



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**TEMA: COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE
EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA DE MAMPOSTERÍA REFORZADA Y
ESTRUCTURAS EN BASE DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO**

AUTOR: CÉSAR EDUARDO TAPIA MERA

DIRECTORA: ING. CHAVEZ, BLANCA

CODIRECTORA: ING. ALDÁS, MARIBEL

SANGOLQUÍ

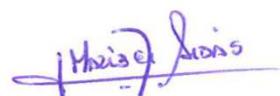
2015

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo titulado “Comparación técnica y económica entre edificaciones de baja altura de mampostería reforzada y estructuras en base de pórticos de hormigón armado” fue realizado en su totalidad por el Sr. César Eduardo Tapia Mera, bajo nuestra dirección.



ING. BLANCA CHAVEZ



ING. MARIBEL ALDAS

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

El presente trabajo titulado “Comparación técnica y económica entre edificaciones de baja altura de mampostería reforzada y estructuras en base de pórticos de hormigón armado” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado el derecho intelectual de terceros considerándolos en citas pie de página y como fuentes en el registro bibliográfico.

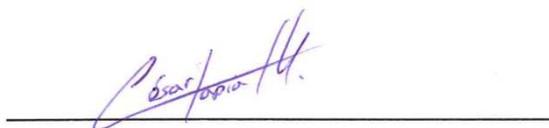


Sr. César Eduardo Tapia Mera

AUTORIZACIÓN

Yo, César Eduardo Tapia Mera, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" a publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo titulado "Comparación técnica y económica entre edificaciones de baja altura de mampostería reforzada y estructuras en base de pórticos de hormigón armado" cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Junio del 2015.



Sr. César Eduardo Tapia Mera

DEDICATORIA

Este trabajo es dedicado para mi esposa Lucía que ha llenado mi vida de optimismo y me motiva todos los días a seguir adelante.

César

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi esposa Lucía por su enorme cariño y comprensión durante el desarrollo de esta tesis, a mis padres Marco y Adelita por sus eternos cuidados y ejemplo, a mis hermanos Marco e Isabel por su apoyo constante y a todos y cada uno de los profesores que con generosidad han aportado para mi formación profesional. Un agradecimiento especial a las Ingenieras Blanca Chavez y Maribel Aldaz por su guía durante el desarrollo de este proyecto.

En fin, agradezco a todos quienes de manera directa o indirecta han apoyado para el desarrollo de esta tesis.

César

INDICE

CERTIFICACION.....	II
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	III
AUTORIZACIÓN.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
RESUMEN.....	XVIII
ABSTRACT.....	XIX
1. CAPÍTULO 1.....	1
1.1. LA CONSTRUCCIÓN EN EL ECUADOR.....	1
1.1.1. DESARROLLO DE LA INDUSTRIA.....	1
1.1.2. <i>Importancia en la economía</i>	2
1.2. DÉFICIT DE VIVIENDA EN EL ECUADOR.....	3
2. CAPÍTULO 2.....	4
2.1. RIESGO SÍSMICO.....	4
2.2. PELIGRO SÍSMICO EN EL ECUADOR.....	5
2.3. VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	10
3. CAPÍTULO 3.....	11
3.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO A BASE DE PÓRTICOS RESISTENTES 11	
3.1.1. TIPOS DE FALLAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS.....	11
3.1.2. FALLAS EN LOS NUDOS.....	13
3.1.2.1. FALLAS POR MAGNITUD DE CARGA.....	13
3.1.2.2. POR FALTA DE ESTRIBOS EN NUDOS INTERNOS.....	14
3.1.2.3. POR FALTA DE ESTRIBOS EN NUDOS DE BORDE O ESQUINA.....	15
3.1.2.4. FISURA EN LA CARA SUPERIOR DE LA VIGA.....	15
3.1.2.5. APLASTAMIENTO DE CARA INFERIOR DE VIGA.....	16
3.1.2.6. FALLAS POR CORTANTE DEBIDA A CARGA VERTICAL.....	17
3.1.2.7. FALLAS POR CORTANTE DEBIDA A CARGA POR DESBALANCEO.....	18
3.1.2.8. FALLA LOCAL DE LA CONEXIÓN.....	19
3.1.3. FALLAS POR POCAS LÍNEAS RESISTENTES.....	19
3.1.4. VOLADIZOS MUY GRANDES.....	20
3.1.5. FALTA DE REFUERZO TRANSVERSAL.....	21
3.1.5.1. FALLA FRÁGIL POR CORTANTE Y TENSIÓN DIAGONAL.....	21
3.1.5.2. FALLA FRÁGIL POR CORTANTE EN COLUMNAS ACORTADAS POR EL EFECTO RESTRICTIVO AL DESPLAZAMIENTO CAUSADO POR ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	24
3.1.6. ESTUDIO DE DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	25

3.1.7. COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO.....	26
3.1.7.1. CONTROL DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN ESTRUCTURAS APORTICADAS..	27
3.1.8. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS CON VIGAS BANDA.	33
3.2. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.	35
3.2.1. TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	35
3.2.1.1. MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.	35
3.2.1.2. MAMPOSTERÍA CONFINADA.	37
3.2.1.3. MAMPOSTERÍA REFORZADA.	38
3.2.1.3.1. BLOQUES DE HORMIGÓN.	39
3.2.1.3.2. MORTERO.	42
3.2.1.3.3. MORTERO DE RELLENO (GROUT).....	43
3.2.2. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.	44
3.2.2.1. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SÍSMICAS	47
3.2.3. TIPOS DE FALLA	48
3.2.3.1. FALLAS POR CORTANTE.....	48
3.2.5. FALLAS POR TRACCIÓN.	51
3.2.5.1. FALLAS POR EFECTOS COMBINADOS (FLEXO COMPRESIÓN Y CORTANTE)	52
4. CAPÍTULO 4.....	55
4.1. DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE BAJA ALTURA	55
4.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.	55
4.1.2. CONDICIONES DE DISEÑO.....	56
4.1.2.1. ESPECTRO DE DISEÑO.	56
4.1.3. ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL.....	60
4.1.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.....	61
4.1.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	63
4.1.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.	64
4.1.3.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	67
4.1.3.5. DISEÑO DE VIGAS	68
4.1.3.6. DISEÑO DE COLUMNAS.	74
4.1.3.7. DISEÑO DE NUDOS	82
4.1.4. ALTERNATIVA EN MAMPOSTERÍA REFORZADA.	97
4.1.4.1. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	99
4.1.4.2. DISEÑO DE MUROS.....	101
5. CAPÍTULO 5.....	109
5.1. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.	109
5.2. DERIVAS MÁXIMAS DE PISO.	109
5.3. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	112
5.4. MASA TOTAL POR EDIFICACIÓN	115
6. CAPÍTULO 6.....	116

6.1.	COMPARACIÓN DE COSTOS	116
6.2.	RUBROS.....	116
6.3.	CÁLCULO DE CANTIDADES.....	116
6.3.1.	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL.....	117
6.3.2.	ESTRUCTURA DE MAMPOSTERÍA REFORZADA.	119
6.3.3.	PRESUPUESTOS.....	120
6.3.3.1.	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL.....	120
6.3.3.2.	ESTRUCTURA DE MAMPOSTERÍA REFORZADA.....	121
7.	CAPÍTULO 7.....	122
7.1.	CONCLUSIONES.	122
7.1.	RECOMENDACIONES.....	123
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	124

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1-1 Déficit de Vivienda por Quintil	3
Tabla 3-1: Requerimientos de resistencia y absorción.....	41
Tabla 3-2: Resistencia y composición de mortero de pega.....	42
Tabla 3-3 Clasificación de los morteros	43
Tabla 4-1 Descripción de parámetros de cálculo del Espectro de Diseño ...	57
Tabla 4-2 Perfiles de Suelo para Diseño Sísmico	58
Tabla 4-3 Determinación del tipo de losa	61
Tabla 4-4 Cálculo de a_m para cada lado de la losa	63
Tabla 4-5: Predimensionamiento de vigas	64
Tabla 4-6 Resumen de áreas cooperantes en columnas.....	64
Tabla 4-7: Peso propio de la losa bidireccional.....	66
Tabla 4-8: Cargas aplicadas sobre la losa	66
Tabla 4-9: Predimensionamiento de columnas	67
Tabla 4-10: Volumen de muros de mampostería.....	97
Tabla 5-1: Derivas máximas permitidas por tipo de estructura	109
Tabla 5-2: Resumen de derivas máximas para cada estructura	112
Tabla 5-3. Resumen de desplazamientos máximos por estructura.....	115
Tabla 5-4: Masa total por edificación.....	115
Tabla 6-1: Resumen de cálculo de hormigón en columnas y vigas.....	117
Tabla 6-2: Volumen de mampostería de relleno.....	117
Tabla 6-3: Volumen de acero de refuerzo	117
Tabla 6-4: Volumen de encofrado para columnas.....	118
Tabla 6-5: Volumen de encofrado para vigas.....	118
Tabla 6-6: Volumen de mortero de pega	118
Tabla 6-7: Volumen de mortero de relleno	119
Tabla 6-8: Volumen de mortero de pega.....	119

Tabla 6-9:Volumen de mortero de relleno	119
Tabla 6-10:Volumen de mampostería de carga	120

LISTADO FIGURAS

Figura 1-1. Evolución PIB Construcción.	1
Figura 1-2. Actividades Económicas Relacionadas	2
Figura 2-1. Deriva Continental	5
Figura 2-2. Composición de la Tierra	6
Figura 2-3. Composición de la Tierra	7
Figura 2-4. Placas Tectónicas	8
Figura 2-5. Zonificación para diseño sísmico.....	9
Figura 3-1. Estructura a base de pórticos	11
Figura 3-2. Fallas frecuentes en estructuras colapsadas.....	12
Figura 3-3. Falla por plastificación (Pisos inferiores)	13
Figura 3-4. Falla por plastificación (Pisos superiores)	14
Figura 3-5. Nudos internos (4 Vigas)	14
Figura 3-6. Nudos externos (2 Vigas)	15
Figura 3-7. Por falta de estribos de borde.....	15
Figura 3-8. Fisura en cara superior de la viga	16
Figura 3-9. Esquema de falla.....	16
Figura 3-10. Zona de aplastamiento	17
Figura 3-11. Sección Crítica.....	18
Figura 3-12. Falla por cortante debido a momento no balanceado.....	18
Figura 3-13. Falla local en losas con vigas banda.	19
Figura 3-14. Sismo 28 julio de 1957 en México.	20
Figura 3-15. Falla en volados (Sismo Chile 2010)	21
Figura 3-16. Falla por flexo compresión en columnas con y sin refuerzo transversal	22
Figura 3-17. Falla por tensión diagonal en columnas con estribos	23
Figura 3-18. Falla por tensión diagonal en columna zunchada.....	23
Figura 3-19. Deformación de columnas cortas por restricción de	

desplazamiento.....	24
Figura 3-20. Falla por columna corta	25
Figura 3-21. Rótulas plásticas en estructuras aporticadas	26
Figura 3-22. Influencia del primer modo de vibración	29
Figura 3-23. Influencia del segundo modo de vibración.....	29
Figura 3-24. Influencia del tercer modo de vibración.	30
Figura 3-25. Momentos flexionantes en columnas.....	30
Figura 3-26. Distribución de momentos en conexión viga – columna.....	31
Figura 3-27. Comportamiento de losas con vigas banda por cargas verticales.....	33
Figura 3-28. Comportamiento de losas con vigas banda por cargas sísmicas.	34
Figura 3-29. Vivienda de mampostería no reforzada bajo el sistema "Auto- construcción"	36
Figura 3-30. Comportamiento estructural del Monadnock	37
Figura 3-31. Construcción de vivienda con mampostería confinada.....	38
Figura 3-32. Construcción a base de mampostería reforzada	39
Figura 3-33: Bloque hueco de hormigón.....	40
Figura 3-34. Distribución de esfuerzos por carga vertical y momentos.....	45
Figura 3-35. Distribución de Momentos por Carga Excéntrica.....	45
Figura 3-36. Diagrama de esfuerzos en el muro reforzado.....	46
Figura 3-37. Comportamiento estructural sistema de mampostería reforzada	47
Figura 3-38. Descomposición de fuerzas en los elementos estructurales de la estructura.	48
Figura 3-39. Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción – cortante.....	49
Figura 3-40. Agrietamiento de las unidades de mampostería por tensión diagonal.	50
Figura 3-41. Agrietamiento vertical por falla a compresión.	51

Figura 3-42. Fallas por tracción.	52
Figura 3-43. Fallo por corte en muros sometidos a cargas combinadas.....	53
Figura 3-44. Agrietamiento por fallo a flexión en muros sometidos a efectos combinados.....	54
Figura 4-1. Fachada de la Edificación.....	55
Figura 4-2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones del NEC.....	56
Figura 4-3. Espectro de Diseño.	59
Figura 4-4. Distribución de Columnas.....	60
Figura 4-5. Ubicación de valores α para cada borde de losa.....	62
Figura 4-6. Áreas cooperantes para cada columna	65
Figura 4-7. Modelado de la edificación en Etabs	67
Figura 4-8. Diagrama de momentos por carga permanente.	68
Figura 4-9. Diagrama de momentos por cargas vivas	69
Figura 4-10. Diagrama de momentos por cargas sísmicas.....	69
Figura 4-11. Momentos de Diseño	70
Figura 4-12. Cuantías calculadas para refuerzo longitudinal	71
Figura 4-13. Diagrama de corte por cargas permanentes	71
Figura 4-14. Diagrama de corte por cargas sísmicas	72
Figura 4-15. Esfuerzos cortante de diseño	72
Figura 4-16. Detalle de refuerzo de Nudo Viga – Columna.....	96
Figura 4-17. Distribución de muros de mampostería estructural.....	98
Figura 4-18. Modelado de la edificación 2 en Etabs	99
Figura 4-19. Notación de los muros de mampostería	100
Figura 4-20. Diagrama de interacción y ubicación de cargas últimas.....	108
Figura 5-1. Deriva Máxima de Piso en estructura a base de pórticos (Sismo X)	110
Figura 5-2. Deriva Máxima de Piso en estructura a base de pórticos (Sismo Y)	110
Figura 5-3. Deriva máxima en sentido X (Estructura 2)	111

Figura 5-4. Deriva máxima en sentido Y (Estructura 2)	111
Figura 5-5. Desplazamientos máximos en Sentido X (Estructura 1).....	113
Figura 5-6. Desplazamientos máximos en Sentido Y (Estructura 1).....	113
Figura 5-7. Desplazamientos máximos en sentido X (Estructura 2)	114
Figura 5-8. Desplazamientos máximos en sentido Y (Estructura 2)	114

NOMENCLATURA UTILIZADA

- A_c = Área del hormigón en la sección crítica
- A_j = Área efectiva del nudo
- A_s = Área de acero de refuerzo
- A_s = Armadura inferior de la viga
- A_{sb} = Armadura superior de la viga
- A_{vs}
- t = Sección de acero transversal en muros
- b_w = Ancho de la base de la viga
- d = Daño del elemento
- d_b = Diámetro de la varilla en mm
- d_{co}
- l = diámetro de la mayor varilla colocada en columnas
- d_{vi}
- g = Diámetro de la mayor varilla colocada en vigas
- f'_c = Resistencia a la compresión simple del hormigón
- f'_m = Resistencia a la compresión simple de la mampostería.
- f_y = Fluencia del acero de refuerzo
- f_{yb} = Limite de fluencia del acero en la viga
- f_{ys} = Límite de fluencia del acero de la losa
- J_c = Momento polar de inercia de la sección crítica
- l_{db} = Longitud de desarrollo básica
- l_{dh} = Longitud de desarrollo de ganchos normalizados
- M_{cr} = Momento de fisuración
- M_p = Momento de plastificación
- M_u = Momento último
- q = Constantes del elemento relacionadas con el endurecimiento
- R = Endurecimiento isótropo
- S_o = Espaciamiento de la armadura transversal

V_{co}

I = Cortante de la columna superior

V_{jh} = Cortante horizontal en la conexión

V_n = Cortante nominal

V_u = Cortante último

X = Endurecimiento cinemático

γ = Factor que depende de la configuración geométrica y posición relativa de

los miembros concurrentes a un nudo.

Y_f = Factor de transferencia de momento por flexión

Y_v = Factor de transferencia de momento por corte

α = Factor que toma en cuenta la zona de endurecimiento del acero

ρ_s = Cuantía volumétrica del refuerzo transversal

ρ_w = Cuantía volumétrica del acero

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza un análisis de la industria de la construcción en el Ecuador, su importancia en la economía y el enorme potencial que presenta este sector, debido al gran déficit de vivienda que tiene el país. A continuación, se repasa el riesgo sísmico en el país y su enorme vulnerabilidad por la falta de control de calidad en las obras de construcción. Se analiza el comportamiento estructural y mecanismo de falla de estructuras a base de pórticos de hormigón armado y de mampostería reforzada interiormente. Se menciona sus fortalezas y sus limitaciones, así como, las fallas más frecuentes encontradas en estructuras colapsadas de ambos sistemas estructurales. En consecuencia, se evalúa la respuesta sísmica de una edificación de cuatro plantas con las dos alternativas revisando tanto sus derivas, desplazamientos y masa total, para realizar un comparativo de los dos sistemas ante idénticas condiciones de carga permanente y sismo. En este proceso se realiza el diseño paso a paso a manera de ejemplo de los principales elementos estructurales para cada edificación, verificando así las limitaciones que pueden tener programas de análisis y diseño muy comúnmente utilizados en nuestro medio. Finalmente se costea las dos edificaciones para comparar los presupuestos considerando únicamente costos directos de cada alternativa.

PALABRAS CLAVES:

- **MAMPOSTERÍA REFORZADA.**
- **MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL.**
- **MUROS DE MAMPOSTERÍA.**
- **ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**
- **BLOQUE ESTRUCTURAL**

ABSTRACT

In this document, I present an analysis of the construction industry in Ecuador, the importance of it in the economy and the enormous potential of this sector due to the large housing shortage facing the country is made. Then the seismic risk in the country and its enormous vulnerability is reviewed by the lack of quality control in construction.

The structural behavior and failure mechanism based structures reinforced concrete frames and internally reinforced masonry is analyzed. It's strengths and limitations are mentioned, as well as the most common faults found in collapsed structures of both structural systems. Consequently, the seismic response of a building of four floors with two alternatives reviewing both its drifts, total mass displacements and to make a comparison of the two systems at the same conditions of permanent load and earthquake evaluated. In this process step by step as an example of the main structural elements in each building, verifying the limitations that may have analysis and design programs most commonly used in our design is performed. Finally, the two buildings is funded to compare budgets considering only direct costs of each alternative.

KEYWORDS:

- **STRUCTURAL MASONRY.**
- **REINFORCERED MASONRY.**
- **MASONRY STRUCTURES.**
- **BLOCK WALLS.**
- **STRUCTURAL BLOCK.**

Comparación técnica y económica entre edificaciones de baja altura de mampostería reforzada y estructuras en base de pórticos de hormigón armado

1. Capítulo 1

1.1. La Construcción en el Ecuador

La industria de la construcción, es una de las de más lento desarrollo tanto en su nivel de productividad como en la innovación tecnológica que presenta, es por eso que a menudo es retratada como conservadora.

No obstante este lento desarrollo no impide que se convierta en una de las industrias que más aportan al crecimiento económico nacional.

1.1.1. Desarrollo de la Industria

Pese a la reciente crisis económica mundial, en el Ecuador el crecimiento sostenido que tiene la industria de la construcción la convierte en un motor para el crecimiento del PIB. Comparado con sus países vecinos, la construcción en nuestro país es la que mayor desarrollo ha tenido en estos últimos 10 años llegando a aportar un 10% del PIB en el 2012.

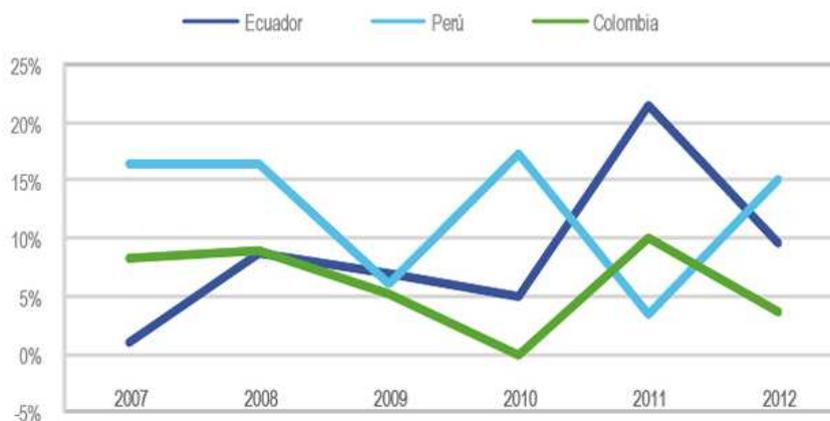


Figura 1-1. Evolución PIB Construcción.

Fuente: (APIVE, 2014)

1.1.2. Importancia en la economía

La construcción es de suma importancia en el crecimiento económico de un país, tanto por la cantidad de empresas relacionadas directa e indirectamente con la industria, como en el efecto multiplicador generado por la cantidad de mano de obra que emplea. De hecho, la construcción se considera como la actividad que mayor cantidad de empleo genera en el mundo.

En el país existen 14.366 establecimientos en actividades relacionadas con la construcción civil, los mismos que están distribuidos porcentualmente según el siguiente gráfico.

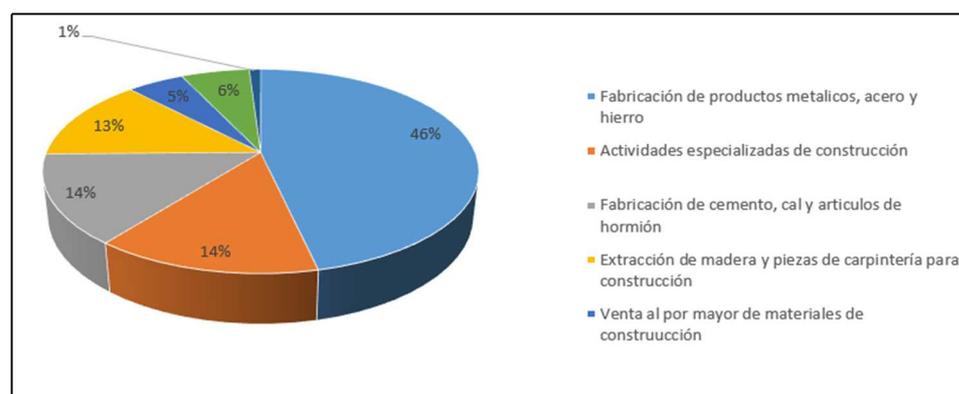


Figura 1-2. Actividades Económicas Relacionadas

Fuente: (Ecuador en Cifras, 2013)

En cuanto a la generación de empleo, 90.433 personas están ocupadas en las actividades económicas relacionadas a esta industria, lo que representa el 4,5% del total nacional.

En las actividades de construcción de proyectos, edificios, carreteras y obras de ingeniería civil se emplean a 26.110 personas según cifras del 2010 del último censo nacional económico del INEC.

1.2. Déficit de vivienda en el Ecuador

Durante varios años, uno de los principales ejes en el plan nacional de desarrollo ha sido la construcción de vivienda logrando una enorme reducción del déficit habitacional que sin embargo sigue alcanzando el 30.5% según cifras del 2013. (El Telégrafo, 2013)

Este déficit de vivienda se distribuye principalmente entre los quintiles 1, 2 y 3. Es decir entre la población con menos ingresos del país.

Tabla 1-1

Déficit de Vivienda por Quintil.

	Urbano Q1	Urbano Q2	Urbano Q3	Urbano Q4	Urbano Q5
% Hogares sin Vivienda propia	42.0%	42.0%	41.0%	35.0%	28.0%
Hogares sin vivienda propia	204,907	204,906	200,028	170,755	136,604
Hogares que no ocupan una vivienda	33,087	9,564	5,212	-	-
Hogares que ocupan viviendas Irrecuperables	145,951	86,379	29,786	8,963	2,979
Déficit de Unidades de vivienda	179,037	95,943	34,988	8,936	2,979

(APIVE, 2014)

2. Capítulo 2

2.1. Riesgo Sísmico.

“El Ecuador, es un país de alto riesgo, razón por la cual la ejecución de toda obra civil debe sujetarse a códigos de construcción severos que aseguren al máximo la estabilidad de las obras, garantizando de este modo la tranquilidad ciudadana y la estabilidad económica y social” (Aguiar D. R., Sismos de El Salvador, 2001)

Antes de hablar de riesgo sísmico, hay que diferenciar tres términos que van de la mano en este tema:

1. Riesgo sísmico.
2. Vulnerabilidad sísmica.
3. Peligro sísmico.

2.1.1. Riesgo Sísmico: se refiere a las consecuencias económicas y sociales generadas ante una eventual acción sísmica en un territorio determinado.

2.1.2. Vulnerabilidad sísmica: Que es la que evalúa la calidad intrínseca de las estructuras, calificándolas desde nada vulnerable a muy vulnerable ante un terremoto.

2.1.3. Peligro sísmico: Es la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico como son los terremotos, deformaciones tectónicas, licuefacción, inundaciones, tsunamis, entre otros. (Giraldo & Mendez, 2006)

Es por esto que se considera el riesgo sísmico totalmente dependiente de la peligrosidad y de la vulnerabilidad sísmica.

2.2. Peligro sísmico en el Ecuador.

2.2.1. Deriva Continental

Al final de la era paleozoica e inicios de la Mesozoica, la mayor parte de las tierras emergidas en el planeta estaban unidas en un solo super continente llamado Pangea o Pangaea y estaba rodeado por un solo océano llamado Panthalassa.

Esta gran masa de tierra empezó a moverse en forma lenta y se fue rompiendo hasta formar los continentes actuales, territorios que continúan actualmente en constante desplazamiento y rotación.

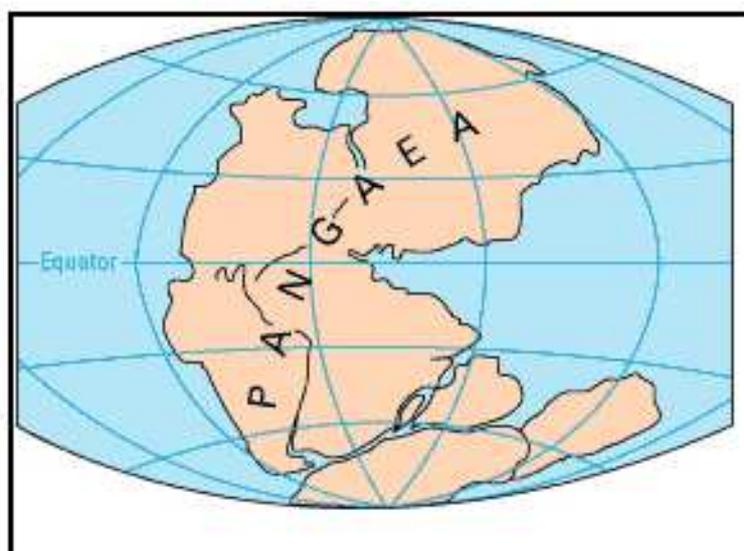


Figura 2-1. Deriva Continental

Fuente: (MEDIATECA, 2011)

Esta teoría, formulada por Alfred Wegener en 1912 es evidente no solo por la geometría de los continentes que al unir uno con otro imaginariamente encaja como un rompecabezas, sino por la enorme similitud de los minerales de las costas del océano atlántico de América y África así como de su flora y fauna. (Aguiar D. R., 2008)

2.2.2. Estructura de la tierra

Para entender el movimiento constante de los continentes, es necesario estudiar la estructura de la tierra.

La estructura de la tierra se divide en tres capas:

- Corteza: que es la capa exterior de la tierra, es sólida y tiene un espesor que oscila entre 20 y 70 km bajo los continentes y 10 km bajo los océanos.
- El Manto: es una capa intermedia entre la corteza y el núcleo, su espesor alcanza los 2900 km de profundidad.
- El Núcleo: Es la capa interna de la tierra, su espesor alcanza los 6000 km y tiene una temperatura entre 2500 y 3500 grados centígrados. Esta se divide en dos partes, la exterior (de naturaleza líquida) y la interior (sólida).

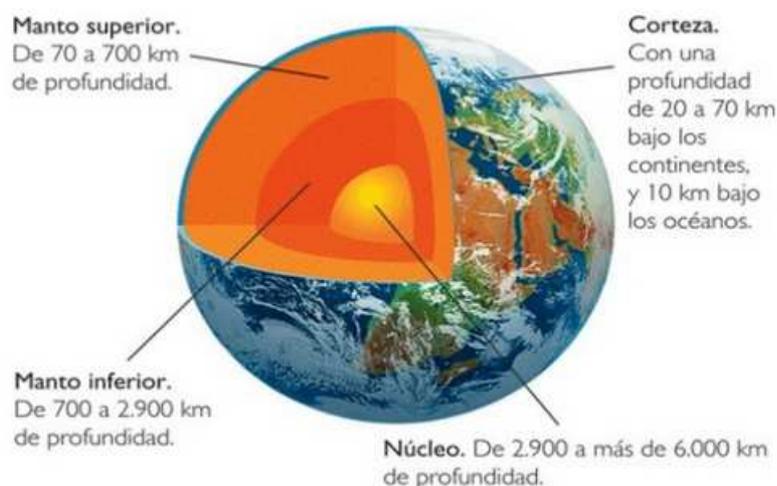


Figura 2-2. Composición de la Tierra

Fuente: (MEDIATECA, 2011)

La diferencia de temperatura en la parte superior del núcleo (más frío) con la parte inferior (más caliente) y su consecuente cambio de densidad, genera un flujo del material, de arriba hacia abajo, lo que genera la llamada corriente de convección.

