

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO DEL COMPORTAMIENTO DE
MUROS CORTOS AGREGANDO POSTENSADO APLICADO A
VIVIENDAS CON OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

AUTOR: AGUIRRE HIDALGO KIMBERLY KATHERINE

DIRECTOR: MSc. Ing. NICOLAY BERNARDO YANCHAPANTA GÓMEZ

Quito, marzo 2022

DECLARACIÓN

Yo, ***Aguirre Hidalgo Kimberly Katherine***, declaro que el trabajo aquí descrito es de mí autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

AGUIRRE HIDALGO KIMBERLY KATHERINE

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Aguirre Hidalgo Kimberly Katherine, bajo mi supervisión.

MSc. Ing. NICOLAY BERNARDO YANCHAPANTA GÓMEZ

AGRADECIMIENTO

A Dios por cerrar puertas y abrir un mundo nuevo lleno de oportunidades en mi vida, por guiarme en cada decisión que tomo y por mantenerme firme y fuerte ante cualquier adversidad para hoy estar en el lugar a donde pertenezco.

Con mucho amor a mis padres y hermanos quienes son mi ejemplo, guía y fortaleza, por sus consejos, enseñanzas, cariño, compañía y apoyo incondicional ante cada locura que me lleva a cumplir mis sueños.

Muchas gracias a mi querida universidad Escuela Politécnica Nacional que me ha enseñado tanto, me ha formado como estudiante y como persona, por darme tantos lindos momentos, por acogerme cuando llegué apenas siendo una niña.

A mis amigos de vida y de carrera que han estado presentes para darme esa voz de aliento justo en el momento preciso; Jenny, Vero, Estefy, Made, Titi, Paolo, Andrés, Víctor, Bunbury, Cris, es difícil nombrar a todos, pero gracias por ser parte de mi vida y por enseñarme que los amigos son para siempre.

Al Ingeniero Miguel Morales, Dra. Silvia Solís, Dianita por abrirme las puertas y recibirme con tanto cariño, por estar pendientes de mí como una familia, por esas conversaciones largas que motivan e infunden mucha paz y tranquilidad al punto de convertir lo malo en bueno.

Ingeniero Miguel Sebastián Morales quien ha sido y considero mi guía, compañero, amigo, consejero en este largo trayecto y por supuesto quién me recibió en primer semestre de la Universidad y perdió mi cuaderno días antes de mi examen final. Gracias por cada oportunidad, por cada jalón de orejas que me ayuda a crecer, por decirme lo que está bien y lo que está mal, por enseñarme, pero sobre todo gracias por hacerlo de la manera más sincera.

A mi director de tesis Ingeniero Nicolay Yanchapanta, por la confianza depositada, por la paciencia, por su tiempo y dedicación a estar pendiente de cada pequeño detalle que ha dado como resultado este trabajo final.

Kimberly

DEDICATORIA

Todos estos años de carrera han sido como una montaña rusa llena de distintas emociones, me puso en situaciones altas y también muy bajas. Hubo días en los que no me quería levantar ni siquiera de la cama y otros en los que tomaba todos mis miedos y mi fuerza y solo continuaba, muchos entenderán, muchos sabrán lo que cuesta.

Sin embargo, hay quienes estuvieron, quienes vieron, quienes me enseñaron acerca de la lealtad, la paciencia, pero sobre todo el verdadero AMOR. Mis hermanos Dylan y Steven quienes estuvieron pendientes de mí desde siempre, dándome apoyo a su manera, a veces consciente otras inconscientemente, cuidándome, protegiéndome de cualquier mínimo peligro. Mi papi quien me consciente, me reprende, me corrige, me enseña, quien a pesar de no importar cuántos años pasen me trata como su bebida. Mi mami, mi mejor amiga, mi compañera, mi confidente, quien conoce mi mirada enamorada, de felicidad y también quien conoce de mis lágrimas. Ella que me enseñó a flor de piel que el verdadero amor es dar libertad, dejar volar y florecer. Cada uno de ellos me ha enseñado y me han dado un poco de su raíz para poder crecer. Gracias a ellos por dejarme ser, por dejarme caer para aprender, pero sobre todo por darme ese apoyo que necesité para siempre volver a estar de pie y presentarme ante el mundo como esa Kimberly fuerte, sonriente, alegre y feliz. Sin ellos no soy nada, sin ellos no estaría hoy donde estoy, sin ellos nada sería igual. Son todo lo que necesito y necesitaré por el resto de mi vida. Hoy quiero que sepan que no importa cuántos días malos existan yo siempre estaré para ustedes, así como ustedes han estado para mí.

Hoy entiendo y siento con todo mi corazón eso que dicen que la familia es ese lazo más importante en la vida de un ser humano.

LOS AMO CON TODO MI SER
TODO PARA USTEDES
CON AMOR

Kimberly

ÍNDICE

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
RESUMEN.....	XVII
ABSTRACT	XVIII
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.1.1 OBJETIVOS GENERALES.....	1
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	1
1.2.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	1
1.2.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.2.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	3
CAPÍTULO 2	4
MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA FUERZAS LATERALES EN ZONAS DE ALTO RIESGO SÍSMICO.....	4
2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	4
2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO.....	5
2.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MUROS DE CORTE.....	5
2.5 ASPECTOS GENERALES DEL POSTENSADO.....	6
2.6 MATERIALES.....	8
2.6.1 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.....	8
2.6.2 TORONES NO ADHERIDOS.....	8
2.6.3 SISTEMA NO ADHERIDO.....	9

2.6.4 ANCLAJES.....	11
2.6.4.1 Anclajes pasivos o muertos	12
2.6.4.2 Anclajes activos o vivos	12
2.6.5 CUÑAS DE ANCLAJE.....	13
2.6.6 GATO HIDRÁULICO.....	13
2.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	14
2.8 RESISTENCIA.....	16
2.8.1 RESISTENCIA REQUERIDA	16
2.8.2 RESISTENCIA NOMINAL	16
2.8.3 RESISTENCIA DE DISEÑO	16
2.9 DUCTILIDAD.....	17
2.10 DIFERENCIA ENTRE MUROS ESBELTOS Y MUROS CORTOS.....	18
2.10.1 RELACIÓN DE ASPECTO.....	18
2.10.2 CLASIFICACIÓN DE MUROS EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ.....	18
2.10.2.1 Muros esbeltos o altos	18
2.10.2.2 Muros bajos o cortos	20
2.11 MUROS CON POSTENSADO.....	26
2.12 ESTRUCTURAS COMPUESTAS POR UN SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES EN CONJUNTO CON UN SISTEMA DISEÑADO ÚNICAMENTE A CARGAS GRAVITACIONALES	28
2.12.1 DESARROLLO HISTÓRICO	28
2.12.1.1 Sistema resistente a cargas gravitacionales	29
2.12.1.1.1 Estructura rigidizada con muros únicamente en exteriores.....	29
2.12.1.1.2 Estructura rigidizada con pórticos únicamente en exteriores.....	30
2.12.1.1.3 Estructura rigidizada con muros centrales	31
2.12.1.1.4 Sistema interactivo de muros cortos según ASCE 7-16.....	31
2.12.1.1.5 Estructura con muros portantes	31
2.12.1.2 Uso de pórticos especiales resistentes a momento	32
2.12.1.3 Cuando utilizar pórticos especiales resistentes a momento.....	33
2.12.1.3.1 Sistema de pórticos especiales	34
2.12.1.3.2 Sistema dual	34
2.13 SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MAMPOSTERÍA ENCHAPADA	34

CAPÍTULO 3	41
MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MUROS.....	41
3.1 CONSIDERACIONES DE MURO CORTO PROTOTIPO	41
3.1.1 MÉTODO ACI.....	41
3.1.1.1 Diseño a flexo-compresión.....	41
3.1.1.2 Diseño a corte	43
3.1.2 MÉTODO PUNTAL TENSOR	45
3.1.2.1 Análisis del Mecanismo Diagonal.....	46
3.1.2.2 Análisis del Mecanismo Horizontal	47
3.1.2.3 Análisis del Mecanismo Vertical.....	48
3.1.2.4 Ancho del puntal diagonal.....	49
3.1.3 MODELO MURO CORTO DE HORMIGÓN POSTENSADO.....	54
3.1.4 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	57
CAPÍTULO 4	64
CÁLCULO Y DISEÑO DEL PROYECTO	64
4.1 MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS CORTOS DE HORMIGÓN	
ARMADO TRADICIONAL	64
4.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA HORMIGÓN ARMADO.....	64
4.1.2 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	65
4.1.2.1 Hormigón simple	65
4.1.3 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL	66
4.1.4 MODELO ESTRUCTURAL ETABS	71
4.1.5 DEFINICIÓN DE MATERIALES	72
4.1.5.1 MUROS ORDINARIOS	73
4.1.6 APLICACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES	76
4.1.7 COMBINACIONES DE CARGAS.....	77
4.1.7.1 En el diseño se utilizan las siguientes combinaciones de cargas.....	79
4.1.8 ORIGEN DE MASA (MASS SOURCE)	80
4.1.9 CARGAS SÍSMICAS	81
4.1.10 RESULTADOS COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	82
4.1.11 MODOS DE VIBRACIÓN.....	84
4.1.12 DISEÑO DE MUROS HORMIGÓN ARMADO	85

4.1.12.1	Diagrama de interacción Muro 1-6.....	85
4.1.12.2	Diseño a corte Muro 1-6.....	87
4.1.12.3	Solicitaciones software Etabs Muro 1-6.....	89
4.1.12.4	Diagrama de interacción Muro T-T'	90
4.1.12.5	Diseño a corte Muro T-T'	92
4.2	MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS CORTOS DE HORMIGÓN POSTENSADO	94
4.2.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA HORMIGÓN POSTENSADO.....	94
4.2.2	DISEÑO DE MUROS HORMIGÓN POSTENSADO	94
4.2.2.1	Diagrama de interacción Muro 1-6.....	94
4.2.2.2	Diseño a corte Muro 1	98
4.2.2.3	Diseño por método elementos finitos Muros 1.....	99
4.2.2.4	Diagrama de interacción Muro T-T'	102
4.2.2.5	Diseño a corte Muro T-T'	104
4.3	MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS DE MAMPOSTERÍA ENCHAPADA.....	106
4.3.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA MAMPOSTERÍA ENCHAPADA.	106
4.3.2	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	106
4.3.3	CORTANTE BASAL	107
4.3.4	MODELO ESTRUCTURAL ETABS	109
4.3.5	DEFINICIÓN DE MATERIALES	112
4.3.6	DEFINICIÓN DE SECCIONES.....	114
4.3.7	APLICACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES	116
4.3.8	COMBINACIONES DE CARGAS.....	117
4.3.9	ORIGEN DE MASA (MASS SOURCE)	118
4.3.10	CARGAS SÍSMICAS	118
4.3.11	RESULTADOS COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	119
4.3.12	MODOS DE VIBRACIÓN.....	122
4.3.13	DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	124
CAPÍTULO 5	130
ANÁLISIS ECONÓMICO	130

