sísmica se consideró 100%, de la carga muerta (D), correspondiente al Capítulo de la norma NEC-SE-CG 1 correspondiente a Cargas y Materiales, la cual es multiplicada por el coeficiente sísmico según el Capítulo 2: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO - PERIODO FUNDAMENTAL - CORTANTE BASAL - NEC 2015

PROYECTO: **NEC-SE-MP**

Tabla 2.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

PROVINCIA	PICHINCHA
CANTON	QUITO
PARROQUIA	QUITO
POBLACION	QUITO
Z	**0.40**

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Caracterización de amenaza sísmica	Interme dia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	S

Tabla 2.9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Factor I	
Otras estructuras	**1.00**	I

Tabla 2.14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	Coeficiente R	
Mamposteria Confinada, Mamposteria Reforzada	**3.00**	R

Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

$Ø_P$ =	**1.00**	$Ø_{PA}$ =	1.0	$Ø_{PB}$ =	1.0	**ØP**

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

$Ø_E$ =	**1.00**	$Ø_{EA}$ =	1.0	$Ø_{EB}$ =	1.0	**ØE**

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C		1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D		1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E		1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fa 1.2

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C		1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D		1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E		2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

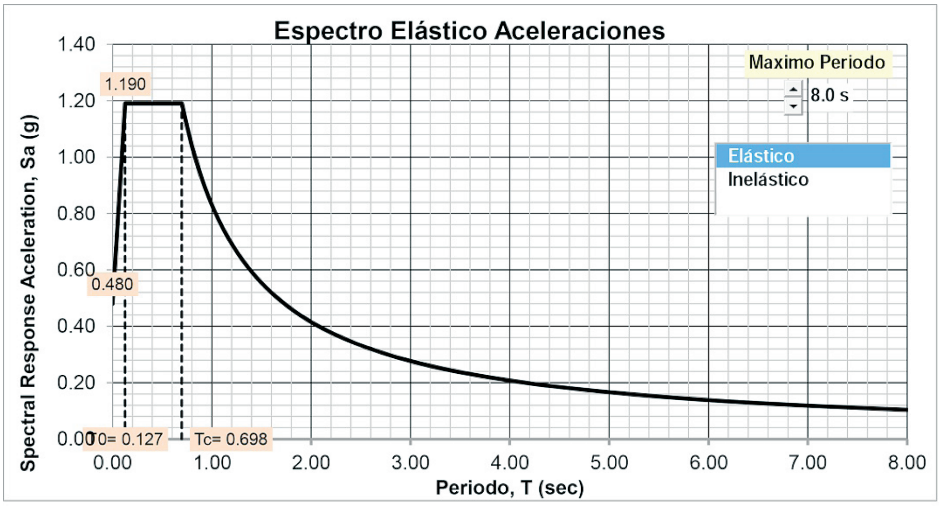
Fd 1.19

Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D		1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E		1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fs 1.28

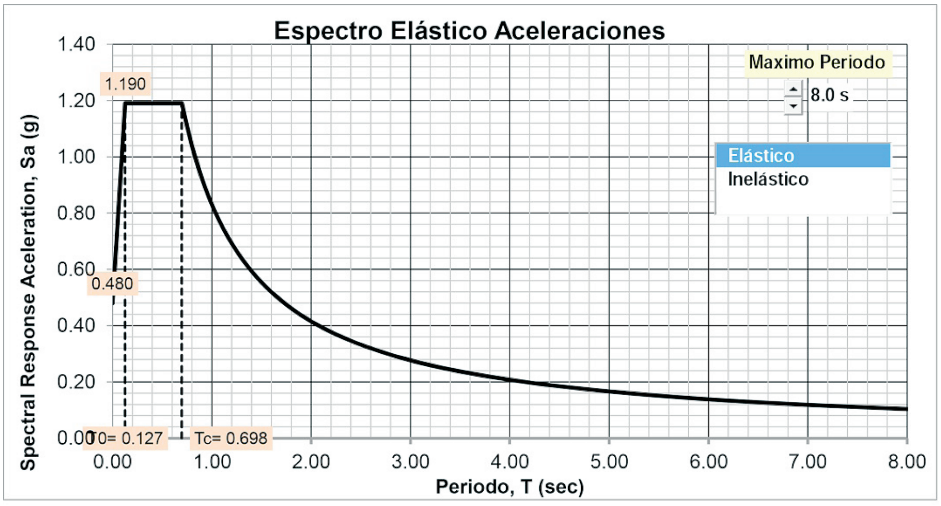
Figura 36: **Datos para obtener el espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal NEC 2015**



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	3.00

PROYECTO:

NEC-SE-MP



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	3.00

PROYECTO:

NEC-SE-MP

Figura 37: **Espectro elástico de aceleraciones**

2.2.3 Cortante basal de diseño

El coeficiente del cortante basal de diseño V, se lo determina según la norma NEC-SE-DS, de la siguiente manera:

$$V = \frac{I \times S_a}{R \times \emptyset_p \times \emptyset_e} W$$

Dónde:

I Factor de Importancia.

W Carga reactiva.

S_a Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

$Ø_p$ Factor de configuración estructural en planta.

$Ø_e$ Factor de configuración estructural en elevación.

2.2.4 Determinación del coeficiente sísmico.

$$V = \frac{1\times1.19}{3\times1\times1}W$$

$$V = 0.397\,W$$

2.3 Determinación de las cargas

Carga Muerta:

1. Para la estructura de cubierta, vigas y columnas.

Tabla 11: **Determinación de cargas: carga muerta**

Descripción del Material	**Peso Unitario kN/m³**
Hormigón armado	24.0
Bloque para mampostería	8.5

Carga Viva:

Tabla 12: **Determinación de cargas: carga viva**

Ocupación o Uso	**Carga Unitaria kN/m²**
Cubiertas *	1
Residencias	2
Escaleras residenciales Unifamiliares	2

* En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 100 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

2.4 Determinación de las propiedades mecánicas de la Mampostería reforzada con unidades de perforación vertical

2.4.1 Mampostería de Bloque

La resistencia a la compresión del bloque de hormigón simple pesado para uso estructural es de f'b=7 MPa, con las siguientes dimensiones:

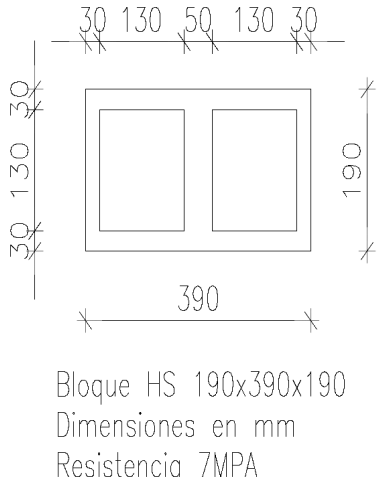


Figura 38: **Bloque de hormigón simple pesado**

2.4.2 Mortero de junta del Bloque

La resistencia a la compresión del mortero de pega o junta para las unidades de mampostería será un tipo M10, con una resistencia a la compresión a los 28 días de 10 MPa, el espesor de la junta no deberá ser mayor de 20 mm.

2.4.3 Mortero de relleno (grout)

La resistencia a la compresión a los 28 días del mortero de relleno para las unidades de mampostería será de fcr = 12MPa.

$$E_r = 2500 * \sqrt{fcr}$$

$$E_r = 2500 * \sqrt{12}\ MPa$$

$$E_r = 8660\ MPa$$

El módulo de corte se considera como:

$$G_r = 0.4 * E_{mr}$$

$$G_r = 0.5 * 8660\ MPa$$

$$G_r = 4330\ MPa$$

2.4.4 Mampostería armada

La resistencia a la compresión a los 28 días de la mampostería armada será de f'm = 10MPa, su módulo de elasticidad será igual a:

$$E_m = 900 * f'm$$

$$E_m = 900 * 10\ MPa$$

$$E_m = 9000\ MPa$$

El módulo de corte se considera como:

$$G_m = 0.4 * E_m$$

$$G_m = 0.4 * 9000MPa$$

$$G_m = 3600\ MPa$$

2.4.5 Acero de Refuerzo

La resistencia a la fluencia del Acero de refuerzo fy = 420 MPa acero grado 60, y su módulo de elasticidad es Es=200000 MPa.

2.5 Configuración estructural y densidad de muros en planta

En inmuebles de mampostería portante reforzada, se determina la cantidad de muros estructurales en las dos direcciones, la cuantía mínima en cada dirección debe ser: mayor que 1,5% del área total de muros en la dirección en análisis sobre el área total de la edificación.

$$d\% = \frac{Aw}{Ap} > 1.5\%$$

Dónde:

d%: Índice de densidad de muros en cada dirección.

Aw: Sumatoria de las secciones transversales de los muros confinados en la dirección de análisis.

Ap: Área total en planta de la vivienda.

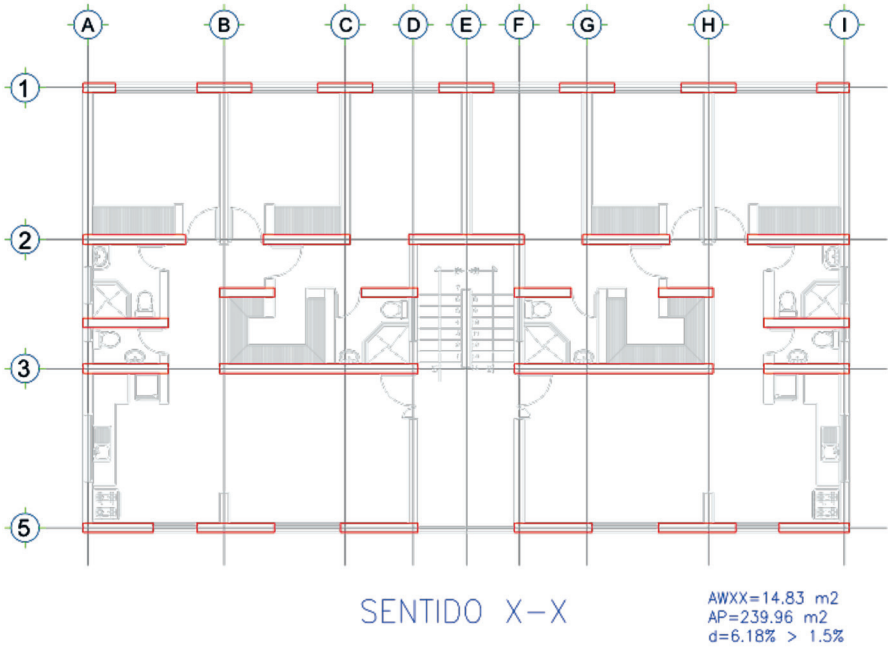


Figura 39: **Configuración estructural y densidad de muros sentido X-X**

$$d\% = \frac{14.83\ m^2}{239.96\ m^2} * 100 = 6.18\%$$

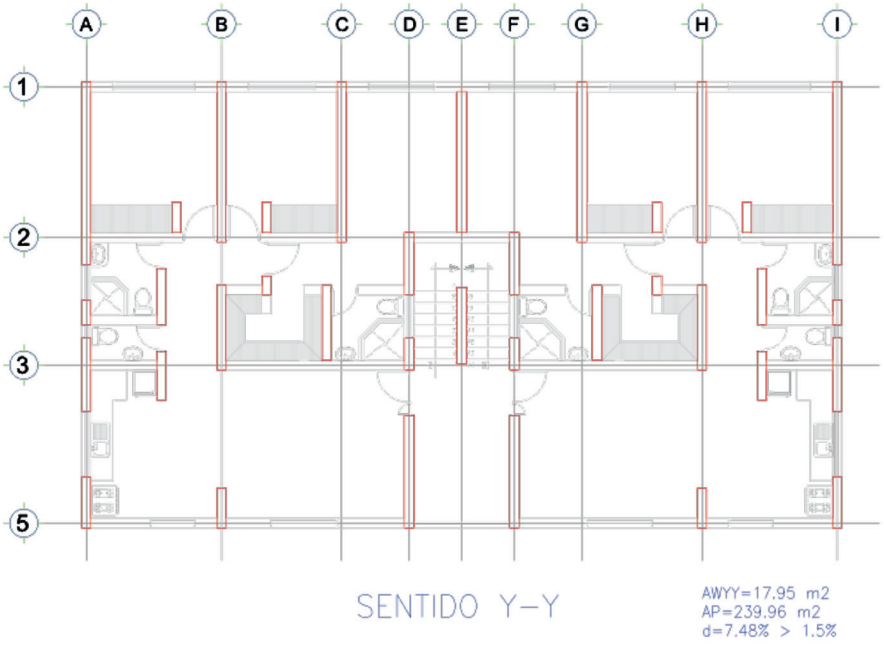


Figura 40: **Configuración estructural y densidad de muros sentido Y-Y**

$$d\% = \frac{17.95\ m^2}{239.96\ m^2} * 100 = 7.48\%$$

Diseño por resistencia para mamposteria armada

2.6 La filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería reforzada

El requerimiento mínimo para el diseño por resistencia de mampostería se lo realiza por el método de los factores de resistencia de carga LRFD, considerados en la NEC-SE-CG. Los miembros sujetos a una carga axial de compresión deben ser diseñados para momento y la carga axial factoradas por la combinación de carga que genere los máximos esfuerzos.

El diseño de la mampostería reforzada por resistencia debe ser mayor o igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia Φ el cual será de 0.9 para las combinaciones de carga axial y flexión (ACI 530-13, 9.1.4.4) y 0.8 (ACI 530-13, 9.1.4.5) para corte en mampostería reforzada.