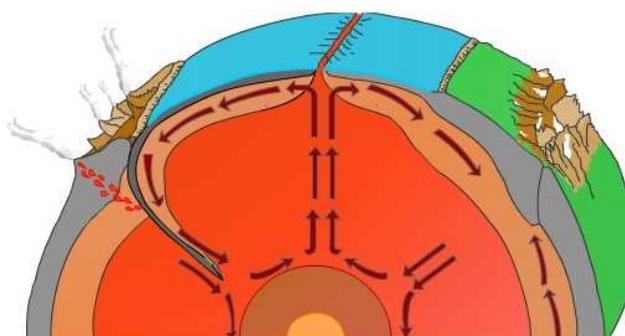


Figura 2-3. Composición de la Tierra

2.2.3. Placas Tectónicas

Estas corrientes de convección se generan en la parte superior del manto líquido llamado Atenósfera, las mismas que provocan un movimiento constante en la corteza terrestre.

Este movimiento de la corteza terrestre, no se da de manera uniforme en una sola dirección ni con una misma magnitud. Existen regiones en las que el movimiento se da en el orden de una centésima de milímetro al año y otras en las que el movimiento es de alrededor de 10 cm al año. De igual forma, existen zonas en las que los segmentos de la corteza chocan entre si y otros en los que no existe choque. (Aguiar D. R., 2008)

Estos segmentos de la corteza son las llamadas placas tectónicas y son las placas de: Nazca, Sudamericana, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Filipinas, Arábica, Australiana y la de la India. Estas placas a su vez se dividen en micro placas.

El choque de dos placas tectónicas provoca la subducción de una de las placas bajo la otra, esta zona se denomina zona de subducción, por otro lado en las zonas que las placas no se chocan, se generan los dorsales marinos, y de esta manera la tierra se mantiene en equilibrio.

2.2.4. Sismicidad en el Ecuador.

El Ecuador se encuentra en la región llamada el cinturón de fuego del pacífico, compartido por casi todos los territorios bañados por el océano pacífico, donde se libera alrededor del 85% de la energía sísmica del planeta. (Yepez, 2001)

La actividad sísmica de nuestro país es generada principalmente por la interacción de la Placa Oceánica de Nazca, la Placa Continental Sudamericana y el Bloque Norandino. La subducción de la placa de nazca bajo las dos placas continentales genera varias fuentes sísmicas, la primera causada por el fenómeno de subducción propiamente dicho, la segunda por la deformación y movimiento relativo de las dos placas continentales debido al choque con la placa oceánica y la tercera por la deformación de la placa de nazca subducida, de carácter superficial. (Segovia & Alvarado, 2014)

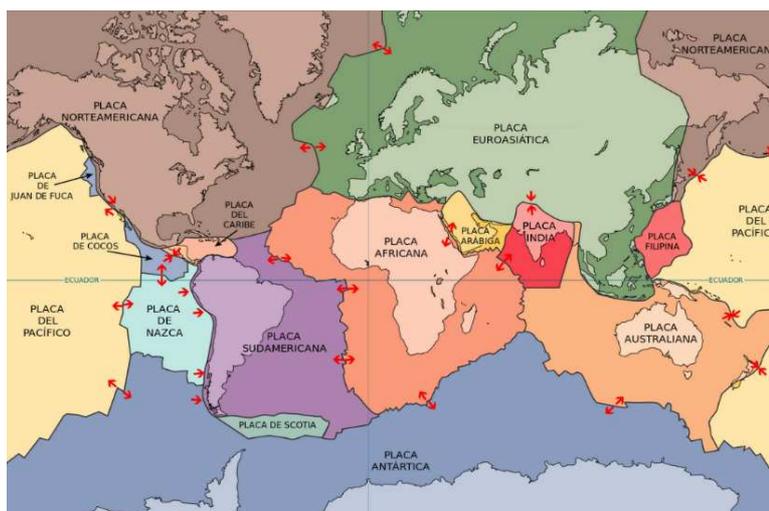


Figura 2-4. Placas Tectónicas

(Aguar D. R., 2008)

A esto se le añade un complejo sistema de fallas superficiales en todo el territorio nacional lo que hace del Ecuador un país con enorme peligrosidad sísmica.

Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) dividen al país en 6 zonas sísmicas cuya aceleración máxima en roca, expresadas como fracción de la gravedad, va desde valores de 0.15g hasta 0.5g

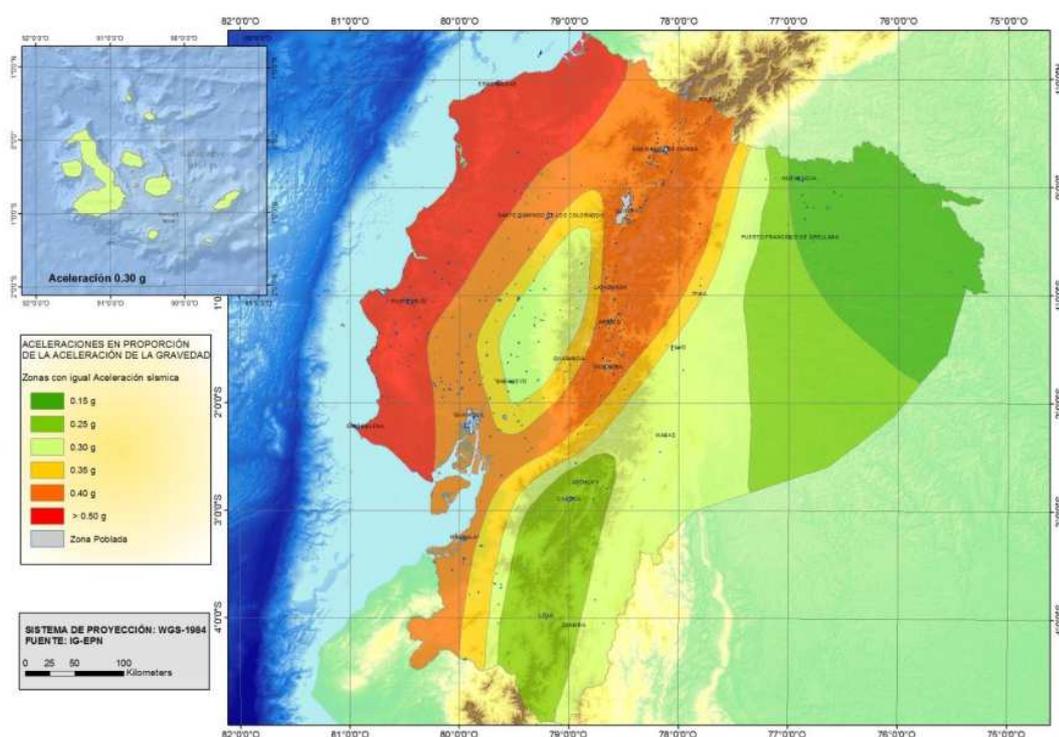


Figura 2-5. Zonificación para diseño sísmico

(NEC, 2015)

“El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.5g de los valores de

aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI" (NEC, 2015)

2.3. Vulnerabilidad Sísmica.

La sismicidad en el Ecuador es consecuencia de los sismos generados en la zona de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana y por sismos superficiales relacionados con la deformación andina actual.

Esto ha forjado una enorme historia de actividad sísmica, la misma que en los últimos 460 años ha causado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba en 1797 y Ambato en 1868 y ha dejado más de 60.000 víctimas fatales por causa de terremotos. (Yepes, Chatelain, & Guiller, 1994). A pesar de esto, no hay en el país conciencia real del riesgo sísmico que existe sobre él, lo que ha causado que Ecuador se convierta en uno de los países con mayor vulnerabilidad sísmica de la región y del mundo.

Según una investigación realizada por la Iniciativa Global para la Reducción de Desastres Sísmicos (GESI) en el año 2000, el 70% de las edificaciones en Quito presentan deficiencias en su construcción, lo que quiere decir que a pesar de estar en un sector de alto peligro sísmico, nuestras edificaciones no presentarían un adecuado desempeño ante un eventual terremoto.

3. Capítulo 3

3.1. Estructuras de hormigón armado a base de pórticos resistentes

Las estructuras a base de pórticos resistentes, son sistemas estructurales cuyos elementos principales son columnas y vigas peraltadas o vigas banda, unidas en zonas de confinamiento y que tienen la responsabilidad de soportar las cargas muertas, cargas vivas y ondas sísmicas aplicadas a la estructura.



Figura 3-1. Estructura a base de pórticos

3.1.1. Tipos de fallas sometidas a acciones sísmicas

Existen varios motivos por los cuales una estructura puede colapsar o tener un mal comportamiento estructural durante un evento sísmico, entre los que se destacan; la mala calidad de los materiales empleados, la estructuración del edificio, la mano de obra utilizada, el tipo de suelo en el cual se asienta la cimentación, la configuración del proyecto arquitectónico, la inobservancia de las normativas sísmicas, etc. Razón por la cual, cuando se evalúa una estructura después de un sismo, se habla de las probables fallas y no de un motivo específico. (Aguar D. R., Sismos de El Salvador, 2001)

En el estudio realizado por el Dr. Roberto Aguiar “Sismo del Salvador 2001” se analizan las fallas más frecuentes en las estructuras después de analizar edificios conformados por vigas y columnas en Venezuela, Ecuador, Colombia y El Salvador, durante los sismos del 9 de Julio de 1997 en Cariaco, del 4 de Agosto de 1998 en Bahía de Caráquez, del 25 de Enero de 1999 en Armenia y del 10 de Octubre de 1986 en San Salvador.

Las fallas más frecuentes que produjeron el colapso completo en un total de 7 edificios se resumen en el siguiente gráfico:

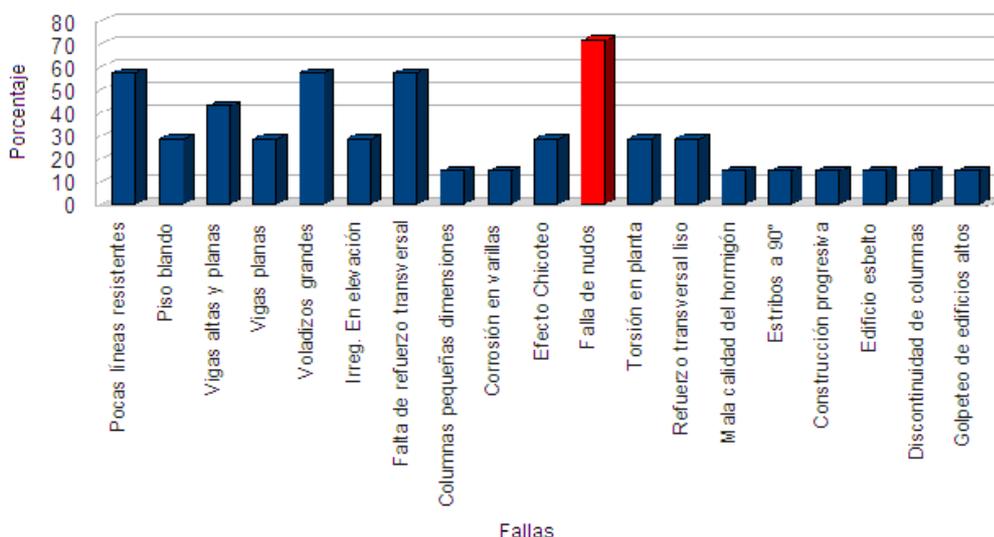


Figura 3-2. Fallas frecuentes en estructuras colapsadas

(Aguiar D. R., Sismos de El Salvador, 2001)

Adicionalmente a estas existen otros tipos de fallas sin embargo en los edificios analizados, las presentadas son las fallas más frecuentes, siendo la falla de los nudos la que más veces se ha presentado en este estudio con un total del 71.43%, seguida por las fallas causadas por tener pocas líneas resistentes en las estructuras, voladizos muy grandes y falla en el refuerzo transversal, estas tres últimas con alrededor de un 55% de reincidencia.

Cabe recalcar, que no se puede determinar una única falla responsable del colapso de las estructuras, sino más bien un conjunto de ellas, es por eso

que en las estructuras analizadas en el estudio mencionado se presentan varias de estas fallas.

3.1.2. Fallas en los nudos

En los nudos de las estructuras, las fallas se pueden producir principalmente por falta de estribos o mala distribución de las armaduras, lamentablemente, por lo general se suele realizar la ingeniería de detalle en losas, columnas, vigas y cimentaciones, pero no se realiza recomendaciones escritas o dibujos de detalle para los nudos, por lo que el error empieza en la etapa de diseño y se agrava en la ejecución de la obra por mala disposición de las armaduras.

Las fallas que se producen en los nudos pueden ser:

3.1.2.1. Fallas por magnitud de carga

El tipo de falla estará gobernada por la magnitud de las cargas en las columnas, por esta razón en los pisos inferiores de edificios que soportan gran carga, se producirán fallas por plastificación del hormigón internas al nudo, mientras que los pisos superiores donde la carga disminuye, los nudos tendrán fisuras externas en diagonal, que se pueden ubicar tanto en las columnas como en las vigas. (Bernal, 2005)

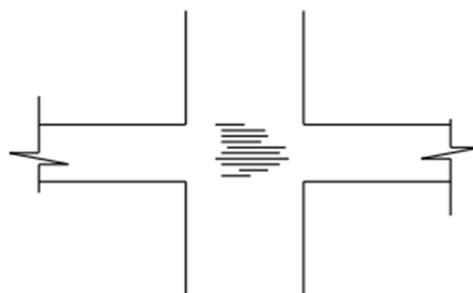


Figura 3-3. Falla por plastificación (Pisos inferiores)

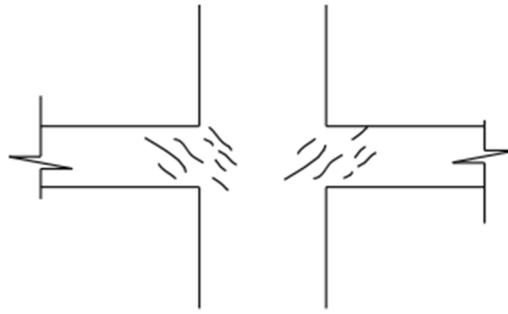


Figura 3-4. Falla por plastificación (Pisos superiores).

3.1.2.2. Por falta de estribos en nudos internos.

Un problema común que produce serias patologías en los nudos, es la falta de continuidad en las armaduras transversales, tanto de vigas como de columnas, este tipo de falla se produce principalmente en la planta baja o subsuelos de edificios de gran altura donde se experimenta las máximas cargas de la estructura.

Estas fallas se producen en todo el espesor del nudo por falta de confinamiento en caso de recibir vigas únicamente en una dirección. En el caso de que en el nudo lleguen vigas en dos direcciones la falla se produce en la parte inmediatamente inferior o superior del nudo. (Bernal, 2005).

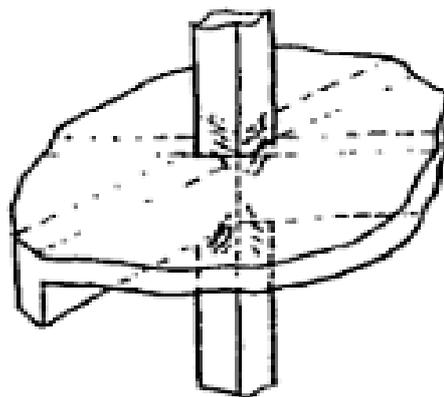


Figura 3-5. Nudos internos (4 Vigas)

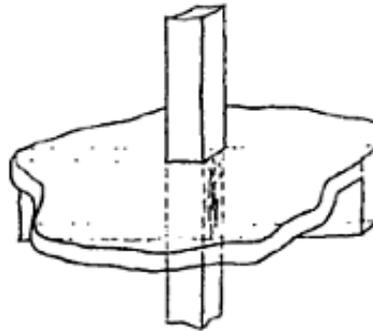


Figura 3-6. Nudos externos (2 Vigas)

3.1.2.3. Por falta de estribos en nudos de borde o esquina

Tomando en cuenta que en los nudos es donde se producen las transferencias de esfuerzos de las columnas superiores a las inferiores y de las vigas a las columnas; en los nudos de borde se forman por lo general las bielas a compresión que además de experimentar fuertes cargas, producen un cambio en la dirección de las fuerzas, que si no dispone de los estribos adecuados producirán desprendimientos del hormigón en las caras externas del nudo. (Bernal, 2005)

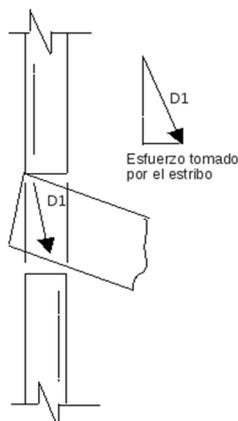


Figura 3-7. Por falta de estribos de borde

3.1.2.4. Fisura en la cara superior de la viga

En vigas con baja rigidez y con armaduras que no se introducen en el nudo, por el giro en el apoyo se producen fisuras en la parte superior. De esta

manera se genera una rótula o apoyo articulado casi perfecto en la proximidad del nudo. No se transmiten momentos y actúa el hormigón con la armadura inferior y los estribos transmitiendo los esfuerzos de corte.

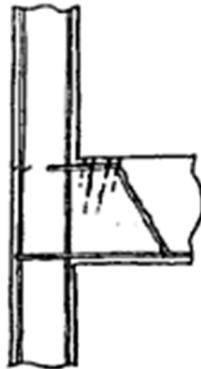
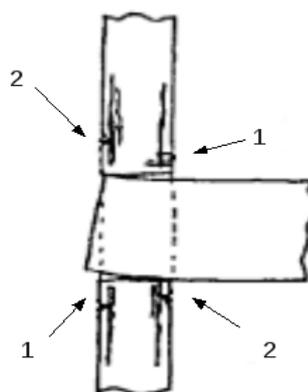


Figura 3-8. Fisura en cara superior de la viga.

3.1.2.5. Aplastamiento de cara inferior de viga

Lo contrario sucede si la viga está sobre armada en la parte superior y con adecuados anclajes. Si el nudo posee elevada rigidez, se puede producir un aplastamiento del hormigón en la parte inferior de la viga. Este aplastamiento puede ocurrir también en las columnas dependiendo de su rigidez y de las armaduras que posean.



- 1 Fisuras de tracción
- 2 Fisuras por aplastamiento

Figura 3-9. Esquema de falla

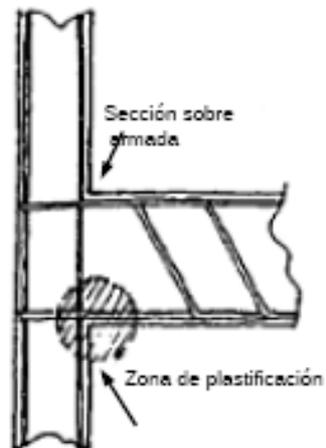


Figura 3-10. Zona de aplastamiento

En el caso de losas con vigas bandas los tipos de falla pueden ser de dos tipos:

3.1.2.6. Fallas por cortante debida a carga vertical

Este tipo de falla se produce debido a la transmisión de esfuerzos verticales de la losa a la columna mediante esfuerzos cortantes, estos esfuerzos se consideran críticos a una distancia de la columna igual a la mitad del peralte de la losa.

Si se sobrepasa la resistencia al corte en esta sección crítica, se produce una falla por punzonamiento la misma que se caracteriza por un agrietamiento a lo largo de la superficie de un cono en la sección crítica.

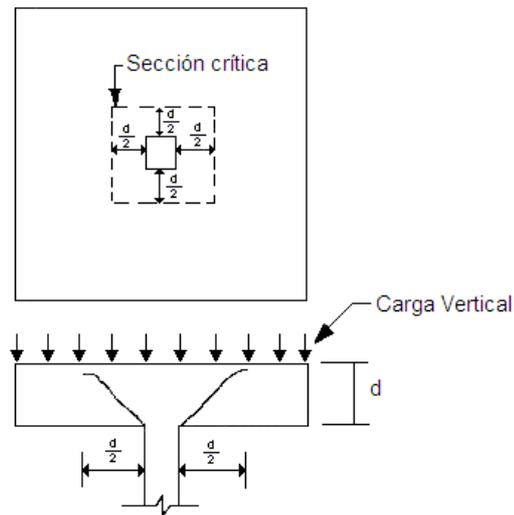


Figura 3-11. Sección Crítica

3.1.2.7. Fallas por cortante debida a carga por desbalanceo

En el caso de que sea necesario transmitir un momento de desbalanceo entre losa y columna debido a cargas verticales en losas asimétricas, columnas de borde o cargas laterales, este momento se transmite de columna a losa en la misma zona crítica generada por esfuerzos de punzonamiento y será equilibrado por el momento flexionante que se resiste en la zona por la variación de esfuerzos cortantes en el perímetro de la región crítica.

En el caso de que el momento de desbalanceo sobrepase los límites admitidos en la conexión se generará una falla que se caracteriza por que se presenta una grieta por tensión diagonal en la cara frontal de la sección crítica, donde se suman los esfuerzos por carga vertical y los que se producen por el momento de desbalanceo.

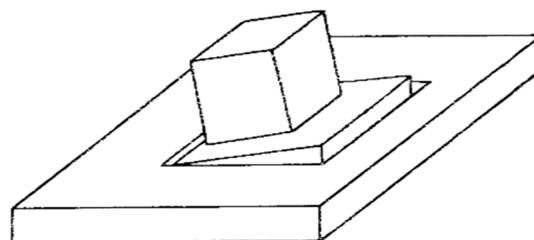


Figura 3-12. Falla por cortante debido a momento no balanceado

El modo resultante en una conexión losa con vigas banda - columna, sujeto a momento de desbalanceo y carga vertical, sería una combinación de los indicados los dos casos anteriores y se caracteriza por ser inherentemente frágil. En un edificio sometido a acciones sísmicas, predomina usualmente esta combinación. (Rodríguez & Meli)

3.1.2.8. Falla local de la conexión

Otro mecanismo de falla por flexión en losas con vigas banda es por falla local de la conexión, en forma de abanico. Ambos mecanismos requieren que se logre alcanzar la capacidad del momento negativo en un lado de la columna y de momento positivo al otro, con lo cual el momento de desbalanceo en la conexión resultaría de la suma de ambos.

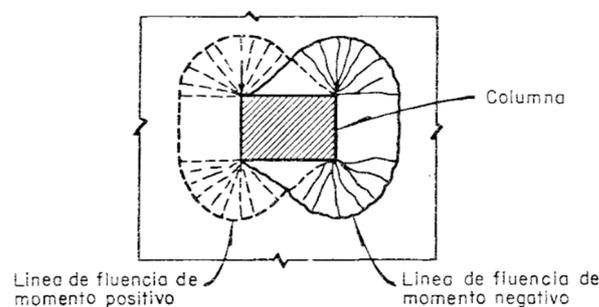


Figura 3-13. Falla local en losas con vigas banda.

3.1.3. Fallas por pocas líneas resistentes

Otra causa muy común del colapso de las estructuras se debe a la resistencia insuficiente a cargas laterales de la estructura, por la poca existencia de líneas resistentes de columnas o muros de corte o de la baja capacidad de estos elementos.

Las fuerzas inerciales aplicadas sobre una estructura en un evento sísmico, generan fuerzas cortantes decrecientes desde la base hasta la cúspide del edificio, las mismas que deben ser resistidas por las columnas y

muros de corte de cada nivel. En caso de que no existe un área transversal de muros y columnas suficiente para soportar estas fuerzas cortantes, puede generarse el colapso o deterioro excesivo del sistema estructural.



Figura 3-14. Sismo 28 julio de 1957 en México.

De la cantidad de líneas resistentes que tenga la estructura (redundancia), depende en gran medida la capacidad de la misma para incurrir en el rango inelástico. En este sentido, debe buscarse que las fuerzas sísmicas sean distribuidas en la mayor cantidad de elementos estructurales posibles.

3.1.4. Voladizos muy grandes.

Otro caso común de falla es por voladizos demasiado grandes, ya que estos flexibilizan la estructura. Esta elevada flexibilidad en la estructura se traduce en grandes deformaciones lo que causa daño tanto en elementos estructurales, como en elementos no estructurales.



Figura 3-15. Falla en volados (Sismo Chile 2010)
(Aguiar D. R., Fallas frecuentes en terremotos, 2001)

3.1.5. Falta de refuerzo transversal.

La falta de refuerzo transversal puede generar principalmente dos tipos de fallas.

- Falla frágil por cortante y tensión diagonal
- Grandes esfuerzos de corte en columnas acortadas por el efecto restrictivo de desplazamiento de elementos no estructurales.

3.1.5.1. Falla frágil por cortante y tensión diagonal

El correcto detallamiento del refuerzo transversal sobretodo en la región de la posible formación de rótulas plásticas y un estrecho espaciamiento entre estribos, puede asegurar una adecuada ductilidad en la estructura.

Por el contrario, la existencia de un incorrecto refuerzo transversal, puede generar que el hormigón se astille, seguido del pandeo por inestabilidad del

refuerzo longitudinal. Esto se produce principalmente por el efecto combinado entre cargas axiales y momentos flexionantes sobre las columnas.

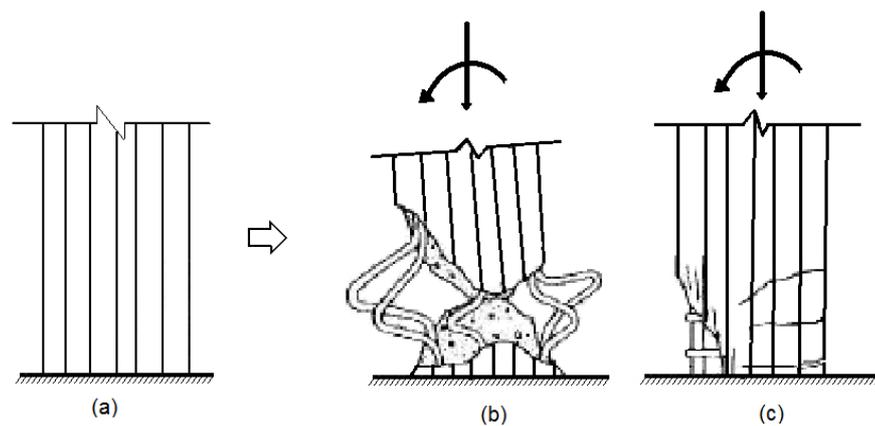


Figura 3-16. Falla por flexo compresión en columnas con y sin refuerzo transversal

En el Gráfico 3.16, se observa una columna sin ser sometida a carga (a) y su posterior fallo en caso de no tener refuerzo transversal (b) y en el caso de sí tener un adecuado refuerzo transversal (c). Este tipo de fallas se genera principalmente en las columnas del primer piso debido a la alta concentración de esfuerzos axiales, de corte y momentos flectores sin embargo también puede ocurrir en la parte intermedia y superior de las columnas.

La fuerza cortante puede provocar falla por tensión diagonal en caso de que el núcleo de las columnas no esté bien confinado; este tipo de falla está caracterizado por la formación de grietas inclinadas.

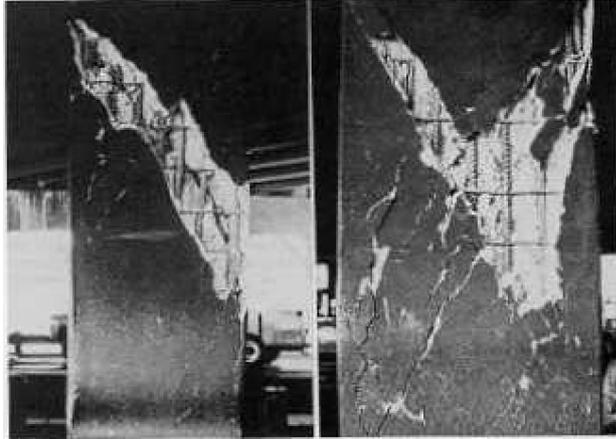


Figura 3-17. Falla por tensión diagonal en columnas con estribos



Figura 3-18. Falla por tensión diagonal en columna zunchada

En general, un detallamiento incorrecto de la armadura transversal en columnas puede generar fallas muy frágiles en las columnas y por ende en todo el sistema estructural, es por eso que se debe asegurar siempre un correcto confinamiento de núcleo del hormigón de la columna para obtener un comportamiento dúctil de la edificación cuando es sometida a cargas sísmicas de gran magnitud.

3.1.5.2. Falla frágil por cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

La interacción de los elementos no estructurales con las columnas de pórticos de hormigón armado, genera altas concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de las columnas, provocando una falla frágil por cortante en las columnas.

La restricción de desplazamiento generada por muros adosados a la columna, causa que esta adquiera una mayor rigidez comparada con otras columnas del mismo piso que no tengan confinamiento por ninguno de sus lados. Esta elevada rigidez relativa genera enormes esfuerzos de corte en la columna corta lo que produce fallas frágiles y consecuencias desastrosas.