5.1 ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS TOTAL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	130
CAPÍTULO 6	132
COMPARACIÓN DE RESULTADOS	132
6.1 COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LOS SISTEMAS ESTABLECIDOS.....	132
CAPÍTULO 7	133
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
7.1 CONCLUSIONES.....	133
7.2 RECOMENDACIONES.....	134
CAPÍTULO 8	136
BIBLIOGRAFÍA	136
ANEXOS	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Porcentaje de deformación	25
Tabla 2. Tipos de mortero, dosificación y resistencia mínima a compresión a los 28 días	37
Tabla 3. Clasificación y dosificación por volumen de mortero de relleno.....	38
Tabla 4. Dimensiones de muros	65
Tabla 5. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada	67
Tabla 6. Coeficientes y factor de diseño para sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas..	68
Tabla 7. Valores requeridos de cortante basal.....	68
Tabla 8. Valores requeridos de periodo de vibración.....	69
Tabla 9. Coeficiente Ct y α según el tipo de estructura.....	69
Tabla 10. Solicitaciones para muros 1-6	86
Tabla 11. Valores de acero de refuerzo longitudinal.....	86
Tabla 12. Valores por Capacidad para muros 1-6	86
Tabla 13. Solicitaciones para muro 1 hormigón postensado.....	96
Tabla 14. Valores de acero de refuerzo longitudinal Muro 1	96
Tabla 15. Valores por Capacidad para muro 1	97
Tabla 16. Valores requeridos de cortante basal.....	107
Tabla 17. Valores requeridos de periodo de vibración.....	107
Tabla 18. Coeficiente Ct y α según el tipo de estructura.....	108
Tabla 19. Limites permisibles de las derivas de los pisos	119
Tabla 20. Muros de Hormigón armado	130
Tabla 21. Muros de Hormigón postensado.....	130
Tabla 22. Muros de Mampostería Enchapada	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Losa Postensada	7
Figura 2. Losa Postensada	7
Figura 3. Vista transversal de los torones típicos	10
Figura 4. Torones no adheridos	10
Figura 5. Rollos de torones.....	10
Figura 6. Rollos de torones almacenamiento	11
Figura 7. Dimensiones de anclajes	11
Figura 8. Anclajes pasivos.....	12
Figura 9. Anclajes activos	12
Figura 10. Dimensiones de cuñas	13
Figura 11. Cuñas de anclajes	13
Figura 12. Gato hidráulico.....	14
Figura 13. Muro esbelto	19
Figura 14. Muro esbelto $h_w/l_w > 2$	19
Figura 15. Comportamiento a flexión	20
Figura 16. Muro corto.....	20
Figura 17. Muro corto $h_w/l_w < 2$	21
Figura 18. Vista de un muro esbelto postensado	27
Figura 19. Estructura con muros en exteriores	30
Figura 20. Estructura con pórticos en exteriores	30
Figura 21. Estructura con muros centrales	31
Figura 22. Edificio de mampostería enchapada.....	35
Figura 23. Piezas para mampostería.....	35
Figura 24. Dimensiones y tipos de bloques de concreto	36
Figura 25. Área bruta y área neta de unidad de albañilería	36
Figura 26. Resistencia a la compresión	38
Figura 27. Propiedades mecánicas de la mampostería	39
Figura 28. Modelo de falla a tensión diagonal en muros cortos.....	43
Figura 29. Modelo de falla a compresión en muros cortos	44
Figura 30. Mecanismo diagonal	46

Figura 31. Mecanismo horizontal.....	47
Figura 32. Mecanismo vertical	48
Figura 33. Tensores y puntales	54
Figura 34. Modelo prototipo de un muro corto	57
Figura 35. Carga axial y carga lateral Hormigón Armado	58
Figura 36. Esfuerzo mínimo por cargas vivas Hormigón Armado.....	58
Figura 37. Esfuerzo máximo por cargas vivas Hormigón Armado.....	59
Figura 38. Carga axial y fuerza lateral hormigón postensado	60
Figura 39. Esfuerzo mínimo por cargas vivas Hormigón Postensado.....	60
Figura 40. Esfuerzo máximo por cargas vivas Hormigón Postensado	61
Figura 41. Valores de fuerzas máximas y mínimas de Hormigón Armado	62
Figura 42. Valores esfuerzos máximos y mínimos de Hormigón Postensado	62
Figura 43. Modelo arquitectónico	64
Figura 44. Vivienda de cuatro pisos con muros cortos	71
Figura 45. Base de la estructura	71
Figura 46. Primero, segundo, tercero y cuarto piso de la estructura	72
Figura 47. Resistencia a la compresión del concreto	73
Figura 48. Propiedades de muro 25cm	73
Figura 49. Agrietamiento de muro 25cm	74
Figura 50. Propiedades de columnas	74
Figura 51. Agrietamiento de columnas	75
Figura 52. Propiedades de losa maciza.....	75
Figura 53. Agrietamiento de losa maciza	76
Figura 54. Aplicación de cargas en losa de entrepiso	76
Figura 55. Aplicación de cargas en losa de cubierta	77
Figura 56. Combinaciones de cargas.....	80
Figura 57. Fuente de masas	80
Figura 58. Coeficiente de cortante basal sismo X	81
Figura 59. Coeficiente de cortante basal sismo Y	81
Figura 60. Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	82
Figura 61. Resultados del primer modo de vibración.....	84
Figura 62. Resultados del segundo modo de vibración.....	85

Figura 63. Esquema del refuerzo longitudinal de los muros 1-6.....	86
Figura 64. Shear Wall Design Muro 1 ETABS	89
Figura 65. Esquema del refuerzo vertical del muro T	90
Figura 66. Esquema de acero de refuerzo vertical muro T	91
Figura 67. Diagrama de Interacción Muro T	91
Figura 68. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección A.....	92
Figura 69. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección 3	93
Figura 70. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro 1	97
Figura 71. Definición de Cargas.....	99
Figura 72. Muro 1 Carga postensada.....	100
Figura 73. Shear Wall Design Muro 1 ETABS	101
Figura 74. Esquema del refuerzo vertical del muro T Hormigón Postensado.....	102
Figura 75. Esquema de acero de refuerzo vertical muro T Hormigón Postensado	103
Figura 76. Diagrama de Interacción Muro T Hormigón Postensado	103
Figura 77. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección A.....	104
Figura 78. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección 3	105
Figura 79. Vivienda de cuatro pisos con muros de mampostería.....	109
Figura 80. Base de la estructura	110
Figura 81. Primero, segundo, tercero y cuarto piso de la estructura	111
Figura 82. Resistencia a la compresión del hormigón.....	112
Figura 83. Propiedades de mampostería.....	113
Figura 84. Acero de refuerzo.....	113
Figura 85. Muro de mampostería 25cm	114
Figura 86. Muro de mampostería 25cm	114
Figura 87. Propiedades de losa maciza.....	115
Figura 88. Agrietamiento en losa maciza	115
Figura 89. Aplicación de cargas en losa de entrepiso	116
Figura 90. Aplicación de cargas en losa de cubierta	116
Figura 91. Fuente de masas	118
Figura 92. Coeficiente de cortante basal sismo X	118
Figura 93. Coeficiente de cortante basal sismo Y	119
Figura 94. Resultados primer modo de vibración.....	122

Figura 95. Resultados segundo modo de vibración.....	123
Figura 96. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro	124
Figura 97. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro	124
Figura 98. Shear Wall Design Muro 1 ETABS	125
Figura 99. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro	126
Figura 100. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro 2	126
Figura 101. Shear Wall Design Muro 2 ETABS	127
Figura 102. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro	128
Figura 103. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro 3	128
Figura 104. Shear Wall Design Muro 2 ETABS	129

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Curvas relación de aspecto	26
Gráfico 2. Diagrama de Interacción	42
Gráfico 3. Resultados de deriva máxima en sismo X.....	82
Gráfico 4. Resultados de deriva máxima en sismo Y.....	83
Gráfico 5. Diagrama de interacción muros 1-6	87
Gráfico 6. Diagrama de interacción muro 1	97
Gráfico 7. Resultados de deriva máxima en sismo X.....	120
Gráfico 8. Resultados de deriva máxima en sismo Y.....	121
Gráfico 9. Análisis de costos	132

RESUMEN

Tomando en cuenta que en Ecuador a diferencia de otros países con igual o mayor peligro sísmico como es el caso de Chile, es usual el diseño de toda una estructura utilizando un sistema resistente a fuerzas laterales compuesto de pórticos especiales a momento y considerando que dicho sistema no ha dado resultados del todo adecuados ante situaciones extremas, como la presencia de un sismo. Se evidencia la importancia de plantear alternativas de diseño.

El presente estudio compara tres sistemas resistentes a fuerzas laterales compuestas por muros cortos para una residencia de cuatro pisos siendo estos sistemas el de hormigón armado, hormigón con postensado y mampostería enchapada. Con la ayuda del software ETABS 2018 se analiza el método de elementos finitos, este método se compara con el método de diseño propuesto por ACI 318-19 en hojas de cálculo EXCEL para el desarrollo y comparación de diagramas de interacción; métodos en los que se especifican cargas verticales actuantes y se realizan cálculos sismorresistentes como derivas en piso y modos de vibración.

Además del estudio estructural, se realiza un análisis comparativo de costos para cada uno de los sistemas; estudio que permite determinar que los sistemas más recomendados son los de muros cortos de hormigón armado y hormigón postensado debido a que han demostrado resultados más económicos y con mejores comportamientos.

Es importante tener en cuenta que a pesar de variaciones en costos entre un sistema y otro lo adecuado es y será utilizar sistemas que permitan un mejor comportamiento estructural a una vivienda con el principal objetivo de salvaguardar vidas.

ABSTRACT

Considering that in Ecuador, unlike other countries which have equal or greater seismic danger, such as Chile. It is usual the design of the lateral resisting seismic force system using special moment frames however, this system has not given adequate seismic-resistant results in extreme situations such as the presence of a large earthquake. The importance of design alternatives is necessary.

This study compares three different lateral force resisting systems with squad shear walls in four-story house using Reinforced concrete squad shear walls, post-tensioned concrete shear walls and Mesh Reinforced Masonry. Using a software package from CSI Structures, ETABS 2018, the finite element method is analyzed, this method is compared with method proposed by ACI 318-19 using EXCEL spreadsheets for the development and comparison of iteration diagrams; methods in which acting vertical loads are specified and seismic-resistant calculations such as floor drifts and vibration modes are performed.

In addition to the structural study, a comparative cost analysis is performed for each of the systems; a study that allows determining that the most recommended systems are the reinforced concrete shear walls and post-tensioned concrete shearwalls because they have shown more economical results and better performance.

It is important to keep in mind that despite variations in costs between one system and another, it is and will be appropriate to use systems that allow a better structural behavior to a house with the main objective of life safety.

PRESENTACIÓN

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

Introducción al problema que presentan las estructuras en Ecuador, y razones para las cuáles tomar acciones.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

En este capítulo narra el desarrollo e historia y se describe diferentes sistemas estructurales; además de una introducción de los materiales a utilizar y la filosofía sismorresistente.

CAPÍTULO 3: MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MUROS

Se presenta diferentes consideraciones para el análisis de un muro prototipo utilizando métodos como ACI 318-19, método puntal tensor y método de elementos finitos.

CAPÍTULO 4: CÁLCULO Y DISEÑO DEL PROYECTO

Diseño estructural de la vivienda utilizando un sistema a fuerzas laterales compuesto muros cortos de hormigón armado, hormigón postensado y mampostería enchapada. En este capítulo se presenta la descripción de cada estructura, diseños y comportamientos para los muros de los distintos sistemas.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ECONÓMICO

Se presenta un análisis de costos unitarios para cada uno de los sistemas de muros cortos.

CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se encuentra una gráfica comparativa del análisis económico para el sistema de hormigón armado, hormigón postensado y mampostería enchapada.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se resume la importancia del presente trabajo presentando las diferentes conclusiones y recomendaciones para futuros estudios.

CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

Referencias bibliográficas de donde se obtuvo información y datos para los distintos estudios.

Adicional a esto se adjunta anexos de análisis de precios unitarios detallados con sus distintas características.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVOS GENERALES

Analizar el comportamiento estructural en muros cortos aplicando hormigón postensado y haciendo una comparación con un sistema de muros cortos aplicando hormigón armado y mampostería enchapada.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón postensado y compararlo con una vivienda de muros de hormigón armado y mampostería enchapada.
- Analizar y comparar el comportamiento de una vivienda tanto de muros de hormigón armado como de hormigón postensado y sistema de mampostería enchapada.
- Determinar ventajas y desventajas ante las diferentes metodologías de construcción.
- Realizar una comparación económica entre los sistemas constructivos mostrados, mediante tablas económicas y parámetros técnicos.

1.2 JUSTIFICACIÓN

1.2.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

En este proyecto se hace un recuento de lo que fue el sismo de pedernales para hacer conciencia de que Ecuador no está preparado para recibir eventos como este, además que actualmente con la llegada de una pandemia se suma a los problemas económicos que atraviesa el país. Ahora, enfocándonos únicamente en los sistemas estructurales que tiene el país, más de un 60% no pueden ser considerados sismorresistentes. Es lamentable que sea muy frecuente la construcción informal en Ecuador ya que las personas buscan abaratar costos, es por eso que se busca una construcción donde los resultados sean más económicos y a su vez sea resistente a cualquier catástrofe que se pueda presentar. Además,

es importante no olvidar que es posible construir de acuerdo con diferentes metodologías, pero siempre respetando la normativa, porque cuando no se respeta la normativa no se tiene garantía de que una estructura va a ser resistente por ejemplo al caso de un sismo.

Chile es considerado como un país típico ante los diseños sismorresistentes, debido a que en este país es frecuente el uso de sistemas de muros resistentes porque tiene ventajas significativas y pocas deformaciones laterales, causando menos daños en los elementos estructurales. Por otro lado, una mayor rigidez es una desventaja en sismos severos o prolongados, por lo que este sistema es ideal para construcciones de hasta 4 pisos. (Haindl, Hube, & Arteta, 2015)

Cuando se presenta un sismo hace que la estructura tenga gran movimiento, donde se generan esfuerzos adicionales que son esfuerzos de corte, es aquí donde el adobe no es capaz de soportar porque es un material frágil. Ante la debilidad que presenta este material se podría utilizar muros cortos, siendo el principal mecanismo de falla el cortante, ahora si aplicásemos postensado va a mejorar su resistencia cortante.