Para el diseño de la mampostería reforzada se asume que:

a) Existe compatibilidad de deformaciones entre el acero de refuerzo, el mortero de relleno (grout) y la mampostería.

b) La resistencia nominal de la sección transversal de la mampostería reforzada para las combinaciones de carga axial y flexión es basada en las condiciones de equilibrio estático.

c) La máxima deformación de la mampostería al extremo de la fibra de compresión para mampostería de concreto es de 0.0025 y para mampostería de arcilla de 0.0035.

d) Las deformaciones del acero de refuerzo y la mampostería son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

e) El esfuerzo de compresión y tensión en el acero de refuerzo fs es igual a la multiplicación de su módulo de Elasticidad Es multiplicado por su deformación unitaria es, pero no más allá de la fluencia del acero de refuerzo fy.

f) La mampostería en tensión no contribuye a la resistencia por carga axial ni tampoco por flexión; las cargas axiales los esfuerzos de flexión por tensión, son resistidos únicamente por el acero de refuerzo.

g) La relación entre el esfuerzo por compresión de la mampostería y su deformación está definida por el 0.80f'm, que esta uniformemente distribuido sobre un bloque de compresión cuya distancia al eje neutro tiene un valor de c y el bloque de compresión igual a=0.80c medido desde la fibra de máxima compresión hacia el eje neutro.

$$\frac{c}{d-c} = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_y}$$

$$c = d\left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_y}\right)$$

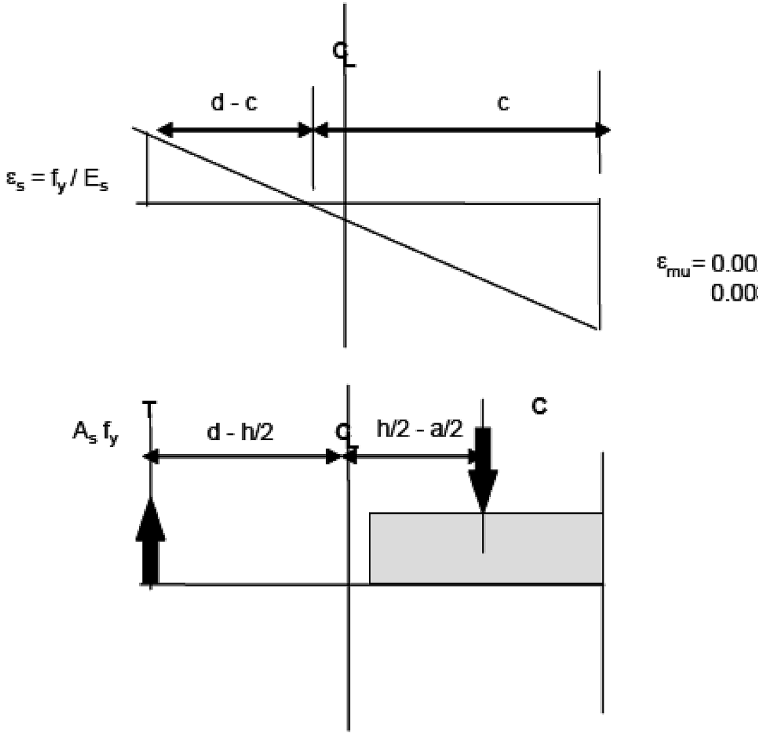


Figura 41: **Diagrama de compatibilidad de esfuerzos para compresión pura de la mampostería**

Equilibrio estático de fuerzas para encontrar el punto balanceado.

$$C = 0.80c\,(0.80 f_m^{'})b$$

$$T = A_s f_y$$

$$P_n = C - T$$

$$M_n = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + C\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

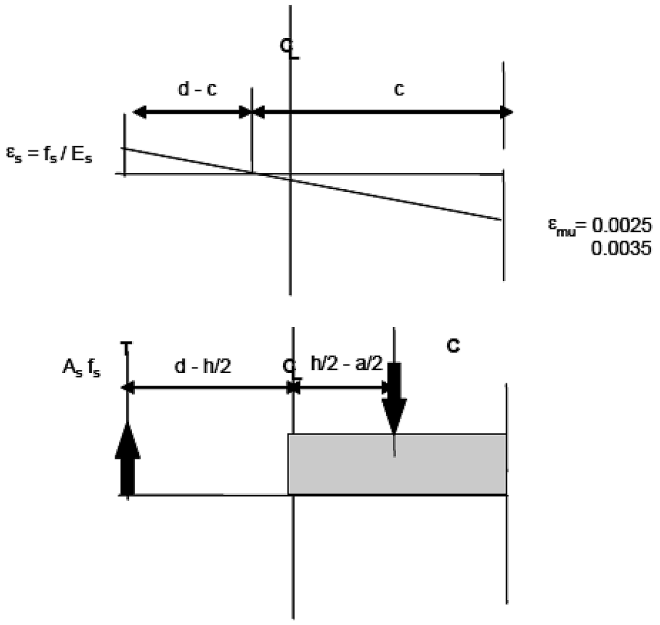


Figura 42: **Diagrama de compatibilidad de esfuerzos con el acero de refuerzo**

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{mu}} = \frac{d-c}{c}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu}\left(\frac{d-c}{c}\right)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$C = 0.80\, c\, (0.80\, f_m^{'})b$$

$$T = A_s f_s$$

$$P_n = C - T$$

$$M_n = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + C\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

Donde $\beta_1 = 0.80$

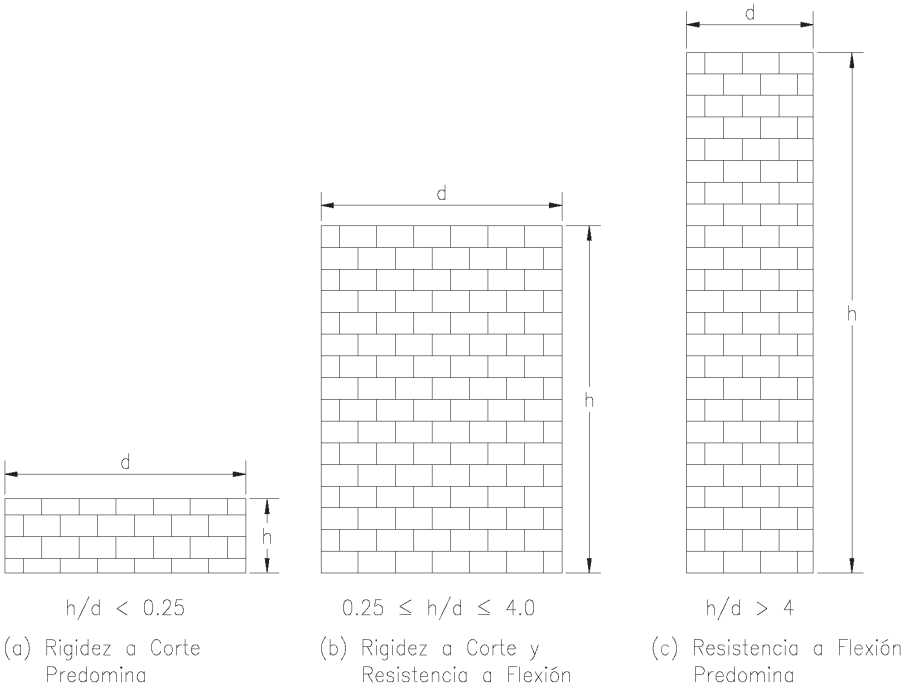


Figura 43: **Filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería reforzada**

2.7 Diseño por resistencia para mampostería reforzada por flexión

El diseño por resistencia de la mampostería según el ACI 530-13 en la sección 9.3.4.1, tiene que considerar el efecto de esbeltez según las siguientes ecuaciones

(ecuación 9.11, ACI 530-13) $$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left[1-\left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]\right\} \quad para \ \frac{h}{r} \leq 99$$

(ecuación 9.12, ACI 530-13) $$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left(\frac{70r}{h}\right)^2\right\} \quad para \ \frac{h}{r} > 99$$

Para el diseño se considera el muro en el eje B entre los ejes 1 -2 cuyas máximas solicitaciones son acciones son las siguientes por la combinación de cargas:

UDWAL5 U= 1.2 D + 1 L + 1 Ey

Tabla 13: **Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2**

TABLA: Fuerzas Muro									
Piso	**Muro**	**Carga/Combo**	**Ubicación**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Base	DM3	UDWal5 Max	Abajo	-233.049	106.2778	-0.0462	0.0755	-0.0003	185.341

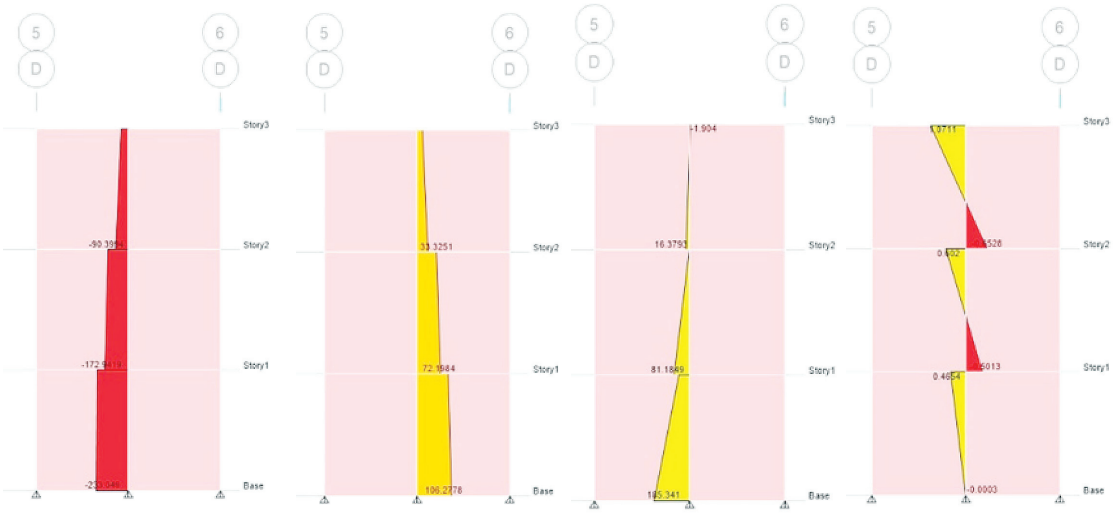


Diagrama de fuerza axil (kN) | Diagrama de fuerza cortante (2-2) (kN) | Diagrama de Momento (3-3) (kN-m) | Diagrama de Momento (2-2) (kN-m)

Figura 44: **Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2**

Las dimensiones del muro de mampostería en consideración son las siguientes:

Longitud del Muro= 4000 mm

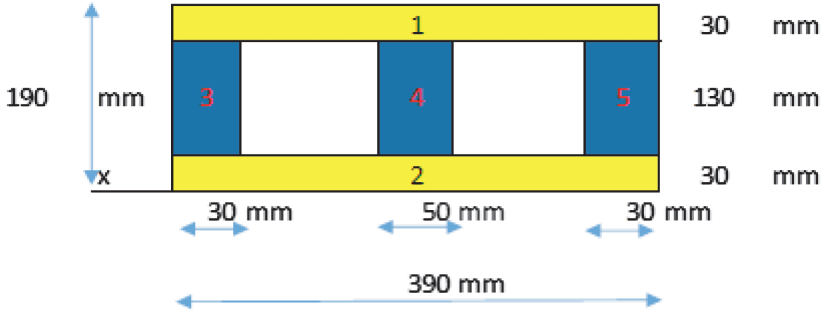
Altura del Muro = 7400 mm

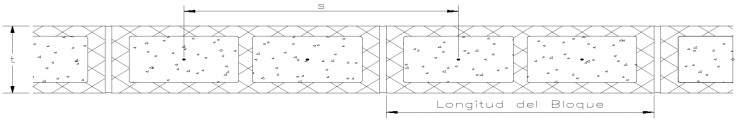
Espesor de la Pared = 190 mm

Separación de la Armadura de refuerzo = 390 mm

El ancho efectivo para compresión de una barra según ACI 530-13, 5.1.2

Propiedades del bloque perforado para mampostería armada





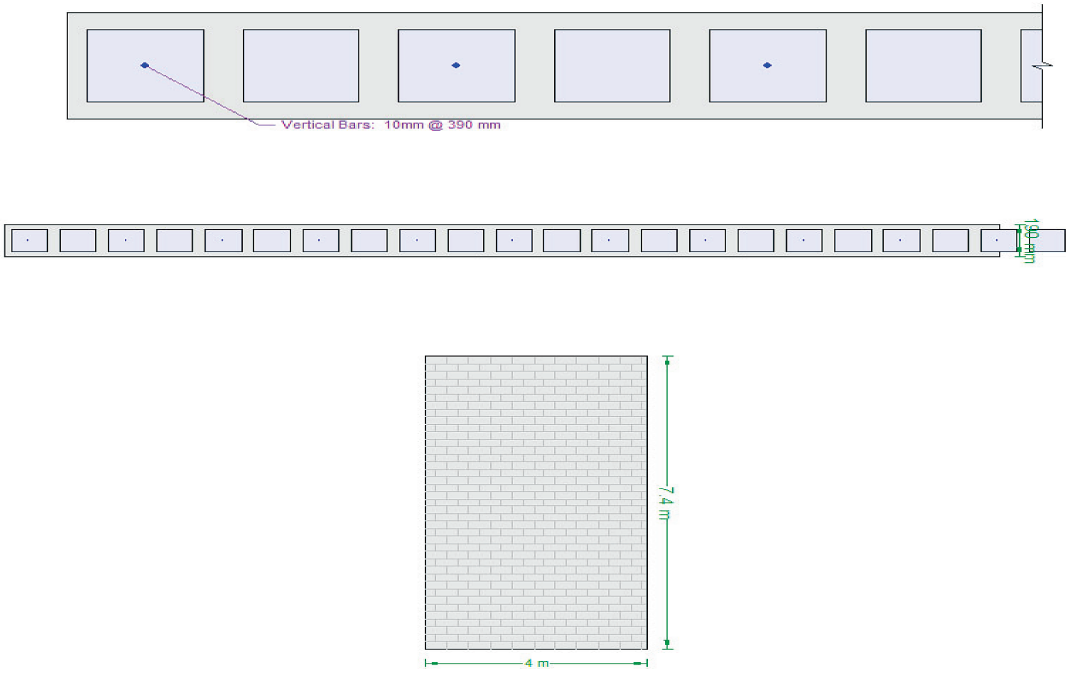


Figura 45: **Dimensiones del muro de mampostería en consideración**

Tabla 14: **Cálculo del Radio de Giro del bloque de hormigón**

UBICACIÓN	CANTIDAD	BASE (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm^2)	X (cm)	Y (cm)	INERCIA (cm^4)	d (cm)	d^2 (cm^2)	ÁREA x d^2 (cm^4)
A1	1	39	3	117.00	19.50	17.50	87.75	8.00	64.00	7488.00
A2	1	39	3	117.00	19.50	1.50	87.75	8.00	64.00	7488.00
SUMATORIA				234.00			175.50			14976.00

Y c.g. = 9.50 cm
X c.g. = 19.50 cm
I = 15151.50 cm^4 **Inercia Total**
r = 80.47 mm **Radio de Giro**

Por lo tanto, se usa la ecuación siguiente

(ecuación 9.11, ACI 530-13) $$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left[1-\left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]\right\} \quad para \ \frac{h}{r} \leq 99$$

$$P_n = 0.80\left\{0.80 * 760000\ mm^2 * 10\ \frac{N}{mm^2}\left[1-\left(\frac{7400\ mm}{140 * 80.47\ mm}\right)^2\right]\right\}$$