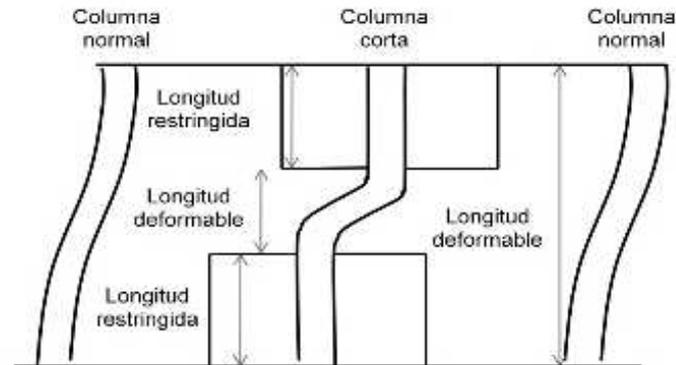


Figura 3-19. Deformación de columnas cortas por restricción de desplazamiento

Los enormes esfuerzos de corte y la baja ductilidad de la columna corta, hacen que esta falle por tensión diagonal, esto puede evitarse al dejar suficiente espacio entre el muro de mampostería y la columna, para que esta pueda deformarse libremente.



Figura 3-20. Falla por columna corta

3.1.6. Estudio de ductilidad de la estructura.

En términos generales, la ductilidad es la capacidad que tiene un material para deformarse plásticamente sin romperse. De esta manera, un material es dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. (Bozzo & Barbat, 2000)

En el caso de un sistema estructural, la ductilidad se define como la capacidad que tiene éste, para hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente (Aguiar D. R., Curso Nacional de Estructuras, 1998)

Si una estructura tiene una significativa ductilidad, podemos esperar que se adapte adecuadamente a cargas inesperadas, impacto, cargas reversibles como el caso de los sismos, entre otros; además que la falla de manera plástica de una estructura advierte a los usuarios de la edificación de un posible colapso de la misma, reduciendo la probabilidad de pérdidas de vida en caso del colapso de la estructura. (Fintel, 1974)

De esta manera, para poder asegurar una ductilidad global de la estructura suficiente para tener un comportamiento conveniente en un evento

sísmico, se debe asegurar también la ductilidad tanto en vigas como columnas.

3.1.7. Comportamiento del pórtico

Las estructuras se deben diseñar de manera que el daño se produzca en la viga mas no en el nudo ni en la columna, una correcta incursión de la estructura en el rango no lineal se da mediante la formación progresiva de articulaciones plásticas en las vigas y finalmente en el pie de columna de las columnas de base de la estructura como se demuestra en el siguiente gráfico.

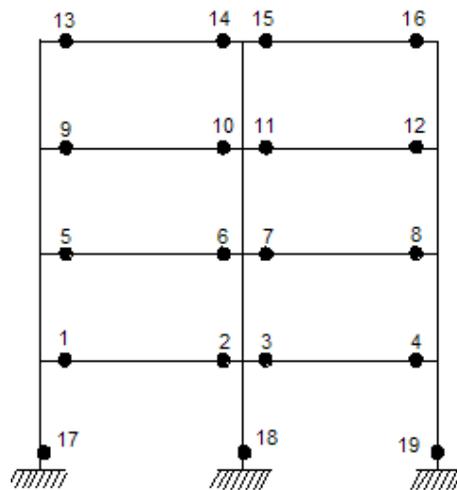


Figura 3-21. Rótulas plásticas en estructuras aporricadas

(Aguilar D. R., Curso Nacional de Estructuras, 1998)

El grado de detallamiento tanto de vigas y columnas como de los nudos, tiene relación directa con el comportamiento sísmico de la estructura y con su ductilidad. Razón por la cual, si en una estructura no se diseñan los nudos y no se hacen las verificaciones de comportamiento inelástico adecuadas, la ductilidad de la estructura será pequeña y la reducción de fuerzas del espectro inelástico será baja.

Sin embargo, no solo es importante evaluar la ductilidad de la estructura sino también la resistencia, según los códigos Japoneses de evaluación sísmica, la capacidad sísmica es igual al índice de resistencia lateral por el índice de ductilidad (Nakano, 2009)

$$\text{Capacidad Sísmica} = \text{Índice de Resistencia Lateral} \times \text{Índice de Ductilidad.}$$

Por esta causa, cuando una estructura tiene una resistencia alta requiere una menor ductilidad y si tiene baja resistencia la ductilidad debe ser mayor, dicho de otra manera, a mayor rigidez menor capacidad de deformación y viceversa.

3.1.7.1. Control de rótulas plásticas en estructuras aporricadas

Cuando las estructuras de hormigón armado se someten a sismos severos, estas por lo general tienen una respuesta no lineal, debida principalmente a que el hormigón armado es un material no homogéneo y por tanto su respuesta es altamente no lineal.

El análisis no lineal de las estructuras, demuestra que en estructuras de varios pisos, las columnas pueden incurrir en distribuciones inesperadas de momento flexionante, en comparación con la distribución obtenida por la carga estática equivalente recomendada por las NEC.

El análisis por carga lateral estática, indica que generalmente, los puntos de inflexión en la columna, están en la mitad de la longitud de la misma, a excepción de las columnas cercanas a la parte superior e inferior del pórtico.

Sin embargo, un análisis no lineal de la estructura, demuestra que el punto de inflexión de las columnas, en determinados instantes de la respuesta del pórtico frente a un sismo, puede estar muy próximo a la conexión viga - columna e incluso podría incurrir en curvatura simple, esto se da

principalmente por la fuerte influencia de los modos superiores de vibración, principalmente el segundo y tercer modo.

Según Hejal y Chopra en 1987, la influencia de los modos superiores de vibración, aumenta a medida que aumenta el período fundamental de la estructura y su influencia es más fuerte en los momentos flexionantes de las columnas que en sus cargas axiales o en los momentos de las vigas.

El análisis por carga estática equivalente que recomienda el NEC, corresponde aproximadamente al primer modo de vibración de la estructura, sin embargo, si la influencia de los modos superiores de vibración es alta, se puede producir un corrimiento del punto de inflexión de las columnas, a puntos distantes de la mitad de la altura, lo que puede provocar valores en el momento flexionante de la columna muy superiores a los que nos da el análisis por carga estática equivalente, lo que puede conducir a la formación de rótulas plásticas en las columnas

Un estudio de Teodorico Flores Barreto en la Pontificia Universidad Católica del Perú, en el año 2003, sobre el control de rótulas plásticas sobre pórticos de hormigón armado, en el que se analiza 19 pórticos de diferentes alturas, demuestra cómo varía la influencia de los tres primeros modos de vibración en la respuesta de la estructura en función de la altura de las estructuras analizadas.

Estos resultados se resumen en las siguientes gráficas.

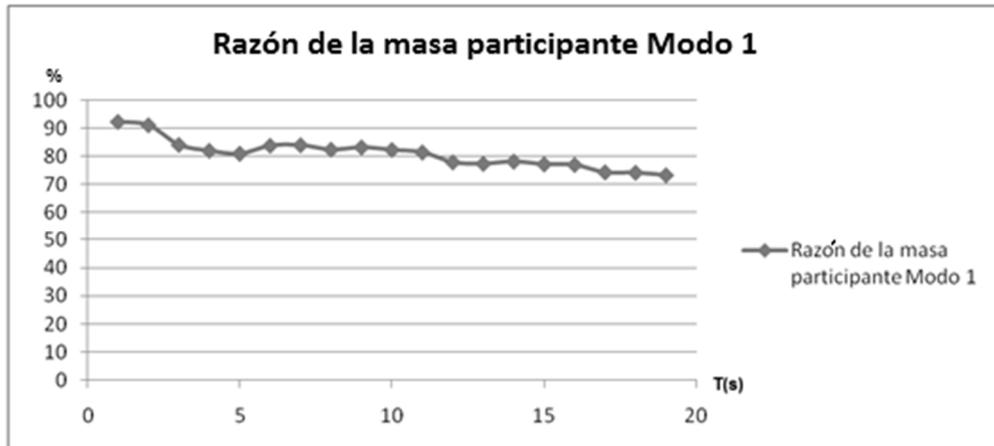


Figura 3-22. Influencia del primer modo de vibración

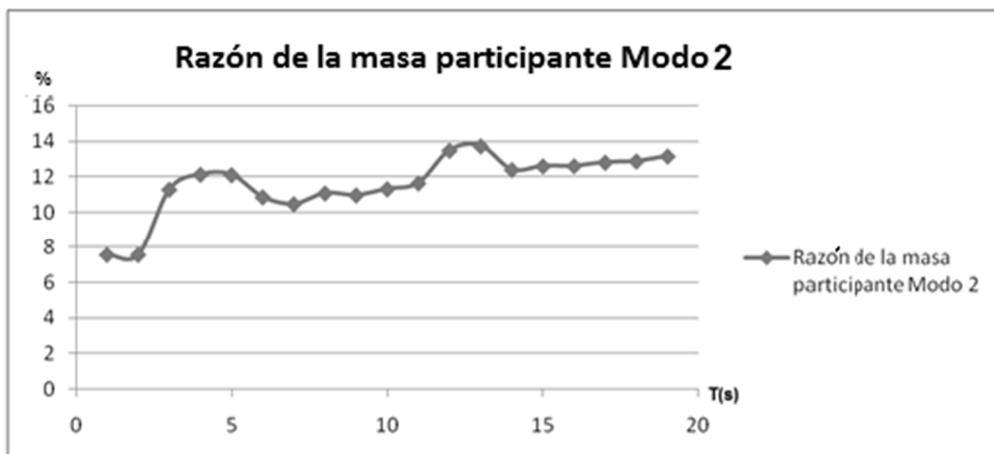


Figura 3-23. Influencia del segundo modo de vibración

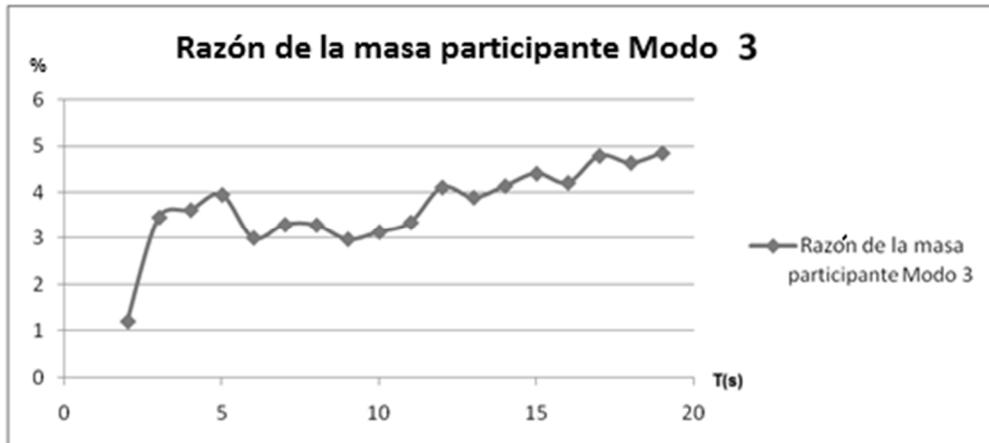


Figura 3-24. Influencia del tercer modo de vibración.

Como vemos en las gráficas anteriores, la importancia del segundo y tercer modo de vibración de la estructura, aumenta a medida que aumenta el periodo fundamental de la misma, esto influencia en el factor de distribución de momentos en los nudos de la estructura, lo que origina distribuciones de momentos flexionantes inesperados en las columnas.

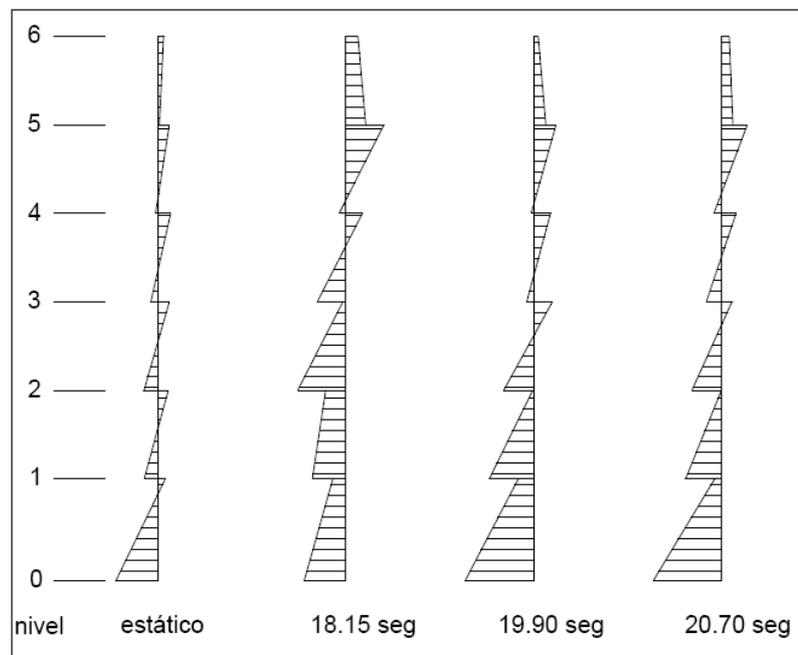


Figura 3-25. Momentos flexionantes en columnas

(Barreto, 2003)

En esta gráfica 3.25, se indica el diagrama de momento para una estructura de 6 pisos, en diferentes instantes, esta gráfica indica la distribución inesperada de momentos flexionantes, que se presenta por a la influencia del segundo y tercer modo de vibración en consecuencia, es posible la presencia de simple curvatura en las columnas lo que produciría distribuciones de momentos en las conexiones viga – columna, como la presentada a continuación:

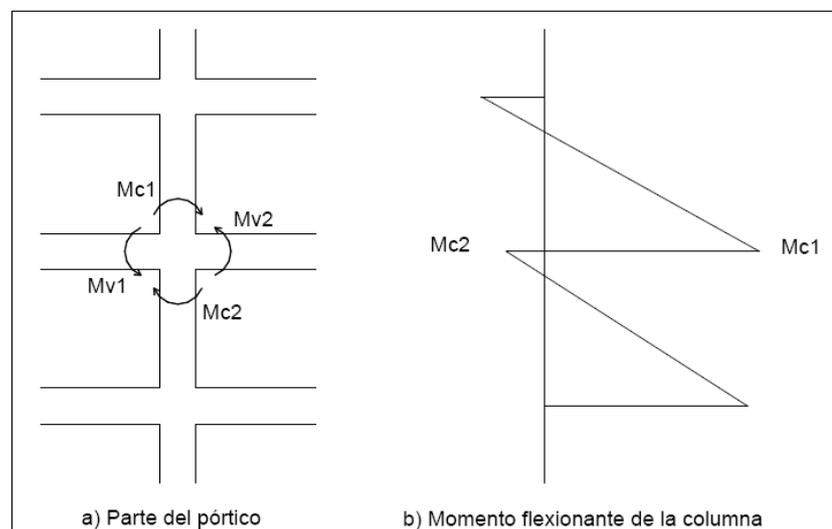


Figura 3-26. Distribución de momentos en conexión viga – columna

(Barreto, 2003)

En una conexión típica, el momento resistente de la columna debe ser igual a la suma de momentos de las vigas que concurren a la conexión, cumpliendo que:

$$\Sigma Mv = Mv1 + Mv2 = Mc1 + Mc2$$

Por lo que si se quiere evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas se tiene que cumplir que:

$$Muc1 > \Sigma Muv - Mc2.$$

Considerando que la columna permanece en doble curvatura, el caso límite se daría cuando $M_{c2} = 0$; por lo que:

$$M_{uc1} > \sum M_{uv}$$

Sin embargo, en el caso de que la columna tenga simple curvatura (el punto de inflexión se encuentra fuera del entrepiso), se requeriría que:

$$M_{uc1} > \sum M_{uv} + M_{c2}$$

Por lo que el requerimiento de que el momento resistente de las columnas sea igual al momento de las vigas no evita la formación de rótulas plásticas, para asegurar que no se presenten rótulas plásticas, se necesitaría que:

- “La resistencia a flexión de cada sección de columna fuera al menos igual a la suma de las resistencias a flexión de las secciones de la viga en el plano de flexión, si el punto de inflexión está en cualquier parte dentro de la altura del entrepiso.”
- “Si el punto de inflexión está fuera de la altura del entrepiso, se requeriría una capacidad todavía mayor de la columna.” (Barreto, 2003)

Por esta razón, para un análisis más detallado de la estructura, se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal para determinar los factores de distribución de momentos reales en cada conexión y de esa manera asegurar el buen comportamiento de la misma.

Para calcular el factor de distribución de momentos en las conexiones, se tiene que considerar la siguiente ecuación:

$$\sum M_{uc1} = (FDM) \sum M_{uv}$$

- Generar mediante un análisis dinámico inelástico, los resultados tiempo-historia de los momentos flexionantes en los extremos de las vigas y columnas que forman un nudo, de todos los nudos del pórtico, sometidos a sismos.

- Para cada intervalo de integración, verificar en todos los nudos del pórtico, si se produce una rótula plástica en los extremos del elemento que forman un determinado nudo. De ocurrir esto, calcular los FDM arriba y abajo del nivel del piso en dichos nudos para ese instante.

3.1.8. Comportamiento de estructuras a base de losas con vigas banda.

Como vimos, en el caso de estructuras aporticadas, el mecanismo de falla se produce mediante la formación de articulaciones plásticas en el extremo de las vigas, sin que se exceda la resistencia al corte de las mismas, con lo que obtenemos un modo de falla dúctil y con una gran disipación de energía.

En el caso de losas con vigas banda, el comportamiento de la estructura es muy diferente al de estructuras a base de pórticos de vigas y columnas. Ante cargas gravitacionales, existe una gran concentración de momentos negativos en la parte superior de las columnas y los mayores momentos flectores positivos, no se presentan en la franja de las columnas, sino en la franja central de la losa.

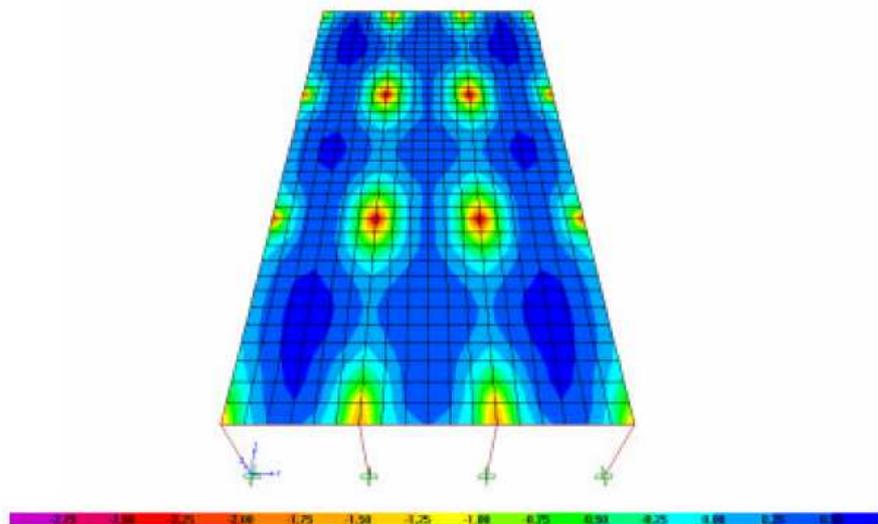


Figura 3-27. Comportamiento de losas con vigas banda por cargas verticales.

Estos resultados, contradicen el método del pórtico equivalente, muy difundido para el análisis de este tipo de losas, por lo que es recomendable en estos casos, el uso de elementos finitos para modelar este tipo de estructuras. (Romo, 2008)

En el caso de cargas sísmicas, estas son absorbidas por la franja de columnas, (columnas, vigas banda y losas) por lo que es sumamente importante el correcto diseño de las losas ya que las articulaciones plásticas se extenderán inevitablemente a las losas. De igual manera se tiene que chequear la capacidad resistente de la losa cercana a las columnas.

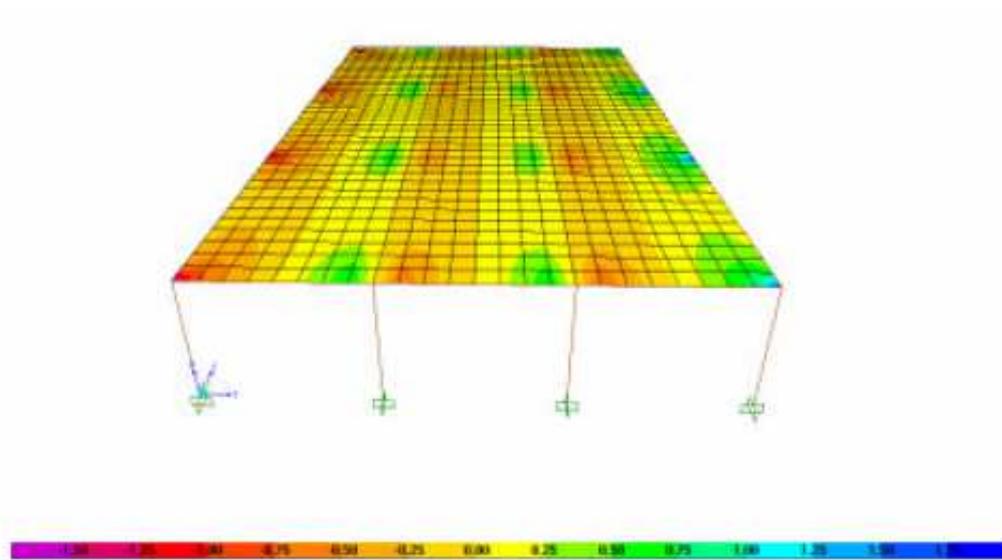


Figura 3-28. Comportamiento de losas con vigas banda por cargas sísmicas.

La ductilidad en estructuras a base de losas con vigas banda es muy limitada y requiere de especial cuidado en el chequeo de las conexiones para evitar posibles fallas frágiles de la estructura. (Romo, 2008).

3.2. Estructuras de mampostería.

Desde tiempos antiguos hasta nuestros días, se ha podido observar gran cantidad de estructuras simples o espectaculares construidas con mampostería. La cultura mesopotámica desarrollo una gran arquitectura a base de ladrillos, los egipcios construyeron grandes obras con rocas como las pirámides de Egipto y hasta las poblaciones en el ártico utilizan bloques de hielo para la construcción de iglúes. Esta enorme historia del uso de mampuestos en la construcción sirve en ocasiones como modelo para los diseñadores actuales ya que desde el punto de vista analítico, las formas estructurales que se usan hoy en día, se establecieron hace ya más de 10 mil años.

En la actualidad, el uso de hormigón armado es ampliamente difundido como una de las principales alternativas para la construcción de edificaciones de baja, mediana y hasta gran altura; sin embargo, desde los primeros tiempos del uso del hormigón armado, los investigadores y técnicos que empezaron a utilizar este material han encontrado que a pesar de no tomar en cuenta dicho material en el análisis y diseño de las edificaciones, existe un gran aporte de la mampostería dentro del sistema estructural.

Esto motivó a los ingenieros estructurales a desarrollar diferentes métodos de análisis, diseño y construcción de edificaciones para aprovechar el aporte mecánico de los bloques y así resistir las cargas a las que está sometida la estructura, con un objetivo principalmente económico.

3.2.1. Tipos de estructuras de mampostería

Entre los tipos más comunes de estructuras de mampostería tenemos:

3.2.1.1. Mampostería no reforzada.

Este sistema se aplica a edificaciones sin ningún tipo de reforzamiento, su uso no se recomienda para zonas sísmicas ya que se está demostrado que

su comportamiento es muy poco dúctil lo que provoca fallas súbitas generando una gran cantidad de pérdidas humanas.

Lamentablemente a pesar de no ser un sistema recomendado para zonas sísmicas, este tipo de estructuras es muy común en nuestro medio, donde muchas veces se construye bajo el sistema de "Auto construcción" es decir sin ninguna supervisión técnica y por ende sin ningún criterio estructural.



Figura 3-29. Vivienda de mampostería no reforzada bajo el sistema "Auto-construcción"

Por la gran cantidad de estructuras concebidas bajo este sistema, es que todavía sigue en estudio para entender mejor su comportamiento estructural ante cargas sísmicas y encontrar así alternativas para su refuerzo y construcción segura.

Tal vez el edificio moderno más emblemático construido con mampostería no reforzada es el edificio Monadnock de 17 pisos, construido en Chicago, Estados Unidos en el año 1893. Este edificio utiliza su gran masa y las fuerzas gravitacionales para soportar las fuerzas horizontales como cargas sísmicas o viento.

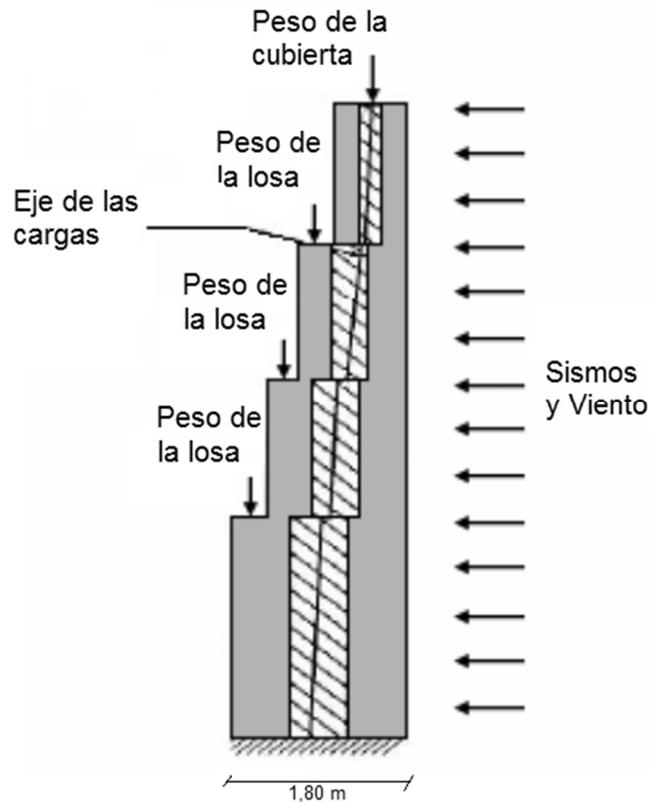


Figura 3-30. Comportamiento estructural del Monadnock

(De Almendra, 2013)

3.2.1.2. Mampostería confinada.

La mampostería confinada, se caracteriza por la construcción de muros de mampostería, rodeados perimetralmente por columnas (castillos) y vigas (dalas), los mismos que son fundidos posteriormente a la construcción de la mampostería con el objetivo de asegurar la adherencia con los bloques de la mampostería. (Cango, 2010)



Figura 3-31. Construcción de vivienda con mampostería confinada.

En este sistema, el muro global funciona como una columna ancha, en la que las columnas perimetrales proveen casi toda la rigidez a flexión, mientras que el muro de mampostería proporciona la resistencia al corte. Sin embargo, este comportamiento se cumple siempre y cuando no se produzca agrietamiento entre el muro y las columnetas confinantes, lo cual puede ocurrir durante un sismo moderado. Por esta razón, la NSR 2010 que aplica en el Ecuador para este tipo de sistemas estructurales los considera como sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico.

3.2.1.3. Mampostería reforzada.

Este tipo de construcción se basa en el uso de piezas de mampostería con perforación vertical, unidas con mortero y reforzadas interiormente con barras de acero corrugado y alambre.

Este sistema es considerado según la NSR2010 como un sistema de capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico.

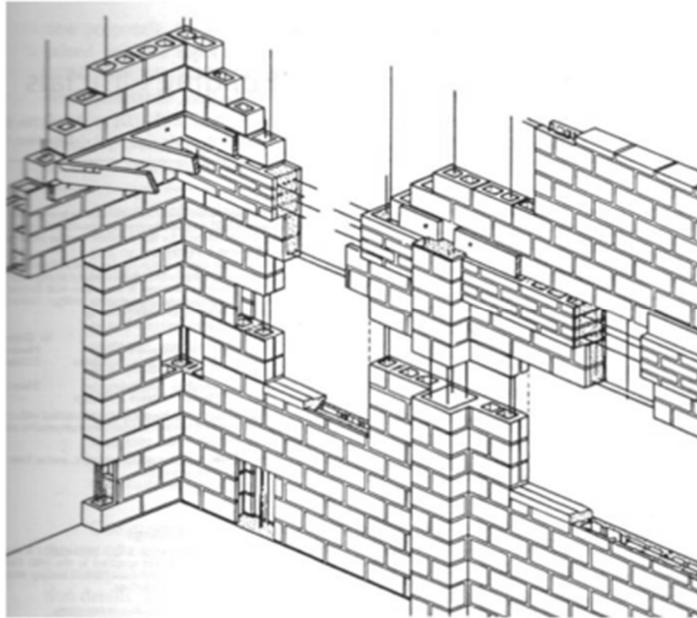


Figura 3-32. Construcción a base de mampostería reforzada

(Fuentes & Riviera, 2008)

Al ser considerados los muros de mampostería como elementos resistente dentro del sistema estructural, se debe prestar especial atención a las características de sus elementos constitutivos a diferencia de las estructuras con mampostería de relleno.