El análisis de una comparación pretende mostrar una nueva solución al proceso constructivo utilizando al hormigón postensado como posible solución. Un estudio comparativo permitirá conocer las ventajas y desventajas de este sistema constructivo a comparación de lo que presenta un sistema con muros de hormigón armado y un sistema de mampostería enchapada.

El estudio pretende tener muros con mucho mejor desempeño, mucho más resistentes, además de que se quiere aspirar al uso de menos material para obtener los mismos beneficios sobre todo estructuralmente y que así se pueda responder de manera positiva a las necesidades que está atravesando nuestro país.

1.2.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Los modelos comparativos que se desarrollarán permitirán conocer las ventajas, desventajas y limitaciones que emplea tanto un sistema con muros utilizando el hormigón postensado como un sistema con muros utilizando el hormigón armado y el sistema de muros con mampostería enchapada.

El análisis de estos sistemas permitirá conocer las necesidades que requiere el Ecuador en la actualidad. Nuestro país al igual que otros necesita avanzar a una construcción moderna y segura con el fin de salvaguardar vidas y no permitir que personas se queden sin hogar.

Ecuador se localiza en una zona de alto peligro sísmico y es por eso por lo que construir una estructura sismorresistente debe convertirse en una prioridad mas no en una opción, por tal razón el estudio presentará un análisis de comportamiento sísmico.

1.2.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

- El resultado adquirido en base a este estudio servirá como un aporte moderno a la ingeniería civil que necesita el Ecuador.
- La información ayudará con nuevas soluciones a problemas frecuentes en el campo de la construcción, y será de gran utilidad tanto para ingenieros como para estudiantes en la rama estructural.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA FUERZAS LATERALES EN ZONAS DE ALTO RIESGO SÍSMICO

Un sistema estructural es la composición de varios miembros estructurales independientes que forman un cuerpo con un fin, el cual es dar una solución a un problema civil determinado. La manera de cómo y de qué tipo de elementos esté compuesto definen el comportamiento final de una estructura.

Los sistemas estructurales son capaces de soportar las cargas de la construcción y transmitir estas fuerzas a la cimentación y estas posteriormente las transmiten al terreno. (Guarderas, 2015)

2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La configuración estructural es la forma que se le da a una estructura hasta proporcionarle sus propiedades o características sismorresistentes. Se denomina la distribución y localización que se le da a los elementos estructurales y no estructurales.

Esta parte puede ser considerada como la más importante del proyecto. Su importancia consiste en que el diseño estructural y el arquitectónico deben complementarse, caso contrario la estructura podría presentar consecuencias negativas ante cualquier evento sísmico. (Guarderas, 2015)

Es importante tener claro los siguientes aspectos para una correcta configuración estructural:

- Una conveniente selección del sistema estructural resistente a fuerzas laterales.
- Correcta y razonable simetría en ambos sentidos.

- Adecuada selección de material y componentes no estructurales.

2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO

Estructuras de concreto armado formado por vigas y columnas las cuales están unidas entre sí a través de nodos rígidos. Los miembros estructurales están sometidos a momentos flectores y esfuerzos cortantes que determinan su diseño, razón por lo que también se denominan pórticos resistentes a momento. La resistencia a las cargas laterales se logra mediante la acción de flexión en sus elementos. Estos sistemas se caracterizan por su gran capacidad de disipar energía.

Estos diseños son dirigidos por el criterio de control de desplazamiento lo que proporciona suficiente rigidez a la estructura, dando como resultado un sistema más costoso, sin embargo, se equilibra con una mayor flexibilidad arquitectónica. Suelen estar dispuestos alrededor del perímetro de la estructura, lo que permite una mayor flexibilidad en los espacios interiores. (Peñalver, 2017)

2.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MUROS DE CORTE

A diferencia de los sistemas de pórticos especiales, los sistemas con muros de corte tienen mejores propiedades sísmicas para estructuras medianas y altas. Aportan mayor rigidez a la edificación, es decir reducen los desplazamientos laterales ante efectos sísmicos. Además, se caracterizan por tener una buena capacidad de deformación que permite la disipación de energía y la resistencia a sismos intensos (López, 2016).

En el caso de muros existen algunas recomendaciones de diseño:

- Es importante una adecuada distribución de muros según el espacio y uso de la edificación.

- Se requiere una correcta ubicación simétrica de muros en planta; la mayor parte de muros deben colocarse en la periferia del edificio para evitar efectos de torsión. (Paulay & Priestley, 1992).

2.5 ASPECTOS GENERALES DEL POSTENSADO

En general el hormigón postensado se utiliza principalmente en estructuras sometidas a grandes cargas o gran separación entre sus apoyos. Este sistema se destaca porque ofrece una gran resistencia a los esfuerzos a tracción lo que es útil cuando se trabaja con construcciones complejas; es decir con cargas elevadas y geometrías complicadas.

Una de las aplicaciones más comunes utiliza torones no adherido para evitar la adherencia con el concreto después del fraguado por mayor facilidad. Requiere de un proceso que consiste en someter el elemento a fuerzas axiales y así aumentar su capacidad.

Al colocar los torones, estos forman una armadura metálica que se coloca durante el encofrado. Así los esfuerzos de compresión que recibe el hormigón son provocados por el tensado de esta armadura.

Existen algunas aplicaciones en las que se utiliza el sistema postensado como losas, pisos, estructuras de estacionamientos, muros, etc. En la Figura 1 y 2 se muestra un ejemplo de losa aplicando el sistema de hormigón postensado. (PTI, 2006).

Los materiales utilizados en el sistema de hormigón postensado son acero de refuerzo, hormigón de alta resistencia, pero además incluye los torones postensados y el proceso de colocación, el tensado y acabado de los torones (Aalami, 2014).

Los materiales y equipos a usar en el sistema postensado son:

- Hormigón de alta resistencia
- Torones no adheridos
- Anclajes
- Cuñas de anclajes
- Gato Hidráulico



Figura 1. Losa Postensada

Fuente: Observación Clínica Vásquez (2022)



Figura 2. Losa Postensada

Fuente: Observación Clínica Vásquez (2022)

2.6 MATERIALES

2.6.1 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

El hormigón de alta resistencia es aquel que cumple con la combinación de requisitos para un rendimiento y homogeneidad especial, una combinación que no se logra habitualmente usando solo componentes tradicionales y las prácticas de mezcla, colocación y curado (ACI 318-19)

- La resistencia a la compresión de diseño f'_c varía entre 300 y 500 kgf/cm², siendo el valor mínimo de $f'_c=280$ kgf/cm². Sin embargo, se recomienda como valor estándar un valor de 300kgf/cm².
- Las placas comerciales para el acero de postensado son diseñadas en base al hormigón de alta resistencia.
- El hormigón utilizado en elementos postensados debe cumplir la resistencia requerida para que no excedan los esfuerzos admisibles tanto de compresión como de tensión.
- El hormigón de alta resistencia es menos propenso al agrietamiento por contracción que es común en el concreto de baja resistencia antes de la adaptación de tensado de torones.
- Se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia. (Bertin, 2009)

2.6.2 TORONES NO ADHERIDOS

En el postensado el hormigón realiza su proceso de fundición con un conducto que crea un vacío para el acero postensado, este se coloca en el ducto antes de que el hormigón sea vertido. Una vez que las pruebas de los cilindros de concretos curados bajo las condiciones del lugar de obra indiquen que el concreto ha alcanzado su resistencia mínima a la compresión se da inicio a la operación de tensado en donde se aplica una fuerza la cuál varía dependiendo del diseño, esta fuerza estira o tensiona al cable de acero mientras ejerce una reacción que actúa contra el cuerpo del hormigón. La tensión en el acero ejerce la misma fuerza de compresión sobre el hormigón.

Cuando la fuerza alcanza su valor de diseño el torón se ancla al cuerpo del hormigón, bloqueando la tensión en el acero y la compresión en el hormigón.

Una pequeña parte de la resistencia original del hormigón se pierde con el tiempo debido a la fluencia y contracción del hormigón y la relajación en el acero de postensado. Con el material y las prácticas la pérdida oscila entre 10% o 15% de las pérdidas iniciales de tensión.

En el caso de muros el postensado se coloca en el centro de gravedad y este tiene una trayectoria recta. (Kurama C., 2005)

Características

- El cable postensado está compuesto por torones de acero de alta resistencia.
- El uso de acero de bajo límite elástico conduce a una alta tasa de pérdida de resistencia.
- Los alambres individuales están hechos de acero laminados en caliente. Para un resultado de alambres redondos que después de enfriar recorre por troqueles para reducir su diámetro a un tamaño requerido. El proceso de enfriado se realiza en frío, cambiando sus propiedades mecánicas y aumentando la resistencia.
- Se libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento térmico continuo, hasta obtener sus correctas propiedades mecánicas (Bertin, 2009).

2.6.3 SISTEMA NO ADHERIDO

La Figura 3 muestra la vista de la sección transversal de los torones típicos sin adherencia. El revestimiento utilizado para un torón sin adherencia es necesario para proporcionar una envoltura hermética. El revestimiento es normalmente excluido sobre el torón, esta es la forma más económica de producir una envoltura hermética. La mayoría de revestimientos son de 1.3mm de polietileno grueso de alta densidad. (Aalami, 2014)

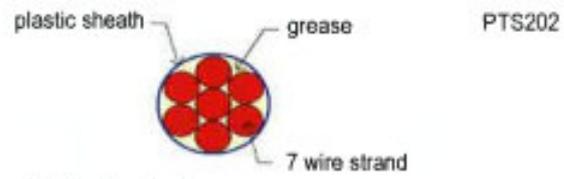


Figura 3. Vista transversal de los torones típicos

Fuente: Aalami (2014)



Figura 4. Torones no adheridos

Fuente: Observación Clínica Vásquez, Kimberly Aguirre (2021)



Figura 5. Rollos de torones

Fuente: Observación Clínica Vásquez, Kimberly Aguirre (2021)



Figura 6. Rollos de torones almacenamiento

Fuente: Observación Clínica Vásquez, Kimberly Aguirre (2021)

2.6.4 ANCLAJES

- Transmiten la fuerza de tensión de los cables a la superficie de hormigón endurecido.
- El conjunto tendón-anclaje debe resistir ensayos estáticos y de fatiga.
- El tamaño de los anclajes depende del número de torones por cable.
- Se necesita dos tipos de anclaje para cada cable, Anclajes pasivos y Anclajes activos. (Bertin, 2009)

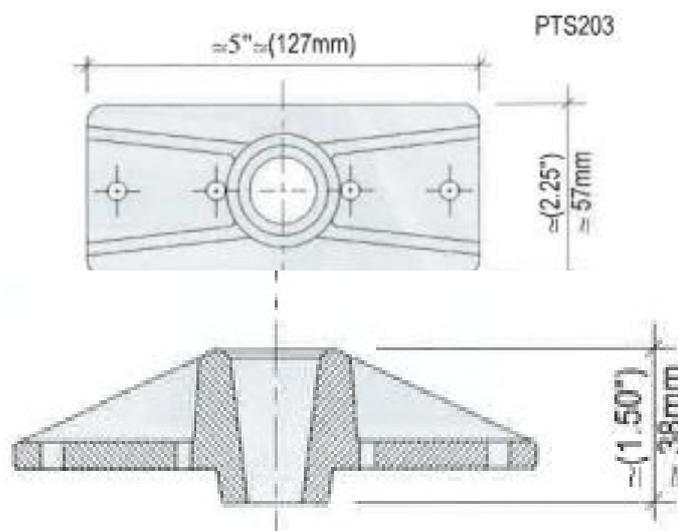


Figura 7. Dimensiones de anclajes

Fuente: Aalami, (2014)

2.6.4.1 Anclajes pasivos o muertos

Estos anclajes son los que están situados en el extremo del torón de acero para fijar un elemento de hormigón cuando se tensa únicamente en uno de sus extremos. Estos anclajes trabajan por adherencia y suelen ser más económicos. (Aalami, 2014).



Figura 8. Anclajes pasivos

Fuente: Observación Clínica Vásquez, Kimberly Aguirre (2021)

2.6.4.2 Anclajes activos o vivos

Estos anclajes se sitúan al otro extremo del elemento del hormigón por el cual se tensa el torón de acero.