El coeficiente para compresión es Ø=0.90 de donde se determina Pu=ØPn

$ØP_n$	2,488.72	KN
P_n	2,765,247.81	N
A_n	760,000.00	mm^2
f'_m	10.00	MPa
h	7,400.00	mm
r	80.47	mm

Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería armada

Hoja de Calculo para calcular la resistencia de Carga Axial - Momento para el Muro de mamposteria armada

Longitud del muro	4000	mm	Altura del muro h	7400	mm
e_{mu}	0.0025		r	80.47	mm
f'_m	10	N/mm2	h/r	92	
f_y	420	N/mm2	factor	0.57	
E_s	200000	N/mm2			
d	3950	mm			
(c/d)balancedo	0.54				
Espesor del muro	190	mm			
phi	0.9				
An	760,000	mm2			

Diametro varilla=	**12**	**mm**		
Capas de refuerzo	**Distancia**	**Area (As)**	**# Var**	**Espaciamiento**
	mm	mm2		mm
1	50.00	113.10	1	
2	440.00	113.10	1	390.00
3	830.00	113.10	1	390.00
4	1220.00	113.10	1	390.00
5	1610.00	113.10	1	390.00
6	2000.00	113.10	1	390.00
7	2390.00	113.10	1	390.00
8	2780.00	113.10	1	390.00
9	3170.00	113.10	1	390.00
10	3560.00	113.10	1	390.00
		1130.97		

Observaciones	c/d	c	Cmas	fs(1)	fs(2)	fs(3)	fs(4)	fs(5)	fs(6)	fs(7)	fs(8)	fs(9)	fs(10)	Momento	Carga Axial	Momento	Carga Axial (Esbeltez)
		mm	N	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	kn-m	kn	KN-m	KN
Carga Axial Pura														0	4377	0	2488
	1.0125	3999.38	4863240	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1752	4377	1752	2488
Puntos que controla la mamposteria	0.9	3555.00	4322880	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.70	2249	3891	2249	2212
	0.8	3160.00	3842560	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.58	-63.29	2556	3452	2556	1962
	0.7	2765.00	3362240	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.71	-73.24	-143.76	2737	3004	2737	1708
	0.54	2146.74	2610435	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-56.66	-147.49	-238.33	-329.16	2776	2271	2776	1291
Punto Balanceado	0.54	2146.74	2610435	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-56.66	-147.49	-238.33	-329.16	2776	2271	2776	1291
	0.5	1975.00	2401600	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.33	-105.06	-203.80	-302.53	-401.27	2735	2058	2735	1170
	0.4	1580.00	1921280	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.49	-132.91	-256.33	-379.75	-420.00	-420.00	2522	1564	2522	889
Puntos que controla el acero de refuerzo	0.3	1185.00	1440960	0.00	0.00	0.00	-14.77	-179.32	-343.88	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	2137	1071	2137	609
	0.2	790.00	960640	0.00	0.00	-25.32	-272.15	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	1581	578	1581	328
	0.1	395.00	480320	0.00	-56.96	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	854	84	854	48
	0.01	39.50	48032	-132.91	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	-420.00	59	-355	59	-202
	0															0	0

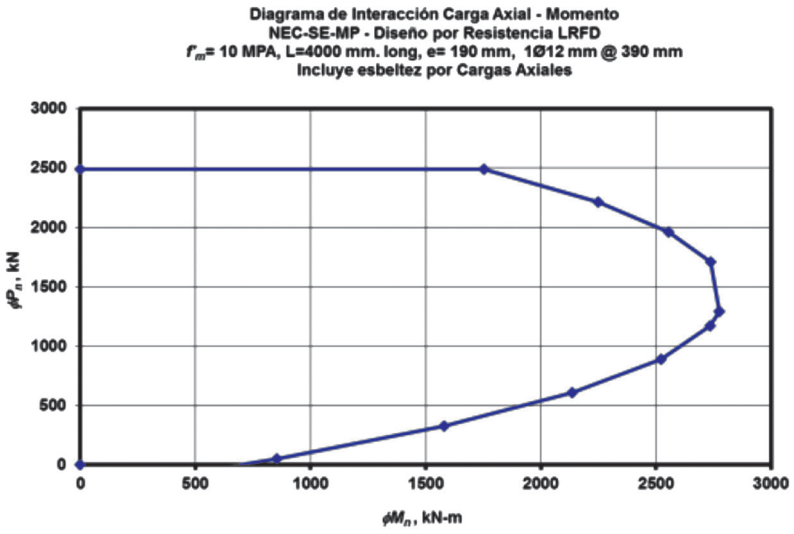


Figura 46: **Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería armada**

2.8 Diseño por resistencia para mampostería armada a flexión sin carga axial

Para secciones con refuerzo a tracción y la cuantía es menor al 75% de la cuantía para condiciones balanceadas (NEC – SE – MP).

Para elementos confinantes el acero de refuerzo es 1Ø12mm @ 390 mm. El coeficiente para compresión es Ø=0.90 de donde se determina:

$$Mu \leq \emptyset Mn$$

$$Mn = As\ x\ fy\ x\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = 1130.97\ mm^2\ x\ 420\ \frac{N}{mm^2}\ x\left(3950\ mm - \frac{312.51\ mm}{2}\right)$$

$$a = \frac{As\ x\ fy}{(0.80\ x\ f'm\ x\ b)}$$

$$a = \frac{1130.97\ mm^2\ x\ 420\ \frac{N}{mm^2}}{\left(0.80\ x\ 10\ \frac{N}{mm^2}\ x\ 190\ mm\right)}$$

Datos:

As =	1130.97	mm^2
fy =	420.00	N/mm2
f'_m =	10.00	N/mm2
d =	3950.00	mm
b =	190.00	mm

Cálculos:

ØMn =	1621.86	kN.m
Mn =	1802.06	kN.m

a =	312.51	mm
Ag =	760000.00	mm^2

Mu=	185.341	kN.m

Comparación:

$$Mu \leq \emptyset Mn$$

$$185.341\ kN - m < 1621.86\ kN - m \quad \therefore OK$$

2.9 Diseño por resistencia al corte de mampostería armada

2.9.1 Cortante nominal de la mampostería.

El cortante nominal de la mampostería deberá calcularse con la siguiente ecuación:

(ecuación 9.24, ACI 530-13) $$V_{nm} = 0.083\left[4.0 - 1.75\left(\frac{M_u}{V_u d_v}\right)\right]A_{nv}\sqrt{f'_m} + 0.25P_u$$

En donde se tiene que dv = 0.80 x Ancho del muro.

$$V_{nm} = \left(0.083x\left[4.0 - 1.75\left(\frac{185.341x10^6\ N - mm}{(106.278\ x10^3\ N\ x\ 3200\ mm)}\right)\right](758869.03\ mm^2)x\left(\sqrt{10\ MPa}\right)\right) + \left(0.25x(233.049\ x\ 10^3\ N)\right)$$

A_{nv}	758,869.03	mm^2
M_u	185,341,000.00	N-mm
V_u	106,277.80	N
f'_m	10.00	MPa
d_v	3,200.00	mm
P_u	233,049.00	N
V_{nm}	665,020.87	N

$$\frac{M_u}{V_u d_v} = \frac{185.341x10^6\ N - mm}{(106.278\ x10^3\ N\ x\ 3200\ mm)} = 0.54\ \leq 1.0$$

$\frac{M_u}{V_u d_v}$ Se tomará como un número positivo y no necesita ser mayor que 1.0

2.9.2 Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo.

(ecuación 9.25, ACI 530-13) $V_{ns} = 0.5\left(\frac{A_v}{S}\right) f_y d_v$

$$V_{ns} = 0.5\ x\left(\frac{1130.97\ mm^2}{390\ mm}\right) x\left(420\ \frac{N}{mm^2}\right) x\ (3200\ mm)$$

A_v	1,130.97	mm^2
s	390.00	mm
f_y	420.00	MPa
d_v	3,200.00	mm
V_{ns}	1,948,754.09	N

2.9.3 Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo total.

(ecuación 9.21, ACI 530-13) $V_n = (V_{nm} + V_{ns})\gamma_g$

$$V_n = (665020.87\ N + 1948754.09\ N) x (1.00)$$

V_{nm}	665,020.87	N
V_{ns}	1,948,754.09	N
γ_g	1.00	
V_n	2,613,774.95	N

Considerar las siguientes condiciones:

(ecuación 9.22, ACI 530-13) $V_n \leq \left(0.498\ x\ A_{nv}\sqrt{f'm}\right)\boldsymbol{\gamma_g} \quad para\ \frac{M_u}{V_u d_v} \leq 0.25$

(ecuación 9.23, ACI 530-13) $V_n \leq \left(0.332\ x\ A_{nv}\sqrt{f'm}\right)\boldsymbol{\gamma_g} \quad para\ \frac{M_u}{V_u d_v} \geq 1.0$

El máximo valor para V_n cuando $\frac{M_u}{V_u d_v}$ este entre el 0.25 y el 1.0 nos permitirá hacer una interpolación lineal.

Mu=	185.341	kN.m
Vu=	106.278	kN
dv=	3.2	m
Mu/ Vu*dv	0.54	INTERPOLAR
Anv=	758869.03	mm^2
f'_m=	10	N/mm2
γ_g =	1	TOTAL
Vn<=1038.4 kN		

Cálculo del corte nominal es considerando el límite antes calculado. El coeficiente para compresión es Ø = 0.80 en donde se determina Vu $\leq$ Ø Vn:

Vn=	2613.78	kN
Vn=1038.4kN		
ØVn=	830.720	kN

Comparación:

$$Vu \leq \emptyset Vn$$

$$106.278\ kN < 830.720\ kN \quad \therefore OK$$

2.10 Diseño de muros en la dirección paralela a su plano

2.10.1 Resistencia mínima a la flexión

Cuando el modo de falla dominante del muro es a flexión, la resistencia nominal a flexión del muro Mn, debe cumplir con la siguiente relación:

$$Mn \geq \alpha Mcr$$

Donde:

α =1.8 para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno.

α = 3.0 para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo.

α = 3.0 para mampostería de cavidad reforzada.

El cálculo del momento de agrietamiento se lo realiza con la siguiente ecuación:

$$Mcr = \frac{b\ x\ L^2}{6}\ x\ fr$$

Donde:

Para el cual fcr tiene las siguientes limitaciones:

Para mampostería con todas sus celdas inyectadas:

$$f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6\ MPa$$

Para mampostería con solo las celdas con refuerzo inyectado:

$$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8\ MPa$$

$$Mcr = \frac{190\ mm\ x\ 4000^2\ mm^2}{6}\ x\ 12\frac{N}{mm^2}$$

fr =	1.04	Mpa
b =	190	mm
L =	4000	mm
Mcr =	528.73	kN - m
α =	1.80	
α Mcr =	951.72	kN - m
Mn =	1802.06	kN.m

$$1802.06\ kN - m > \ 951.72\ kN - m \quad \therefore \quad OK$$

2.10.2 Chequeo de deflexiones.

Los procedimientos establecidos en esta sección se utilizarán cuando la tensión de carga axial factorizada en la ubicación del momento máximo satisface el requisito calculada por la ecuación:

$$\text{(ecuación 9.26, ACI 530-13)} \quad \left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.20 f'_m \ \text{ o } \left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.05\ f'_m$$

Cuando $\frac{h}{t} > 30$ el esfuerzo axial factorizado no debe superar 0.05f'm. (9.3.5.4.2)

$$\frac{h}{t} \geq 30$$

$$\frac{7400\ mm}{190\ mm} = 38.95 > 30 \quad \therefore \quad \left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.20 f'_m$$

$$\left(\frac{233049.00\ N}{760000\ mm^2}\right) \leq \left(0.20\ x\ 10\ \frac{N}{mm^2}\right)$$

Pu =	233049.00	N
Ag =	760000.00	mm^2
f'_m =	10	N/mm2
Pu/Ag =	0.307	N/mm2
0.20 x f'm =	2.000	N/mm2
Pu/Ag = 0.307 kN CUMPLE		

Para el cálculo de las deflexiones, tomamos las siguientes consideraciones:

$$(\text{ecuación } 9.29, \text{ACI } 530\text{-}13) \;\; \delta_u = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_n} \; para \;\; M_u < M_{cr}$$

$$\delta_u = \frac{5x185341000\, N - mm\; x\; 7400^2\; mm^2}{48x9000\frac{N}{mm^2}\; x\; 2286333333.33\; mm^4}$$

Mcr =	528732824.78	N.mm
Mu=	185341000	N.mm
	Mu < Mcr	
b =	190	mm
L =	4000	mm
In = Ig =	2286333333.33	mm4
h =	7400	mm
Em =	9000	MPa
δu =	51.38	mm

2.10.3 Desviación horizontal

La desviación horizontal, δ_s la combinación permisible a carga de diseño tensión estará limitada por la relación.

$$(\text{ecuación } 9.36, \text{ACI } 530\text{-}13) \quad \delta_s \leq 0.007h$$

$$\delta_s \leq 0.007x7400 = 51.80\; mm$$

$$51.38\, mm \leq 51.80\; mm \quad \therefore \quad OK$$

2.11 Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano

2.11.1 Resistencia a la flexión de muros con carga axial < 0.10 Ag f'm

Comprobación inicial:

$$(9.3.6.5.1, \text{ACI } 530 - 13) \qquad P_u \leq 0.10 A_g f'_m$$

$$P_u \leq 0.10\; x\; 760000\; mm^2\; x\; 10\; \frac{N}{mm^2}$$

Pu =	233049	N
Ag =	760000	mm^2
f'_m =	10	N/mm2
0.10f'mAg =	760000	N
Pu < 0.10 x Ag x f'm CUMPLE		

Cuando la carga axial que actúa sobre el muro Pu en la sección bajo estudio es menor que me 0.10 Ag f'm, el momento de diseño solicitado, Mu debe cumplir la condición dada por la ecuación:

$$M_u \leq \emptyset\, Re * M_n$$

Donde tenemos para Re las condiciones:

$$Re = \frac{70\, r}{h}\ para \frac{h}{r} > 99$$

$$Re = 1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\ para \frac{h}{r} \leq 99$$