Entre las principales características de los materiales que se debe tener en cuenta tenemos:

3.2.1.3.1. Bloques de hormigón.

Los bloques de hormigón son unidades prefabricadas huecas, en forma de prisma recto y con una sección transversal en cualquier plano a la superficie de apoyo que va del 40% al 75%.

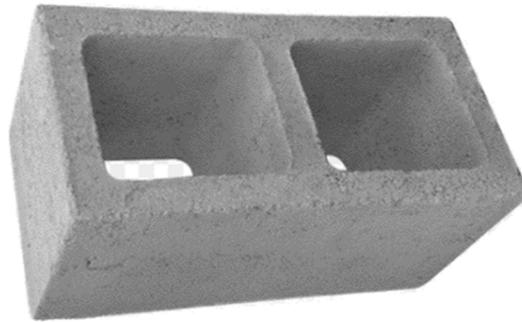


Figura 3-33: Bloque hueco de hormigón

Según los requerimientos de la Norma Ecuatoriana para la Construcción, los bloques de concreto deben cumplir los requisitos mínimos propuestos por la norma ASTM C90.

Los bloques podemos clasificarlos según los siguientes parámetros:

Clasificación de acuerdo a sus características físicas (Grado)

- **Grado N.-** Se pueden usar en paredes exteriores bajo o sobre la rasante, expuestas a la humedad, intemperie o cargas severas. También se pueden usar en paredes interiores y deben cumplir requisitos mínimos de absorción detallados en la Tabla 3.1.
- **Grado S.-** Se pueden colocar en paredes exteriores sobre la rasante, aisladas de la intemperie y con algún recubrimiento. Pueden ser usadas también en paredes interiores y no requieren cumplir ningún requisito de absorción.

Clasificación de acuerdo a su capacidad de control de humedad (Tipo).

- **Tipo I (Grado N-I y S-I).-** Se usan cuando las contracciones de secado pueden generar agrietamientos.
- **Tipo II (Grado N-II y S-II).-** No necesitan control en el contenido de humedad.

Clasificación de acuerdo a su peso.

En función del peso, los bloques de concreto huecos se clasifican en:

- **Bloque liviano.-** Cuando el peso del bloque oscila entre 1360 y 1680 Kg/m³.
- **Bloque de peso mediano.-** Cuando el peso del bloque oscila entre 1680 y 2000 Kg/m³
- **Bloque pesado.-** Cuando el peso del bloque es mayor a 2000 kg/m³

Tabla 3-1:

Requerimientos de Resistencia y Absorción

Resistencia Mínima de Ruptura a la Compresión en Kg/cm ²			Máxima Absorción de Agua (Promedio 3 bloques) peso del concreto secado al horno		
Promedio del área bruta			Clasificación por peso		
GRADO	Promedio de 3 bloques	Bloque Individual	Liviano de menos de 1680	Mediano de 1680 a 2000	Normal Mayor a 2000
N-I	70	56	288	240	208
N-II					
S-I	50	42			
S-II					

(Fuentes & Riviera, 2008)

Para el caso específico de mampostería reforzada, la Norma Ecuatoriana de la Construcción exige que la resistencia f_m de los bloques de concreto estén entre 10 y 28 MPa.

3.2.1.3.2. Mortero.

Los morteros de pega de los bloques de hormigón, deben cumplir los requisitos mínimos exigidos por la norma NTE INEN 0247 (ASTM C207). Estos morteros deben tener buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento; y, además garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante.

Para el diseño del mortero de pega se debe realizar ensayos de laboratorio o según experiencias de proyectos similares y se lo clasificará según la dosificación mínima de sus componentes y de su resistencia siguiendo la siguiente tabla.

Tabla 3-2:

Resistencia y composición de mortero de pega

Tipo de Mortero	Resistencia mínima de compresión a 28 días.	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20.0	1	-	2.5
M15	15	1	-	3.0
		1	0.5	4.0
M10	10	1	-	4.0
		1	0.5	5.0
M5	5	1	-	6.0
		1	1.0	7.0
M2.5	2.5	1	-	7.0
		1	2.0	9.0

(NEC, 2015)

En el caso de mampostería estructural, la Norma Ecuatoriana de la Construcción no admite morteros de pega M2.5 y M5.

3.2.1.3.3. Mortero de Relleno (grout).

El mortero de relleno debe tener una consistencia y fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación. Su resistencia, al igual que en el caso del mortero de pega debe ser determinada en laboratorio en función de los materiales disponibles o en base a la experiencia de obras similares.

Estos morteros se clasifican, según la NEC, en base a la dosificación en peso, mínima de sus componentes.

Tabla 3-3

Clasificación de los Morteros

Tipo de Mortero	Cemento Hidráulico	Agregados/cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
		Min.	Max.	Min.	Max.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1	2
		1		0.5	4.0

De igual forma, su resistencia a compresión luego de 28 días, tendrá un valor como:

$$1.2 f'm \leq f'cr \leq 1.5f'm$$

Siendo $f'cr \geq 10$ Mpa

Donde:

$f'm$ Resistencia nominal a la compresión de la mampostería (MPa).

$f'cr$ Resistencia a la compresión del mortero de relleno (MPa).

Adicionalmente a esto, a pesar de no tomarse en cuenta en los códigos de diseño, ensayos experimentales demuestran que una vez vertido el mortero de relleno en las cavidades del muro de mampostería, este pierde humedad por el contacto con el bloque de hormigón seco, esto genera contracción en el mortero y provoca pérdida de adherencia con el muro de bloque. Esta pérdida de adherencia implica que el funcionamiento del muro no sea monolítico afectando significativamente la ductilidad de la estructura. Estos resultados se demuestran experimentalmente en investigaciones realizadas por el Ingeniero Ángel San Bartolomé Ramos de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Un efecto similar se produce entre el bloque y el mortero de pega por lo que es aconsejable el uso de aditivos o el humedecimiento leve de la base de los bloques.

3.2.2. Comportamiento de las estructuras de mampostería.

Tomando en cuenta las características de los materiales constitutivos y la concepción estructural de este sistema, podemos comprender mejor el comportamiento estructural tanto para cargas normales como para carga sísmica.

- **Fuerzas interiores.-** Aunque los bloques o ladrillos tienen cierta resistencia a la tracción, esta no se considera y se toma en cuenta únicamente la resistencia a la compresión. Es por esto que el momento transversal aplicable sobre la estructura es muy pequeño y depende de la carga vertical aplicada sobre el muro.

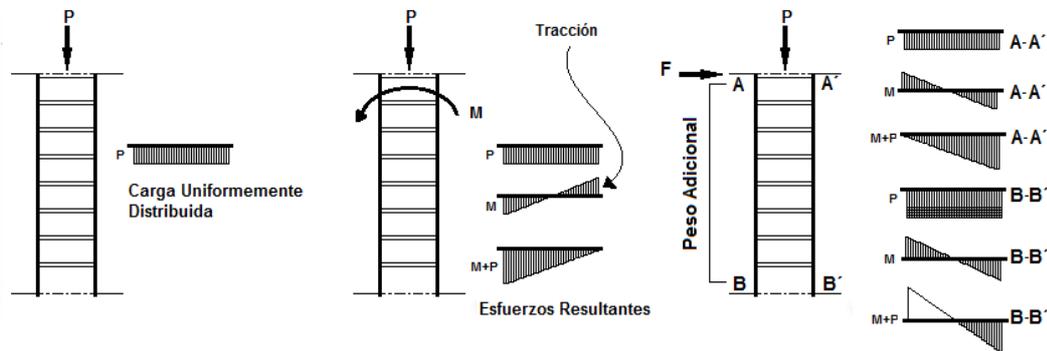


Figura 3-34. Distribución de esfuerzos por carga vertical y momentos

(INEN, 1978)

La distribución de esfuerzos por efectos de carga vertical en el sistema, se ve afectado por los esfuerzos debido al momento, esta variación no deberá dar como resultado cargas de tracción ya que generara problemas de inestabilidad causada por la poca resistencia a tracción de los muros, la misma que al ser superada en magnitud provocará el colapso del muro.

En la línea B-B' de la ilustración anterior, se ve como la variación de la distribución de esfuerzos debido al momento causado por la fuerza F genera esfuerzos de tracción en los muros, por lo que se prevé el colapso de la estructura. De igual forma si la carga P no actúa de forma concéntrica sobre la estructura, los esfuerzos resultantes por carga y momento serán positivos en el primer caso y negativos en el segundo caso.

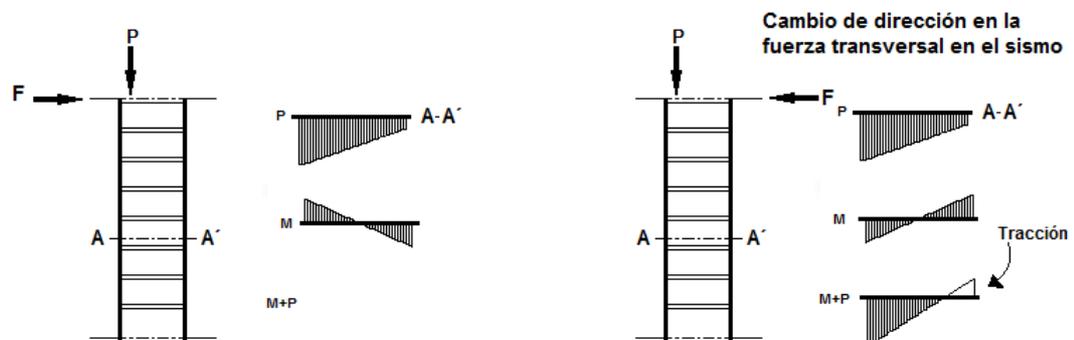


Figura 3-35. Distribución de Momentos por Carga Excéntrica.

Este tipo de soluciones se puede usar únicamente cuando se tiene un muro de apoyo perpendicular y opuesto a la carga excéntrica.

- **Tracción – Presión.**- La mampostería reforzada debe ser diseñada de tal manera que las fuerzas trabajen únicamente en tracción. Los refuerzos que consisten en pilastras macizas adicionales no son muy aconsejables, porque éstas no solo aumentan la base de la construcción para lograr una mejor estabilidad, sino también aumentan el peso de la misma construcción, considerablemente.

En los muros reforzados con varillas o tensores centrales, el diagrama de esfuerzos debidos al momento se producen entre la cara de la pared y los tensores, puesto que se considera que la deformación bajo carga de los ladrillos o bloques es elástica y la fuerza aumenta por el esfuerzo máximo en la cara del muro. (INEN, 1978).

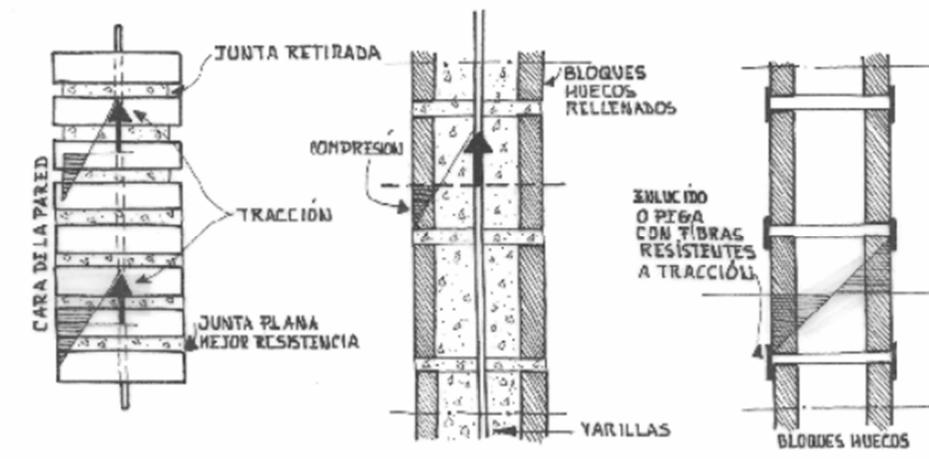


Figura 3-36. Diagrama de esfuerzos en el muro reforzado.

Por esta razón, es importante que las juntas se lleven hasta la cara del muro, lo que implica un aumento de la resistencia. Adicionalmente, el mortero de las juntas debe tener calidades iguales o mejores que las de los elementos.

Los bloques huecos trabajan en compresión en la parte del espesor de la pared del bloque y la lechada de hormigón únicamente sirve para distribuir las fuerzas entre la pared y los tensores.

3.2.2.1. Distribución de cargas sísmicas

El diseño sísmico de muros de corte de mampostería se basa en la premisa que las estructuras de mampostería reforzada pueden tener un buen desempeño en terremotos, siempre que cumplan las siguientes condiciones:

- Se debe haber diseñado un sistema de resistencia lateral, que consiste básicamente en la distribución de muros de corte de mampostería reforzada a lo largo de las dos direcciones del plano principal.
- Los muros orientados perpendicularmente a la dirección del movimiento sísmico (fuera del plano de los muros), actúan como vigas verticales que transfieren las cargas laterales a la cimentación y a los diafragmas, resistiendo el volcamiento por su capacidad axial. Los diafragmas son efectivamente rígidos en sus propios planos y transfieren las cargas laterales a los muros de corte orientados paralelamente a la dirección del movimiento. Los muros orientados paralelamente a la dirección del movimiento, transmiten las reacciones del diafragma en los niveles de piso a la cimentación.

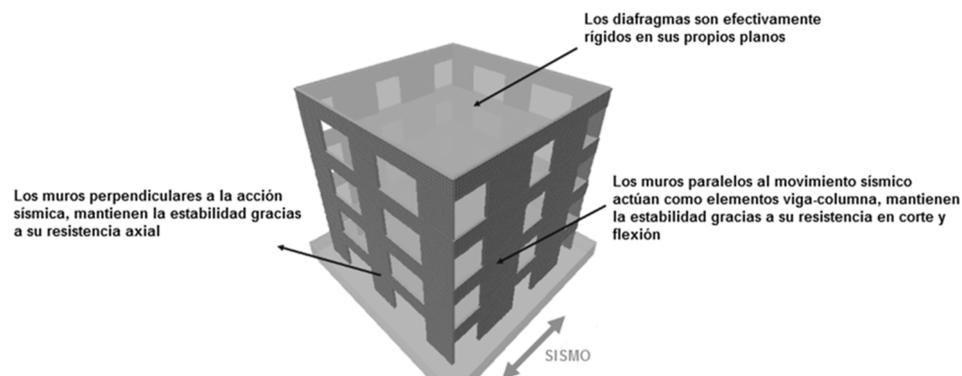


Figura 3-37. Comportamiento estructural sistema de mampostería reforzada

(Klinger, 2012)

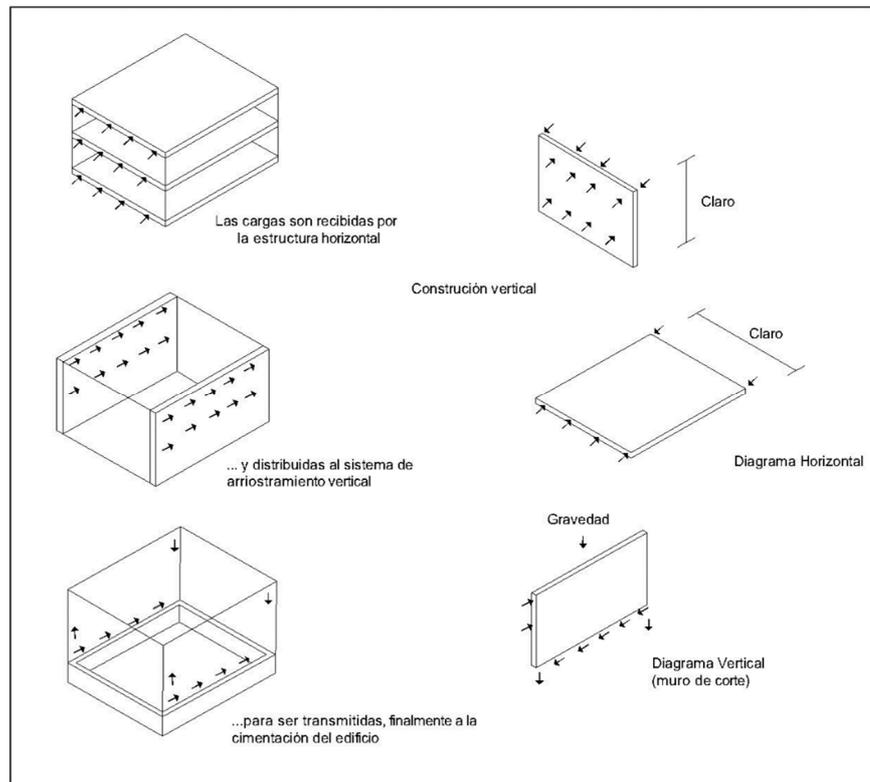


Figura 3-38. Descomposición de fuerzas en los elementos estructurales de la estructura.

(Fuentes & Riviera, 2008)

3.2.3. Tipos de falla

Existen diferentes tipos de fallas en estructuras de mampostería, las cuales dependen del tipo de sollicitación aplicada o de la combinación de estas.

3.2.3.1. Fallas por cortante

Generalmente los esfuerzos de corte están combinados con esfuerzos de compresión, es por eso que para analizar este tipo de fallas se considera los esfuerzos de compresión generados en dirección normal a las juntas horizontales. En otros casos es necesario incluso considerar esfuerzos biaxiales y evaluar criterios de fallo general del muro de mampostería.

Entre las fallas por cortante tenemos:

3.2.3.2. Fallo por fricción - cortante.- Este tipo de falla se da por fuerzas de compresión bajas y bajas resistencias del mortero de pega entre unidades de mampostería. Esto hace que las fuerzas de corte generen deslizamientos entre las juntas horizontales.

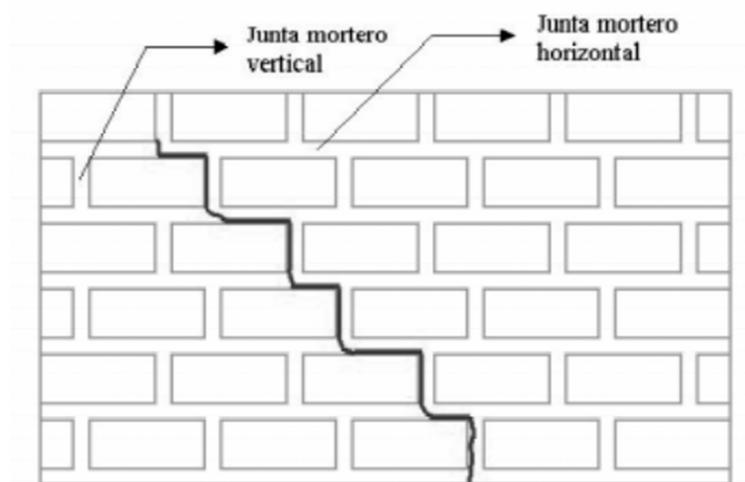


Figura 3-39. Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción – cortante.

Este tipo de falla se produce desde los extremos verticales de las juntas, de manera escalonada por las juntas horizontales de la mampostería.

3.2.3.3. Falla por tensión diagonal.- Se produce cuando los esfuerzos de corte son resistidos suficientemente por los esfuerzos de compresión más la resistencia del mortero de pega. Esto genera un efecto de tracción inducido por la compresión y el cortante aplicados sobre el muro de mampostería provocando el fallo directamente sobre las unidades de mampostería.

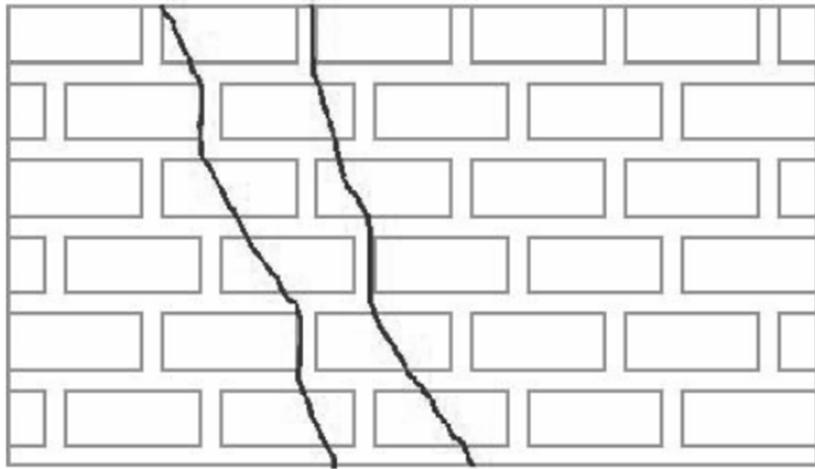


Figura 3-40. Agrietamiento de las unidades de mampostería por tensión diagonal.

3.2.4. Falla por compresión.- Este tipo de fallo se genera por elevados esfuerzos de compresión comparados con los esfuerzos de corte. Este tipo de fallo es similar al fallo por compresión directa, con la diferencia que en este caso, los esfuerzos de corte reducen la resistencia axial de la mampostería. El agrietamiento producido por compresión es vertical y se incrementa por efecto de las deformaciones del mortero en las juntas, estas grietas atraviesan las unidades de mampostería y en algunos casos puede producir el colapso total del muro.

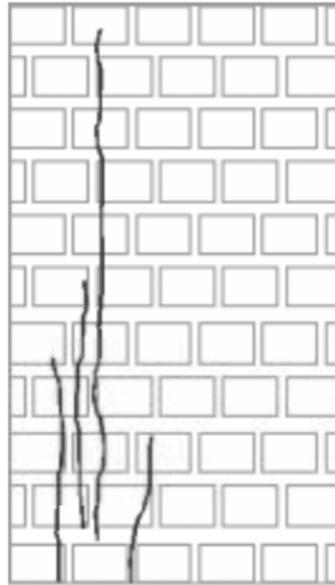


Figura 3-41. Agrietamiento vertical por falla a compresión.

3.2.5. Fallas por tracción.

La resistencia a la tracción de los muros de mampostería, se da principalmente por la resistencia a la adherencia desarrollada por la interfaz mortero – bloque. Según estudios realizados por Decanini y Ochat en 1986, se concluyó que la resistencia a tracción no se ve afectada por la resistencia a compresión de los bloques o del mortero.

Los modos de falla por tracción pueden ser de dos tipos:

- De acuerdo a la dirección de la carga de tracción.
- En función de la magnitud relativa de la resistencia de adherencia y la resistencia a tracción de las unidades de mortero.

Cuando los esfuerzos de tracción son paralelos a las juntas horizontales de mortero, se pueden producir grietas verticales que atraviesan las unidades de mortero (a) donde la resistencia está controlada por la resistencia a tracción

de las unidades de mampostería o (b) grietas que no afectan a las unidades y solo se presentara lo largo de las juntas de mortero.

Finalmente en caso de que la tracción se presente de manera perpendicular a las juntas del mortero horizontal, los modos de fallo usualmente ocurren por separación de las interfaces mortero – unidad (c) aunque también puede fallar por tensión en las unidades (d).

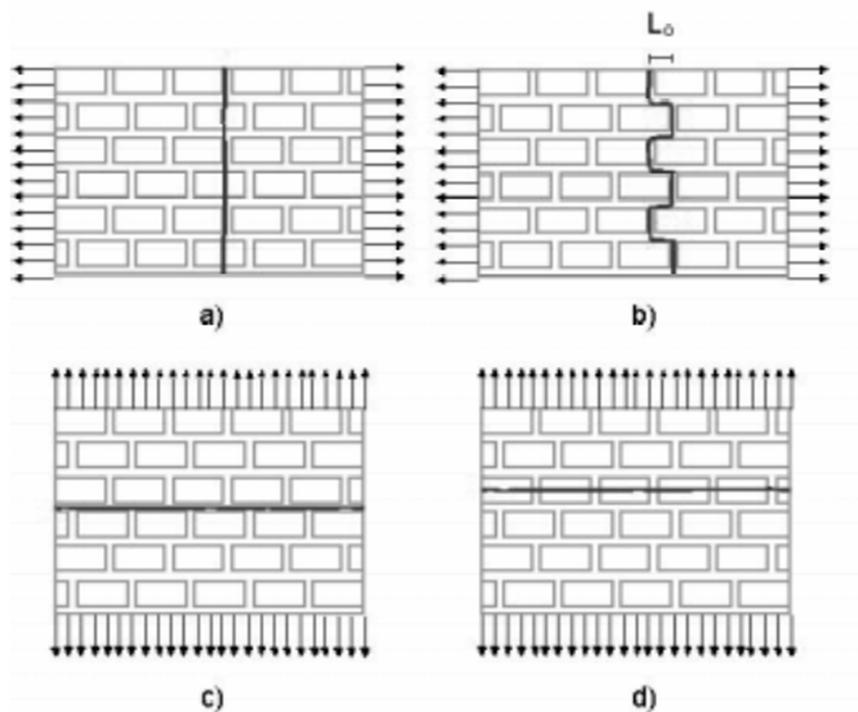


Figura 3-42. Fallas por tracción.

3.2.5.1. Fallas por efectos combinados (Flexo compresión y cortante)

Cuando los muros de mampostería están sujetos a efectos combinados de compresión y cargas laterales, se generan esfuerzos de compresión

cortante y de flexión, lo que produce un cambio en la mecánica del comportamiento de la mampostería y, por tanto, la evaluación de la resistencia de edificios de mampostería.

Bajo este tipo de efectos combinados, las estructuras fallan principalmente por dos causas:

- **Fallo por cortante.-** Este tipo de falla se presenta principalmente en los muros de mampostería que poseen la mayor relación (longitud/altura) y mayor carga pre-compresiva. El fisuramiento que se produce es en forma de grietas diagonales – longitudinales, aproximadamente al 62% de la carga máxima (Grieta “a”) y posteriormente aparece una segunda grieta (b) diagonal, cuando se alcanza la carga máxima.

Cuando las cargas cambian de sentido se produce el mismo tipo de agrietamiento de la primera mitad del ciclo inicial.

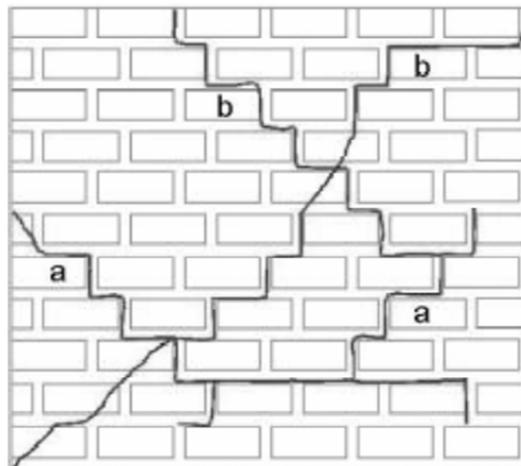


Figura 3-43. Fallo por corte en muros sometidos a cargas combinadas.

- **Fallo por flexión.-** Este tipo de fallo empieza con el agrietamiento horizontal localizado en la parte inferior del muro, sobre la junta horizontal más cercana al apoyo interior. La longitud de esta grieta es aproximadamente $2/3$ de la longitud total del panel (a). Cuando la fuerza lateral se vuelve reversible, la grieta por flexión vuelve a ocurrir en el lado opuesto, pero esta vez a todo lo largo del panel (b).

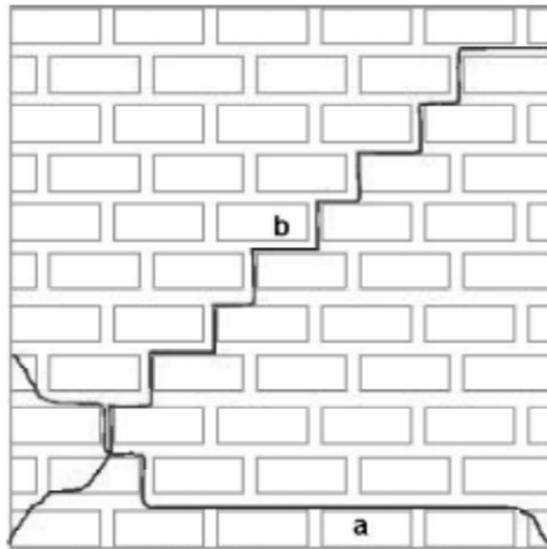


Figura 3-44. Agrietamiento por fallo a flexión en muros sometidos a efectos combinados.

4. Capítulo 4

4.1. Diseño de una edificación de baja altura

4.1.1. Descripción de la estructura.

La estructura a analizar es una edificación residencial de 4 pisos con 2 departamentos por piso, tiene un área total en planta de 316 m².