Los anclajes vivos o activos, permiten operación de tensado y consisten en una placa o bloque que reacciona contra el concreto. (Aalami, 2014)



Figura 9. Anclajes activos

Fuente: Observación Clínica Vásquez, (2021)

2.6.5 CUÑAS DE ANCLAJE

- Encargadas de asegurar el cable gracias a su forma cónica y dentado interior.
- Estas cuñas se colocan en el interior de las placas activas, en un alojamiento con la forma de cónica inversa, se aplican antes del proceso de tensado.
- Las cuñas de anclaje de postensado son conocidas por un solo uso. (Bertin, 2009)

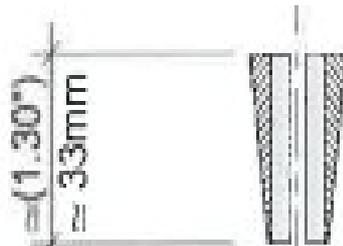


Figura 10. Dimensiones de cuñas

Fuente: Aalami, (2014)

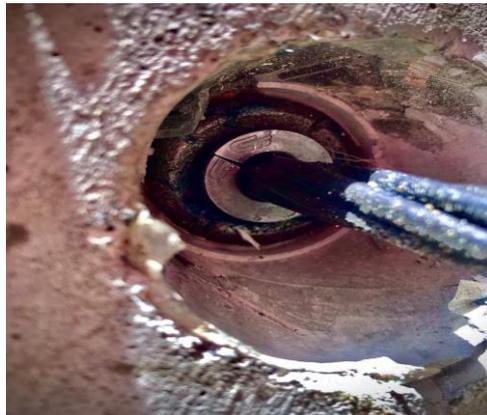


Figura 11. Cuñas de anclajes

Fuente: Observación Clínica Vásquez, (2021)

2.6.6 GATO HIDRÁULICO

Los gatos hidráulicos son ligeros y pueden ser manejados por una sola persona. La operación de tensado es automática, una vez que el gato ha enganchado al torón, el operario puede alejarse a una distancia segura mientras el torón se tensa y las cuñas se asientan.

La mayoría de gatos tienen asentamiento hidráulico, cuando la bomba se cambia a retracción, el émbolo de asentamiento del gato se extiende hacia adelante hasta que se alcance una presión. Esto permite que las cuñas se asienten.

La elongación del torón se mide después que el equipo de tensado o gato hidráulico se desconecte. (Aalami, 2014).



Figura 12. Gato hidráulico

Fuente: Aalami, (2014)

2.7 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Se debe aplicar el avance significativo de los nuevos criterios de diseño sismorresistente a todas las estructuras existentes, teniendo en cuenta su vulnerabilidad sísmica para evitar desastres que puedan provocar daños humanos y económicos. (Rochel, 2001)

Una estructura sismorresistente se trata de una construcción que puede verse afectada estructuralmente pero no llegará a colapsar.

La sismorresistencia es una ciencia encargada de que las estructuras soporten acciones de fuerzas causadas por sismos frecuentes, aunque existiera la presencia de daños.

Para las estructuras sismorresistentes las normas constituyen requisitos mínimos para amparar la vida de sus habitantes, con el fin de evitar el desplome de la estructura, que, sin embargo, no puede ser controlado en su totalidad el daño que pueda provocar ante una acción sísmica.

Las estructuras sismorresistentes están diseñadas para responder rangos inelásticos, desarrollar ductilidad y disipar energía en caso de un desastre natural. Es por ello que las fuerzas o aceleraciones alcanzadas con el espectro de diseño se reducen utilizando el modificador de respuesta R. De tal manera que el espectro diseñado a partir de un diseño elástico al ser reducido mediante R, se transforma en un espectro respondiendo a un diseño a nivel inelástico. Este criterio a diferencia de otras condiciones de carga difiere significativamente, como para acciones laterales por viento donde la estructura se diseña con el objetivo de mantenerse en el rango elástico. El objetivo primordial es la economía. (Crisafulli, 2014)

El comportamiento dúctil y la disipación de energía de una estructura ante la acción sísmica se pueden lograr si se detallan adecuadamente los elementos estructurales para evitar fallas por fragilidad, recordando que estas fallas pueden ser tipo local o tipo global en los elementos para que no afecten al conjunto en general.

El desarrollo de ductilidad trae consigo el daño estructural, que es el producto de la fluencia del acero y de la inestabilidad como el pandeo local. (Falconí, 2003)

Características de una estructura sismorresistente:

- Considera disposiciones especiales respecto al material.
- Diseño estructural, uniones de los elementos y arriostramiento del proyecto.
- Construcción en zona sísmica.
- El diseño estructural debe tomar en cuenta que las estructuras no sean muy rígidas.
- La calidad del material debe ser certificada.
- El mantenimiento de la estructura debe garantizar la operatividad y habitabilidad.
- Identificación de construcción en regla.

2.8 RESISTENCIA

La resistencia de un elemento es la capacidad que tiene de sobrellevar esfuerzos y fuerzas aplicadas sin llegar a un estado de fractura, obteniendo deformaciones temporales o permanentes. (Antonio, 2011)

Está ligado a muchos factores entre los que se destaca su geometría, el material empleado, y tipo de unión entre los elementos.

En el diseño de elementos de hormigón armado se puede encontrar distintas definiciones según el tipo de carga aplicada, el tipo de ensayo, diseño, etc. Por tanto, en el presente trabajo, uno de los casos a estudiar son los muros de hormigón, para esto se considera las siguientes definiciones.(Antonio, 2011) (Barbat & Martinez, 2005)

2.8.1 RESISTENCIA REQUERIDA

“Es la resistencia que debe tener el elemento o sección transversal para soportar las cargas mayoradas o momentos, fuerzas internas correspondientes y combinaciones de cargas según lo especificado en las normas vigentes” (NEC,2015 y ACI 318-19).

2.8.2 RESISTENCIA NOMINAL

“Es la resistencia de un elemento o sección transversal calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis estipulados en el código, antes de aplicar un factor de resistencia ϕ ” (NEC,2015).

2.8.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

“La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicado por un factor de resistencia ϕ , que es menor que la unidad. Las reglas para el cálculo de resistencia nominal generalmente se basan en los estados límites elegidos de forma conservadora para tensión, deformación, fisuración o aplastamiento y concuerdan con datos experimentales para diferentes estructuras”. (NEC,2015 y ACI 318-14).

2.9 DUCTILIDAD

La importancia del factor de ductilidad en el cálculo sísmico se debe a que la ductilidad está vinculada con la falla estructural y estas definiciones, a su vez, están relacionados con la deformación no lineal de la estructura.

“La energía generada por el sismo en la estructura se disipa debido al efecto de amortiguamiento y al efecto de deformación inelástica en algunas partes de la estructura. Las estructuras bien diseñadas y construidas deben poder absorber y disipar energía, resistir daños mínimos en terremotos moderados y limitar los daños durante terremotos fuertes” (Barbat & Martinez, 2005).

Se conoce que la ductilidad de los materiales se mide por la curva tensión-deformación, la ductilidad de las secciones se evalúa por el diagrama de momento-curvatura y la ductilidad de un edificio mediante la curva carga-desplazamiento de la estructura.

“La ductilidad de la estructura se puede evaluar mediante la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia o la relación entre la energía de deformación disipada hasta el punto de falla y la energía disipada hasta el límite de fluencia. De acuerdo con los estándares de diseño tradicional, un edificio debe tener propiedades dúctiles para que pueda resistir los efectos sísmicos sin colapsos prematuros” (Astiz S., Bernat, & Pérez, 2005).

Para conseguir edificaciones con un comportamiento dúctil es importante identificar previamente las zonas donde se van a producir rótulas plásticas y aumentar la resistencia en las zonas donde no se desea que estas se produzcan.

La asociación entre la ductilidad de los materiales, la ductilidad de elementos y la estructura; cuando la capacidad de rotación plástica de las secciones es alta, la estructura tendrá mayor capacidad de deformación sin que las secciones se agoten y por tanto, la ductilidad de la estructura será mayor.

La no linealidad en la rigidez puede ser causada por el desarrollo de grandes deformaciones, por una vinculación no lineal entre el campo de desplazamiento y el campo de deformaciones y por la no linealidad constitutiva o del material, que se debe a fenómenos de plasticidad, degradación, fractura, etc.

“Los fenómenos de no linealidad de la rigidez pueden incluirse de manera simplificada dentro del concepto de ductilidad estructural. Se puede suponer que el comportamiento no lineal que se produce en una estructura por la acción conjunta de fenómenos plásticos, deterioro de rigidez, micro fisuración, etc. Estos fenómenos producen grandes aumentos de desplazamiento, con aumentos de fuerza pequeños, nulos o incluso negativos, así como una disipación irrevocable de energía” (Barbat & Martinez, 2005).

2.10 DIFERENCIA ENTRE MUROS ESBELTOS Y MUROS CORTOS

2.10.1 RELACIÓN DE ASPECTO

El mecanismo de resistencia de los muros estructurales depende de su relación de aspecto, la cual se define como “la relación entre la altura y la longitud del muro h_w/l_w y dependiendo de su resultado los muros pueden ser esbeltos o cortos”. (Moehle, 2015) (ACI 318-14 R18.10.1)

2.10.2 CLASIFICACIÓN DE MUROS EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ

Los muros estructurales se clasifican según su relación de aspecto h_w/l_w , esta clasificación se relaciona con los mecanismos de resistencia a la fuerza bajo carga lateral en consecuencia con el refuerzo necesario. (Moehle, 2015)

2.10.2.1 Muros esbeltos o altos

Cuando la relación $h_w/l_w > 2$ se lo conoce como muro esbelto, el muro esbelto de la Figura 13 se idealiza como un voladizo a flexión resistente a corte mediante un mecanismo de celosía. Dado que el muro suele tener una gran cantidad de altura y longitud, además se requiere un refuerzo distribuido para controlar el agrietamiento del alma, debido que un muro esbelto no es capaz de resistir eficazmente el corte horizontal mediante un simple puntal de compresión diagonal

desde el punto donde se aplica la carga hasta el punto de apoyo, sino que requiere un refuerzo horizontal distribuido para resistir el corte. (Moehle, 2015).

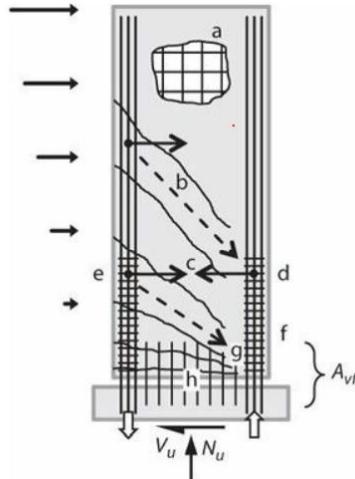


Figura 13. Muro esbelto

Fuente: (Moehle, 2015)

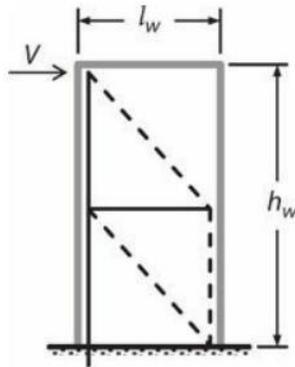


Figura 14. Muro esbelto $h_w/l_w > 2$

Fuente: (Moehle, 2015)

“En los pisos inferiores, el momento y la fuerza cortante son muy grandes, pero los esfuerzos de tracción y compresión son muy importantes. Debido a esta condición, para evitar el pandeo y aplastamiento del hormigón en el extremo comprimido del muro, es necesario confinar el refuerzo longitudinal formando columnas altas”. (Moehle, 2015).