Por consiguiente, se tiene:

$$\frac{7400\, mm}{80.47\, mm} = 92 < 99\ \therefore\ Re = 1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2$$

r =	80.47	mm
h =	7400	mm
h/r =	92	
h/r < 99 CUMPLE		

Por tanto, el factor Re viene dado por la expresión:

$$Re = 1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\ para \frac{h}{r} \leq 99$$

$$Re = 1 - \left(\frac{7400\, mm}{140\ x\ 80.47\, mm}\right)^2$$

Re =	0.57

Para calcular el momento nominal se lo realiza con la siguiente ecuación:

$$a = \frac{A_s\ f_y + P_u}{0.80\, f'_m\, b}$$

$$a = \frac{\left(1130.97\, mm^2 x 420\ \frac{N}{mm^2}\right) + 233049\, N}{0.80\ x\ 10\ \frac{N}{mm^2} x 190 mm}$$

$$A_{se} = \frac{As\, fy + Pu}{fy}$$

$$A_{se} = \frac{\left(1130.97\, mm^2\ x\ 420\ \frac{N}{mm^2}\right) + 233049\, N}{420\ \frac{N}{mm^2}}$$

$$M_n = (A_{se}\ f_y + Pu)\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = \left(\left(1685.85\ mm^2\ x\ 420\ \frac{N}{mm^2}\right) + 233049\ N\right)\ x\left(3950\ mm - \frac{465.83\ mm}{2}\right)$$

As =	1130.97	mm^2
fy =	420	N/mm2
Pu =	233049	N
f'_m =	10	N/mm2
d =	3950	mm
b =	190	mm
a =	465.83	mm
Ase =	1685.85	mm^2
Mn =	3498.18	kN.m

Por consiguiente, se tiene:

$$M_u \leq \emptyset\ Re\ x\ M_n$$

Re =	0.57	
Mn =	3498.18	kN.m
Mu =	185.341	kN.m
Φ =	0.90	
Φ Re Mn =	1789.88	kN.m
Mu < Ø Re Mn CUMPLE		

$$185.341\ kN - m < 1789.88\ kN - m \quad \therefore OK$$

2.12 Chequeo del acero de refuerzo

2.12.1 Cuantía mínima de refuerzo

La cuantía del refuerzo evaluada sobre el área de bruta de la sección del muro, en cada una de las direcciones, vertical y horizontal, no debe ser menor que 0.0007

$$\rho = \frac{A_S}{b\ dv}$$

$$\rho_{COLOCADO} = \frac{1130.97\ mm^2}{190\ mm\ x\ 3200\ mm}$$

b =	190	mm
dv =	3200	mm
As col. =	**1130.97**	**mm^2**
ρ =	0.00186	Colocado
ρ =	0.00070	Mínimo
As mín. =	**425.60**	**mm^2**

Para el cálculo de la cuantía máxima y la comprobación se rige de la sección 9.3.3.5.

$$\rho_{máx} = \frac{0.64\, f'm \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y}\right) - \frac{Pu}{bdv}}{fy\left(\frac{\alpha\varepsilon_y - \varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y}\right)}$$

$$\rho_{máx} = \frac{0.64\ x\ 10\ \frac{N}{mm^2}\left(\frac{0.0025}{0.0025 + (1.8x0.002)}\right) - \frac{233049\ N}{190\ mm\ x\ 3200mm}}{420\frac{N}{mm^2}\, x\left(\frac{(1.8x0.002) - 0.0025}{0.0025 + (1.8x0.002)}\right)}$$

b =	190	mm
dv =	3200	mm
f'_m =	10	N/mm2
εmu =	0.0025	Concreto
α =	1.80	
εy =	0.002	Acero
Pu =	233049	N
fy =	420	N/mm2
ρ =	0.02957	Máxima
As máx. =	**17979.22**	**mm^2**
As colocado < As máximo CUMPLE		

$$A_{s\ COLOCADO} \leq A_{S\ MÁXIMO}$$

$$1130.97\ mm^2 < 17979.22\ mm^2 \quad \therefore \quad OK$$

MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y ELEMENTOS DE HORMIGÓN CONFINANTES

3 Diseño por esfuerzos admisibles para mampostería confinada

3.1 Introducción:

La mampostería confinada se configura mediante el enmarcando los vanos de mampostería, generalmente llenos con elementos de concreto armado que actúan como confinamiento y su trabajo es en conjunto. La construcción en mampostería confinada se caracteriza principalmente por estar constituida por un muro de mampostería simple en marcado por una cadena (o elementos) de concreto armado, la cual será vaciada con posterioridad a la construcción del muro y que actúa monolíticamente con este. Se emplea una conexión dentada entre la mampostería y las columnas con acero de refuerzo longitudinal y vertical.

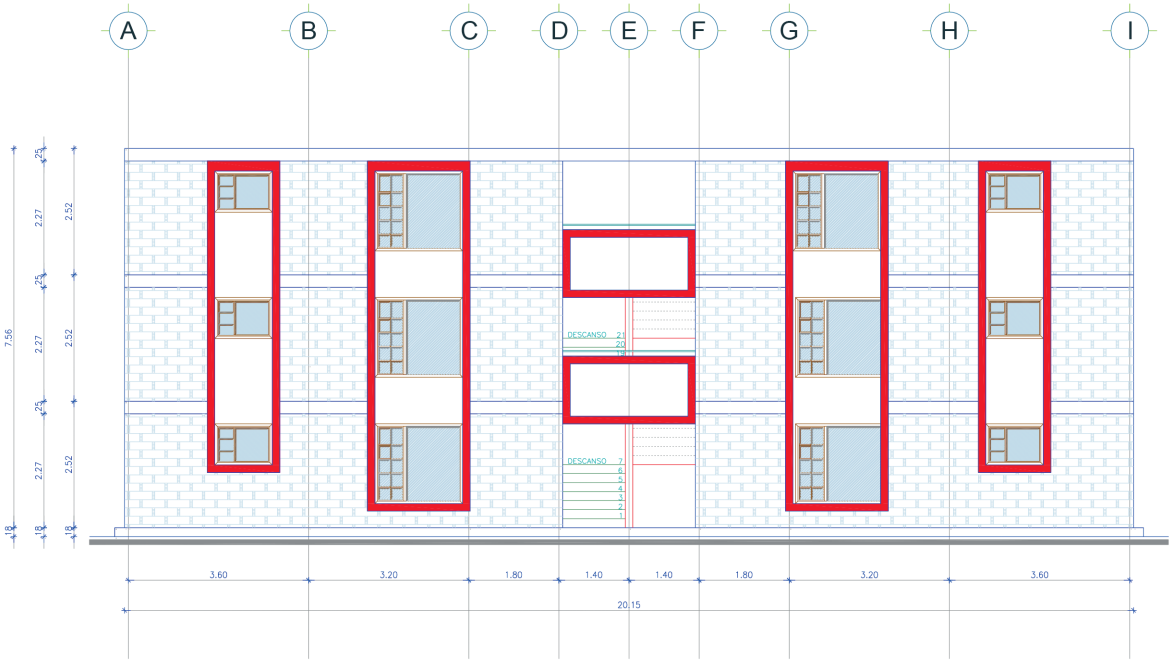
Este es el sistema que tradicionalmente se emplean en casi toda Latinoamérica para la construcción de edificios de hasta 4 pisos. Para que un muro confinado se considere como muro estructural debe ser continuo desde la cimentación hasta su nivel superior y no puede tener ningún tipo de aberturas.

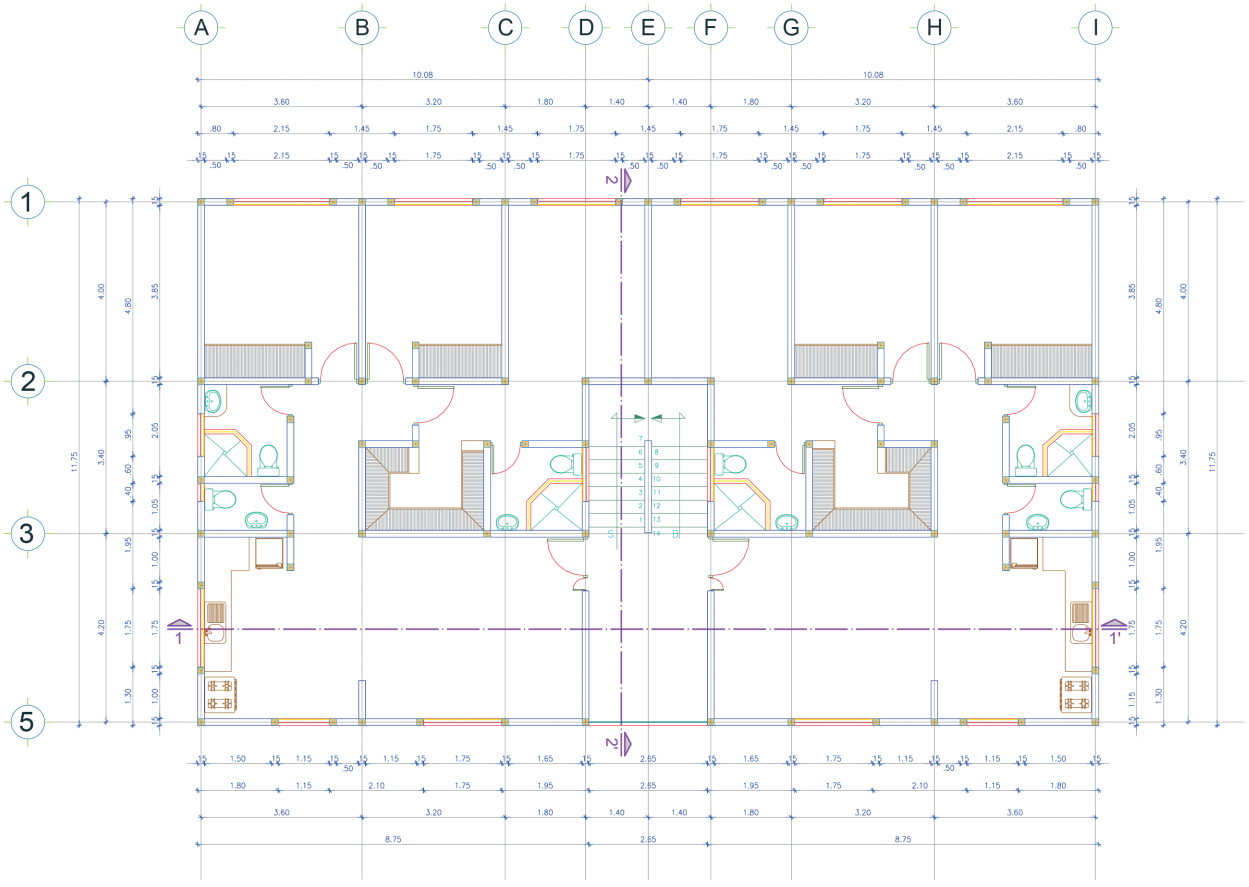
El pórtico de concreto armado, que rodea al muro, sirve principalmente para ductilizar al sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica, incrementando muy levemente su resistencia, por el hecho de que la viga (“solera”, “”viga collar”, “collarín” ó “viga ciega”) y las columnas son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Adicionalmente, el pórtico funciona como elemento de arriostre cuando la mampostería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano.

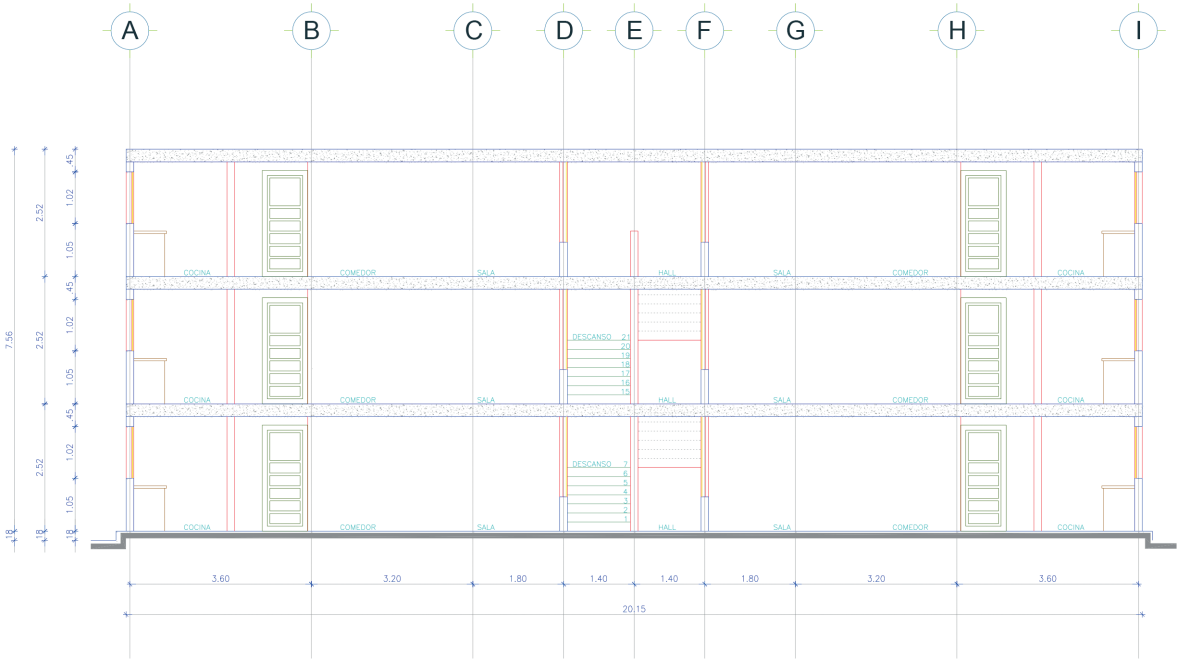
Las estructuras de mampostería confinada como cualquier otro material y elemento constructivo, tiene que ser diseñado para resistir las fuerzas sísmicas especificadas en la NEC-SE-DS, con las combinaciones de carga expresadas en la NEC-SE-CG, para la teoría de ultima resistencia por factores de carga LRFD, y para el diseño de los elementos estructurales los señalado en la NEC-SE-MP.

En el diseño estructural de mampostería confinada sismo resistente, las fuerzas dependen del sitio de implantación geográfica del proyecto, con las propiedades inherentes al tipo de suelo de emplazamiento y la buena distribución interna de masa y rigidez de los elementos que conforman la estructura del inmueble.

El proyecto a desarrollar es una casa de dos pisos destinada a vivienda, la cual se ubica en la ciudad de Quito, con un suelo tipo “D”, su configuración en elevación tiene una cubierta de losa plana como se puede observar en la Figura 47.