Fachada Frontal (Eje 4)

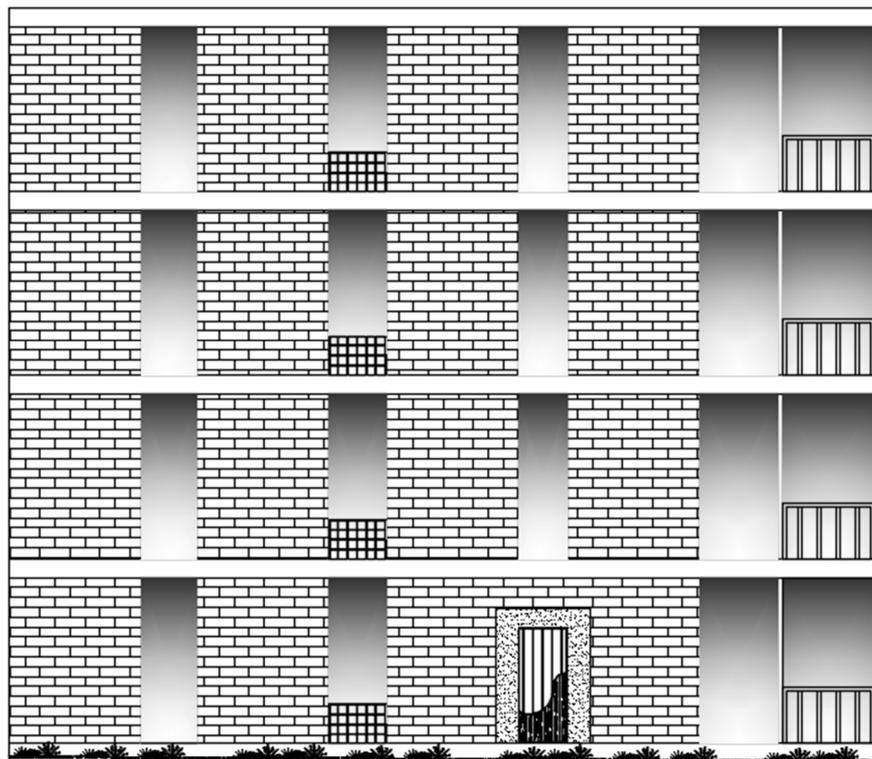


Figura 4-1. Fachada de la Edificación

La distribución por planta se presenta en el Anexo A.

4.1.2. Condiciones de diseño

Para el diseño de la estructura se toman en cuenta las condiciones de peligro sísmico para una ciudad como Quito, a partir de los cuales se calcula el espectro de diseño.

4.1.2.1. Espectro de Diseño.

Según la metodología del NEC tenemos:

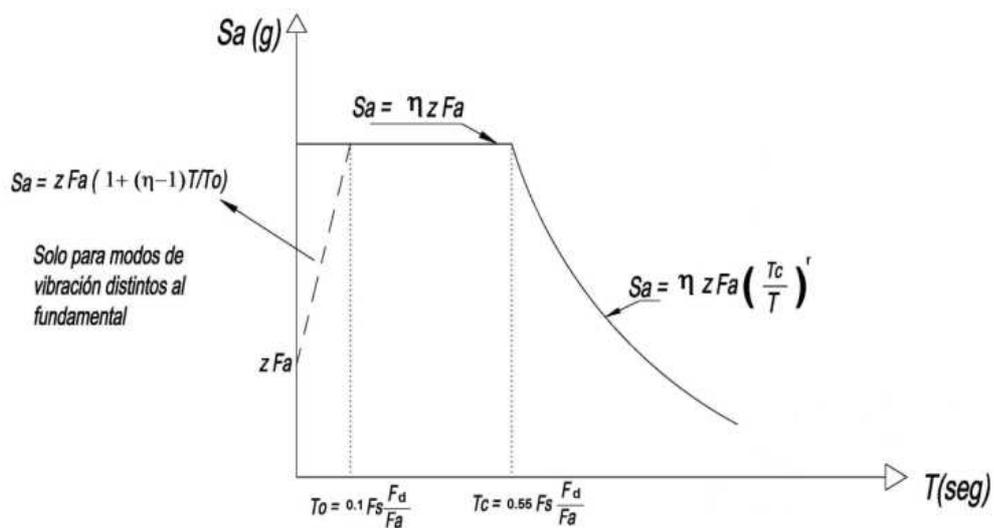


Figura 4-2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones del NEC

Donde:

Tabla 4-1

Descripción de parámetros de cálculo del Espectro de Diseño

Factor	Descripción
N	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para el diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos al suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
T	Período fundamental de vibración de la estructura.
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

(NEC, 2015)

Para determinar estos parámetros, es importante considerar el tipo de suelo para el diseño sísmico, que según el NEC se clasifica en 6 tipos:

Tabla 4-2

Perfiles de Suelo para Diseño Sísmico

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$1500 > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$. $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de corte, o	$360 > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de corte, o	$180 \text{ m/s} > V_s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ KPa} > S_u$
F	Los perfiles de tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Las subclases se contemplan en el NEC-11 en el capítulo referente a Peligro Sísmico	

(NEC, 2015)

Según estudios de microzonificación sísmica para Quito (Aguar D. R., Microzonificación Sísmica del Centro Norte de Quito, 2013) se determina que para la capital se tiene un perfil de suelo tipo D casi para todas las zonas. Por lo que los factores de cálculo del Espectro de Diseño son:

- $n = 2.48$
- $r = 1$
- $F_a = 1.2$
- $F_d = 1.19$
- $F_s = 1.28$
- $Z = 0.4$

Finalmente el Espectro de diseño sería:

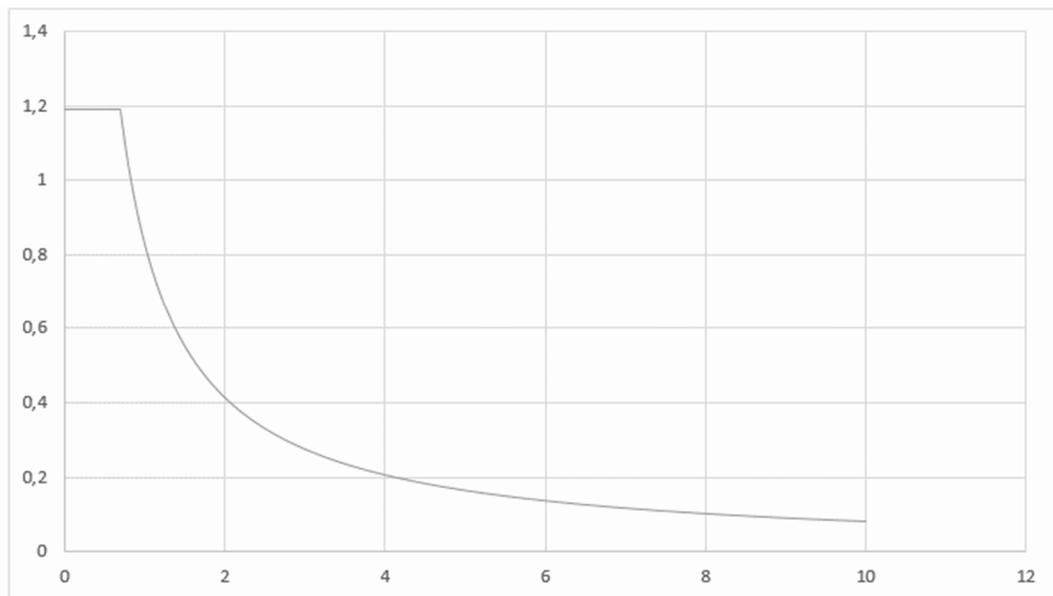


Figura 4-3. Espectro de Diseño.

4.1.3. Alternativa en hormigón armado convencional.

La solución en hormigón armado se da mediante la siguiente distribución de columnas y vigas, a partir de la cual se realiza el predimensionamiento de la estructura.

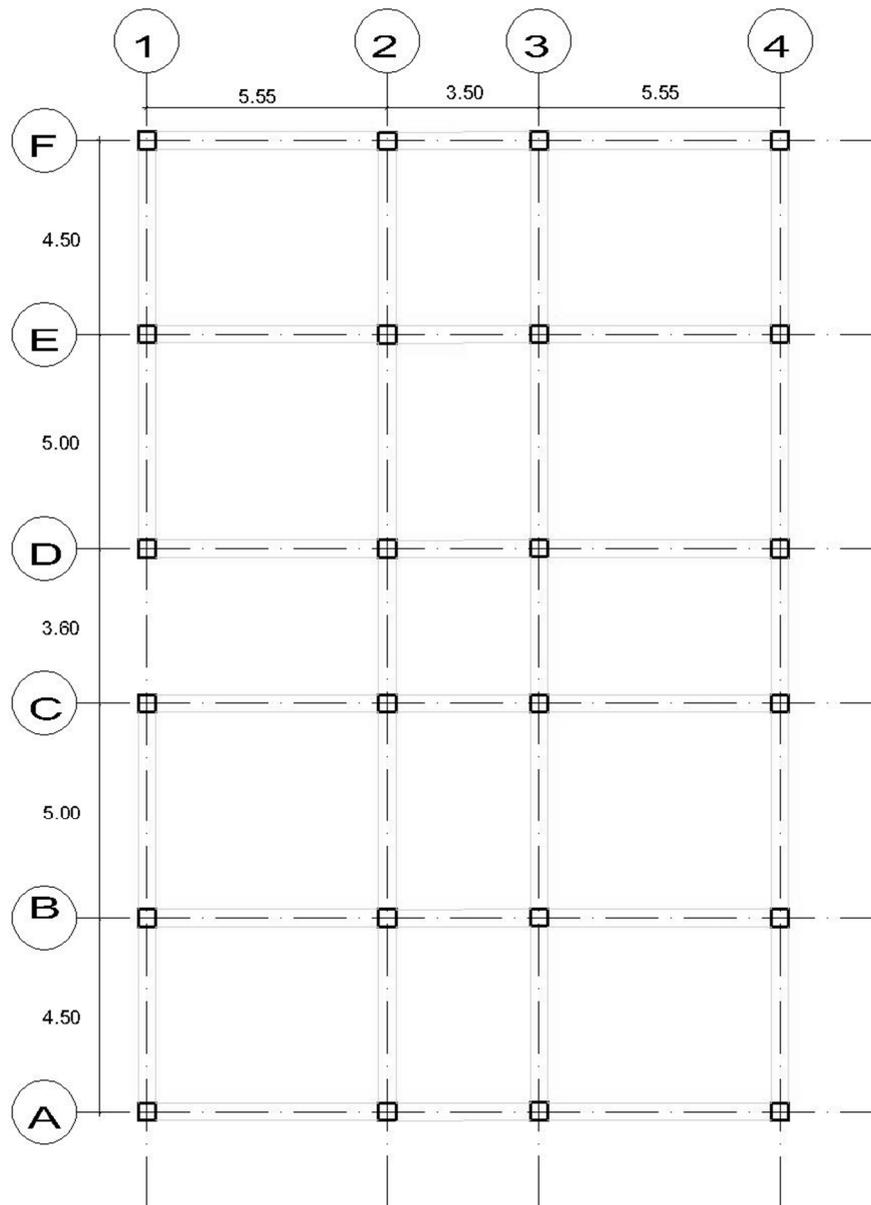


Figura 4-4. Distribución de Columnas.

4.1.3.1. Predimensionamiento de losas.

Una vez conocidas las dimensiones de cada vano, se determina los paños serán diseñados como losas bidireccionales y que paños como unidireccionales, cuyo resultado se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4-3

Determinación del tipo de losa

EJE	X	1-2	2-3	3-4
Y	Ln (cm)	555	350	555
A-B	450	Bidireccional	Bidireccional	Bidireccional
B-C	500	Bidireccional	Bidireccional	Bidireccional
C-D	360	Bidireccional	Bidireccional	Bidireccional
D-E	500	Bidireccional	Bidireccional	Bidireccional
E-F	450	Bidireccional	Bidireccional	Bidireccional

Para el predimensionamiento de las losas bidireccionales, se considera en el paño "12-B-C" por ser el más crítico en función de la longitud de sus vanos.

Se estima un peralte tentativo de 25 cm para la losa nervada bidireccional el mismo que a se comprueba a continuación:

1. Control de deflexiones

Inercia de la losa nervada:

$$A = (5 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}) + (20 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}) = 450 \text{ cm}^2$$

$$M = [(5 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}) \times 22.5 \text{ cm}] + [(20 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}) \times 10 \text{ cm}] = 7625 \text{ cm}^3$$

$$Y_G = \frac{M}{A}$$

$$Y_G = \frac{5500}{400} = 16.94$$

$$I = \frac{(50) \times (5)^3}{12} + [(50) \times (5)] \times (22,5 - 16.94)^2 + \frac{(10) \times (15)^3}{12} + [(10) \times (15)] \times (16.94 - 10)^2$$

$$I = 24548,6 \text{ cm}^4$$

Altura de la losa equivalente:

$$\frac{50 \times h^3}{12} = 24548,6 \text{ cm}^4$$

$$h = 18.06 \text{ cm.}$$

Se determina α para cada borde:

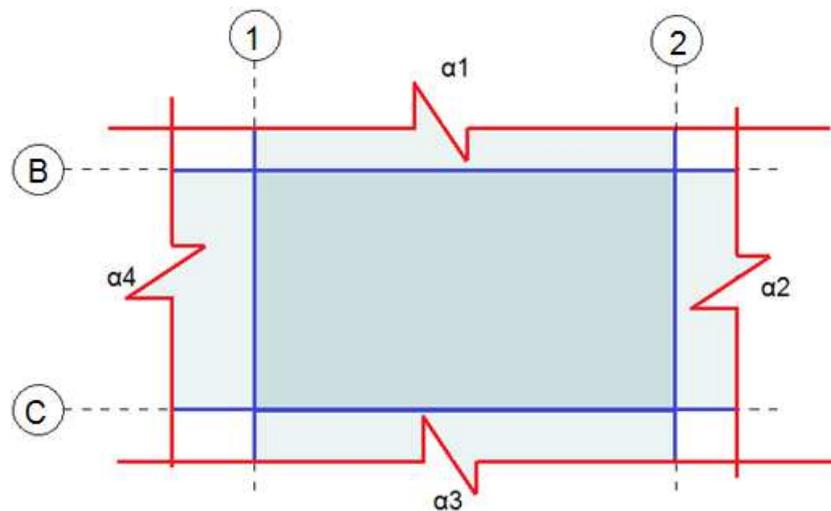


Figura 4-5. Ubicación de valores α para cada borde de losa

Tabla 4-4

Calculo de α para cada lado de la losa

BORDE	Ln (cm)	VIGA		LOSA		INERCIAS		α m
		Altura	Base	Base	Altura	Viga	Losa	
$\alpha 1$	555	60	30	195	18.06	540000	95720.86	5.64
$\alpha 2$	500	60	30	252.5	18.06	540000	123946.25	1.53
$\alpha 3$	555	60	30	445	18.06	540000	218439.92	2.47
$\alpha 4$	500	60	30	427.5	18.06	540000	209849.58	0.9
							Promedio	2.63

$$h_{\min} = \frac{Ln(800 + 0,0712F_y)}{36000 + 9000\beta}$$

Hmin = 13.01 cm.

18.06 cm \geq 13.01 Cumple.

Se considera una losa nervada de 25 cm y 5cm de loseta de compresión.

Finalmente se determina el peralte de las losas

De igual manera, al obtener un valor promedio de α mayor a dos, se asegura que el comportamiento de las vigas sea como vigas descolgadas y no como vigas planas.

4.1.3.2. Predimensionamiento de vigas.

Para el predimensionamiento de las vigas consideramos las luces mas críticas en cada sentido:

Tabla 4-5:

Predimensionamiento de vigas

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS					
EJE	Ln (cm)	Fy	Altura Viga	Altura Asumida	Base Asumida
1-2	555	4200	62	70	35
B-C	500	4200	55.56	60	30

4.1.3.3. Predimensionamiento de columnas.

Finalmente, para el predimensionamiento de las columnas de la estructura se determina primero las áreas cooperantes cargadas a cada columna.

Tabla 4-6

Resumen de áreas cooperantes en columnas

Resumen de Áreas Cooperantes (m ²)				
Eje	1	2	3	4
A	7.20	11.09	11.09	7.20
B	14.14	21.50	21.50	14.14
C	8.04	19.45	19.45	12.78
D	8.04	19.45	19.45	1
E	14.14	21.50	21.50	14.14
F	7.20	11.09	11.09	7.20

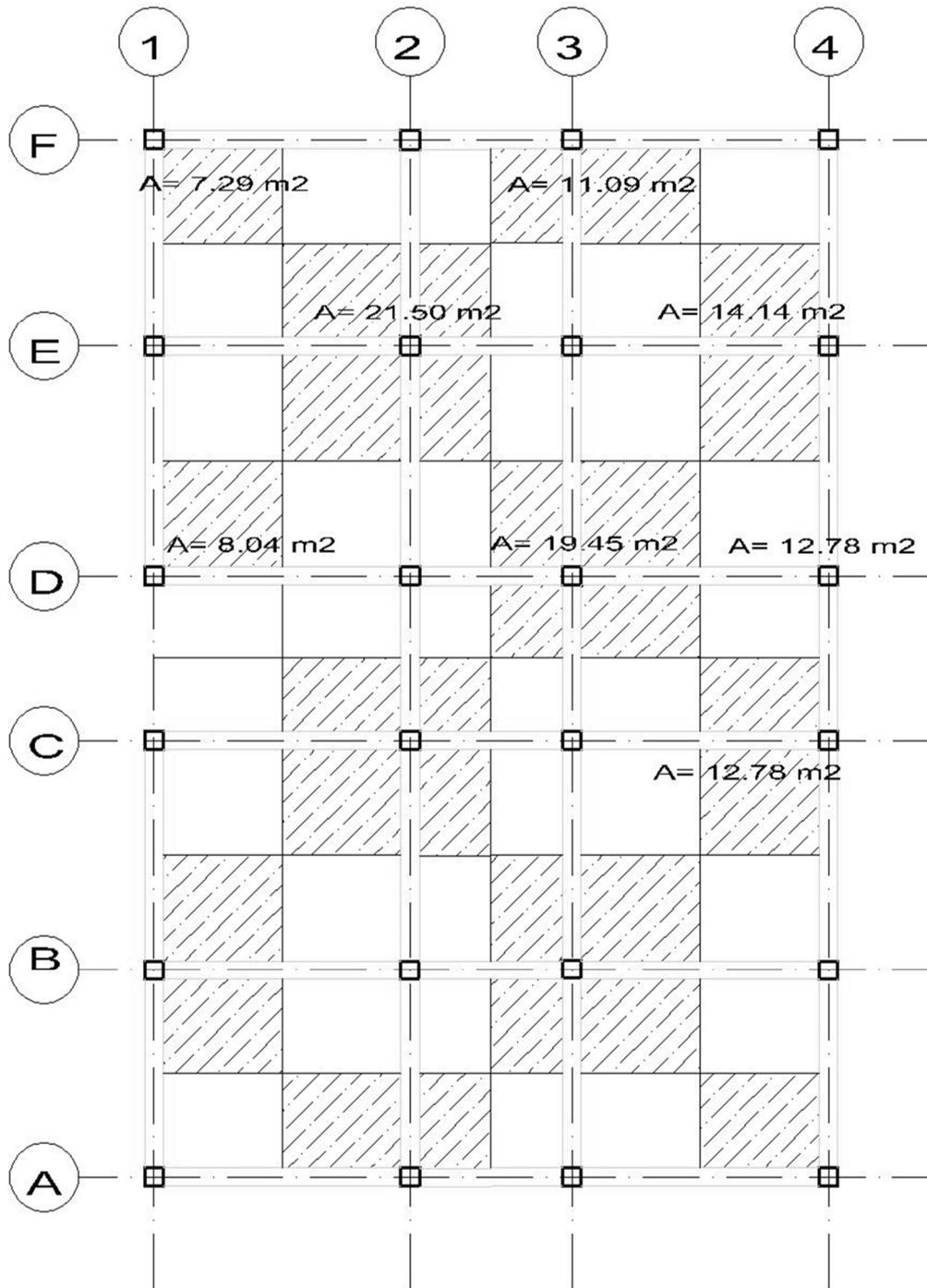


Figura 4-6. Áreas cooperantes para cada columna.

Se calcula las cargas que serán aplicadas a las columnas:

Peso propio losa bidireccional

Tabla 4-7:

Peso propio de la losa bidireccional

ELEMENTO	CANT.	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)	DENSIDAD (Kg/m3)	TOTAL (Kg/m2)
NERVIOS	3,6	1	0,1	0,15	2400	129,6
CARPETA	1	1	1	0,05	2400	120
BLOQUES	8	0,4	0,25	0,15	1000	120
						369,6

Tabla 4-8:

Cargas Aplicadas sobre las losas

ELEMENTO	CARGA	UNIDADES
P. VIGAS	73,92	KG/M2
P. PAREDES	200	KG/M2
P. ACABADOS	120	KG/M2
P. COLUMNAS	100	KG/M2
CARGA VIVA	200	KG/M2
TOTAL	693,92	KG/M2
PISOS	4	
TOTAL CARGA	2,77568	T/M2

Finalmente se calcula las secciones probables de las columnas de la estructura:

Tabla 4-9:

Predimensionamiento de Columnas

COL.	AREA COOP.	CARGA	AREA	RAIZ	BASE (cm)	ALTURA (cm)
A1	7.29	20.23	404.69	20.11	50	50
A2	11.09	30.78	615.65	24.81	50	50
B1	14.14	39.25	784.96	28.017	50	50
B2	21.50	59.67	1193.54	34.54	50	50
C1	8.04	22.32	446.33	21.13	50	50
C2	19.45	53.99	1079.74	32.86	50	50
C3	12.78	35.47	709.46	26.63	50	50

Se reduce la sección para la última planta de la edificación a columnas de 40 x 40 cm.

4.1.3.4. Análisis de la estructura.

Por las características de la estructura, se realiza un análisis lineal utilizando el método de “Análisis Modal de Respuesta Espectral” con apoyo del programa Etabs.

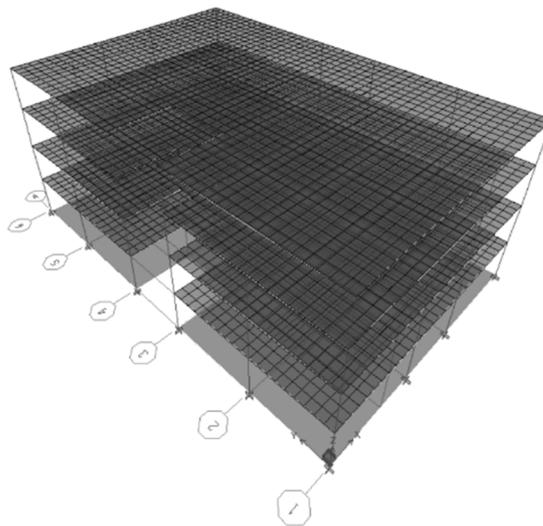


Figura 4-7. Modelado de la edificación en Etabs

Se obtiene y analiza los esfuerzos en los miembros, para diseñar la edificación.

4.1.3.5. Diseño de vigas

A manera de ejemplo, se adjunta el diseño de la viga del primer piso del pórtico 1

Datos:		
b =	35	cm
h =	70	cm
rec =	6	cm
d =	64	cm
f _c =	240	Kg/cm ²

Los diagramas de momentos adimensionales para este caso son:

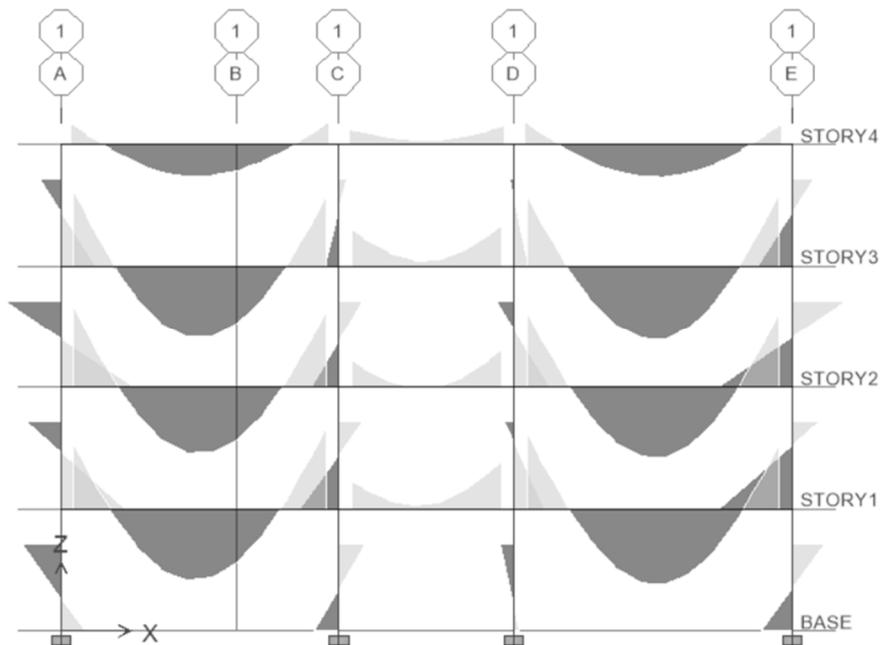


Figura 4-8. Diagrama de momentos por carga permanente.

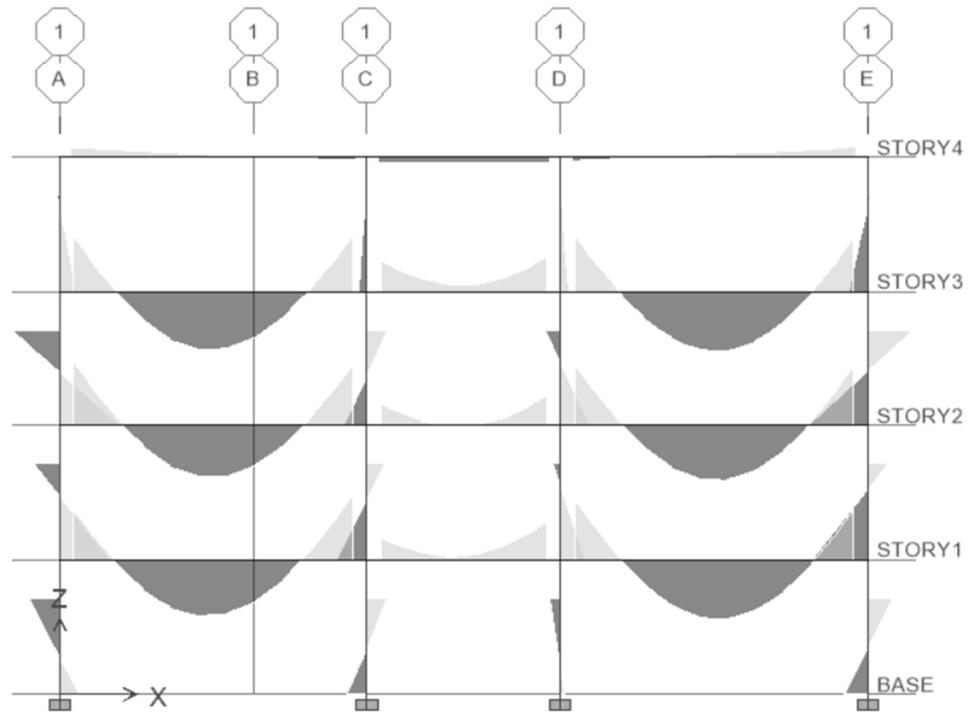


Figura 4-9. Diagrama de momentos por cargas vivas

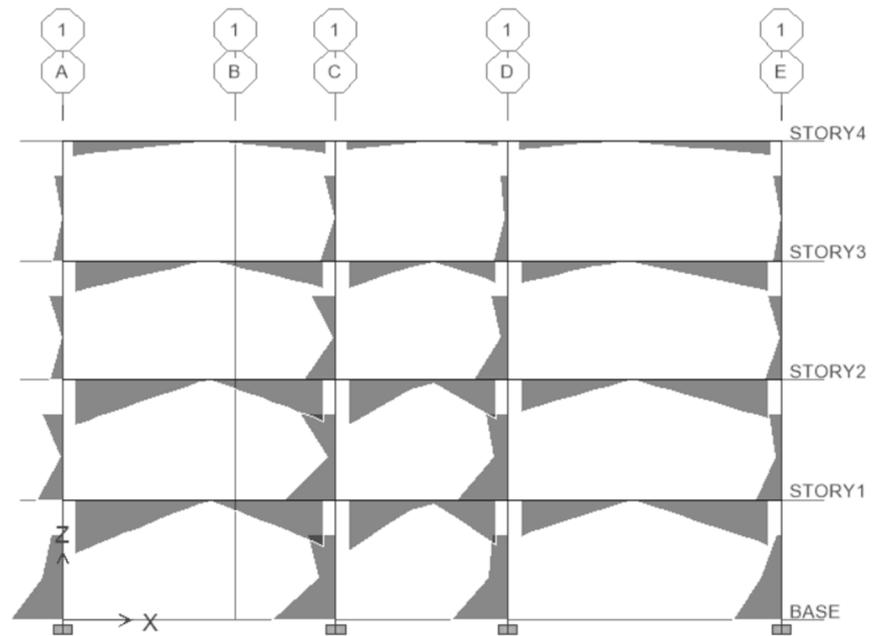


Figura 4-10. Diagrama de momentos por cargas sísmicas

Se debe considerar que al hacer un análisis modal de respuesta espectral, el programa considera el sismo en dos sentidos (+X y -X) por lo que los diagramas de momentos se presentan con estas consideraciones. Para efectos de cálculo se considera también la reversibilidad de momentos en las vigas y columnas obteniendo así refuerzo negativo en las uniones viga – columna.