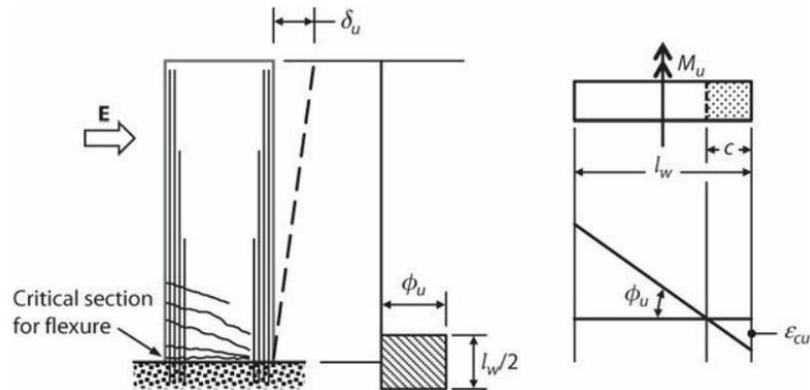


Figura 15. Comportamiento a flexión

Fuente: (Moehle, 2015)

2.10.2.2 Muros bajos o cortos

Los muros de baja relación de aspecto, donde $h_w/l_w < 2$ a diferencia de los muros esbeltos son capaces de transmitir eficazmente el esfuerzo cortante a través de puntales de compresión diagonales en dirección a la cimentación. En los muros muy cortos, el cortante puede ser resistido por múltiples puntales de compresión diagonal que son equilibrados por el refuerzo vertical distribuido. Este mecanismo de resistencia de fuerzas disminuye la importancia del refuerzo distribuido horizontal y aumenta la importancia del refuerzo vertical distribuido para resistir a corte, sin embargo, tanto el refuerzo vertical como el horizontal son importantes para la resistencia a cortante de muros cortos. Estos muros transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, además ya que su longitud es relativamente grande la estructura se ve menos afectada por la flexión ejercida por cargas laterales. (Moehle, 2015)

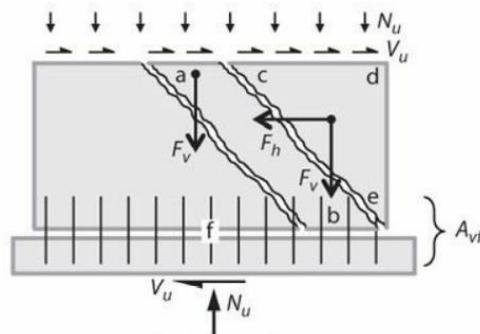


Figura 16. Muro corto

Fuente: (Moehle, 2015)

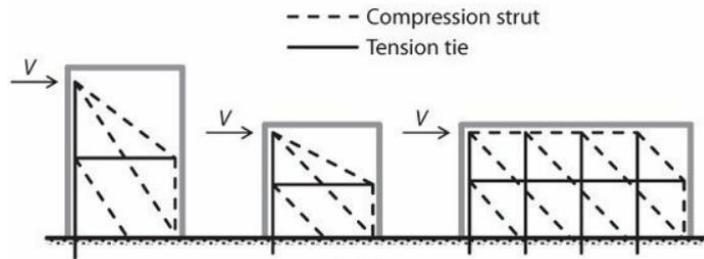


Figura 17. Muro corto $h_w/l_w < 2$

Fuente: (Moehle, 2015)

Una vez comprendida la relación de aspecto de los distintos muros, se realiza un análisis de comportamiento de muros.

Para el análisis de los muros se toma los siguientes datos, se considera las recomendaciones desde los principios básicos de Resistencia de Materiales.

Se toma los siguientes datos como ejemplo:

Espesor del muro

$$t = 0.2 \text{ m}$$

Módulo de Elasticidad para una resistencia de hormigón de 210 kgf/cm².

$$E = \frac{181.142 \times 10^7 \text{ kgf}}{\text{m}^2}$$

Coefficiente de Poisson

$$\nu = 0.2$$

Fuerza aplicada

$$P = 45359 \text{ kgf}$$

Se analiza siete casos en los cuales se calculan la deformación a flexión, deformación a corte, porcentaje de deformación de flexión y corte, además de un porcentaje total.

Los muros analizados tienen las siguientes dimensiones, las cuales son tomadas como ejemplo de análisis:

- a. H=18m, L=6m
- b. H=15m, L=6m
- c. H=13m, L=6m
- d. H=10m, L=6m
- e. H=8m, L=6m
- f. H=6m, L=6m
- g. H=3M, L=6m

Para cada muro se realiza un análisis en hojas de cálculo del programa Excel.

Deformación Total

$$\Delta = \frac{PH^3}{3EI} * \left(\frac{6}{5}\right) \frac{PH}{GA}$$

Ecuación 1

Fuente: (Blanco, Cervera, & Suarez, 2015)

Siendo:

P=fuerza aplicada en el extremo libre

H= altura del muro

I= momento de inercia

G= módulo de corte

Deformación por flexión pura

$$\Delta_{flexión} = \frac{PH^3}{3EI}$$

Ecuación 2

Fuente: (Blanco, Cervera, & Suarez, 2015)

Deformación por corte

$$\Delta_{corte} = \frac{\left(\frac{6}{5}\right) PH}{GA} \quad \text{Ecuación 3}$$

Fuente: (Blanco, Cervera, & Suarez, 2015)

En la ecuación 1, el primer término (ecuación 2) representa la deformación por flexión pura, mientras que el segundo término (ecuación 3) representa la deformación a cortante; y el valor 6/5 es el factor de cortante para una sección transversal rectangular.

Para un muro a flexión en el plano, se tiene la siguiente ecuación:

Inercia de un rectángulo

$$I = \frac{1}{12} L^3 t \quad \text{Ecuación 4}$$

Fuente: (Blanco, Cervera, & Suarez, 2015)

Área del muro

$$A = Lt \quad \text{Ecuación 5}$$

Fuente: (Blanco, Cervera, & Suarez, 2015)

Siendo:

L= longitud del muro

t= espesor del muro

Fuente: (Hibbeler, 2015)

Para los siete casos de muros utilizando la ecuación 1, se calcula el porcentaje de deformación a flexión y porcentaje de deformación a corte en función de la relación de longitud y altura del muro.

Ejemplo de cálculo para el Caso 1.

a. H=18m, L=6m, t=0.2m

Área muro corto

$$A = 6m * 0.2m = 1.2m^2$$

Inercia muro corto

$$I = \frac{6^3 * 0.2}{12} = 3.6m^4$$

Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{181.142 \times 10^7}{2(1 + 0.25)} = 724.568 \times 10^6$$

Deformación por flexión

$$\Delta_{flexión} = \frac{PH^3}{3EI} \quad \text{Ecuación 6}$$

Fuente: (Hibbeler, 2015)

$$\Delta_{flexión} = \frac{45359kgf * (18m)^3}{3 * \frac{181.142 \times 10^7 kgf}{m^2} * 3.6m^4} = 1.35 \times 10^{-2} m$$

Deformación por corte

$$\Delta_{corte} = \frac{\left(\frac{6}{5}\right) PH}{GA} \quad \text{Ecuación 7}$$

Fuente: (Hibbeler, 2015)

$$\Delta_{corte} = \frac{\left(\frac{6}{5}\right) * 45359kgf * 18m}{724.568 \times 10^6 * 1.2m^2} = 1.08 \times 10^{-3} m$$

Deformación Total

$$\Delta_{total} = \frac{45359kgf * (18m)^3}{3 * \frac{181.142 \times 10^7 kgf}{m^2} * 3.6m^4} + \frac{\left(\frac{6}{5}\right) * 45359kgf * 18m}{724.568 \times 10^6 * 1.2m^2} = 1.45 \times 10^{-2} m$$

Porcentaje de deformación a flexión

$$\Delta_{flexión} = \frac{1.35 \times 10^{-2} m}{1.45 \times 10^{-2} m} * 100 = 93.10\%$$

Porcentaje de deformación a corte

$$\Delta_{corte} = \frac{1.08 \times 10^{-3} m}{1.45 \times 10^{-2} m} * 100 = 7.45\%$$

El mismo procedimiento se realiza para los siete casos y se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 1.

Porcentaje de deformación

PORCENTAJE DE DEFORMACIÓN		
Casos	Def. por flexión	Def. por corte
CASO 1	92.30%	7.70%
CASO 2	89.67%	10.33%
CASO 3	86.70%	13.30%
CASO 4	79.42%	20.58%
CASO 5	71.17%	28.83%
CASO 6	58.14%	41.86%
CASO 7	25.77%	74.23%

Fuente: Elaboración propia

A partir de los porcentajes de deformación para cada caso, se obtiene una gráfica en función de la relación de aspecto y la deformación.

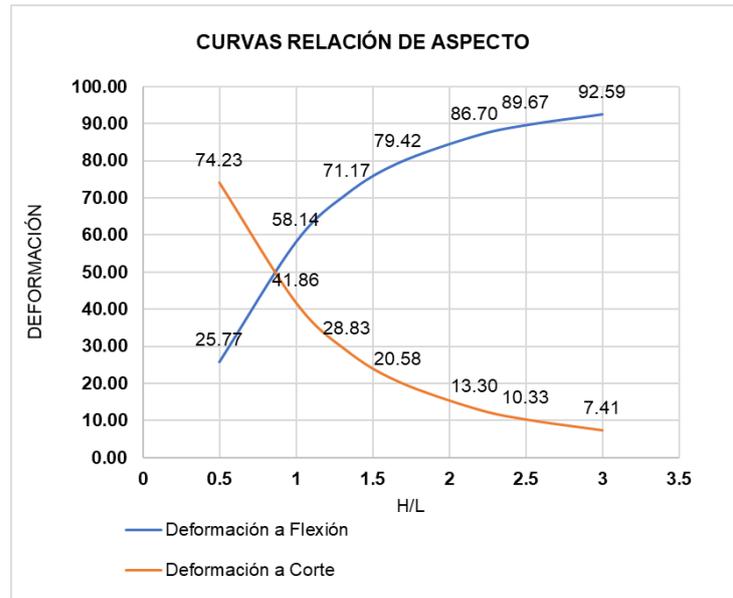


Gráfico 1. Curvas relación de aspecto

Fuente: Elaboración propia

Se observa que mientras aumenta la altura de un muro, el porcentaje de deformación a flexión también aumentará cumpliendo la relación de aspecto $h_w/l_w > 2$. Por otro lado, mientras menor sea su altura la deformación a corte será la que predomina cumpliendo $h_w/l_w < 2$.

2.11 MUROS CON POSTENSADO

Para el caso de muros esbeltos el postensado brinda una capacidad de auto-centrante que da lugar a pequeñas derivas residuales. Este sistema utiliza una armadura vertical ligera postensada no adherida en el centro de gravedad junto con la armadura convencional para proporcionar resistencia a los momentos.

El postensado como concepto introduce esfuerzos que contrarrestan las cargas actuantes.

En muros esbeltos el postensado contribuye a la resistencia de momento y proporciona una fuerza de restauración elástica que reduce significativamente las derivas residuales. (Aschheim, Montes, & Vamvatsikos, 2019)

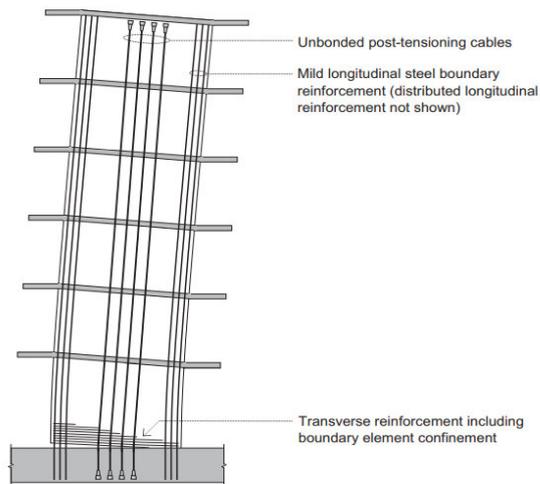


Figura 18. Vista de un muro esbelto postensado

Fuente: (Aschheim, Montes, & Vamvatsikos, 2019)

En muros cortos donde su deformación predominante es el corte. El cortante produce esfuerzos de tensión y compresión en ciertas zonas del elemento. El postensado en muros cortos provoca esfuerzos de compresión, lo que hace contrarrestar tensiones.

Los torones postensados no adheridos se extienden verticalmente a través del muro, la elongación del cable a medida que el muro gira se disminuye a lo largo de este, lo que da como resultado incrementos relativamente pequeños de deformación y de tensión de la armadura de postensado. La presencia de un refuerzo vertical en el sistema hace que se desarrolle una resistencia de momento adicional asociada a la fluencia al endurecimiento por deformación del refuerzo. Por otro lado, la presencia de la armadura postensada hace que disminuya el agrietamiento en la parte inferior del muro. Si la profundidad de la zona de compresión se establece en base a consideraciones de equilibrio, la resistencia de momento puede considerarse la suma de las contribuciones debidas a las fuerzas de postensado y carga gravitacional que actúa en el concreto. Si la fuerza debida al postensado y a la carga gravitacional es suficientemente grande como para que la armadura ceda a compresión, la cual había cedido previamente a tensión, entonces las grietas a flexión anteriores se cerrarán y la rotación será casi nula. (Kurama C., 2005)

Los cables formados por grupos de torones (conforme a la norma ASTM A416) deben agruparse cerca del centro del muro para minimizar las tensiones desarrolladas bajo grandes derivas laterales, con la fuerza resultante alineada con el centroide del muro. (Kurama C., 2005)

2.12 ESTRUCTURAS COMPUESTAS POR UN SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES EN CONJUNTO CON UN SISTEMA DISEÑADO ÚNICAMENTE A CARGAS GRAVITACIONALES

2.12.1 DESARROLLO HISTÓRICO

Los requisitos de diseño sísmico entraron por primera vez en el código de Estados Unidos en 1933, en el año en el que presenció el terremoto de Long Beach. Los primeros códigos sismorresistentes en los Estados Unidos no contenían disposiciones referentes a los sistemas de resistencia a fuerza sísmica y sistemas a gravedad por separado y se asignaban las cargas laterales a toda la estructura. Sin embargo, en la época era usual que en ciertos diseños se asignara todas las fuerzas sísmicas a partes limitadas de una estructura y el resto de la estructura se diseñaba solamente para cargas a gravedad. “La técnica fue oficialmente reconocida en 1967, cuando el Código Uniforme de Construcción (UBC, 1967) permitió la consideración de elementos rígidos que no estaban destinados a ser parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, con la condición de que su efecto sobre la acción del sistema debe ser considerado y previsto en el diseño” (Moehle, 2015).