A
B
C
D
E
F
G
H
I
DESCANSO
DESCANSO
3.60
3.20
1.80
1.40
1.40
1.80
3.20
3.60
20.15
7.56


A
B
C
D
E
F
G
H
I
1
2
3
5
10.08
10.08
8.75
2.85
8.75



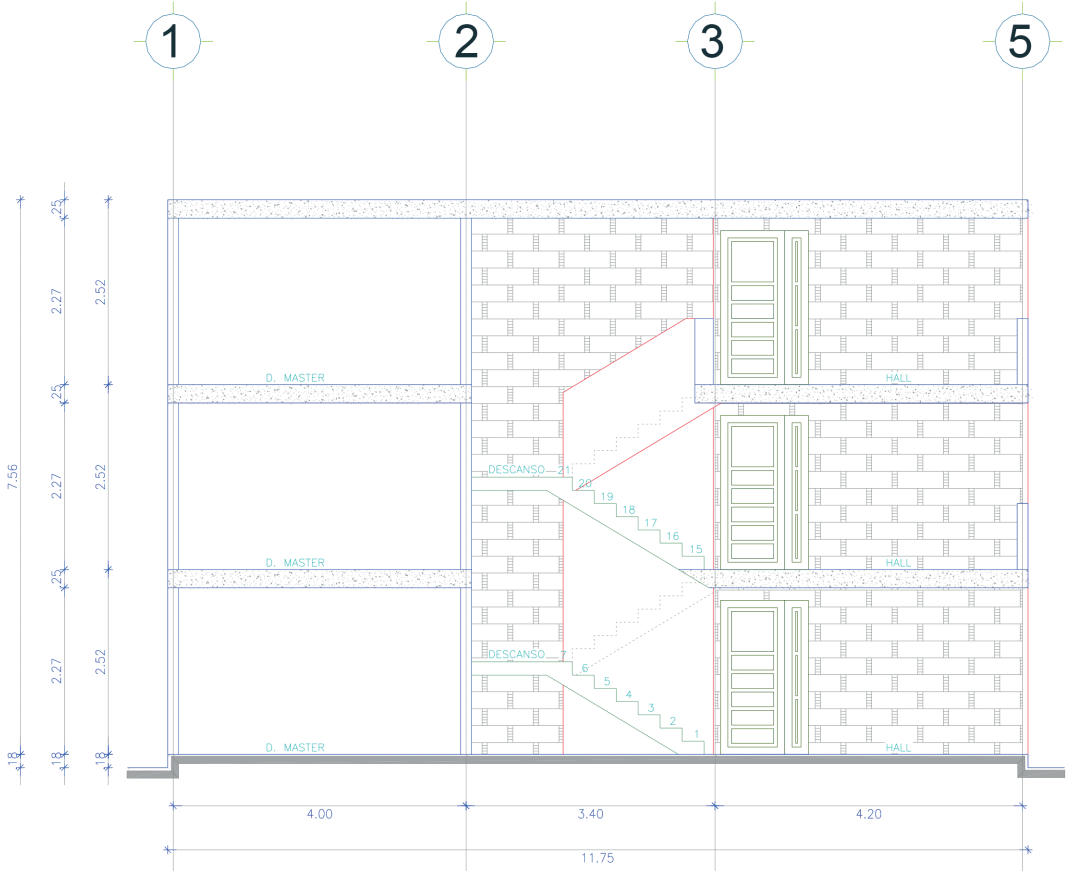


Figura 47: **Vivienda en consideración**

El proyecto se desarrolla en mampostería estructural confinada, su cimentación es una losa corrida de hormigón armado, para soportar las cargas que van a ser trasmitidas, por las cargas verticales y las cargas laterales consideradas en análisis y diseño estructural.

Para la realización del análisis y diseño estructural, los cálculos realizados son aplicables a elementos horizontales, verticales e inclinados que conforman todos los niveles hasta la cubierta. Los efectos que las cargas verticales y laterales que se generan en estos elementos estructurales son principalmente de compresión, tracción corte y flexión, según la ubicación de la configuración del sistema estructural.

3.2 Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia factores de carga

La NEC-SE-CG, expresa que el método de análisis y diseño para mampostería estructural confinada, será mediante la teoría de ultima resistencia por factores de carga LRFD, las cargas consideradas se consideran que actúan con las siguientes combinaciones, que se encuentran en la Norma ASCE7-10, que forma parte y es referencia para la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y se considera las combinaciones que generen los efectos más desfavorables en el elemento estructural a ser diseñado.

Las cargas consideradas como peso propio de la estructura, cargas permanentes o cargas muertas, se las considera con una estimación de la densidad del material, también se incluyen el peso de elementos no estructurales que conforman parte del inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las sobrecargas de servicios denominadas cargas vivas son los pesos en función de la ocupación y uso que está destinado el inmueble, según la NEC-SE-CG.

Las cargas laterales por sismo se consideran de acuerdo a la zona de ubicación de la construcción en base a lo enunciado en la NEC-SE-DS.

Combinaciones de cargas para el diseño.

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L
3. 1.2 D + 1 L + 1 Ex
4. 1.2 D + 1 L - 1 Ex
5. 1.2 D + 1 L + 1 Ey
6. 1.2 D + 1 L - 1 Ey
7. 0.9 D + 1 Ex
8. 0.9 D - 1 Ex
9. 0.9 D + 1 Ey
10. 0.9 D - 1 Ey
11. 1.2 D + 1 L + 1 EQx
12. 1.2 D + 1 L + 1 EQy
13. 0.9 D + 1 EQx
14. 09 D + 1 EQy

Dónde:

D	Carga muerta.
L	Carga viva.
Ex	Carga estática de sismo en sentido X.
Ey	Carga estática de sismo en sentido Y.
EQx	Carga del espectro de aceleraciones en sentido X.
EQy	Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y.

3.2.1 Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.

De acuerdo a la ubicación geográfica, tipo de suelo en el sitio, configuración estructural en planta, elevación, tipo de uso y función del inmueble, así como también el sistema estructural considerado, se ha determinado los siguientes parámetros de la NEC-SE-DS:

Según lo expresado anteriormente según el mapa de riesgo del país, Quito esté ubicado en la zona de alto riesgo, con una aceleración máxima esperada de .40g (Z=.40g).

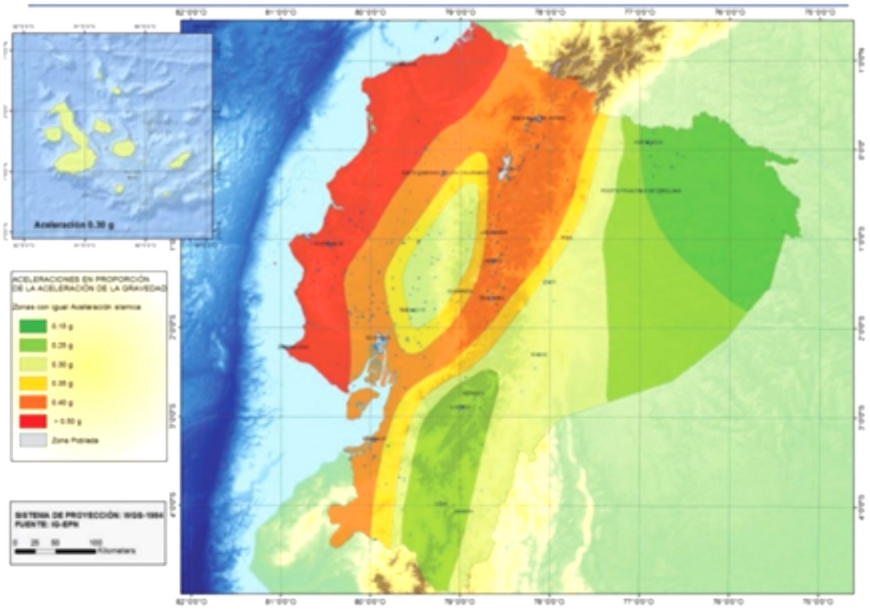


Figura 48: **Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z**

Por tanto, el análisis a carga sísmica aplicada a la estructura se realizará utilizando la fórmula pseudo-estática de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

3.2.2 Carga sísmica

La carga sísmica se consideró 100%, de la carga muerta (D), correspondiente al Capítulo de la norma NEC-SE-CG 1 correspondiente a Cargas y Materiales, la cual es multiplicada por el coeficiente sísmico según el Capítulo 2: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO - PERIODO FUNDAMENTAL - CORTANTE BASAL - NEC 2015

PROYECTO: NEC-SE-MP

Tabla 2.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

PROVINCIA	PICHINCHA
CANTON	QUITO
PARROQUIA	QUITO
POBLACION	QUITO
Z	0.40

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Caracterización de amenaza sísmica	Interme dia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	S

Tabla 2.9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Factor I	
Otras estructuras	1.00	I

Tabla 2.14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	Coeficiente R	
Mamposteria Confinada, Mamposteria Reforzada	3.00	R

Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

$Ø_P$ =	1.00	$Ø_{PA}$ =	1.0	$Ø_{PB}$ =	1.0	ØP

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

$Ø_E$ =	1.00	$Ø_{EA}$ =	1.0	$Ø_{EB}$ =	1.0	ØE

Tabla 2.14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema Estructural	Coeficiente R	
Mamposteria Confinada, Mamposteria Reforzada	3.00	R

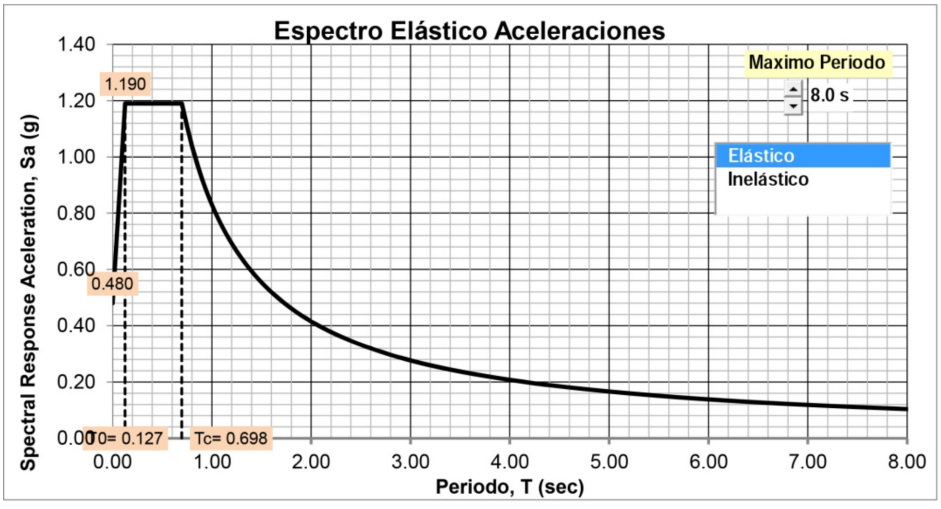
Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

$Ø_P$ =	1.00	$Ø_{PA}$ =	1.0	$Ø_{PB}$ =	1.0	ØP

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

$Ø_E$ =	1.00	$Ø_{EA}$ =	1.0	$Ø_{EB}$ =	1.0	ØE

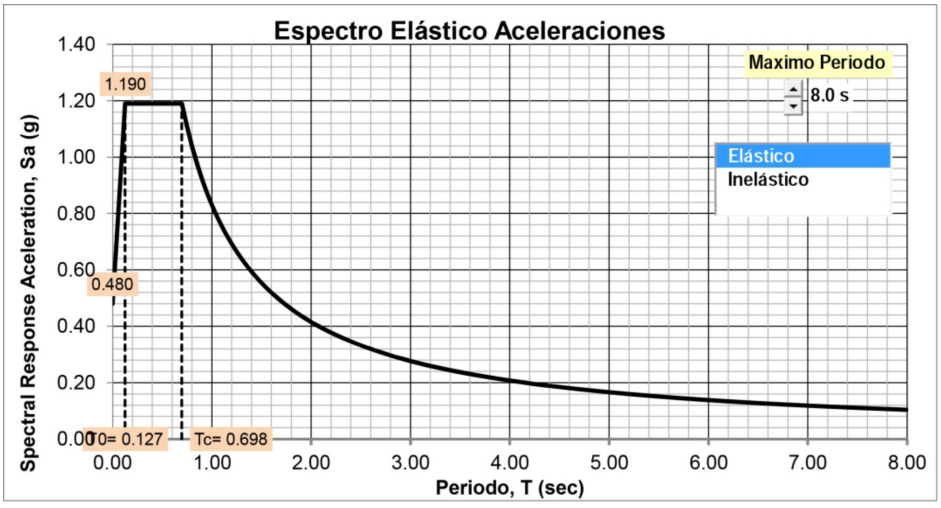
Figura 49: **Datos para obtener el espectro de diseño sísmico, periodo fundamental y cortante basal NEC 2015**



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	3.00

PROYECTO:

NEC-SE-MP



Provincia / Region	PICHINCHA
η	2.48
r	1.0
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
T0	0.127
Tc	0.698
TL	2.856
Z	0.400
Sa	1.190
R	3.00

PROYECTO:

NEC-SE-MP

Figura 50: **Espectro elástico de aceleraciones**

3.2.3 Cortante basal de diseño

El coeficiente del cortante basal de diseño V, se lo determina según la norma NEC-SE-DS, de la siguiente manera:

$$V = \frac{I \times S_a}{R \times \emptyset_p \times \emptyset_e} W$$

Dónde:

I Factor de Importancia.

W Carga reactiva.

S_a Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

Øp Factor de configuración estructural en planta.

Øe Factor de configuración estructural en elevación.

3.2.4 Determinación del coeficiente sísmico.

$$V = \frac{1 \times 1.19}{3 \times 1 \times 1} W$$

$$V = 0.397\, W$$

3.3 Determinación de las cargas

Carga Muerta:

Para la estructura de cubierta, vigas y columnas.

Tabla 15: **Determinación de cargas: carga muerta**

Descripción del Material	Peso Unitario kN/m³
Hormigón Armado	24
Bloque para Mampostería	8.5

Carga Viva:

Tabla 16: Determinación de cargas: carga viva

Ocupación o Uso	Carga Unitaria kN/m²
Cubiertas *	1
Residencias	2
Escaleras residenciales Unifamiliares	2

* En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 100 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

3.4 Determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería

3.4.1 Mampostería de Bloque

La resistencia a la compresión del bloque de hormigón simple pesado para uso estructural es de f'b=10 MPa, con las siguientes dimensiones:

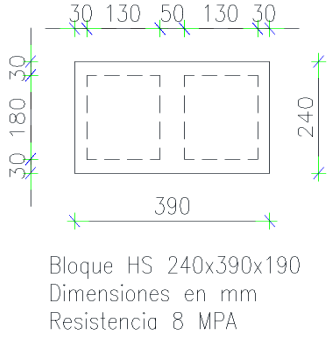


Figura 51: **Bloque de hormigón simple pesado**

3.4.2 Mortero de junta del Bloque

La resistencia a la compresión del mortero de pega o junta para las unidades de mampostería será un tipo M10, con una resistencia a la compresión a los 28 días de 10 MPa, el espesor de la junta no deberá ser mayor de 20 mm.