Finalmente los momentos de diseño en Kg-cm² para la viga analizada son:

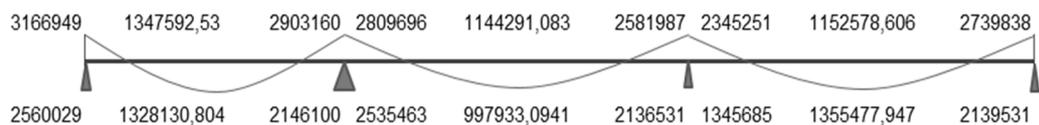


Figura 4-11. Momentos de Diseño

Las secciones de acero vienen determinadas por:

$$A_s = \rho x b x d$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} x \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36K}}{1.18}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi x f'_c x b x d^2}$$

La sección mínima de acero no puede ser menor a:

$$A_{smin} = \frac{14x b x d}{f_y}$$

Luego de aplicar estas ecuaciones se obtiene que las cuantías de acero a flexión en cm^2 de esta viga son:

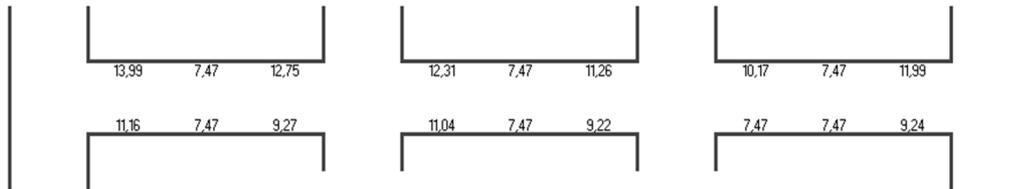


Figura 4-12. Cuantías calculadas para refuerzo longitudinal

En cuanto al refuerzo transversal de la viga, encontramos que los diagramas de esfuerzos cortantes cumplen la siguiente forma:

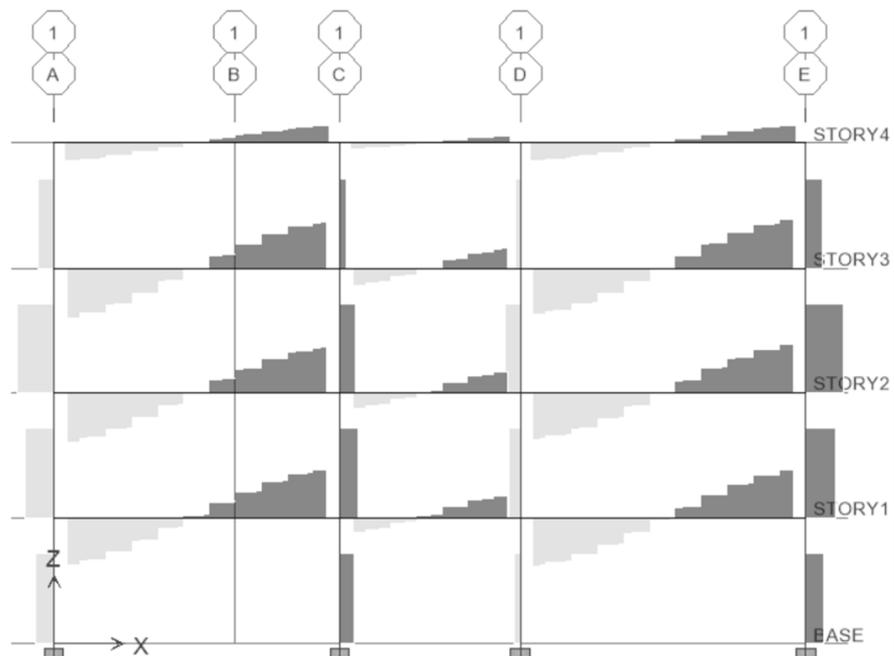


Figura 4-13. Diagrama de corte por cargas permanentes

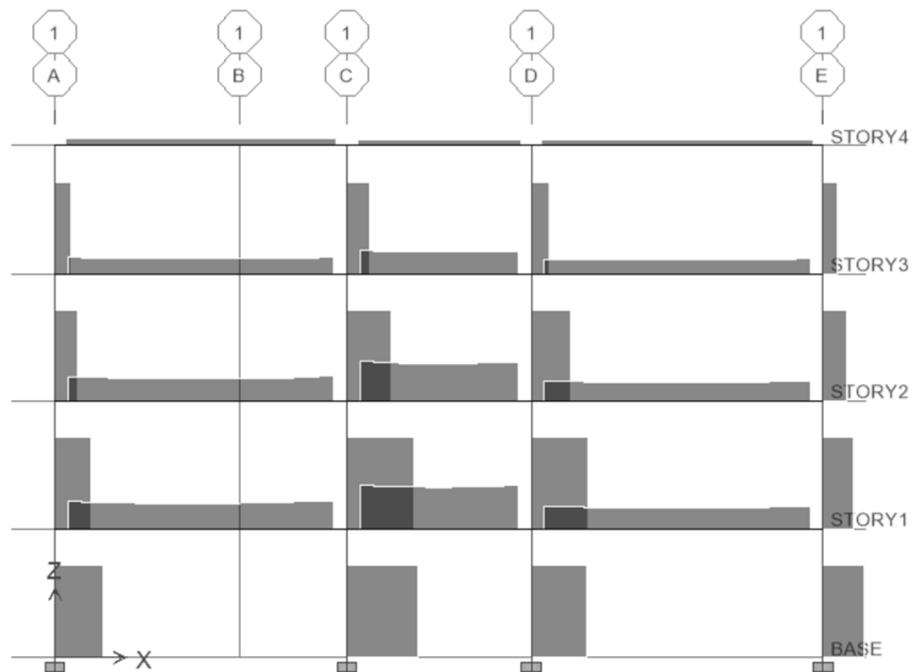


Figura 4-14. Diagrama de corte por cargas sísmicas

Los esfuerzos cortantes de diseño en kg/cm² se resumen en el siguiente esquema:

16789,27	19070,57	17239,86	25760,13	25641,19	26613,97	15022,46	16374,58	14966,15
----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

Figura 4-15. Esfuerzos cortante de diseño

$$vu = \frac{Vu}{\phi x b_w x d}$$

$$vu = \frac{16613,97}{0,85 x 35 x 60} \text{ (más crítico)}$$

$$vu = 13,98$$

La capacidad resistente del hormigón simple viene dada por:

$$v_c = 0.53x\sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.53x\sqrt{240}$$

$$v_c = 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

El espaciamiento mínimo a una distancia $2d$ desde el apoyo viene dada por:

$$\begin{aligned} 2. \quad S & \\ & \leq \\ & d/4 \\ & = \quad 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad S & \leq 6\Phi \\ & = \quad 11,46 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \quad S & \leq 20 \\ \text{cm} & \quad 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se asume un espaciamiento mínimo de 10 cm por facilidad constructiva.

El espaciamiento mínimo en el centro viene dado por:

$$S \leq d/2 = 32 \text{ cm}$$

De igual forma se asume 30 cm por facilidad constructiva.

La armadura requerida para esta viga viene dada por:

$$S = \frac{A_v x f_y}{(v_u - v_c) b_w}$$

$$10 = \frac{A_v x 4200}{(13.98 - 8.21) 35}$$

$$A_v = 0.48$$

Se considera estribos con varilla de 10mm de diámetro por lo que:

$$A_v = 1 \text{ cm}^2$$

Finalmente se tiene que la armadura transversal para la viga analizada es de 1Ø10mm a 5cm + 14Ø10mm@10cm Rto @30 cm.

La distribución completa de acero en todas las vigas de la edificación se presenta en el Anexo B.

4.1.3.6. Diseño de Columnas.

Se realiza el diseño de la columna C1 como ejemplo de diseño de columnas de la edificación.

Datos		
a	50	cm
b	50	cm
rec	4	cm
Pu	86,92	T
Mu	34,527	T-m
g	0,84	

- **Análisis por flexo-compresión axial (chequeo de esbeltez)**

Módulo de elasticidad del hormigón no fisurado:

$$E = 15100 \sqrt{f'c}$$

$$E = 233928 \cdot 19 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

- **Producto E.I para las columnas**

$$E_{col} I_{col} = \frac{(E_c \cdot I_g) / 2.5}{1 + \beta_d}$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_g = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$B_d = 0.79$$

$$E_{col} \cdot I_{col} = \frac{(233928 \text{ kg/cm}^2)(520833.33 \text{ cm}^4) / 2.5}{1 + 0.79}$$

$$E_{col} \cdot I_{col} = 27226256983 \text{ Kg-cm}^2$$

- **Producto E.I para las vigas**

$$E_{vig} I_{vig} = \frac{(E_c \cdot I_g) / 5}{1 + \beta_d}$$

$$I_g = 1000416.667 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = 0.86$$

$$E_{vig} \cdot I_{vig} = \frac{(233928 \text{ kg/cm}^2)(1000416.667 \text{ cm}^4) / 5}{1 + 0.86}$$

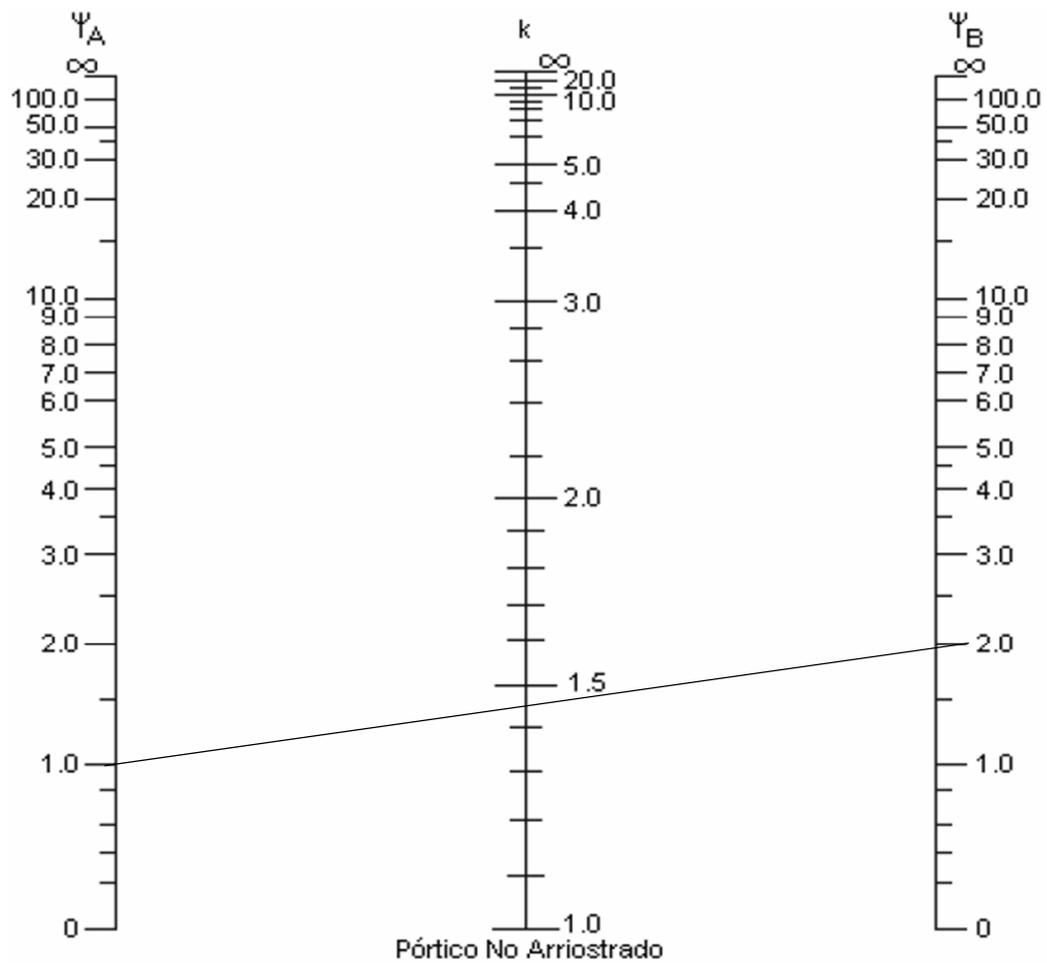
$$E_{vig} \cdot I_{vig} = 2516402904 \text{ kg-cm}^2$$

Se determina el nivel de arriostamiento de la columna

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{\sum(E_{col} I_{col} / L_{col})}{\sum(E_{vig} I_{vig} / L_{col})}$$

$$\Psi_{\text{sup}} = 1.98$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 1$$



- **Cálculo de la carga crítica de pandeo**

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{col} I_{col}}{(K \cdot L_{col})^2}$$

$$P_{cr} = 2100157.36 \text{ kg}$$

$$P_u = 86919.98 \text{ Kg}$$

$$M_{1ns} = 164919.27 \text{ Kg-cm}$$

Momento último que no
produce desplazamiento

Momentos que produce
 desplazamientos laterales

$M1s = 3287763.92 \text{ Kg-cm}$

Cálculo del factor de amplificación del momento flector

(Sin desplazamiento)

$$C_m = 1$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{(0.75)P_{cr}}}$$

Calculo del factor de amplificación del momento flector

(Con desplazamiento)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}$$

$$Q = \frac{\sum (P_u \cdot \Delta_o)}{V_u L_c}$$

$$Q = 0.00389$$

$$\delta_s = 1.004$$

- **Cálculo del momento último amplificado**

$$Mu = 3475416.545 \text{ kg-cm}$$

$$Mu = 34.75 \text{ T-m}$$

Se calcula las abscisas y ordenadas para el diagrama de interacción

$$x = \frac{Mu}{f' c b t^2} = 0,116$$

$$y = \frac{Pu}{f' c b t} = 0,145$$

La cuantía de acero en función de los diagramas de interacción propuestos por el Ingeniero. Marcelo Romo es:

$$\rho = 0.021$$

La armadura transversal de acero es:

$$As = 52.5 \text{ cm}^2$$

Por lo que se toma 4 varillas esquineras de 18mm y 8 varillas de 16mm

lo que da la armadura de 52.53 cm² que es la cuantía necesaria.

- **Cálculo de la armadura transversal**

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.85 \text{ (corte)}$$

$$V_{ux} = 21272.24 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{Vu}{\emptyset x b x d}$$

$$Vu = \frac{21272.24}{0.85 x 50 x 46}$$

$$Vu = 10.88 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura transversal**

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.85 \text{ (corte)}$$

$$V_{uy} = 17868.703 \text{ Kg}$$

$$Vu = \frac{Vu}{\emptyset x b x d}$$

$$Vu = \frac{17868.703}{0.85 x 50 x 46}$$

$$Vu = 9.14 \text{ kg/cm}^2$$

- **Verificación del esfuerzo máximo que puede resistir el hormigón armado:**

El esfuerzo máximo que puede resistir el hormigón armado es:

$$2.65 \sqrt{f'c} = 2.65 \sqrt{240} = 41.05 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante combinado es:

$$\sqrt{(Vux)^2 + (Vuy)^2} = \sqrt{10.88^2 + 9.14^2} = 14.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Se verifica que:

$$14.21 \text{ kg/cm}^2 \leq 41.05 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Cumple).}$$

- **Cálculo del esfuerzo resistente del hormigón en la dirección x:**

$$Vcx = \frac{0.53\sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{Vuy}{Vux}\right)^2}}$$

$$Vcx = \frac{0.53\sqrt{240}}{\sqrt{1 + \left(\frac{9.14}{10.88}\right)^2}} = 6.29 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cálculo del esfuerzo resistente del hormigón en la dirección y:**

$$Vcy = \frac{0.53\sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{Vux}{Vuy}\right)^2}}$$

$$Vcy = \frac{0.53\sqrt{240}}{\sqrt{1 + \left(\frac{10.88}{9.14}\right)^2}} = 5.28 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura transversal en la dirección X:**

$$A_{vx} = \frac{(Vux - Vcx) \cdot b_w \cdot s}{fy}$$

Por lo tanto:

$$S = \frac{A_{vx} F_y}{(v_{ux} - v_{cx}) \cdot b_w}$$

Se toma un estribo de 10mm cuya sección transversal es de 0.785 cm²

Se tiene:

$$A_v = 2 \times 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.57 \times 4200}{(10.88 - 6.29) \cdot 50} = 28.73 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la armadura transversal en la dirección Y:**

$$A_{vy} = \frac{(V_{uy} - V_{cy}) \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

Por lo tanto:

$$S = \frac{A_{vx} F_y}{(v_{ux} - v_{cx}) \cdot b_w}$$

Considerando un estribo de 10mm cuya sección transversal es de 0.785 cm²

Se tiene:

$$A_v = 2 \times 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.57 \times 4200}{(9.14 - 5.28) \cdot 50} = 24.16 \text{ cm}$$

Sin embargo por norma, el espaciamiento del refuerzo transversal no puede ser mayor que:

1. $d/4 = 11.5 \text{ cm}$
2. 8 Ø varilla longitudinal = 12.5 cm

3. 24 veces el diámetro del estribo = 24 cm

4. 30 cm

Por lo que el refuerzo transversal finalmente sería de 1 Estribo de 10 mm cada 10cm por facilidad de construcción.

4.1.3.7. Diseño de Nudos

Finalmente se realiza como ejemplo, el diseño del nudo C2 por ser un nudo de borde y porque contemplamos en problema de confinamiento que se puede presentar.

- **Ancho máxima permitida en las vigas:**

Análisis en sentido X

El ancho máximo permitido en vigas no debe ser mayor a:

$$b_{bmax} \leq 3 \cdot b_c = 3 \cdot (50) = 150 \text{ cm } \textbf{(Cumple)}$$

$$b_{bmax} \leq b_c + 1.5 \cdot h_c = 50 + 1.5 \cdot (50) = 125 \text{ cm } \textbf{(Cumple)}$$

Se verifica que la altura de la viga sea mayor o igual a:

$$h_b \geq (20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol} = (20 \cdot 4200 / 4200) \cdot 1.8$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol} = 36 \text{ cm}$$

$$70 \text{ cm} \geq 36 \text{ cm } \textbf{(Cumple)}$$

Análisis en sentido Y

El ancho máximo permitido en vigas no debe ser mayor a:

$$b_{bmax} \leq 3 \cdot b_c = 3 \cdot (50) = 150 \text{ cm } \textbf{(Cumple)}$$

$$b_{bmax} \leq b_c + 1.5 \cdot h_c = 50 + 1.5 \cdot (50) = 125 \text{ cm } \textbf{(Cumple)}$$

Se verifica que la altura de la viga sea mayor o igual a:

$$h_b \geq (20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol} = (20 \cdot 4200 / 4200) \cdot 1.8$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bcol} = 36 \text{ cm}$$

$$65 \text{ cm} \geq 36 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Análisis en sentido X

Se verifica que la altura de la columna sea mayor o igual a:

$$h_{col} \geq (20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigax}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigax} = (20 \cdot 4200 / 4200) \cdot 1.2 \text{ cm}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigax} = 24 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Análisis en sentido Y

Se verifica que la altura de la columna sea mayor o igual a:

$$h_{col} \geq (20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigay}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigay} = (20 \cdot 4200 / 4200) \cdot 1.2 \text{ cm}$$

$$(20 \cdot f_y / 4200) \cdot d_{bvigay} = 24 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

- **Refuerzo longitudinal de la columna. (Sentido X e Y)**

Se verifica que la armadura longitudinal esté entre el 1 y 6% de cuantía:

$$4 \Phi 18 \text{ mm} + 8 \Phi 16 \text{ mm} = 52.53 \text{ cm}$$

$$\text{Sección de la columna} = 50 \times 50 = 2500$$

$$(52.53 / 2500) \times 100 = 2.1\% \text{ (Cumple)}$$

La separación entre varillas longitudinales no puede ser superior a 20 cm

$$S_{max} = 12.8 \text{ cm}$$

12.8 cm < 20 cm (Cumple)

- **Refuerzo transversal de la columna. (Sentido X e Y)**

Por confinamiento, la dimensión de la viga debe corresponder por lo menos al 75% de la dimensión de la columna:

$$b_b \geq \frac{3}{4} b_c$$

(Sentido X)

$$35 \geq \frac{3}{4} (50)$$

$$35 \geq 37.5 \text{ (No cumple)}$$

(Sentido Y)

$$35 \geq \frac{3}{4} (50)$$

$$35 \geq 37.5 \text{ (No Cumple) Razón por la cual se incrementa la base a 40 cm}$$

La distancia que sobrepasa la columna de la viga debe ser menor o igual a 10 cm

$$(50-35)/2 = 7.5 \text{ cm (Cumple) (Sentido X)}$$

$$(50-35)/2 = 7.5 \text{ cm (Cumple) (Sentido Y)}$$

- **Chequeo de la armadura transversal:**

La separación libre entre varillas que no tienen soporte transversal y las que tienen soporte transversal, no puede ser mayor a 15 cm.

$$12.8 \text{ cm} < 15 \text{ cm (Cumple) (Sentido X)}$$

$$12.8 \text{ cm} < 15 \text{ cm (Cumple) (Sentido Y)}$$

Los dobleces de los ganchos de las ligaduras son a 135° y su longitud mínima deberá ser el mayor valor de:

$$\text{Long} = 6d_b = 6 \cdot (1.8) = 10.8 \text{ cm ó}$$

$$\text{Long} = 7.5 \text{ cm.}$$

Tomamos 10.8 cm de longitud del gancho

Separación máxima entre estribos se debe tomar el menor valor entre:

1. (Min. Dimensión de columna)/4 = 50/4 = 12.5 cm
2. $6d_{bcolumna} = 6 \cdot (1.8) = 10.8$ cm
3. 15 cm

La dimensión mínima es de 10 cm.

Acero calculado en los estribos:

2 ramales de 0.785 cm = 1.57 cm² En X

2 ramales de 0.785 cm = 1.57 cm² En Y

Sentido X

Acero requerido:

$$A_{shreq} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 \cdot 10 \cdot 43 \cdot 240}{4200} \left(\frac{2500}{1765} - 1 \right) = 3.07 \\ \frac{0.09 \cdot 10 \cdot 43 \cdot 240}{4200} = 2.21 \end{array} \right.$$

Sentido Y

Acero requerido:

$$A_{shreq} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 \cdot 10 \cdot 43 \cdot 240}{4200} \left(\frac{2500}{1765} - 1 \right) = 3.07 \\ \frac{0.09 \cdot 10 \cdot 43 \cdot 240}{4200} = 2.21 \end{array} \right.$$

Para cumplir los requerimientos de refuerzo transversal mínimo, colocamos un estribo adicional de 10mm lo que nos da un refuerzo de 3.14 cm².

$$3.14 \text{ cm}^2 \geq 3.07 \text{ cm}^2 \geq 2.21 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

- **Refuerzo de la columna en la zona confinada**

El refuerzo de la columna en la zona confinada será el mismo que el del nudo ya que no estamos considerando factores de reducción de armadura por confinamiento.

El refuerzo obtenido debe extenderse una longitud igual a:

$$L_o = \text{Máx.} \begin{cases} \text{May. dim. columna} \\ 45 \text{ cm} \\ 1/6 \cdot h_n \end{cases} = 50 \text{ cm}$$

Tomamos el mayor que es 50 cm

- **Calcular los momentos resistentes máximos probables de las vigas.**

Análisis en Sentido X

$$a_1 = (A_{s.inf1} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b_{e1})$$

$$a_1 = (11.3 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_1 = 8.31 \text{ cm}$$

$$M_{pr1x} = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_1 \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr1x} = 0.85 \cdot 240 \cdot 8.31 \cdot 30 \cdot (70 - 6 - 8.31/2)$$

$$M_{pr1x} = 3043549.13 \text{ kg-m}$$

$$a_2 = (A_{s.sup2} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b_{e1})$$

$$a_2 = (13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_2 = 9.60 \text{ cm}$$

$$M_{pr2x} = 0.85 \cdot f'c \cdot a_2 \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr2x} = 0.85 \cdot 240 \cdot 9.60 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.60/2)$$

$$M_{pr2x} = 4057804.8 \text{ kg-cm}$$

Debido a que es una losa nervada, se considera el momento máximo probable de la losa igual a cero.

Al ser las vigas a ambos lados del nudo exactamente iguales, tenemos que:

$$M_{pr2x} = M_{pr3x} \text{ y } M_{pr1x} = M_{pr4x}$$

Análisis en Sentido Y

$$a_1 = (A_{s.inf1} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'c \cdot b_{e1})$$

$$a_1 = (12.44 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_1 = 9.14 \text{ cm}$$

$$M_{pr1y} = (0.85) f'c \cdot a \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr1y} = 0.85 \cdot 240 \cdot 8.62 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.14/2)$$

$$M_{pr1y} = 3657726.32 \text{ kg-cm}$$

$$a_2 = (13.06 \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'c \cdot b_{e1})$$

$$a_2 = (13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_2 = 9.60 \text{ cm}$$

$$M_{pr2y} = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr2y} = 0.85 \cdot 240 \cdot 9.60 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.60/2)$$

$$M_{pr2y} = 457804.8 \text{ kg-cm}$$

Igual que en el análisis en sentido X, se considera el momento máximo probable de la losa igual a cero.

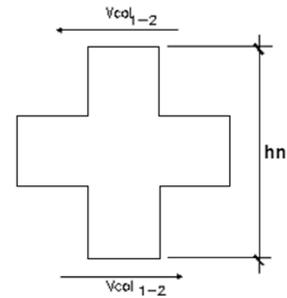
- **Cálculo del cortante en las columnas, V_{col} :**

Análisis en Sentido X

$$V_{col1-2} = (M_{pr1} + M_{pr2}) / h_n$$

$$V_{col1-2} = (3043549.13 + 4057804.8)/245$$

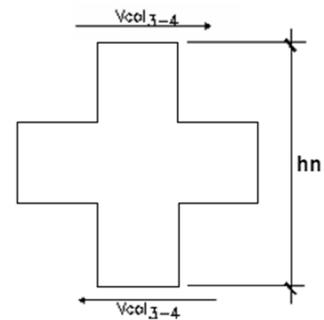
$$V_{col1-2} = 28985.12 \text{ kg}$$



$$V_{col3-4} = (M_{pr3} + M_{pr3}) / h_n$$

$$V_{col3-4} = (3043549.13 + 4057804.8)/2.4$$

$$V_{col3-4} = 28985.12 \text{ kg}$$



Análisis en Sentido Y

$$V_{col1} = (M_{pr1})/h_n$$

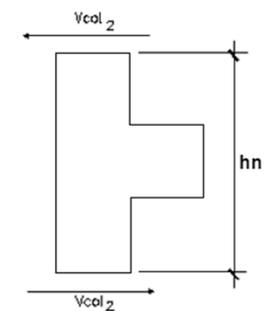
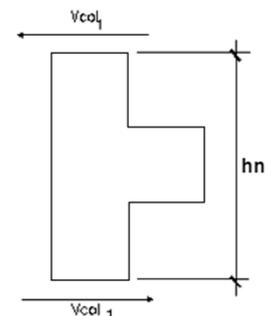
$$V_{col1} = (3657726.32)/245$$

$$V_{col1} = 14929.49 \text{ kg}$$

$$V_{col2} = (M_{pr2})/h_n$$

$$V_{col2} = (457804.8)/245$$

$$V_{col2} = 1868.59 \text{ kg}$$



- **Corte Último del Nudo**

Análisis en Sentido X

$$V_{u1-2x} = T_{2x} + C_{1x} - V_{co1-2x}$$

$$C_{1x} = A_{sinf1} \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$C_{1x} = 11.3 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$C_{1x} = 59325 \text{ kg}$$

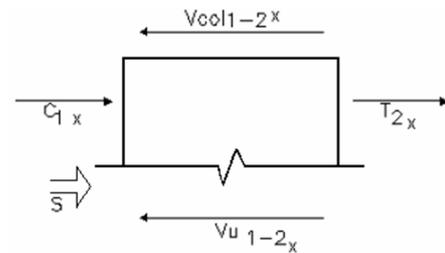
$$T_{2x} = (A_{sup2vigax}) \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$T_{2x} = 13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$T_{2x} = 68565 \text{ kg}$$

$$V_{u1-2x} = 68565 \text{ Kg} + 59325 \text{ kg} - 28985.12 \text{ kg}$$

$$V_{u1-2x} = 98904.88 \text{ kg}$$



$$V_{u3-4x} = T_{3x} + C_{4x} - V_{co3-4x}$$

$$C_{4x} = A_{sinf1} \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$C_{4x} = 11.3 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$C_{4x} = 59325 \text{ kg}$$

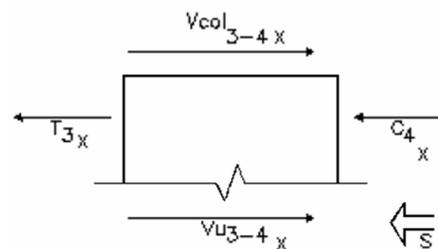
$$T_{3x} = (A_{sup2vigax}) \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$T_{3x} = 13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$T_{3x} = 68565 \text{ kg}$$

$$V_{u3-4x} = 68565 \text{ kg} + 59325 \text{ kg} - 28985.12 \text{ kg}$$

$$V_{u3-4x} = 98904.88 \text{ kg}$$



Análisis en Sentido Y

$$V_{U1} = T_{1x} - V_{co1}$$

$$T_{1x} = (A_{Ssup2vigax}) \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$T_{1x} = 13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$T_{1x} = 68565 \text{ kg}$$

$$V_{U1x} = 68565 \text{ kg} - 14929.49 \text{ kg}$$

$$V_{U1x} = 53635.51 \text{ kg}$$

$$V_{U2x} = C_{2x} - V_{co2x}$$

$$C_{2x} = A_{sinf1} \cdot \alpha \cdot f_y$$

$$C_{2x} = 12.44 \cdot 1.25 \cdot 4200$$

$$C_{2x} = 65310 \text{ kg}$$

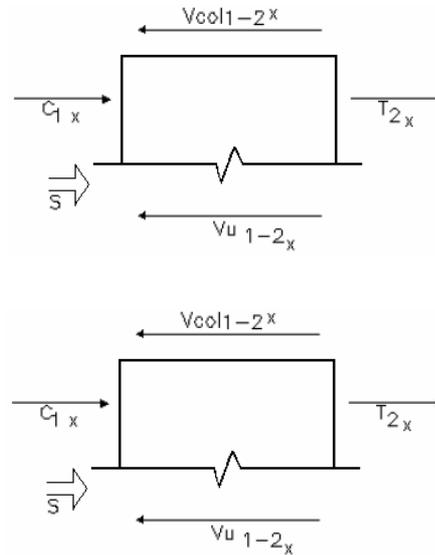
$$V_{U2x} = 65310 \text{ Kg} - 1868.59 \text{ kg}$$

$$V_{U2x} = 63441.41 \text{ kg}$$

- **Cortante teórico.**

En función del grado de confinamiento de la conexión analizada, se obtiene el valor de γ de la siguiente tabla:

A. Nodos con columna continua	
A.1 Nodos confinados por sus cuatro caras	5.3
A.2 Nodos confinados por tres caras o por dos opuestas	4
A.3 Otros casos	3.2
B. Nodos con columna discontinua	
B.1 Nodos confinados por sus cuatro caras	4
B.2 Nodos confinados por tres caras o por dos opuestas	3.2
B.3 Otros casos	2



Por lo que en este caso γ toma un valor de 3.2 ya que el nudo no cumple las condiciones mínimas de confinamiento en ningún sentido.