Después de incluir los requisitos para estructuras sismorresistentes en los códigos de construcción en 1970. Existen varios ejemplos modelos en la década de 1970 en los que designaron parte de un edificio como pórticos de resistencia a las fuerzas sísmicas y el resto se diseñó solo a cargas a gravedad. Esta práctica se hizo habitual en Estados Unidos en la década de 1980 y fue a mediados de 1990 cuando se hizo totalmente habitual. En 1983 la norma ACI 318 introdujo requisitos para elementos de la estructura que no estaban proporcionados para resistir

fuerzas introducidas por movimientos sísmicos. Por otro lado, los procedimientos de comprobación de la estructura a gravedad no dieron resultados positivos en el terremoto de Northridge en 1994. Lo que impulsó a incluir requisitos más estrictos para la proporción y detalle de sistemas de pórticos especiales en la norma ACI 318-95.

Por lo general, los requisitos de detalle para los pórticos de vigas y columnas a gravedad se aproximan a los de los pórticos de momentos especiales. En la norma ACI 318-05 se agregaron disposiciones para pórticos de gravedad de losas y columnas. (Moehle, 2015).

2.12.1.1 Sistema resistente a cargas gravitacionales

Las estructuras a gravedad son utilizadas en diferentes edificios con distintas formas y dimensiones, con todo tipo de sistema resistente a fuerzas sísmicas. Sin embargo, la principal preocupación para estas estructuras es el daño que lleva a la pérdida de la capacidad de carga de gravedad de la estructura. Para lo cual se debe seguir los siguientes principios que son primordiales:

- Controlar los parámetros de deformación de la estructura a gravedad.
- Controlar las secciones de columnas donde se espera que cedan.
- Evitar fallas de cortante y axiales.

2.12.1.1.1 Estructura rigidizada con muros únicamente en exteriores

La Figura 19 muestra una estructura arriostrada con muros alrededor del edificio y un sistema central de pórticos especiales que en conjunto resisten fuerzas laterales, además de ciertas columnas en la periferia que trabajan únicamente a fuerzas gravitacionales.

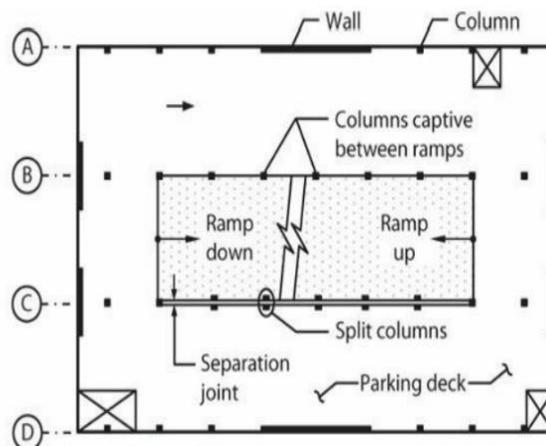


Figura 19, Estructura con muros en exteriores

Fuente: (Moehle, 2015)

2.12.1.1.2 Estructura rigidizada con pórticos únicamente en exteriores

La Figura 20 muestra un edificio arriostrado con pórticos de momento especiales alrededor del perímetro del edificio. En algunos edificios los pórticos especiales de momento en direcciones ortogonales tienen en común una columna de esquina. Sin embargo, esto puede crear problemas de diseño para las columnas esquineras. Como opción adicional los pórticos pueden detenerse un tramo antes de la columna esquinera como se indica en la figura 20 reduciendo las acciones a flexión biaxial. También se pueden colocar pórticos especiales en el interior del perímetro. Los pórticos de gravedad consisten en pórticos de placas planas reforzados con armaduras deformada y no tensada o con torones postensados no ligados. (Moehle, 2015),

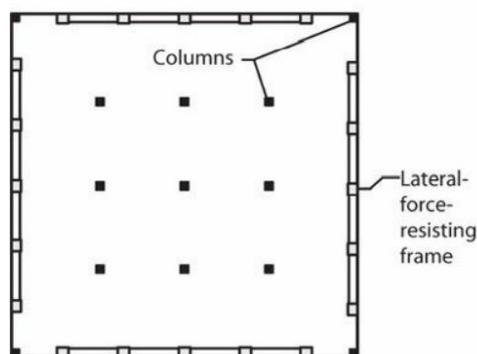


Figura 20. Estructura con pórticos en exteriores

Fuente: (Moehle, 2015)

2.12.1.1.3 Estructura rigidizada con muros centrales

La figura 21 representa un modelo con sistema resistente con muros especiales de corte en el centro. La estructura resistente a gravedad está conformada por placas planas las cuales consisten en una losa de espesor uniforme apoyada directamente sobre columnas. Estas placas suelen ser adheridas o postensadas. (Moehle, 2015).

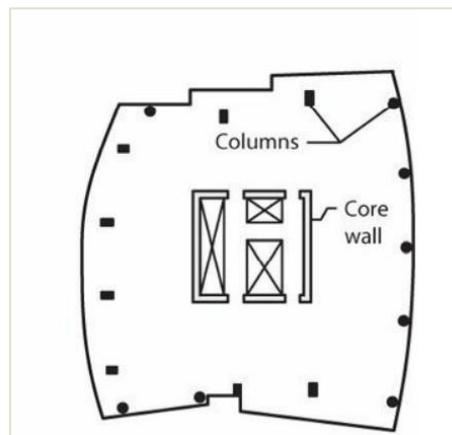


Figura 21. Estructura con muros centrales

Fuente: (Moehle, 2015)

2.12.1.1.4 Sistema interactivo de muros cortos según ASCE 7-16

“Es un sistema estructural que utiliza combinaciones de muros de corte de hormigón armado ordinario y pórticos de momento ordinario diseñados para resistir fuerzas laterales en proporción a sus rigideces considerando la interacción entre los muros de corte y los pórticos en todos los niveles”. (ASCE 7-16).

2.12.1.1.5 Estructura con muros portantes

“Es un sistema estructural con muros de carga que soporta la totalidad o gran parte de las cargas gravitacionales. Los muros de corte o las estructuras arriostradas proporcionan una resistencia a la fuerza sísmica”. (ASCE 7-16)

2.12.1.2 Uso de pórticos especiales resistentes a momento

Los conceptos de los pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado se introdujeron en Estados Unidos a partir de 1960. Su uso en aquella época quedaba esencialmente a discreción del diseñador, y no fue sino hasta 1973 que el Código de Construcción Uniforme (UBC, 1973) exigió por primera vez el uso de detalles de pórticos especiales en las regiones de mayor sismicidad. Los primeros requisitos de detalles tienen muchas similitudes a los que se utiliza hoy en día, aunque hay diferencias notables.

En la mayoría de primeras aplicaciones, cuando se utilizaban pórticos de momentos especiales en un edificio. Una tendencia desarrollada en Estados Unidos durante la década de 1990 y que continúa en la actualidad es la de utilizar pórticos de momentos especiales en menor espacio posible, siendo el resto pórticos de gravedad que no forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas. Algunas de estas estructuras a gravedad como ya mencionado en la sección 2.12.1 no funcionaron bien en el terremoto de Northridge 1994. Los pórticos especiales a momento también se ha utilizado en sistemas duales que combinan pórticos especiales a momento con muros de corte. En los códigos actuales de Estados Unidos “si un sistema de resistencia a la fuerza sísmica se designa como un sistema dual, se requiere que los pórticos de momento sean capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica de diseño”, mientras que la resistencia sísmica total es proporcionada por la combinación de los muros de corte tal como lo menciona el ASCE-19. (Moehle, 2015)

Los pórticos especiales de hormigón armado se utilizan como parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en edificios diseñados para resistir terremotos. Las vigas, columnas, uniones entre vigas y columnas están distribuidos y detallados para la resistencia a flexión, axial y cortante que resultan cuando un edificio se balancea a través de múltiples ciclos de desplazamiento durante un fuerte movimiento de suelo. Los requisitos especiales para materiales, la distribución de miembros, el detalle, la construcción y la inspección dan como resultado una estructura capaz de resistir fuertes movimientos sísmicos sin una pérdida crítica de rigidez o resistencia. La mayoría de pórticos especiales de

momento usan hormigón in situ, de peso normal con secciones transversales rectilíneas sin pretensado. Esta forma de pórtico de momento especial se considerará el caso general. Sin embargo, también es posible construir pórticos especiales de hormigón ligero prefabricado. (Moehle, 2015)

2.12.1.3 Cuando utilizar pórticos especiales resistentes a momento

Cuando se seleccionan pórticos especiales a momento de hormigón para edificios asignados a categorías de diseño sísmico más altas como ejemplo (Categoría D, E o F en Estados Unidos) se requiere que se detallen como pórticos especiales a momento. Los requisitos especiales de distribución y detalle de un pórtico de momento especial permitirán que el pórtico se someta de forma segura a las extensas deformaciones inelásticas que se prevén en estas categorías de diseño sísmico. Los pórticos especiales a momento pueden ser utilizados en categorías de diseño sísmico inferiores (Categoría A, B, C en Estados Unidos) permitiendo así el uso de fuerzas de diseño sísmico más bajas. Esta opción se utiliza rara vez porque normalmente no conduce al diseño más económico. Independientemente de donde se utilicen si se selecciona pórticos especiales de momento como sistema sismo resistente, deben cumplirse todos los requisitos de los pórticos para promover un comportamiento dúctil. Los sistemas duales que combinan muros o pórticos arriostrados con pórticos especiales de momento son poco utilizados, aunque también hay varias excepciones. La primera es para los edificios altos, algunos códigos de la construcción incluido el ASCE-7 limitan la altura de ciertos sistemas de resistencia a la fuerza sísmica, como muros cortantes especiales de hormigón armado cuando dichos sistemas proporcionan toda la resistencia a la fuerza sísmica. Estos límites de altura no se aplican cuando se añaden pórticos de momento especiales para crear un sistema doble. El segundo uso de los sistemas duales es cuando los edificios se construyen en suelos pobres que requieren cimientos costosos. Utilizando un sistema dual en lugar de un muro de corte especial sin pórticos, las fuerzas de diseño pueden ser reducidas (ASCE-7 el coeficiente de respuesta sísmica $R=7$ para un sistema dual, comparado con un $R=5$ o $R=6$ para un sistema de muros de corte). (Moehle, 2015)

2.12.1.3.1 Sistema de pórticos especiales

Es un sistema estructural que consiste en un pórtico especial resistente a momentos, que soporta básicamente todas las cargas longitudinales y transversales. “Al menos el 80% del cortante basal actúa sobre las columnas de los pórticos donde el coeficiente de resistencia sísmica es $R=8$ ”. (ASCE 7-19)

2.12.1.3.2 Sistema dual

“Es una estructura compuesta por pórticos especiales sismo resistente y por muros estructurales adecuadamente distribuidos diseñado para resistir fuerzas sísmicas. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción para que un sistema se considere dual, este requiere que los muros absorban al menos el 75% del cortante basal en dirección transversal y longitudinal”. (NEC, 2015)

Sin embargo, la American Society of Civil Engineers define a un sistema dual como los pórticos de momento que deberán ser capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia total a las fuerzas sísmicas debe ser proporcionada por la combinación de pórticos especiales resistentes a momento y muros de corte en proporción a sus rigideces. (ASCE-16)

COMENTARIO: El diseño en la presente tesis para los muros de hormigón armado y postensado no consiste de un sistema de muros portantes; en este caso el objetivo es que los muros resistan fuerzas laterales acompañados de un sistema a gravedad compuesto por columnas y losas macizas, para lo cual se usa columnas articuladas y así los muros resisten el 100% del cortante basal.