3.4.3 Mampostería armada

La resistencia a la compresión a los 28 días de la mampostería confinada será de f'm=8MPa, su módulo de elasticidad será igual a:

$$E_m = 900 * f'm$$

$$E_m = 900 * 8\ MPa$$

$$E_m = 7200\ MPa$$

3.4.4 Acero de Refuerzo

La resistencia a la fluencia del Acero de refuerzo fy=420 MPa acero grado 60, y su módulo de elasticidad es Es=200000 MPa.

3.5 Configuración estructural y densidad de muros en planta

En inmuebles de mampostería portante se determina la cantidad de muros estructurales en las dos direcciones, la cuantía mínima en cada dirección deberá ser: d% ≥ 1,5% área de muros resistente / Área total de la edificación.

$$d\% = \frac{Aw}{Ap}$$

Dónde:

d%: Índice de densidad de muros en cada dirección.

Aw: Sumatoria de las secciones transversales de los muros confinados en la dirección de análisis.

Ap: Área total en planta de la vivienda.

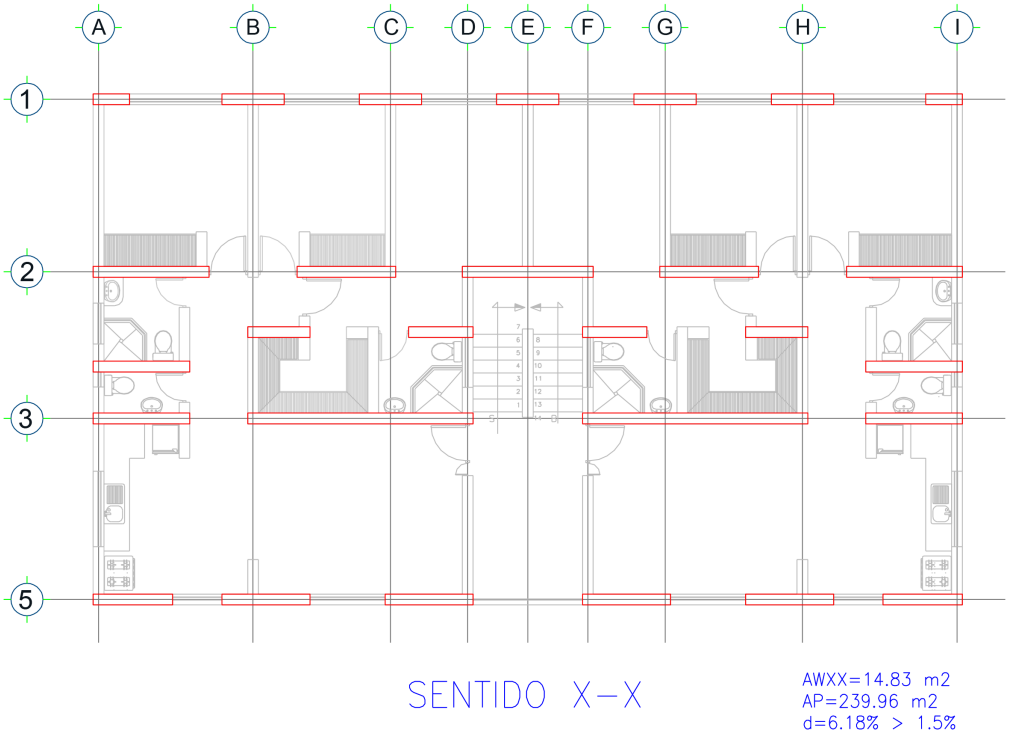


Figura 52: **Configuración estructural y densidad de muros sentido X-X**

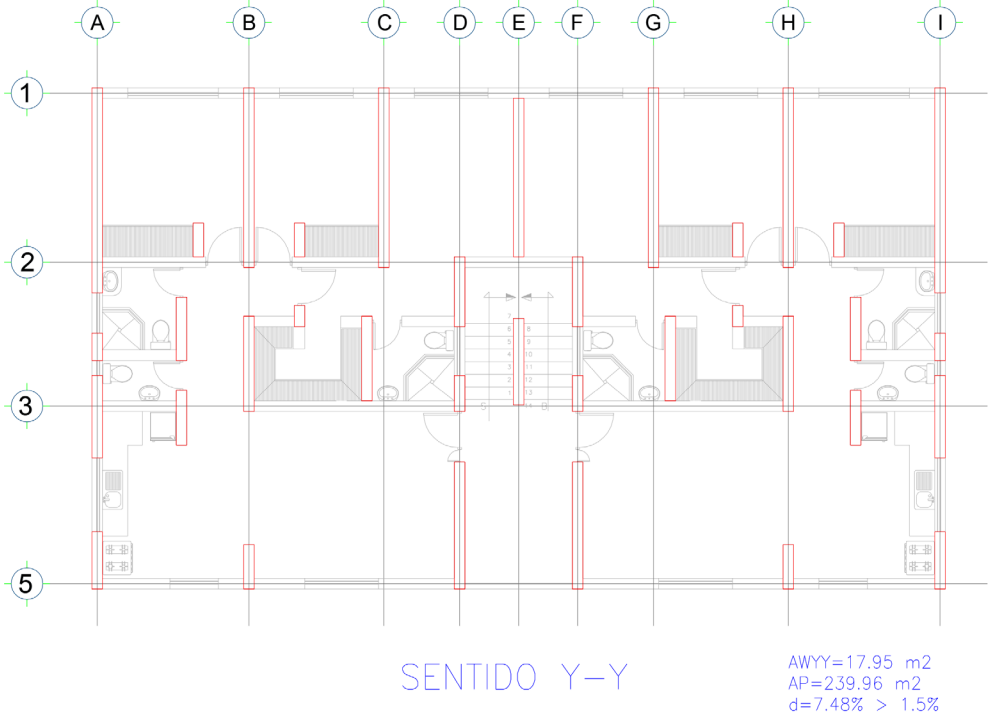


Figura 53: **Configuración estructural y densidad de muros sentido Y-Y**

Diseño por resistencia a cargas axiales por compresión para mampostería confinada

3.6 La filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería confinada

El requerimiento mínimo para el diseño por resistencia de mampostería se lo realiza por el método de LRFD factores de carga considerados en la NEC-SE-CG. Los miembros sujetos a una carga axial de compresión deben ser diseñados para momento y la carga axial factoradas por la combinación de carga que genere los máximos esfuerzos.

El diseño de la mampostería confinada por resistencia debe ser mayor o igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia Φ el cual será de 0.9 para las combinaciones de carga axial y flexión (ACI 530-13, 9.1.4.4) y 0.8 (ACI 530-13, 9.1.4.5) para corte en mampostería reforzada.

Para el diseño de la mampostería confinada se asume que:

a) La mampostería no resiste esfuerzos de tracción

b) Existe compatibilidad de deformaciones entre el acero de refuerzo y la mampostería.

c) El refuerzo está totalmente rodeado y adherido a los materiales de mampostería de tal manera que trabajen como un material homogéneo.

d) El esfuerzo de compresión y tensión en el acero de refuerzo fs es igual a la multiplicación de su módulo de Elasticidad Es multiplicado por su deformación unitaria es, pero no más allá de la fluencia del acero de refuerzo fy.

e) La máxima deformación unitaria de la mampostería en la fibra extrema en compresión de la mampostería, ε_{mu} ,debe tomarse como 0.0025 (concreto)

f) El esfuerzo uniforme de compresión en la mampostería es de 0.80f'm, que esta uniformemente distribuido sobre un bloque de compresión cuya distancia al eje neutro tiene un valor de c y el bloque de compresión igual a=0.80c medido desde la fibra de máxima compresión hacia el eje neutro.

g) La resistencia nominal de la sección transversal de la mampostería reforzada para las combinaciones de carga axial y flexión es basada en las condiciones de equilibrio estático.

h) Las deformaciones del acero de refuerzo y la mampostería son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

i) El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

j) El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm^2 (200 cm^2).En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

k) Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro

$$\frac{c}{d-c} = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_y}$$

$$c = d\left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_y}\right)$$

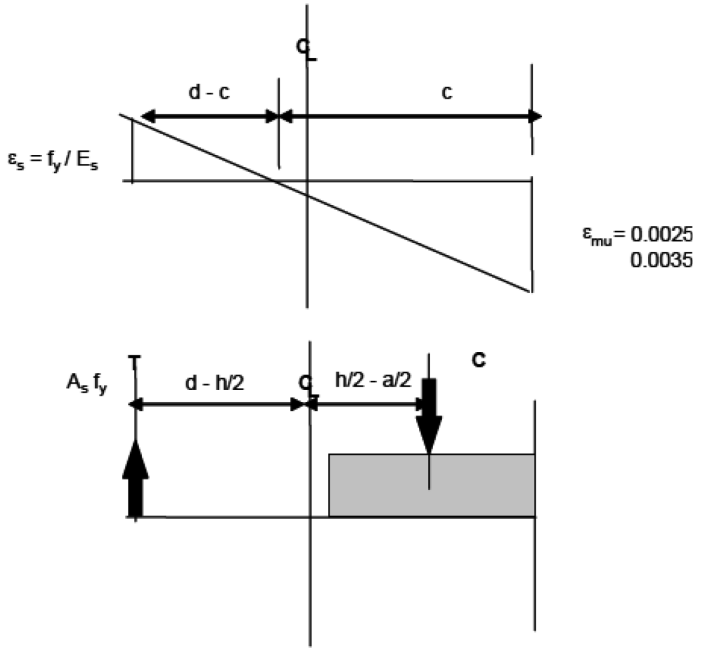


Figura 54: **Diagrama de compatibilidad de esfuerzos para compresión pura de la mampostería**

Equilibrio estático de fuerzas para encontrar el punto balanceado

$$C = 0.80c\,(0.80 f_m^{'})b$$

$$T = A_s f_y$$

$$P_n = C - T$$

$$M_n = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + C\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

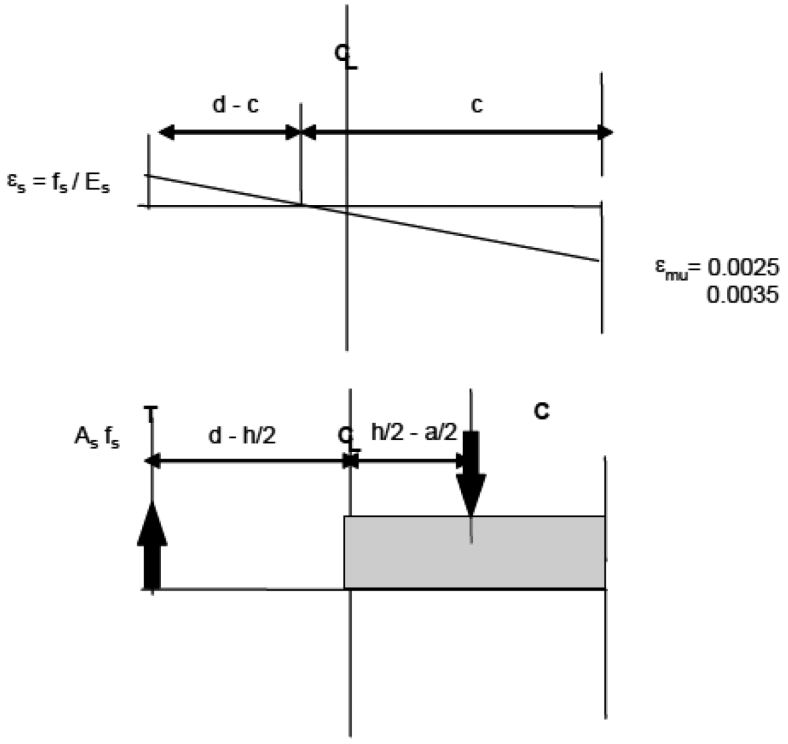


Figura 55: **Diagrama de compatibilidad de esfuerzos con el acero de refuerzo**

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{mu}} = \frac{d-c}{c}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu}\left(\frac{d-c}{c}\right)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$C = 0.80\, c\, (0.80\, f_m^{'})b$$

$$T = A_s f_s$$

$$P_n = C - T$$

$$M_n = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + C\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

Donde $\beta_1 = 0.80$

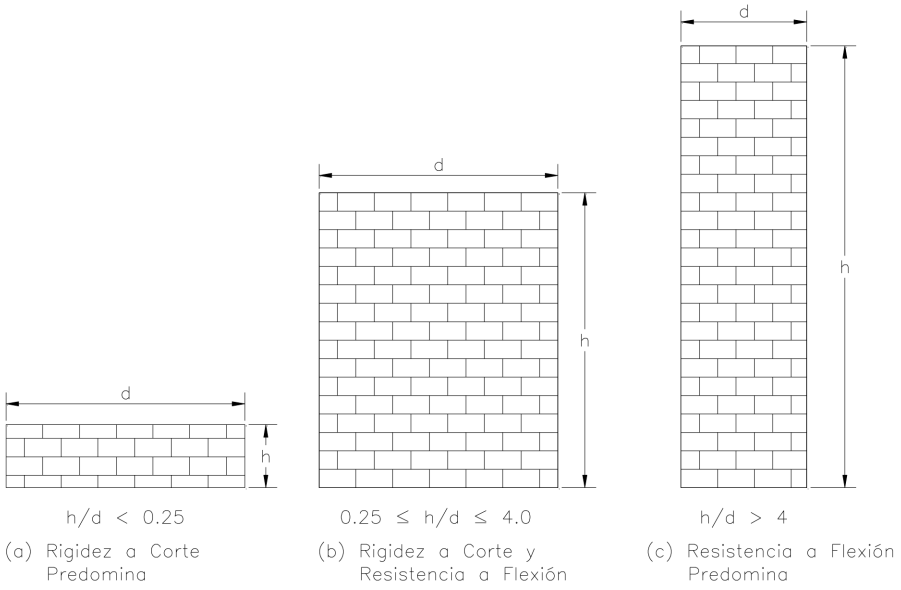


Figura 56: **Filosofía general del diseño para la resistencia de mampostería confinada**

3.7 Diseño por resistencia para mampostería confinada carga axial a compresión

El diseño por resistencia de la mampostería según el ACI 530-13 en la sección 9.3.4.1, tiene que considerar el efecto de esbeltez según las siguientes ecuaciones:

(ecuación 9.11, ACI 530-13) $$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left[1-\left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]\right\} \quad para \ \frac{h}{r} \leq 99$$

(ecuación 9.12, ACI 530-13) $$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left(\frac{70r}{h}\right)^2\right\} \quad para \ \frac{h}{r} > 99$$