- **Determinación del ancho efectivo del nudo (b_j):**

Para el cálculo del ancho del ancho efectivo del nudo, se obtiene el factor m .

Para excentricidades menores $b_c/8$; $m = 0.5$

En el caso analizado, no existe excentricidad ninguna de las vigas, por lo que m toma el valor de 0.5 en todos los casos.

Finalmente se evalúa el ancho efectivo del nudo según los siguientes requisitos:

$$b_j = \text{Mín.} \left\{ \begin{array}{l} b_b + \Sigma \frac{m \cdot h_c}{2} \\ \frac{b_b + b_c}{2} \\ b_c \end{array} \right.$$

El valor de $(m \cdot h_c)/2$ no puede ser menos a la distancia que sobresale la columna de la viga. Por lo que el ancho efectivo del nudo toma las siguientes dimensiones:

Sentido X

El valor de $(m \cdot h_c)/2$ es igual a 12.5 y por tanto mayor a la distancia que sobresale la columna de la viga, se toma este último con un valor de 7.5 cm

Se evalúa los tres casos:

1. $b_b + \Sigma(m \cdot h_c)/2 = 35 + (2) \cdot (7.5)/2 = 42.5 \text{ cm}$
2. $(b_b + b_c)/2 = (35+50)/2 = 42.5 \text{ cm}$
3. $b_c = 50 \text{ cm}$

Por lo que se toma un valor de 42.5 cm en sentido X.

Sentido Y

El valor de $(m \cdot h_c)/2$ es igual a 12.5 y por tanto mayor a la distancia que sobresale la columna de la viga, se mantiene nuevamente el valor de 7.5

Se evalúa los tres casos:

$$1. b_b + \Sigma(m \cdot h_c)/2 = 35 + (2) \cdot (7.5)/2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$2. (b_b + b_c)/2 = (35+50)/2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$3. b_c = 50 \text{ cm}$$

Por lo que se toma un valor de 42.5 cm en sentido Y

Finalmente, el cortante teórico de la conexión es:

$$V_{nx} = \gamma \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{jx} \cdot h_c$$

$$V_{nx} = 3.2 \cdot \sqrt{240} \cdot 42.5 \cdot 50$$

$$V_{nx} = 105345.147 \text{ Kg (En sentido X)}$$

$$V_{ny} = 3.2 \cdot \sqrt{240} \cdot 42.5 \cdot 50$$

$$V_{ny} = 105345.147 \text{ Kg (En sentido Y)}$$

- **Calculo de $\phi \cdot V_n$:**

$$\phi \cdot V_{nx} = (0.85) \cdot (105345.147) = 89543.375 \text{ Kg}$$

$$\phi \cdot V_{ny} = (0.85) \cdot (105345.147) = 89543.375 \text{ Kg}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

En sentido X: $89543.375 \text{ Kg} \geq 98904.88 \text{ Kg}$ (No Cumple)

En sentido Y: $63441.41 \text{ Kg} \geq 89543.375 \text{ Kg}$ (No Cumple).

- **Control de rotulas plásticas.**

Análisis en Sentido X

$$a_1 = (A_{s.inf1} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b_{e1})$$

$$a_1 = (11.3 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_1 = 8.31 \text{ cm}$$

$$M_{pr1x} = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_1 \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr1x} = 0.85 \cdot 240 \cdot 8.31 \cdot 30 \cdot (70 - 6 - 8.31/2)$$

$$M_{pr1x} = 3043549.13 \text{ kg-m}$$

$$a_2 = (A_{s.sup2} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b_{e1})$$

$$a_2 = (13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_2 = 9.60 \text{ cm}$$

$$M_{pr2x} = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_2 \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr2x} = 0.85 \cdot 240 \cdot 9.60 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.60/2)$$

$$M_{pr2x} = 4057804.8 \text{ kg-cm}$$

Debido a que es una losa nervada, consideramos el momento máximo probable de la losa igual a cero.

Tomando en cuenta que las vigas a ambos lados del nudo son exactamente iguales, tenemos que:

$$M_{pr2x} = M_{pr3x} \text{ y } M_{pr1x} = M_{pr4x}$$

Análisis en Sentido Y

$$a_1 = (A_{s.inf1} \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b_{e1})$$

$$a_1 = (12.44 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_1 = 9.14 \text{ cm}$$

$$M_{pr1y} = (0.85) f'c \cdot a \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr1y} = 0.85 \cdot 240 \cdot 8.62 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.14/2)$$

$$M_{pr1y} = 3657726.32 \text{ kg-cm}$$

$$a_2 = (13.06 \cdot \alpha \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'c \cdot b_{e1})$$

$$a_2 = (13.06 \cdot 1.25 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 240 \cdot 35)$$

$$a_2 = 9.60 \text{ cm}$$

$$M_{pr2y} = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_{e1} \cdot (d_1 - a_1/2)$$

$$M_{pr2y} = 0.85 \cdot 240 \cdot 9.60 \cdot 35 \cdot (70 - 6 - 9.60/2)$$

$$M_{pr2y} = 457804.8 \text{ kg-cm}$$

Igual que en el análisis en sentido X, consideramos el momento máximo probable de la losa igual a cero.

Se comprueba que se cumpla:

Sentido X

$$(\sum M_{nc1-2x}) / (\sum M_{nv1-2x}) \geq 1.2$$

$$(4630500 + 4630500) / (4057804.8 + 4057804.8) = 1.14$$

$$1.14 > 1.22 \text{ (No Cumple)}$$

Sentido Y

$$(\sum M_{nc1-2y}) / (\sum M_{nv1-2y}) \geq 1.2$$

$$(4630500 + 4630500) / (3657726.32) = 1.95$$

$$2.53 > 1.22 \text{ (Cumple)}$$

- **Refuerzo por confinamiento en vigas:**

Se toma el menor valor entre:

Sentido X

1. $S < 8 \cdot d_{bviga} = 9.6 \text{ cm}$
2. $S < 24 \cdot d_{estribo} = 24 \text{ cm}$
3. $S < d/4 = 16 \text{ cm}$

Debido a que el espaciamiento calculado por confinamiento es menor al calculado en el diseño de la viga, se mantiene el calculado anteriormente por lo que se toma el valor de 9.5 cm que se extiende a una distancia de $2h = 140\text{cm}$

Sentido Y

1. $S < 8 \cdot d_{bviga} = 11.2 \text{ cm}$
2. $S < 24 \cdot d_{estribo} = 24 \text{ cm}$
3. $S < d/4 = 14.75$

Debido a que el espaciamiento calculado por confinamiento es menor al calculado en el diseño de la viga, se mantiene el calculado anteriormente por lo que se toma el valor de 9.5 cm que se extiende a una distancia de $2h = 140 \text{ cm}$

El anclaje no es necesario diseñar debido a que las varillas pasan a través del nudo.

Detalle de Refuerzo

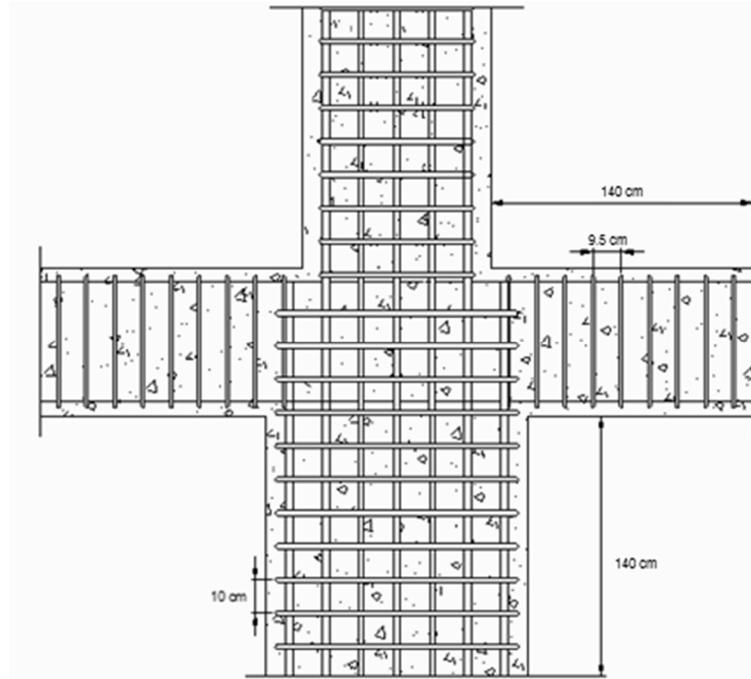


Figura 4-16. Detalle de refuerzo de Nudo Viga – Columna

Finalmente se modifican todos los chequeos que no han cumplido y se toman las siguientes modificaciones en el diseño.

Incremento de la base de las vigas en dos direcciones:

Vigas sentido X = 40 x 70

Vigas sentido Y= 40 x 64

Incremento de la cuantía en columnas

Se incrementa el acero longitudinal al 2.81% por lo que la armadura final sería de 70.25 cm²

Las secciones finales de acero en los miembros analizados se adjuntan en el Anexo B.

4.1.4. Alternativa en mampostería reforzada.

Para determinar el volumen y distribución de muros portantes de mampostería, hacemos uso de las recomendaciones del Ing. Félix Vaca de su texto “Exposiciones sobre Estructuras de Tierra, estructuras de pared portante y hormigón armado” de la Escuela Politécnica Nacional en el 2011 en la que sugiere calcular la longitud de muros en base a la expresión:

$$L_m = 0.042 \times N \times A_t$$

Donde:

L_m es la longitud de muros

N es la cantidad de pisos de la estructura

A_t es el área total en planta de la estructura.

Por lo que obtenemos:

Tabla 4-10:

Volumen de Muros de Mampostería

Cálculos preliminares:		
Área total en planta	334.1	m ²
espesor paredes =	0,15	m
Área de paredes	8.41	m ²
Longitud Paredes	56.13	m

Esta longitud de paredes se distribuye de manera simétrica para cada eje, es decir, se coloca un mínimo de 56.13 m de pared en el eje Y y 56.13 m para el eje X.

Cabe recalcar que la fórmula propuesta por el Ingeniero Felix Vaca considera siempre un ancho de pared de 12 cm sin embargo para este caso

se usa paredes de 15 cm al ser la dimensión comercial más común en Ecuador, esto nos proporciona un factor de seguridad mayor en el predimensionamiento que será evaluado en etapa de análisis y diseño de la estructura.

A pesar de existir diferencias en la distribución interna de cada piso, los muros de mampostería reforzada son fijos y se mantienen continuos en toda la estructura.

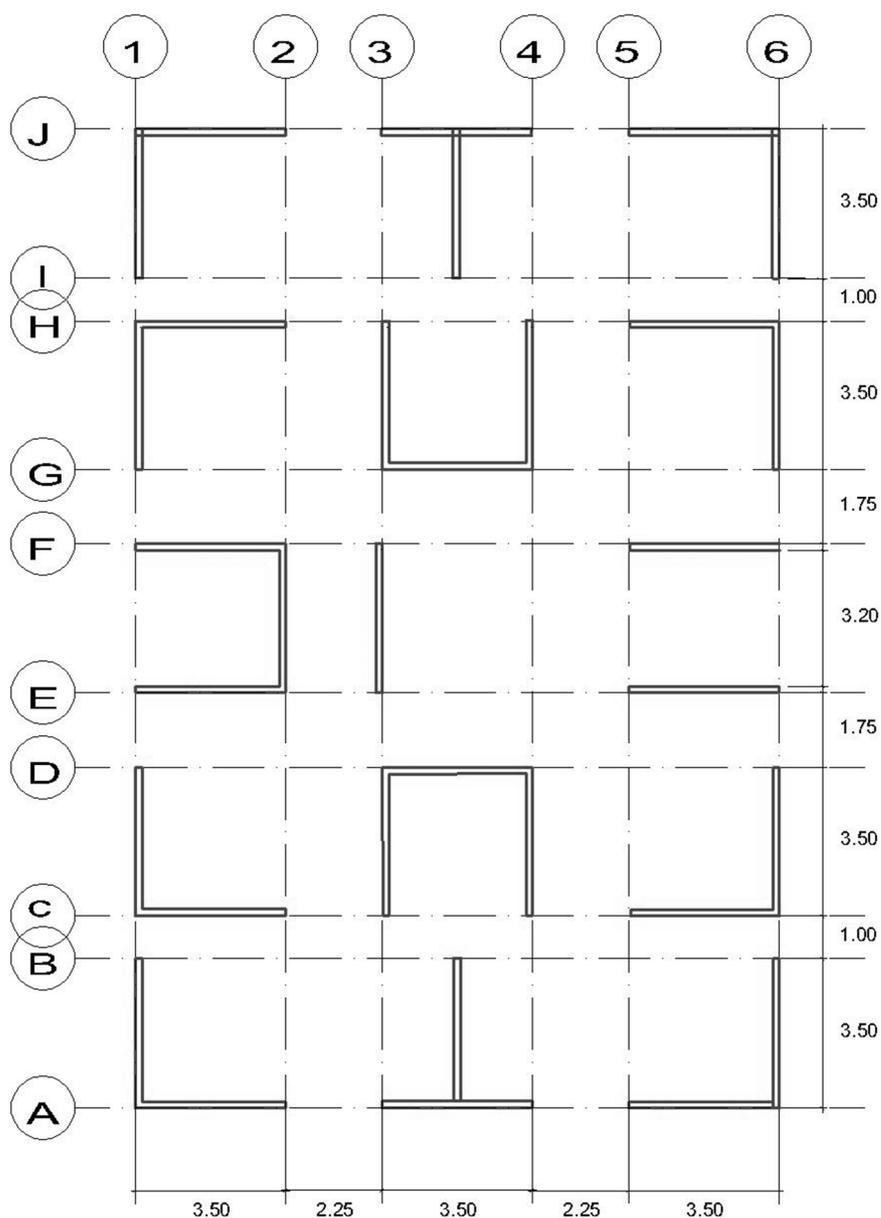


Figura 4-17. Distribución de muros de mampostería estructural.

4.1.4.1. Análisis de la estructura.

Al igual que la edificación anterior, se realiza un análisis lineal utilizando el método de “Análisis Modal de Respuesta Espectral” con apoyo del programa Etabs.

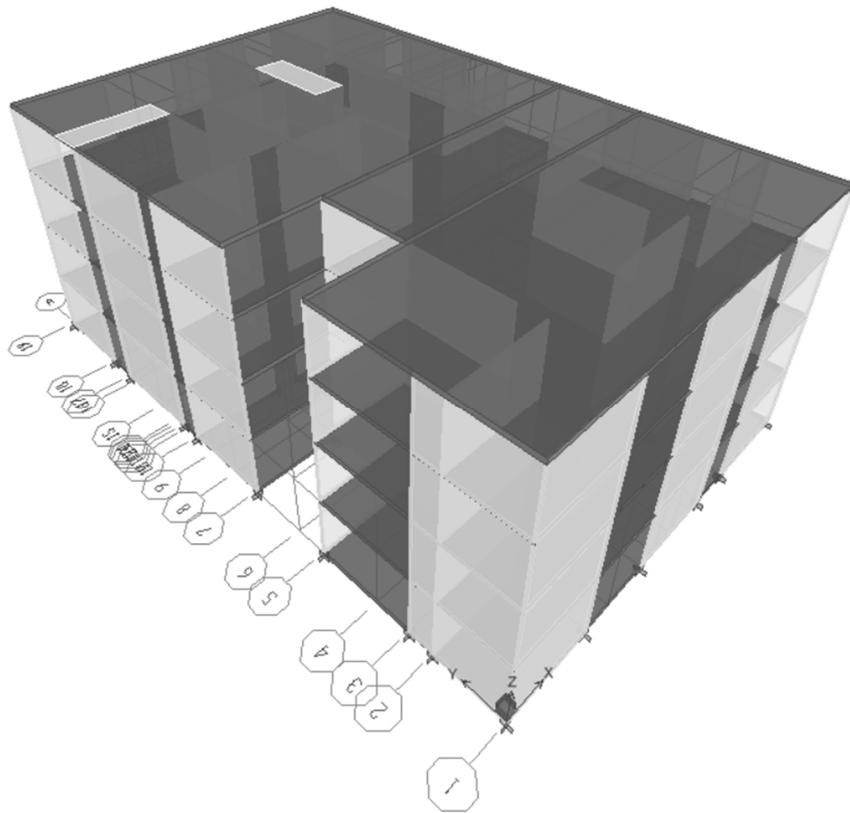


Figura 4-18. Modelado de la edificación 2 en Etabs

Se obtenidos y analizada los diagramas de esfuerzos y se procede a diseñar la edificación.

Para el diseño de los muros de mampostería reforzada se considera la siguiente notación de los mismos, considerando las condiciones de simetría de la estructura.

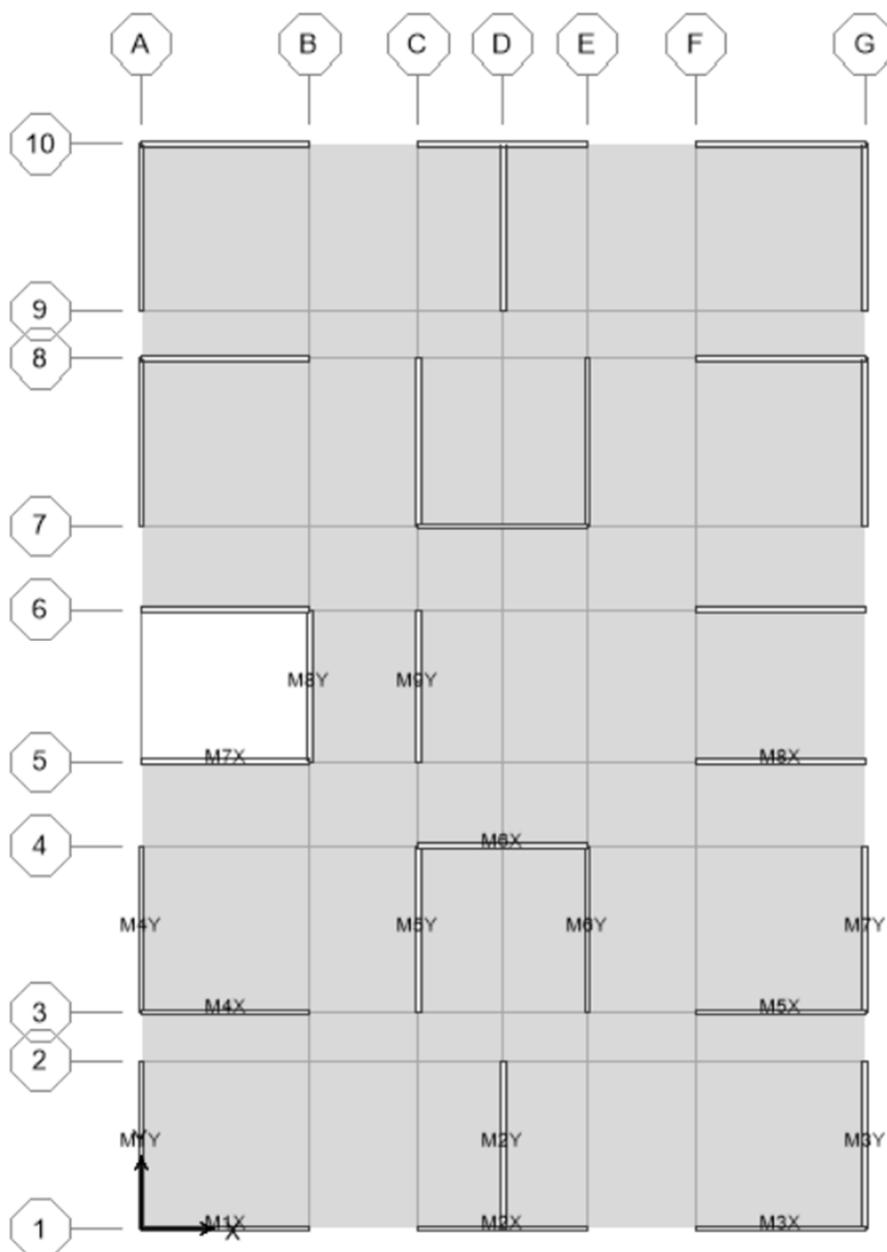


Figura 4-19. Notación de los muros de mampostería

4.1.4.2. Diseño de Muros.

Como ejemplo de cálculo de muros de mampostería reforzada, se toma el muro M1X, tomado al azar como representativo de los demás.

Datos		
F_y	4200	Kg/cm ²
l_w	350	cm
h	245	cm
F´m	80	Kg/cm ²

Determinación del acero de refuerzo vertical:

1. Primero se determina el refuerzo mínimo para la sección bruta del muro.

$$A_{st} = \rho_{v(\text{minima})} l_w t$$

Para este caso tomamos el valor de $\rho = 0.0007$ por lo que la sección mínima de acero es:

$$A_{st} = 0.0007(350)(15)$$

$$A_{st} = 3.68 \text{ cm}^2$$

2. Se calcula el número de varillas de acuerdo a la cuantía mínima calculada:

$$n = \frac{A_{st}}{A_{\text{varilla}}}$$

3. Se utiliza varillas de 10mm a lo largo de todo el muro y 1 varilla de 12 mm en los extremos del muro.

La sección de acero restante para la parte central del muro es:

$$A_{st(\text{centro})} = 3.68 \text{ cm}^2 - 2.26 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{st(\text{centro})}}{A_{\text{varilla}}}$$

$$n = \frac{1.42}{0.785} = 1.8$$

$$n = 2 \text{ varillas de } 10 \text{ mm}$$

Se calcula el espaciamiento entre barras, teniendo en cuenta un recubrimiento de 5cm a cada extremo del muro. Es decir

$$s = \frac{(l_w - 10)}{n - 1}$$

$$s = \frac{(350 - 10)}{2 - 1}$$

$$s = 340 \text{ cm}$$

Sin embargo, según el NEC, el espaciamiento no puede ser menor a 120 cm para mampostería reforzada, por lo que el espaciamiento final es:

$$s = 120 \text{ cm}$$

Según este espaciamiento mínimo, el A_{st} final es:

$$A_{st} = 2\emptyset 12\text{mm} + 2\emptyset 10\text{mm}$$

$$A_{st} = 3.83 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo del área efectiva:**

En este caso, se considera que todas las celdas se inyectan con mortero por lo que el área efectiva es:

$$A_e = l_w \cdot t$$

$$A_e = 350 \times 15 = 5250 \text{ cm}^2$$

- **Se determina la máxima carga axial teórica.**

Se calcula P_o y R_e

$$P_o = 0.85f'm(A_e - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$P_o = 0.85 \times 80(5250 - 3.83) + 3.83 \times 4200$$

$$P_o = 372825.56 \text{ Kg}$$

Se verifica que $P_o \leq f'm \cdot A_e$

$$372825.56 \text{ Kg} \leq 420000 \text{ kg (Cumple)}$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3$$

$$R_e = 0.25$$

Se calcula la carga balanceada P_b con la ecuación:

$$P_b = 0.85 \cdot f'm \cdot a_b \cdot b$$

$$a_b = 0.85d \cdot \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$a_b = 0.85 \cdot 350 \cdot \frac{0.003}{0.003 - \frac{4200}{2000000}}$$

$$a_b = 991.67$$

$$P_b = 0.85 \cdot 80 \cdot 991.67 \cdot 15$$

$$P_b = 1011503.40 \text{ Kg}$$

Se calcula $0.1 \cdot f'm \cdot A_e$ y $0.25 \cdot P_b$

$$0.1 \cdot f'm \cdot A_e = 42000$$

$$0.25 \cdot P_b = 252875.85$$

$$P_u = 41939.54 \text{ Kg}$$

$$P_u < 0.1 \cdot f'm \cdot A_e$$

$$P_u < 0.25 \cdot P_b$$

$$\phi = 0.85 - 0.25 \cdot \frac{P_u}{0.1 \cdot f'm \cdot A_e}$$

$$\phi = 0.6$$

Finalmente se calcula la carga axial nominal ϕP_n como:

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.8 \cdot P_o \cdot R_e$$

$$\phi P_n = 44739.07 \text{ Kg}$$

4. Se verifica que $P_u \leq \phi P_n$

$$42123.224 \text{ kg} \leq 44739.07 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

- **Se realiza el chequeo de resistencia a flexión**

$$P_u < 0.25 \cdot P_b$$

$$41939.54 \text{ kg} < 252875.85 \text{ Kg} \text{ (La falla es por flexión)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \geq \alpha \cdot M_{cr}$$

Siendo:

$$M_{cr} = \frac{b \cdot I_w^2}{6} f_r$$

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

$$f_r = 2.95$$

$$M_{cr} = 903437.5 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 1626187.5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$1626187.5 \geq 1624.66 \text{ Cumple}$$

Se calculan los esfuerzos de compresión en los extremos

$$f_a = \frac{P_u}{l_w \cdot t}$$

$$f_a = 7.988$$

$$f_b = \frac{(6 \cdot M_u)}{(l_w^2 \cdot t)}$$

$$f_b = 1.31$$

$$f_a + f_b < 0.2 f'm$$

$$9.29 < 16 \text{ (Cumple) No es necesario colocar elementos de borde.}$$

- **Determinación de la resistencia a corte.**

Se calcula la relación $\frac{M}{V \cdot d}$

$$d = 0.8 \cdot l_w$$

$$d = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{V \cdot d} = 0.72$$

Determinamos el valor del cortante nominal resistido por la mampostería

$$V_m = \left[0.23 - 0.13 \cdot \left(\frac{M}{V \cdot d} \right) \right] \cdot A_{mv} \cdot \sqrt{f'_m}$$

Donde:

$$A_{mv} = b \cdot l_w$$

$$A_{mv} = 5250 \text{ cm}^2$$

Por tanto

$$V_m = 6404.99 \text{ Kg}$$

Revisamos el cortante requerido con el cortante máximo que puede resistir la mampostería.

$$V_u \leq 0.6V_m$$

$$2002.81 \leq 3842.99 \text{ Kg Cumples}$$

Se coloca armadura horizontal mínima por corte que según el NEC no puede ser menor a:

El diámetro del refuerzo horizontal en las juntas horizontales de pega no puede ser menor de 4mm y no puede espaciarse verticalmente a más de 600mm.

Se debe colocar un refuerzo horizontal mínimo de dos barras 10mm en el remate y arranque de los muros a nivel de las losas de entrepiso.

Se debe colocar además un refuerzo horizontal mínimo de dos barras 10mm en la parte superior y en la parte inferior de aberturas interiores con dimensiones mayores de 600mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600mm.

Tomando estas consideraciones, el refuerzo transversal es:

$A_v = 4\emptyset 10\text{mm}$ en los extremos superior e inferior del muro + $1\emptyset 4\text{mm}@60\text{cm}$

$$A_v = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{3.14}{5250} = 0.00059$$

El $\rho_{min} = 0.0007$ por lo que la sección de acero transversal es:

$$A_v = \rho_{min} \cdot l_w \cdot t$$

$$A_v = 3.68 \text{ cm}^2$$

Finalmente la distribución de acero es:

$A_v = 4\emptyset 10\text{mm}$ en los extremos superior e inferior del muro + $1\emptyset 8\text{mm}@60\text{cm}$

$$A_v = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{6.15}{5250} = 0.00117$$

Verificamos que la suma de las dos cuantías ≥ 0.002

$$A_{vst} + A_v = 6.15 + 3.83 = 9.97 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{6.979.97}{5250} = 0.0019$$

$0.0019 \leq 0.002$ (No cumple cuantías mínimas)

- Se recalcula refuerzo vertical

$$\rho_{vst} = 0.002 - 0.00117 = 0.00083$$

$$A_{vst} = 4.36 \text{ cm}^2$$

Distribución: 1Ø12mm en los extremos + 1Ø12mm @ cm.