2.13 SISTEMA CONSTRUCTIVO DE MAMPOSTERÍA ENCHAPADA

“La mampostería se define como un conjunto de unidades trabajadas o adheridas entre sí con algún material, como el mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser naturales como piedras o artificiales como el adobe, tapias, ladrillos y bloques”. (Bartolome, 1994)

La mampostería tiene propiedades mecánicas que son variables y difíciles de considerar a diferencia de las propiedades mecánicas de otros materiales

estructurales como el hormigón armado u hormigón postensado. Esto se debe a la falta de control sobre las propiedades de los materiales componentes y los procesos de construcción utilizados. (Gallegos & Alba, 2003)

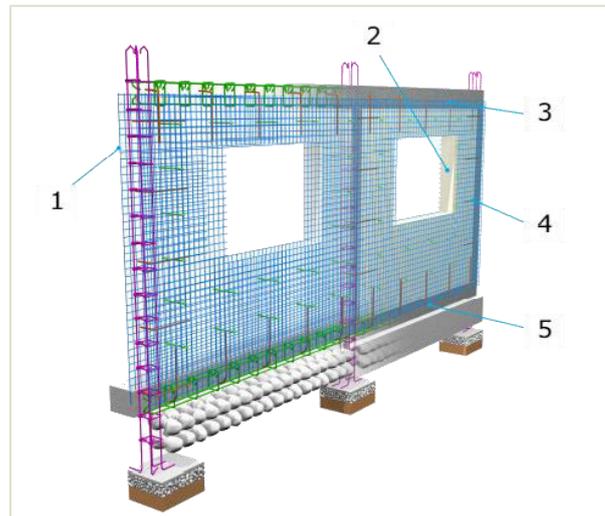


Figura 22. Edificio de mampostería enchapada

Fuente: Ideal Alambrec Bekaert (2021)

BLOQUES DE MAMPOSTERÍA

“Existen muchas piezas de mampostería que se utiliza en la construcción, estas se diferencian en su materia prima, así como en las características geométricas de las piezas. Las materias primas más habituales son el barro, concreto, con agregados normales y ligeros y la arena con cal”. Las piezas y dimensiones para mampostería pueden ser las mostradas en las figuras 23 y 24. (Gallegos & Alba, 2003).

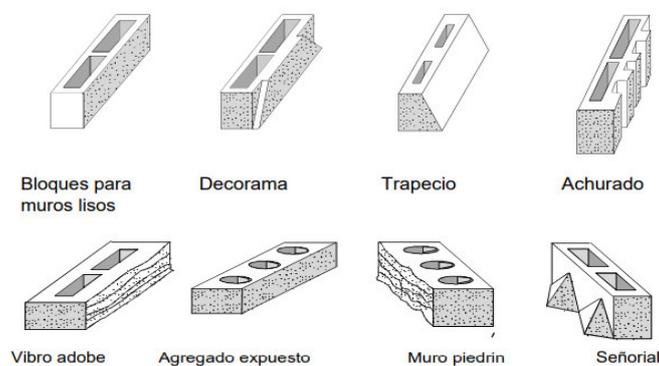
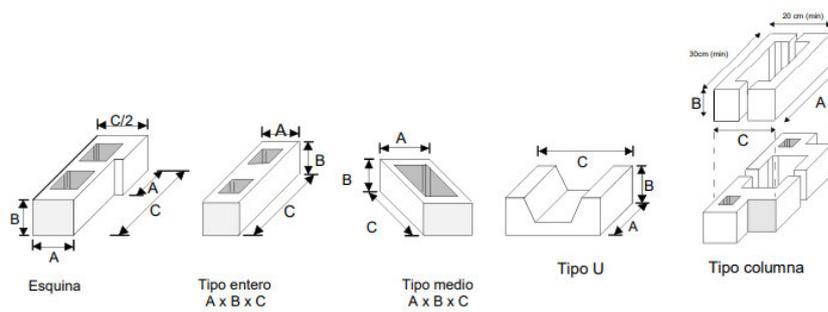


Figura 23. Piezas para mampostería

Fuente: Gallegos & Alba, (2003)



Tipo entero	Tipo medio	Esquina	Tipo U	Tipo columna
A x B x C				
10x20x40	10x20x20		12x20x40	20x20x40
12x20x40	12x20x40	12x20x40	12x20x20	22x20x40
15x20x40	15x20x40	15x20x40	15x20x40	25x20x40
20x20x40	20x20x40		15x20x20	30x20x40
			20x20x40	
			20x20x20	

Figura 24. Dimensiones y tipos de bloques de concreto

Fuente: Gallegos & Alba, (2003)

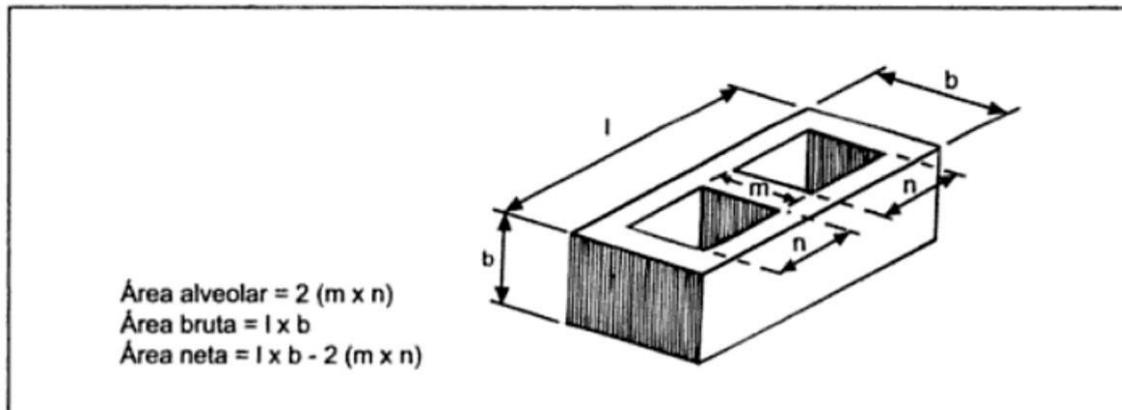


Figura 25. Área bruta y área neta de unidad de albañilería

Fuente: Gallegos & Casabonne (2005)

MORTEROS

“Son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante como el cemento, cal o una mezcla de estos materiales”. (Gallegos & Alba, 2003).

Mortero de pega

“Los morteros deben cumplir con 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; además, garantizar su adherencia con las unidades de mampostería para desarrollar su acción cementante”. (NEC-SE-MP).

Tabla 2.

Tipos de mortero, dosificación y resistencia mínima a compresión a los 28 días

Tipo de mortero	Resistencia mínima compresión días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20.0	1	-	2.5
M15	15.0	1	-	3.0
		1	0.5	4.0
	10.0	1	-	4.0

Fuente: NEC-SE-MP, (2021)

“Para la dosificación de los componentes de los morteros de pega, se realizan ensayos previos. Son clasificados según la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión”. (NEC-SE-MP)

Agregados

“Estos agregados para el mortero de pega deben cumplir con la norma NTE INEN 2536 (ASTM C144) y estar libres de materiales contaminantes que puedan deteriorar las propiedades del mortero”. (NEC-SE-MP)

Agua

“El agua debe ser libre de elementos perjudiciales como aceites, ácidos, alcoholes, sales, materiales orgánicos o sustancias que dañen el mortero de pega”. (NEC-SE-MP)

Mortero de relleno

“Los morteros de relleno deben cumplir la norma ASTM C476. Estos morteros tendrán buena consistencia y fluidez suficiente para penetrar en las celdas de inyección sin segregación”. (NEC-SE-MP)

Dosificación del mortero de relleno

Tabla 3.

Clasificación y dosificación por volumen de mortero de relleno

Tipo de mortero	Cemento hidráulico	Agregados / cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1	2

Fuente: NEC-SE-MP, (2021)

“Se basan en ensayos previos de laboratorio o experimentales. Se clasifican de acuerdo con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a la compresión”. (NEC-SE-MP)

Resistencia a la compresión del mortero de relleno (f'_{cr})

La resistencia a la compresión medida a los 28 días tendrá un valor como:

$$1.2 f'_m \leq f'_{cr} \leq 1.5 f'_m$$

$f'_{cr} \geq 10 \text{ MPa}$

Dónde:

f'_{cr} Resistencia a la compresión del mortero de relleno (MPa).

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

Figura 26. Resistencia a la compresión

Fuente: NEC-SE-MP, (2021)

- Agregados

“Los agregados cumplirán la norma ASTM C404, estarán libres de materiales contaminantes que pueden deteriorar las propiedades del mortero” (NEC-SE-MP).

“El tamaño máximo del árido no será mayor que 10mm cuando el hormigón rellene huecos de dimensiones no menor que 50mm o cuando el recubrimiento de las armaduras esté entre 15mm y 25mm. No serán mayo que 20mm cuando el hormigón rellene huecos de dimensión no menor que 100mm o cuando el recubrimiento de la armadura no sea menor que 25mm” (NEC-SE-MP).

- Agua y aditivos

“El agua estará libre de elementos perjudiciales como aceites, ácidos, alcoholes, sales, materiales orgánicos u otras sustancias que sean para el mortero de relleno o refuerzo embebido” (NEC-SE-MP).

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA

Sus propiedades son intrínsecas, y son las siguientes:

f'_m = Resistencia a compresión

f_v = Resistencia a corte

f_x = Resistencia a flexión

σ - ϵ = Relación tensión deformación

ACERO DE REFUERZO

γ	2400 kg/m ³	Peso por unidad de volumen
E	120000 kg/cm ²	Módulo de elasticidad $E = 120000 \cdot (\sqrt{f'_c})$
G	50000 kg/cm ²	Módulo de corte $G = E / 2(1 + \mu)$
μ	0.2 -	Módulo de Poisson
f'_c	100 kg/cm ²	Resistencia del hormigón a la compresión
f_y	5500 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

Figura 27. Propiedades mecánicas de la mampostería

Fuente: Fernandez & Paredes (2010)

“Durante el almacenamiento y colocación estará protegido de la corrosión y previo a la fundición de un elemento estructural, estará libre de grasas, aceites,

polvo o cualquier material que deteriore la adherencia entre este y el hormigón”.
(Fernandez & Paredes, 2010)

Los refuerzos que se empleen deben cumplir diámetros máximos y mínimos.

Para el diseño del modelo estructural con mampostería enchapada se toman valores dados en el siguiente estudio. (Fernandez & Paredes, 2010)

CAPÍTULO 3

MÉTODO DE ANÁLISIS PARA MUROS

3.1 CONSIDERACIONES DE MURO CORTO PROTOTIPO

Como primer paso antes de los modelos de muros en la vivienda, se realiza el estudio de un muro prototipo de Hormigón Armado, Hormigón Postensado siguiendo el método ACI en hojas de cálculo de EXCEL, modelo puntal tensor utilizando el programa MATHCAD y el método de elementos finitos en el software ETABS 2018. Métodos descritos a continuación en la sección 3.1.1, 3.1.2, 3.1.4.

En este modelo sus dimensiones son de 6.25m de largo y 3m de alto, los muros fueron designados bajo una condición de carga hipotética Axial de 30tonf suponiendo que se encuentra en una vivienda que no tiene tanta carga; además de una carga lateral de 180tonf el cual es un valor escogido porque se pretende que está diseñado para llevar a una fuerza máxima.

3.1.1 MÉTODO ACI

3.1.1.1 Diseño a flexo-compresión

El objetivo del diseño a flexo compresión es diseñar el refuerzo longitudinal mediante diagramas de interacción para colocar el acero longitudinal mínimo en el muro, además verificar si los momentos actuantes y esfuerzos se encuentran dentro de la curva de capacidad, en caso de no cumplir esta condición se debe aumentar el área de refuerzo longitudinal.