Para el diseño se considera el muro en el eje B entre los ejes 1 -2 cuyas máximas solicitaciones son acciones son las siguientes por la combinación de cargas:

UDWAL6 U=1.2D +1L – Ey

Tabla 17: **Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2**

Fuerzas del Muro									
Piso	**Muro**	**Carga/ Combo**	**Ubicación**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
N+2.50	DM3	UDWal6 Min	Abajo	-292,2267	-162,6814	0,1502	-0,208	0,1517	-250,7766

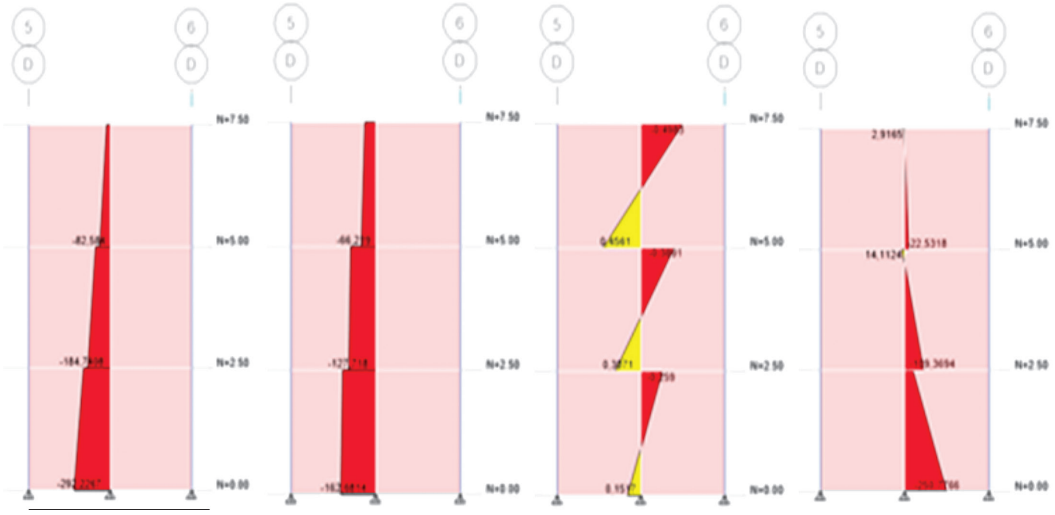


Diagrama de fuerza axil (kN) | Diagrama de fuerza cortante (2-2) (kN) | Diagrama de Momento (2-2) (kN-m) | Diagrama de Momento (3-3) (kN-m)

Figura 57: **Máximas solicitaciones de muro en el eje B entre los ejes 1-2**

Valores obtenidos en el programa:

$Pu = 292.227\ kN$ $\qquad$ $Mu = 250.777\ kN.m$ $\qquad$ $Vu = 162.681\ kN$

Las dimensiones del muro de mampostería en consideración son las siguientes:

Longitud del Muro= 4000 mm

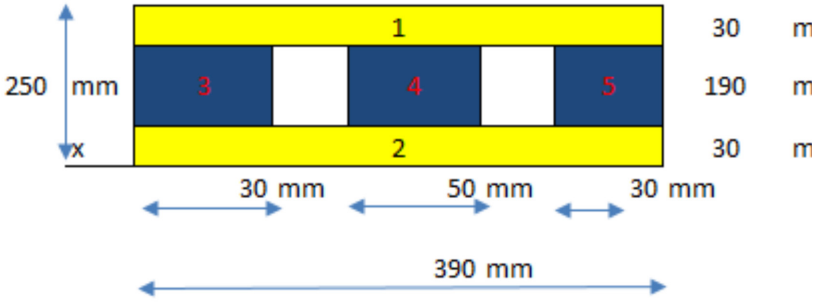
Altura del Muro = 7400 mm

Espesor de la Pared=190 mm

Refuerzo en los elementos confinantes: 4 Ø= ½”

Como ancho efectivo, b, debe tomarse únicamente el de las columnas de confinamiento, medido en la dirección del muro (para diseño a flexo-compresión).

Propiedades del bloque de hormigón simple para mampostería confinada



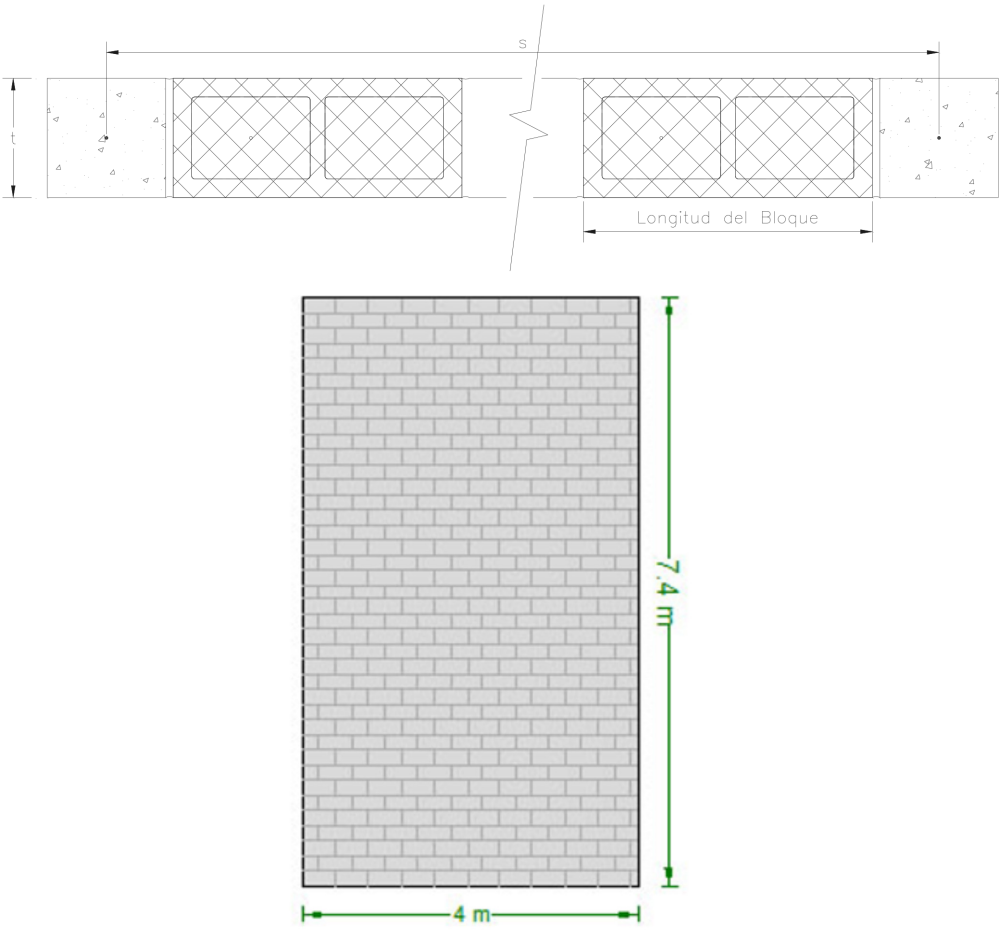


Figura 58: **Dimensiones del muro de mampostería en consideración**

Tabla 18: **Cálculo del Radio de Giro del bloque de hormigón**

UBICACIÓN	Cantidad	BASE	ALTURA	AREA	X	Y	INERCIA	d	d^2	$A*d^2$
		(cm)	(cm)	(cm2)	(cm)	(cm)	(cm4)	(cm)	(cm2)	(cm4)
A1	1	39	3	117,00	19,50	22,50	87,75	10,50	110,25	12899,25
A2	1	39	3	117,00	19,50	1,50	87,75	10,50	110,25	12899,25
Sumatoria				234,00			175,50			25798,50

Y c.g.=	12,00	cm
X c.g.=	19,50	cm
Inercia =	25974,00	cm4
r=	105,36	mm

Radio de Giro

r=	105,36	mm
h=	7400	mm
h/r=	70,24	mm
h/r<99		

Por lo tanto, se usa la ecuación siguiente

$$P_n = 0.80\left\{0.80A_n f'_m\left[1-\left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]\right\} \quad para \ \frac{h}{r} \leq 99$$

$$P_n = 0.80\left\{0.80 * 800000\ mm * 7\ \frac{N}{mm^2}\left[1-\left(\frac{7400\ mm}{140 * 80.47\ mm}\right)^2\right]\right\}$$

El coeficiente para compresión es Ø=0.90 de donde se determina Pu≤ØPn

Ø P_n	3310,24	kN
P_n	3678040,82	N
A_n	960000,00	mm^2
f'_m	8,00	MPa
h	7400,00	mm
r	105,36	mm

$292.227\ kN < 3310.24\ kN$

Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería confinada

Hoja de Calculo para calcular la resistencia de Carga Axial - Momento para el Muro de mamposteria confinada

Longitud del muro	4000	mm		Altura del m	h	7400	mm
e_{mu}	0,0025				r	105,36	mm
f'_m	8	N/mm2			h/r	70	
f_y	420	N/mm2			factor	0,75	
E_s	200000	N/mm2					
d	3950	mm					
(c/d)balancedo	0,54						
Espesor del muro	240	mm					
phi	0,9						
An	960.000,0	mm2					

Diametro varilla=	12	mm		
Capas de refuerzo	Distancia	Area (As)	# Var	spaciamiento
	mm	mm2		mm
1	50,00	452,39	4	
2	0,00	0,00		3950,00
3	0,00	0,00		3950,00
4	0,00	0,00		3950,00
5	0,00	0,00		3950,00
6	0,00	0,00		3950,00
7	0,00	0,00		3950,00
8	0,00	0,00		3950,00
9	0,00	0,00		3950,00
10	3950,00	452,39	4	3950,00

Observaciones	c/d	c	Cmas	fs(1)	fs(2)	fs(3)	fs(4)	fs(5)	fs(6)	fs(7)	fs(8)	fs(9)	fs(10)	Momento	Carga Axial	Momento	Carga Axial (Esbeltez)
		mm	N	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	kn-m	kn	KN-m	KN
Carga Axial Pura														0	4423	0	3310
Puntos que controla la mamposteria	1,0125	3999,38	4914432	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1770	4423	1770	3310
	0,9	3555,00	4368384	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-55,56	2317	3909	2317	2925
	0,8	3160,00	3883008	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-125,00	2671	3444	2671	2577
	0,7	2765,00	3397632	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-214,29	2904	2971	2904	2223
	0,54	2146,74	2637913	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	3043	2203	3043	1649
Punto Balanceado	0,54	2146,74	2637913	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	3043	2203	3043	1649
Puntos que controla el acero de refuerzo	0,5	1975,00	2426880	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	2976	2013	2976	1506
	0,4	1580,00	1941504	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	2724	1576	2724	1180
	0,3	1185,00	1456128	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	2333	1140	2333	853
	0,2	790,00	970752	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	1805	703	1805	526
	0,1	395,00	485376	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	1138	266	1138	199
	0,01	39,50	48538	-132,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-420,00	315	-181	315	-136
	0															0	0

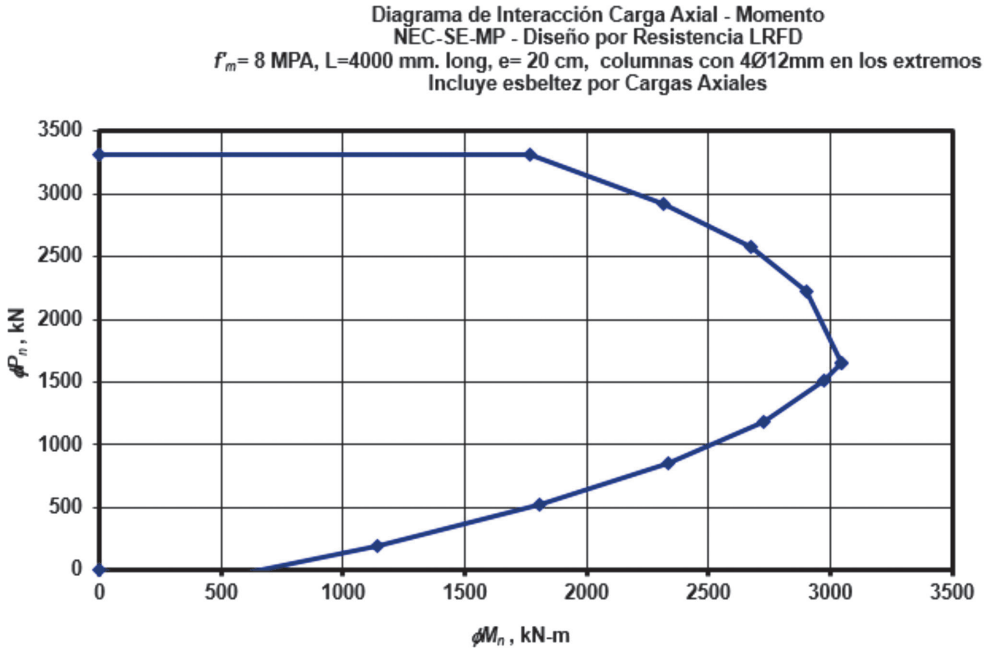


Figura 59: **Cálculo del diagrama de interacción para el muro de mampostería confinada**

3.8 Diseño por resistencia para mampostería confinada a flexión sin carga axial

Para cuando secciones solo con refuerzo a tracción y la cuantía es menor al 75% de la cuantía para condiciones balanceadas (NEC – SE – MP):

$$M_n = A_s \ f_y \ \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \ f_y}{0.80 \ f'_m \ b}$$

Para los elementos confinantes el refuerzo es de 4 Ø= ½" en cada uno de ellos.

$$a = \frac{904.78mm^2 * 420\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm2}}}{0.80 * 8\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm2}} * 240mm}$$

$$M_n = (904.78\ mm^2) *\ 420\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm2}}\left(3950mm - \frac{247.40mm}{2}\right)$$

El coeficiente para compresión es Ø=0.90 de donde se determina Mu≤ØMn

ØMn=	1308,62	kN.m
Mn=	1454,02	kN.m
As=	904,78	mm^2
fy=	420	N/mm2
d=	3950	mm
b=	240	mm
a=	247,40	mm

$$250.777 \qquad kN.m < 1308.62\ \ kN.m$$

3.9 Diseño por resistencia a corte de mampostería confinada

3.9.1 Cortante nominal de la mampostería.

El cortante nominal de la mampostería deberá calcularse con la ecuación:

(ecuación 9.24, ACI 530-13) $$V_{nm} = 0.083\left[4.0 - 1.75\left(\frac{M_u}{V_u d_v}\right)\right]A_{nv}\sqrt{f'm} + 0.25P_u$$