- **Chequeo de resistencia en la dirección perpendicular al plano del muro.**

Chequeo a flexión.

$$P_u < 0.10 \cdot f' m \cdot A_e$$

$$41939.54 \text{ Kg} < 42000 \text{ Kg} \text{ (Cumple).}$$

Se verifica que:

$$M_u \leq \phi \cdot R_e \cdot M_n$$

$$M_u = 401085.44 \text{ Kg} - \text{cm}$$

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

Donde:

$$a = \frac{A_{se} \cdot f_y + P_u}{0.85 \cdot f' m \cdot b}$$

$$a = 59.07$$

$$M_n = 5868355.08 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$401085.44 \text{ Kg} - \text{cm} \leq 880253.362 \text{ (Cumple)}$$

Chequeo a corte.

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \cdot \sqrt{f' m}$$

$$V_n = 7826.24 \text{ kg}$$

$$V_u \leq 0.6 \cdot V_n$$

$$2002.82 \leq 4695.74 \text{ (Cumple)}$$

- **Determinación de la resistencia a flexo-compresión del muro mediante diagramas de interacción.**

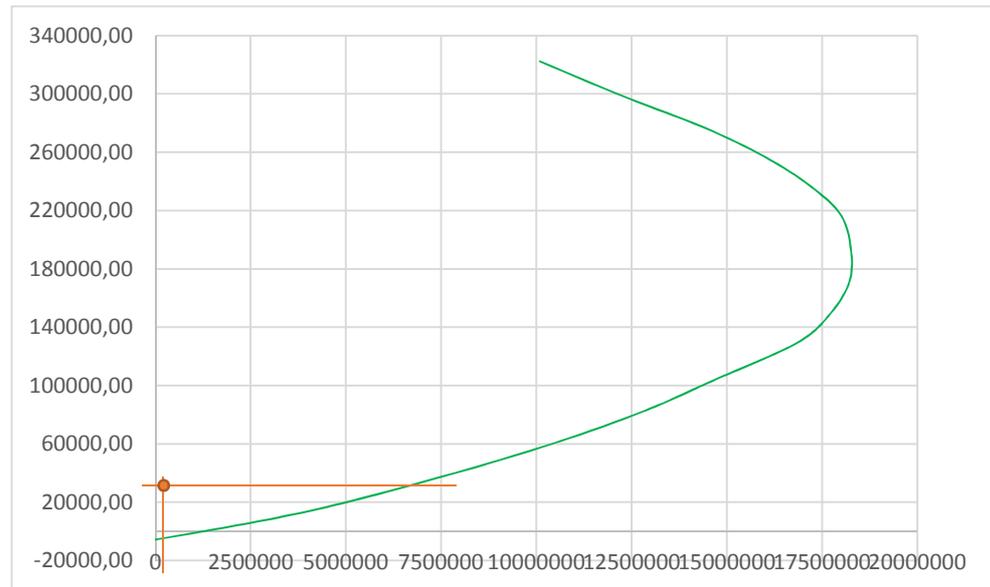


Figura 4-20. Diagrama de interacción y ubicación de cargas últimas

Como se aprecia en la gráfica 4.9, la combinación de carga y momentos últimos actuantes están dentro de la curva de capacidad del diagrama lo que nos indica que el muro soporta las cargas aplicadas e incluso cargas mucho mayores.

La distribución de acero de los muros de mampostería se adjunta en el Anexo C

5. Capítulo 5

5.1. Comparación de la respuesta sísmica.

Para realizar la comparación de la respuesta sísmica, se toman en cuenta los siguientes parámetros:

- Derivas máximas de piso en cada estructura
- Desplazamientos máximos acumulados en cada piso.
- Masa total de la estructura.

Todos esos aspectos se evalúan tanto para el sismo en dirección X como en dirección Y.

5.2. Derivas máximas de piso.

La deriva se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso, generado por la acción de una fuerza horizontal, en este caso la acción sísmica, con respecto al piso consecutivo.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las derivas máximas se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 5-1:

Derivas máximas permitidas por tipo de estructura

Tipo de Estructura	Deriva Máxima de Piso
Pórticos de Hormigón Armado	0.002
Mampostería reforzada	0.001

Las Derivas máximas para cada estructura se presentan a continuación:

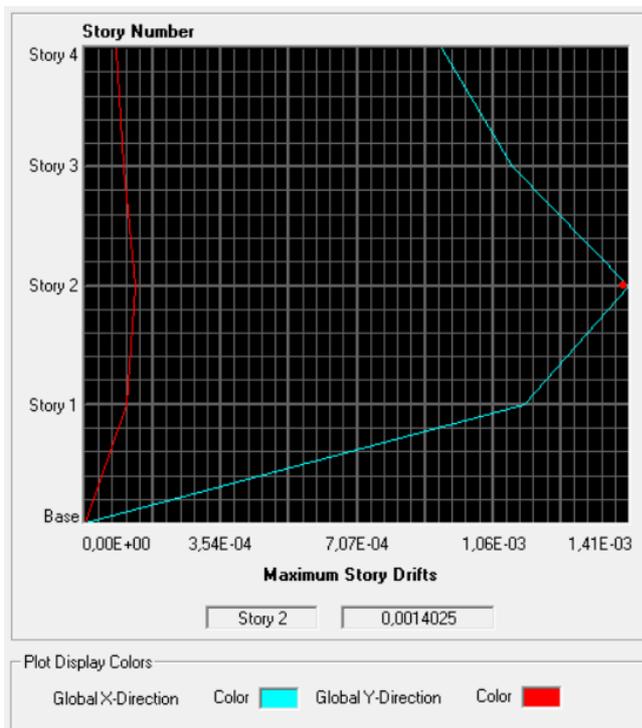


Figura 5-1. Deriva Máxima de Piso en estructura a base de pórticos (Sismo X)

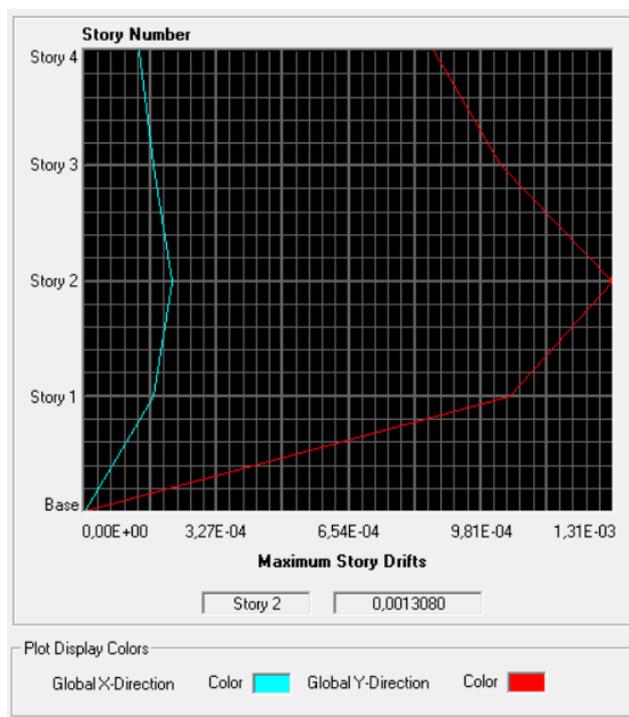


Figura 5-2. Deriva Máxima de Piso en estructura a base de pórticos (Sismo Y)

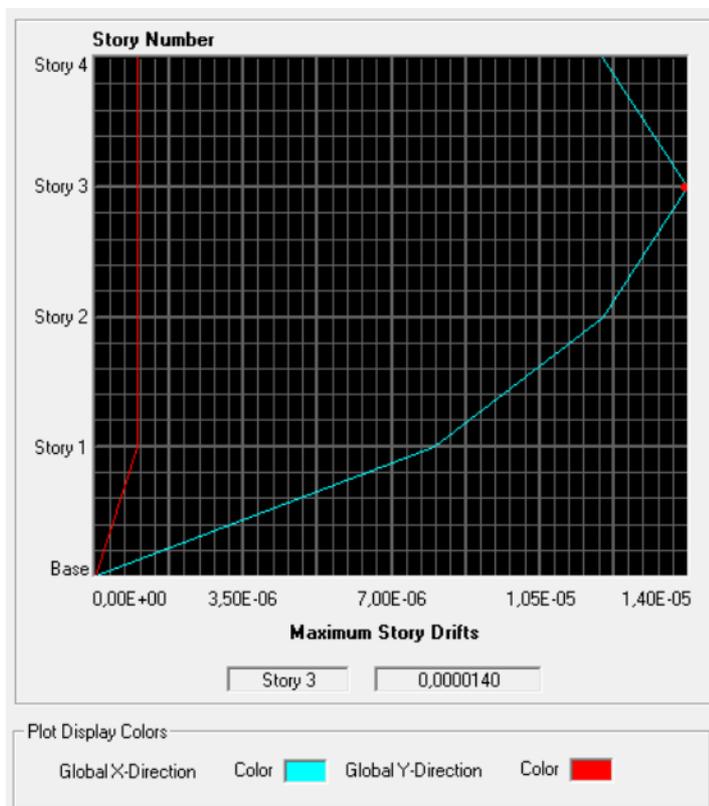


Figura 5-3. Deriva máxima en sentido X (Estructura 2)

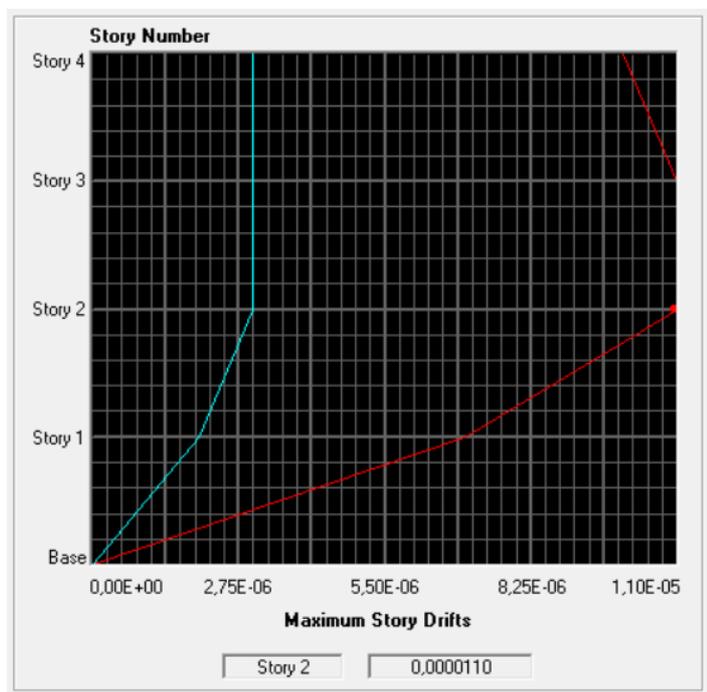


Figura 5-4. Deriva máxima en sentido Y (Estructura 2)

Tabla 5-2:

Resumen de derivas máximas para cada estructura

Estructura	Deriva máxima calculada (Sentido X)	Deriva máxima calculada (Sentido Y)	Deriva permitida por norma
Pórticos viga columna	0.0014	0.0013	0.002
Mampostería reforzada	0.000014	0.000011	0.001

5.3. Desplazamientos máximos

En cuanto a los desplazamientos máximos, estos no están normados sin embargo nos dan una idea de lo elástica que puede llegar a ser la estructura.

Es importante considerar que a mayores desplazamientos, a pesar de que la estructura se mantenga trabajando en el rango elástico, se pueden generar daños en elementos no estructurales como mampostería, ventanería o mobiliario.

Los desplazamientos en cada sentido de las dos edificaciones se presentan en las siguientes gráficas.

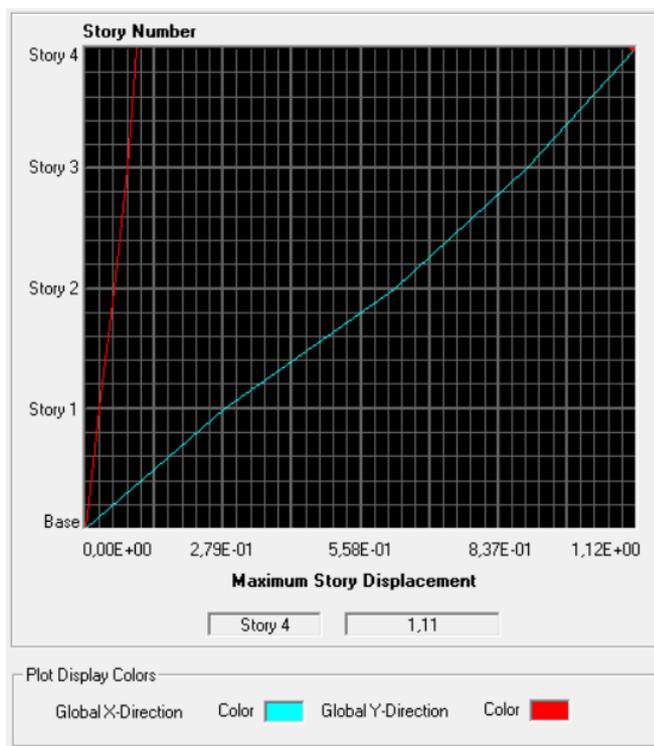


Figura 5-5. Desplazamientos máximos en Sentido X (Estructura 1)

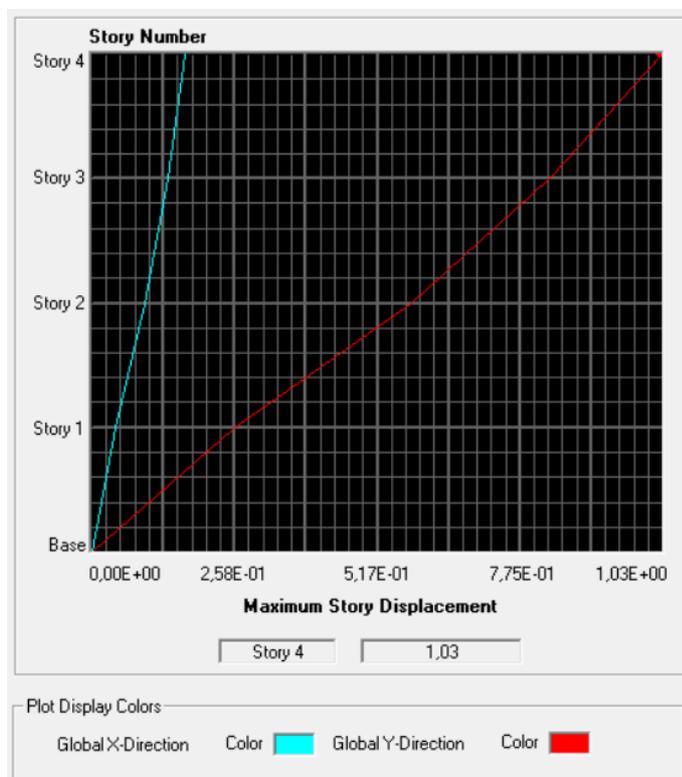


Figura 5-6. Desplazamientos máximos en Sentido Y (Estructura 1)

Y los desplazamientos máximos para la estructura de mampostería son:

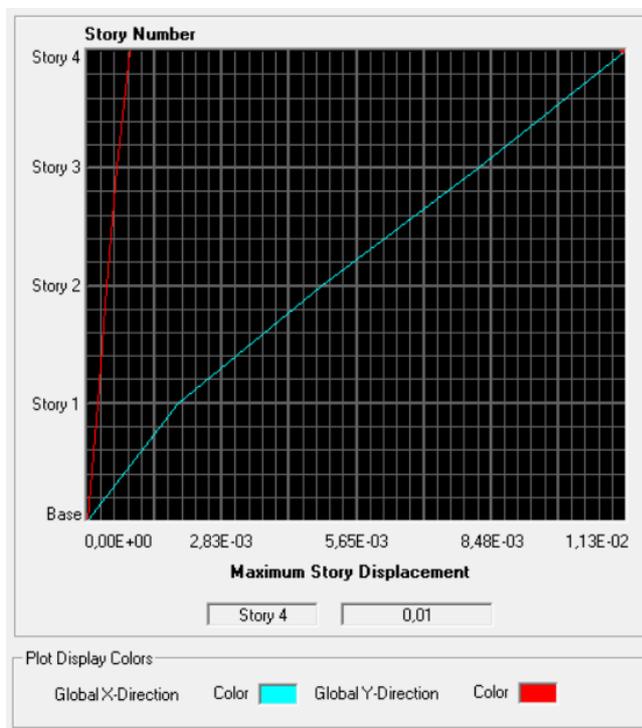


Figura 5-7. Desplazamientos máximos en sentido X (Estructura 2)

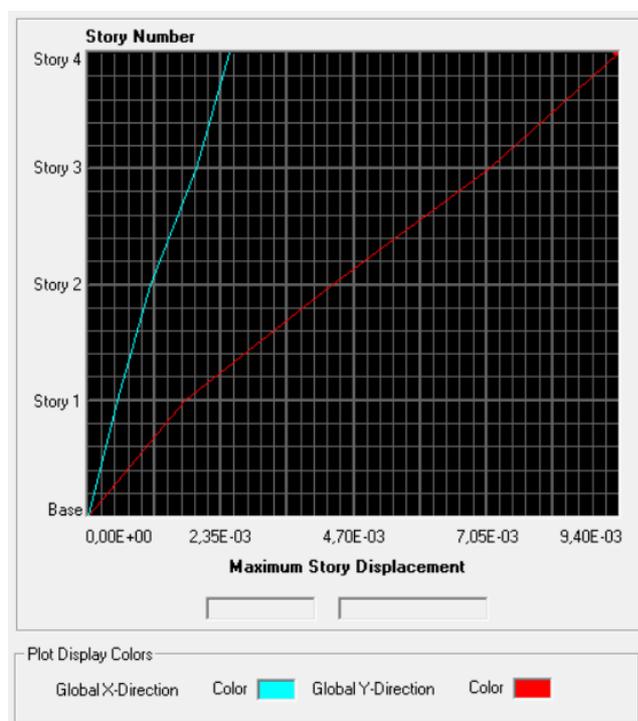


Figura 5-8. Desplazamientos máximos en sentido Y (Estructura 2)

Tabla 5-3.

Resumen de desplazamientos máximos por estructura

Estructura	Desplazamiento total calculado (Sentido X)	Desplazamiento total calculado (Sentido Y)
Pórticos viga columna	1.11 cm	1.03 cm
Mampostería reforzada	0.01 cm	0.009 cm

5.4. Masa total por edificación

Finalmente la masa total de cada edificación se presenta en esta tabla.

Tabla 5-4:

Masa total por edificación

Estructura	Masa total	Peso Total
Pórticos viga columna	18863871.9 kg	1923 T
Mampostería reforzada	14489370 kg	1477 T

6. Capítulo 6

6.1. Comparación de costos

Para la comparación de costos se analiza únicamente costos directos de cada alternativa.

Los costos indirectos no son considerados en este análisis.

6.2. Rubros.

Los rubros para cada alternativa son:

- Estructura 1.
 - Hormigón 240 kg/cm²
 - Mampostería de bloque
 - Acero de refuerzo
 - Encofrado y desencofrado
- Estructura 2.
 - Hormigón 210 kg/cm²
 - Mampostería de bloque estructural f'm 80kg/cm²
 - Mampostería de bloque de relleno.
 - Acero de refuerzo
 - Grout (Mortero de relleno en mampostería estructural)
 - Mortero de pega

6.3. Cálculo de cantidades.

A continuación se presenta el resumen de cálculo de cantidades de material para cada uno de los rubros.

6.3.1. Estructura de hormigón armado convencional

Tabla 6-1:

Resumen de Cálculo de Hormigón en Columnas y Vigas

Hormigón 240 kg/cm ²			
Columnas	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
COL. 50 x 50	0,61	72	44,1
COL. 40 x 40	0,39	24	9,41
VIG. 40 x 65	7,176	16	114,82
VIG. 40 x 70	4,09	24	98,112
TOTAL			212,93

Tabla 6-2:

Volumen de mampostería de relleno

Mampostería de bloque de relleno		
Piso	Áreas de Pared	Bloques
1	686	8918
2	703,15	9140,95
3	703,15	9140,95
4	703,15	9140,95
TOTAL		36340,85

Tabla 6-3:

Volumen de acero de refuerzo

Acero de Refuerzo 14 - 32 mm Fy=4200 kg/cm ²			
Elemento	Cantidad	Área	Kg
Columnas 50 x 50	72	5058	9729,04
Columnas 40 x 40	24	1080	2077,37
Vigas 40 x 65	16	208	3690,598
Vigas 40 x 70	24	336	4905,6
Total			6682

Tabla 6-4:

Volumen de encofrado para columnas

Encofrado para Columnas			
Elemento	Cantidad	Volumen	Total
Columnas 50 x 50	72	0,61	44,1
Columnas 40 x 40	24	0,39	9,41
		Total	53,51

Tabla 6-5:

Volumen de encofrado para vigas

Encofrado para vigas			
Elemento	Cantidad	Volumen	Total
Vigas 40 x 65	16	7,18	114,82
Vigas 40 x 70	24	4,09	98,11
		Total	212,93

Tabla 6-6:

Volumen de mortero de pega

Mortero de Pega			
Piso	Volumen (m3/muro)	Cantidad Muros	Total
1	0,20	80	15,68
2	0,20	82	16,07
3	0,20	82	16,07
4	0,20	82	16,07
		TOTAL	16,07

Los análisis de precios unitarios para cada rubro se adjuntan en el Anexo D.

6.3.2. Estructura de mampostería reforzada.

Tabla 6-7:

Volumen de mortero de relleno

Mortero de Relleno			
Piso	Volumen (m3/muro)	Cantidad Muros	Total
1	0,78	36	28,08
2	0,78	36	28,08
3	0,78	36	56,16
4	0,78	36	28,08
TOTAL			28,08

Tabla 6-8:

Volumen de mortero de pega

Mortero de Pega			
Piso	Volumen (m3/muro)	Cantidad Muros	Total
1	0,20	80	15,68
2	0,20	82	16,07
3	0,20	82	16,07
4	0,20	82	16,07
TOTAL			16,07

Tabla 6-9:

Volumen mortero de relleno

Mampostería de bloque de relleno		
Piso	Áreas de Pared	Bloques
1	686	8918
2	703,15	9140,95
3	703,15	9140,95
4	703,15	9140,95
TOTAL		36340,85

Tabla 6-10:

Volumen mampostería de carga

Mampostería de bloque de carga		
Piso	Áreas de Pared	Bloques
1	308,7	4013,1
2	308,7	4013,1
3	308,7	4013,1
4	308,7	4013,1
	TOTAL	16052,4

Los análisis de precios unitarios se adjuntan en el Anexo E

6.3.3. Presupuestos.

6.3.3.1. Estructura de Hormigón Armado Convencional.

Tabla 6-11.

Presupuesto Estructura 1

PRESUPUESTO ESTRUCTURA DE PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO					
Id	Rubro	Unidad	Cantidad	P. U	Total
001	Hormigón 240 kg/cm ² para columnas	m ³	53,51	139,78	7479,34
002	Hormigón 240 kg/cm ² para vigas	m ³	212,93	154,02	32795,04
004	Mampostería de bloque de relleno (15x20x40)	U	36340,9	0,72	26132,44
006	Acero fy=4200	kg	6682	1,8114	12103,77
007	Encofrado columnas	m ³	53,51	19,11	1022,73
008	Encofrado para vigas	m ³	212,93	20,69	4405,62
009	Mortero de Pega	m ³	16,07	97,23	113,30
				TOTAL	84052,26

6.3.3.2. Estructura de Mampostería reforzada.

Tabla 6-12.

Presupuesto Estructura 2

PRESUPUESTO ESTRUCTURA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA					
Id	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
'001	Mortero de Pega	m3	16,07	97,23	1562,72
'002	Mortero de relleno	m3	28,08	101,51	2850,27
'004	Mampostería de bloque de relleno (15x20x40)	U	36340,9	0,73	26621,40
'005	Mampostería de bloque estructural	U	16052,4	1,18	18982,72
'006	Acero de refuerzo fy=4200 8 a 12mm	kg	3110,4	1,74	5418,07
				TOTAL	55435,17

7. Capítulo 7

7.1. Conclusiones.

Las conclusiones del desarrollo de este trabajo son:

1. Es muy importante asegurar la ductilidad de la estructura mediante la verificación de rótulas plásticas, por lo que el diseño por capacidad de las conexiones en muchos casos puede imponerse al diseño de las columnas o vigas que concurren a éste.
2. En el caso de estructuras de mampostería tienen un excelente comportamiento ante cargas permanentes y sísmicas, sin embargo es fundamental asegurar la simetría de la distribución de paredes por lo que el diseño arquitectónico se debe proyectar desde un inicio con este sistema estructural.
3. Si bien los dos sistemas estructurales cumplen los requerimientos sísmicos de las Normas Ecuatorianas de la Construcción, se obtienen fácilmente desplazamientos más bajos en el caso de la estructura de mampostería reforzada, lo que no solo influye en el confort ante un evento sísmico sino que asegura la integridad de los elementos no estructurales dentro de la edificación.
4. En cuanto a costos, las estructuras a base de muros de mampostería reforzada permiten reducir en alrededor de un 34% respecto al hormigón armado convencional y su control de calidad es más simple.
5. El sistema de mampostería reforzada es muy recomendable para edificaciones de hasta 6 pisos según especificaciones del NEC y su uso se convierte en una alternativa excelente para la construcción de vivienda económica sin necesidad de bajar calidad ni seguridad estructural en las edificaciones.

7.1.Recomendaciones

1. En caso de hacer uso de del SAP2000 o el Etabs es importante considerar que estos no poseen un módulo de cálculo para mampostería reforzada por lo que se aproxima el cálculo a una estructura de muros de hormigón armado, sin embargo las cuantías mínimas en cada caso son diferentes por norma por lo que se debe tomar en cuenta esto para la comparación con el diseño manual.
2. Considerar los elementos no estructurales en etapa de diseño ya que estos al no ser tomados en cuenta pueden generar problemas de columna corta o tensión diagonal en caso de muros de mampostería.
3. Al hacer un análisis modal de respuesta espectral en Sap2000 o Etabs, los diagramas de momentos por efecto de cargas sísmicas que se generan no presentan esfuerzos negativos en las vigas, es importante considerar ésto para el caso del cálculo manual ya que los programas sí lo realizan automáticamente.

En caso de realizar un análisis estático lineal con el método del cortante basal los diagramas de momentos por carga sísmica sí presentan la tipología esperada en cada caso.

4. Se recomienda considerar también la influencia de los costos de acabados de obra ya que estos pueden también reducirse en el caso del uso de mampostería reforzada. Una comparación integral podría dar datos más precisos en el caso de proyectos.
5. Finalmente es recomendable una intervención constante del proyectista estructural durante toda la etapa del proyecto para edificaciones de mampostería ya que su poca difusión y amplio desconocimiento puede generar inconvenientes tanto en etapa de diseño arquitectónico como en etapa de obra.

8. Bibliografía.

1. DR. Ing. Roberto Aguiar Falconí y Dr. Ing. Alex H. Barbat, Daño sísmico en estructuras de hormigón armado, ESPE, Sangolquí Ecuador, 1997.
2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08), USA, 2008
3. Recommendations for Design of Beam-Column Joint in Monolithic reinforced Concrete Structures, Committee 352, 1991
4. Dr. Roberto Aguiar, Sismos de El Salvador 2001, Valle de los Chillos, Ecuador, 2001
5. Ing. Marcelo Romo, Comportamiento de losas con vigas embebidas y con vigas de poco peralte, Centro de Investigación científica de La Espe.
6. Teodorico Manuel Flores Barreto, Estudio Del Control de Rótulas Plásticas en Pórticos de concreto reforzado, Pontificia Universidad Católica Del Peru, Lima, 2003.
7. Dr. Roberto Aguiar, Fallas Frecuentes en Terremotos, Centro de Investigaciones Científicas, ESPE
8. Lineamientos de política de vivienda de interés social, APIVE, Ecuador, Septiembre 2014.
9. Bernal Jorge, Hormigón Armado: Columnas, Nobuko, Buenos Aires, 2005.
10. Nathaly Fuentes y Roberto Riviera, Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Mampostería de Bloques de Concreto con Refuerzo Integral, Universidad de el Salvador, Ciudad Universitaria, 2008.

11. Fabricio Yepez Mora, Ultimas avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación, EPN, Quito,2001
12. Mónica Segovia y Alexandra Alvarado, Breve análisis de la sismicidad y del campo de esfuerzos en el Ecuador, Instituto Geofísico, EPN, Quito, 2014.
13. Luis M. Bozzo Rotondo, Luis Bozzo Chirichingo, Alex Barbat, Diseño sísmico de Edificios: Técnicas convencionales y avanzadas, Reverte, 2000.
14. F. Varela M. Y R. Aguiar F., XI Curso Nacional de Estructuras, EDIESPE, Salgolqui,1998
15. Mark Fintel, Handbook of concrete engineering, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.
16. Mario Rodríguez y Roberto Meli, Diseño sísmico de conexiones entre losas reticulares y columnas, UNAM.