En donde se tiene que $dv = 0.80 * ancho\ del\ muro$

Por lo tanto se tiene:

$$V_{nm} = 0.083[4.0 - 1.75(0.48)]768000mm^2\sqrt{8}\frac{N}{mm^2} + 0.25(292226.7N)$$

Mu=	250776600	N.mm
Vu=	162681,40	N
Pu=	292226,70	N
dv=	3200,00	mm
Mu/ Vu*dv =	0,48	
Anv=	768000,00	mm^2
f'_m=	8	N/mm2
V_{nm}=	642245,45	N

3.9.2 Resistencia de corte nominal proporcionada por el refuerzo.

(ecuación 9.25, ACI 530-13) $V_{ns} = 0.5\left(\frac{A_v}{S}\right) f_y d_v$

Por lo tanto se tiene:

$$V_{ns} = 0.5\left(\frac{904.78\ mm^2}{3950mm}\right) * 420\frac{N}{mm^2} * 3200mm$$

dv=	3200,00	mm
Av=	904,78	mm^2
fy=	420	N/mm2
S=	3950,00	mm
V_{ns}=	153926,91	N

3.9.3 Resistencia de corte nominal total.

$$(\text{ecuación } 9.21, \text{ACI } 530-13) \quad V_n = (V_{nm} + V_{ns})\gamma_g$$

Vn no debe ser mayor al límite dado por las siguientes condiciones:

(ecuación 9.22, ACI 530-13) $\quad V_n \leq \left(0.498A_{nv}\sqrt{f'_m}\right)\boldsymbol{\gamma_g} \quad para\ \frac{M_u}{V_u d_v} \leq 0.25$

(ecuación 9.23, ACI 530-13) $\quad V_n \leq \left(0.332A_{nv}\sqrt{f'_m}\right)\boldsymbol{\gamma_g} \quad para\ \frac{M_u}{V_u d_v} \geq 1.0$

El valor de $\frac{M_u}{V_u d_v}$ que está entre 0.25 y 1.0 permite hacer una interpolación lineal.
Por lo tanto, se tiene la siguiente condición:

Mu=	250,7766	kN.m
Vu=	162,6814	kN
dv=	3,2	m
Mu/ Vu*dv =	0,48	INTERPOLAR
Anv=	768000	mm^2
f'_m=	8	N/mm2
γ_g =	1	TOTAL
Vn<=970,36 kN		

Cálculo de Vn, considerando el límite antes calculado. El coeficiente para corte es Ø=0.80 de donde se determina Vu<ØV n.

V_{nm}=	642245,45	N
V_{ns}=	153926,91	N
Vn=	796,17	kN
Vn=796,17kN		
ØVn=	636,94	kN

$$162.681 \qquad kN < 636.94\ kN$$

3.10 Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano

3.10.1 Resistencia a la flexión de muros con carga axial < 0.10 f'm Ag

Comprobación inicial:

$$(9.3.6.5.1, \text{ACI } 530-13) \qquad P_u \leq 0.10 A_g f'_m$$

Pu=	292226,70	N
Ag=	960000	mm2
f'_m=	8	N/mm2
0,10f'mAg	768000	
Pu<0,10*f'm*Ag		

Cuando la carga axial que actúa sobre el muro Pu en la sección bajo estudio es menor que me 0.10f'm Ag, el momento de diseño solicitado, Mu , debe cumplir la condición dada por la ecuación(-NEC-SE-MP):

$$M_u \leq \emptyset\, Re * M_n$$

Para Re, se tiene las siguientes condiciones:

$$Re = \frac{70\, r}{h}\ para \frac{h}{r} > 99$$

$$Re = 1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\ para \frac{h}{r} \leq 99$$

Se tiene:

r=	105,36	mm
h=	7400	mm
h/r=	70,24	mm
h/r<99		

Por tanto, el factor Re viene dado por la expresión:

$$Re = 1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2 = Re = 1 - \left(\frac{7400mm}{140 * 105.36mm}\right)^2$$

r=	105,36	mm
h=	7400	mm
Re=	0,75	

Para calcular el momento nominal se lo realiza con la siguiente ecuación:

$$M_n = (A_s\ f_y + Pu)\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s\ f_y + P_u}{0.80\ f'_m\ b}$$

As=	904,78	mm^2
fy=	420	N/mm2
Pu=	292226,70	N
f'_m=	8	N/mm2
b=	240	mm
a=	437,65	mm
d=	3950	mm
Mn=	2508,22	kN.m

Por consiguiente se tiene:

$$M_u \leq\ \emptyset\ Re * \ M_n$$

Re=	0,75	
Mn=	2508,22	kN.m
Ø=	0,90	
Ø*Re* Mn=	1689,21	kN.m
SATISFACE		

$$250.777 kN.m \leq\ 1689.21\ kN.m$$

3.11 Diseño de muros en la dirección paralelo a su plano

3.11.1 Resistencia mínima a la flexión

Cuando el modo de falla dominante del muro es la flexión, la resistencia nominal a flexión del muro Mn , debe cumplir la siguiente relación:

$$M_n \geq\ \alpha\ M_{cr}$$

α=1.8 para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno

α=3.0 para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo

α =3.0 para mampostería de cavidad reforzada.

Donde:

$$M_{cr} = \frac{b * l^2}{6} *\ f_r$$

Para el cual *fr* tiene las siguientes limitaciones:

Para mampostería con todas sus celdas inyectadas:

$$f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6\ MPa$$

Para mampostería con solo las celdas con refuerzo inyectado:

$$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8\ MPa$$

Por lo tanto, usando para mampostería con solo las celdas con refuerzo inyectado

$$M_{cr} = \frac{240 * 4000^2\ mm^2}{6} * 0.59\frac{N}{mm^2}$$

b=	240	mm
l=	4000	mm
fr=	0,59	N/mm2
Mcr=	380,14	kN.m
α =	3	
SATISFACE		

$$M_n = 2508.22\ kN$$
$$\alpha\ M_{cr} = 1140.42\ kN$$

$$2508.22\ kN \geq\ 1140.42kN$$

3.11.2 Chequeo de deflexiones

Los procedimientos establecidos en esta sección se utilizarán cuando la tensión de carga axial factorizada en la ubicación del momento máximo satisface el requisito calculada por la ecuación siguiente:

(ecuación 9.26, ACI 530-13) $\left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.20f'_m$

Cuando $\frac{h}{t} > 30$ el esfuerzo axial factorizado no debe superar 0.05f'm. (9.3.5.4.2)

Se tiene:

$$\frac{h}{t} = \frac{7400mm}{240mm} = 30.83 > 30\ \rightarrow \left(\frac{P_u}{A_g}\right) \leq 0.05f'_m$$

h=	7400	mm
t=	240	mm
h/t=	30,83	Pu/Ag<0,05f'm
Pu=	292226,70	N
Ag=	960000	mm2
f'_m=	8	N/mm2
Pu/Ag=	0,30	N/mm2
0,05f'm=	0,4	N/mm2
SATISFACE		

Para el cálculo de las deflexiones se considera lo siguiente:

(ecuación 9.29, ACI 530-13) $\delta_u = \frac{5\, M_u\, h^2}{48\, E_m\, I_n}\ para\ M_u < M_{cr}$

(ecuación 9.30, ACI 530-13) $\delta_u = \frac{5\, M_{cr}\, h^2}{48\, E_m\, I_n} + \frac{5(M_u - M_{cr})h^2}{48\, E_m\, I_{cr}}\ para\ \ M_{cr} \leq M_u \leq M_n$

Donde:

$$I_n = I_g = \frac{b * \ t^3}{12}$$

(ecuación 9.34, ACI 530-13) $I_{cr} = n\left(A_s + \frac{P_u * t_{sp}}{f_y * 2d}\right)(d - c)^2 + \frac{b\ c^3}{3}$

(ecuación 9.35, ACI 530-13) $c = \frac{A_s\, f_y + P_u}{0.64\ f'_m\ \ b}$

Por lo tanto se tiene:

$$M_u < M_{cr}\ \rightarrow 250.777\ kN.m < 380.14\ kN.m$$

$$\delta_u = \frac{5 * 250.777 kN.m * (7400^2) mm^2}{48 * 7200 \frac{N}{mm^2} *\ 4{,}608x10^9 mm^4}$$

Mu=	250,777	kN.m
Mcr=	380,14	kN.m
Mn=	1454,02	kN.m
Mu<Mcr		

Em=	7200	N/mm2
h=	7400	mm
b=	4000	mm
t=	240	mm
In= Ig=	4608000000	mm^4
δ u=	43,12	mm

La desviación horizontal, δ_s la combinación permisible a carga de diseño tensión estará limitada por la relación.

$$\delta_s \leq 0.007h \rightarrow\ \delta_s \leq 0.007(7400mm)$$

Entonces, se tiene:

$$\delta_s \leq 0.007h \rightarrow \ \delta_s \leq 0.007(7400mm)$$

h=	7400	mm
δ admisible=	51,8	mm

$$43.12mm \leq 51.8mm$$

3.11.3 Chequeo del acero de refuerzo máximo

Para el cálculo de la cuantía máxima y la comprobación se rige de la sección 9.3.3.5.

$$\rho_{máx} = \frac{0.64\, f'm \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y}\right) - \frac{Pu}{bdv}}{fy\left(\frac{\alpha\varepsilon_y - \varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y}\right)}$$

$$\rho_{máx} = \frac{0.64\ x\ 8\ \frac{N}{mm^2}\left(\frac{0.0025}{0.0025 + (3x0.002)}\right) - \frac{292226.70\ N}{240\ mm\ x\ 3200mm}}{420\frac{N}{mm^2}\ x\left(\frac{(3x0.002) - 0.0025}{0.0025 + (3x0.002)}\right)}$$

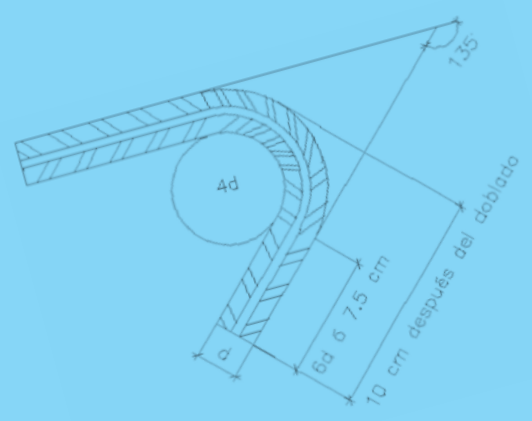
ε_{mu}=	0,0025	
Pu=	292226,70	N
b=	240	mm
dv=	3200	mm
fy=	420	N/mm2
f'_m=	8	N/mm2
α=	3	
ε_y=	0,002	
ρ máx=	0,0065	
As máx=	4997,60	mm^2
As colocado=	904,78	mm^2
Ascolocado<Asmáx OK		

$$A_{S\ COLOCADO} \ \leq \ A_{S\ MÁXIMO}$$

$$904.78\ mm^2 < 4997.60\ mm^2 \quad \therefore \quad OK$$

Referencias

1. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Mampostería Estructural, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-AC*. Quito, Ecuador.
2. The Masonry Society. (2015). *Masonry Designers' Guide*. Longmont, United States of America: The Masonry Society.
3. The Masonry Standards Joint Committee (MSJC). (2013). *Building Code Requirements and specification for masonry structures.* Longmont, United States of America: The Masonry Standards Joint Committee.
4. Ministerio de Desarrollo Económico. (2010). *Reglamento de construcciones sismo – resistentes (NSR-10)*. Bogotá, Colombia: Ram Ediciones digitales.
5. San Bartolomé, A., Quiun, D., y Silva, W. (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería.* Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
6. Gallegos, H. Casabonne, C. (2005). *Albañilería Estructural.* Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
7. San Bartolomé, A. (2001). *Construcciones de Albañilería, Comportamiento sísmico y diseño estructural.* Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
8. Abanto, F. *Análisis y diseño de edificaciones de albañilería.* Perú: Editorial San Marcos
9. Instituto de la construcción y gerencia. (2004). *Normas de Estructuras.* Lima, Perú: Fondo editorial ICG.
10. Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. (2007). *Reglamento para diseño y construcción de edificios en mampostería estructural.* Santo Domingo, República Dominicana.
11. Portland Cement Association. (1951). *Concrete Masonry Handbook.* Illinois, United States of America.

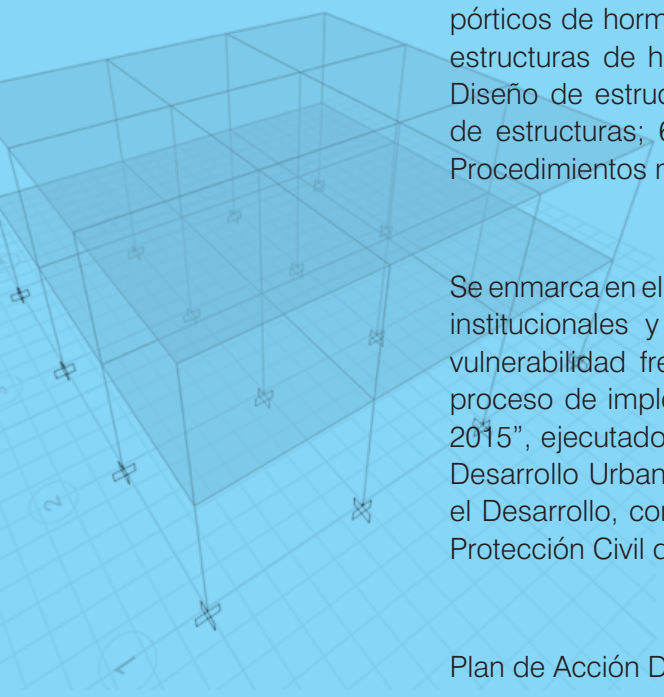


$$C = T$$

$$0.85 * f'c * b * a = As * fy$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

La guía práctica que aquí se presenta tiene por objeto apoyar la realización de estudios de diseño sismo-resistente de estructuras de conformidad con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 a partir de la aplicación en casos prácticos. Forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la NEC-15, orientados a la correcta aplicación normativa. Las guías de esta serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación y 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.



Se enmarca en el Proyecto DIPECHO-NEC “Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para reducir la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador, como aporte al proceso de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015”, ejecutado por la Secretaría de Gestión de Riesgos, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, con el financiamiento de la Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea.

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020

Financiado por
La Unión Europea
Ayuda Humanitaria

Ministerio
de **Desarrollo**
Urbano y Vivienda

Secretaría de
Gestión de Riesgos

PNUD
Al servicio de las personas y las naciones