Diseño realizado en base a (Apuntes Proyectos Estructurales, Ing. Placencia, 2019), (ACI 318-19)

Flexión

Alma

$$A_{\text{smínvertical}} = 0.0025 * A_{\text{horizontal}}$$

Ecuación 8

$$A_{smin_{horizontal}} = 0.0025 * A_{vertical}$$

Ecuación 9

Donde:

A horizontal= Espesor del alma del diafragma por 1m de ancho

A vertical= Espesor del alma del diafragma por 1m de ancho

Flexo-Compresión

SOLICITACIONES			
-	Pu	Mu	Vu
1	30	540	180

CAPACIDAD		
-	øPn	øMn
1	29.4746417	632.626919

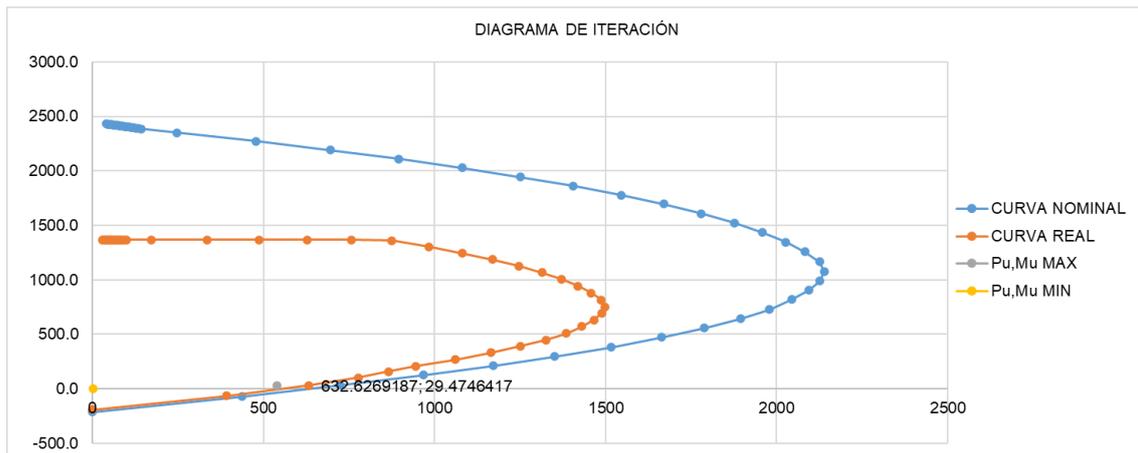


Gráfico 2. Diagrama de Interacción

Fuente: Método ACI 318-19

Elaboración: Aguirre H., Kimberly

$$P_u - M_u \leq \phi P_n - \phi M_n$$

Ecuación 10

Solicitud ≤ Capacidad

Para el análisis de acero de refuerzo longitudinal se recomienda el uso de diagramas de interacción que dependen del momento último mayorado (Mu) y la carga axial última (Pu), con estos parámetros se puede calcular la cuantía de acero necesaria que el muro requiere.

3.1.1.2 Diseño a corte

Los muros cortos con su relación de aspecto ($h_w/l_w < 2$) son capaces de predominar su resistencia a corte a través de la acción directa del puntal entre el punto de aplicación de la carga y el punto de reacción. Este mecanismo de resistencia de fuerzas disminuye la importancia del refuerzo distribuido horizontal y aumenta la importancia del refuerzo distribuido vertical para resistir el corte; sin embargo, tanto el refuerzo distribuido horizontal como el vertical son necesarios para la resistencia a cortante de muros cortos. (Moehle, 2015).

Los principales mecanismos de falla por cortante en muros cortos se describen de la siguiente manera:

Fallo de tensión diagonal

Se desarrolla una falla en diagonal de esquina a esquina cuando el acero de refuerzo horizontal no es suficiente como se muestra en la figura 28, este mecanismo es más notorio en muros donde su relación de aspecto (h_w/l_w) se aproxima o superan a 1. (Moehle, 2015)

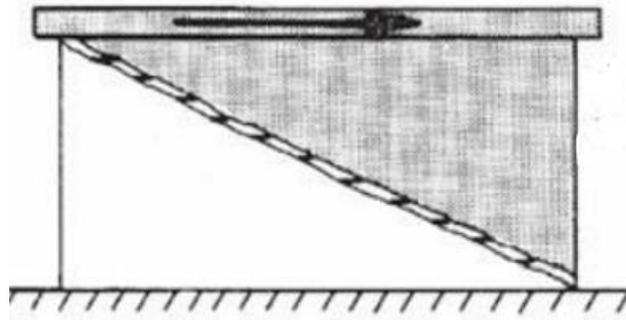


Figura 28. Modelo de falla a tensión diagonal en muros cortos

Fuente: (Moehle, 2015)

Fallo de tensión vertical

En este mecanismo de falla donde el acero de refuerzo horizontal es suficiente, el acero de refuerzo vertical actúa como tensores en un sistema de puntales y tensores lo que puede convertirlo en un punto débil. La deformación del acero de

refuerzo vertical puede proporcionar una ductilidad limitada. Las grandes rotaciones de los puntales diagonales de compresión pueden conducir a un fallo a cortante por deslizamiento. (Moehle, 2015).

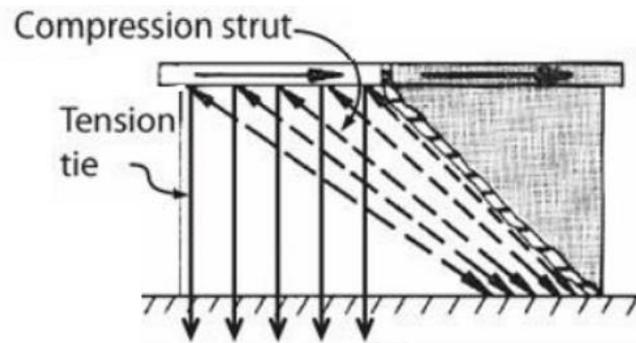


Figura 29. Modelo de falla a compresión en muros cortos

Fuente: (Moehle, 2015)

Cálculo del cortante último de diseño.

$$V_{udiseño} = V_{ucalculado} * \frac{M_n}{M_u} \quad \text{Ecuación 11}$$

Fuente: Barros & Peñafiel, (2015)

A continuación, se realiza calcula el Refuerzo longitudinal, se utiliza las siguientes ecuaciones.

Resistencia nominal a cortante máxima

$$V_{nmax} = 2.65 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{Ecuación 12}$$

Área bruta de la sección de concreto, limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante.

$$A_{cv} = d_{TOTAL} * b_w \quad \text{Ecuación 13}$$

Fuente: (ACI 318-14)

Resistencia nominal a cortante

$$\phi V_n = 0.85 * A_{cv} * (0.53 * \sqrt{f'_c} + \rho_s * f_y) \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

A_{cv} : área de la sección de concreto del segmento vertical de muro corto.

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado

ρ_s : cuantía de acero

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w * s} \quad \text{Ecuación 15}$$

Fuente: Barros & Peñafiel, (2015)

Donde:

A_{cv} : área bruta de concreto, definida por el ancho del alma y la longitud de la sección.

b_w : ancho del alma

d : altura efectiva del muro

ρ_s : cuantía de acero

Para que cumpla la resistencia a corte, esta debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{udiseño} \geq \phi V_n \quad \text{Ecuación 16}$$

3.1.2 MÉTODO PUNTAL TENSOR

En el método puntal tensor el objetivo es calcular el esfuerzo máximo y la tensión del muro. El modelo utiliza el término de “compresión reducida” del hormigón, debido a la reducción que sufre la curva de compresión cuando una acción perpendicular deforma al hormigón a tracción, fisurándolo.

“El modelo puntal tensor está conformado por puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar una cercha idealizada. En la cercha idealizada, los puntales son los elementos de compresión, los tensores son los elementos a tracción y los nodos son las uniones de la cercha”. (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001)

Como primer paso se analiza el tipo de muro con una relación de aspecto, siendo $h_w/l_w < 2$; entonces se considera un muro corto. Una vez que el hormigón se fisura, el acero de refuerzo trabaja bajo tracción y el hormigón actuará como los puntos de compresión. Los mecanismos propuestos por (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001) son: Vertical, Horizontal y Diagonal.

3.1.2.1 Análisis del Mecanismo Diagonal

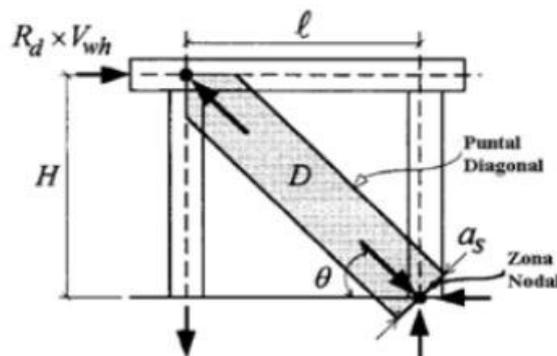


Figura 30. Mecanismo diagonal

Fuente: Hwang et al, (2001)

$$R_d * V_{wh}$$

Ecuación 17

Siendo R_d coeficiente de distribución del mecanismo Diagonal.

Varios estudios han reportado modelos para la resistencia a corte de muros cortos, Hwang et al (2001) presenta un modelo de cercha idealizada para la resistencia de muros cortos. En donde, V_{wh} representa el esfuerzo cortante horizontal que se distribuirá en los mecanismos de resistencia en proporción a las rigideces relativas del muro con un valor de 180 tonf , el cual es asumido en base a

los límites de resistencia a cortante del código ACI 318-14, donde menciona que, “para cada uno de los segmentos verticales de muro, V_n no debe ser mayor que $2.65 * A_{cv} * \sqrt{f'c}$ y tampoco debe ser menor que $0.53 * A_{cv} * \sqrt{f'c}$ ”. Para el caso del muro corto prototipo de 625cm de base y 20cm de espesor V_n máxima es igual 480 tonf y V_n mín es igual a 96tonf , al ser V_{wh} valor asumido de 180tonf , este se encuentra en el rango de los límites establecidos con el objetivo principal de que la resistencia a cortante horizontal sea mayor a la resistencia a corte del hormigón y menor a la resistencia a cortante para muros cortos con agrietamiento inclinado y aplastamiento del alma, características de los modos de fallas por cortante. (Moehle, 2015).

Con estos valores se obtiene el ángulo de inclinación de la compresión diagonal con respecto a la diagonal.

$$\theta_d = \tan^{-1} \frac{H}{L} \quad \text{Ecuación 18}$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

3.1.2.2 Análisis del Mecanismo Horizontal

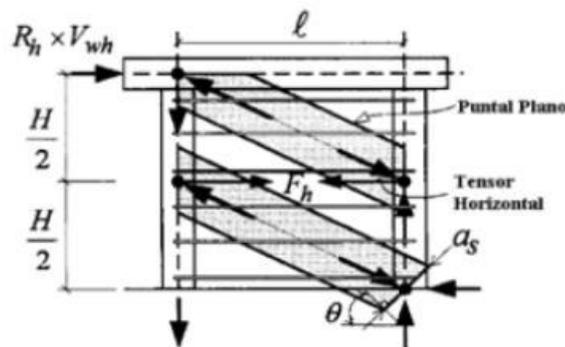


Figura 31. Mecanismo horizontal

Fuente: Hwang et al, (2001)

$$R_h * V_{wh} \quad \text{Ecuación 19}$$

Siendo R_h coeficiente de distribución del mecanismo Horizontal.

Para el análisis del mecanismo horizontal se divide la altura, se toma como $H/2$. Se obtiene así un tensor horizontal el cual está generado por dos nodos centrales, entonces se procede a analizar una de las partes divididas.

Ahora que se encuentra dividido por dos puntales diagonales y un tensor horizontal. Se asume que el refuerzo de corte en la mitad es completamente efectivo, mientras que en el resto de acero tiene 50% de efectividad. Una vez comprendida esta parte, se realiza el cálculo del ángulo de inclinación de la compresión diagonal con respecto a la horizontal. (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001).

Ángulo de inclinación de la compresión diagonal con respecto a la horizontal

$$\theta_h = \tan^{-1} \frac{H}{L} \quad \text{Ecuación 20}$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

3.1.2.3 Análisis del Mecanismo Vertical

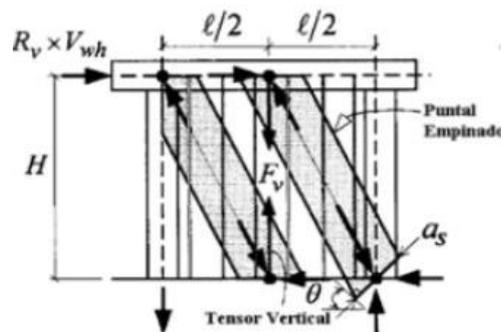


Figura 32. Mecanismo vertical

Fuente: Hwang et al., (2001)

Al igual que en el mecanismo horizontal, se divide en dos partes la zona vertical, obteniendo dos nodos que generan un tensor vertical y dos puntales diagonales. Aquí se asume una falla en la diagonal principal del muro en la que la

máxima sollicitación se obtiene de proyectar las fuerzas obtenidas por los tres mecanismos. (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001)

$$R_v * V_{wh} \quad \text{Ecuación 21}$$

Siendo R_v coeficiente de distribución del mecanismo Vertical.

Ángulo de inclinación de la compresión diagonal con respecto a la horizontal

$$\theta_v = \tan^{-1} \frac{H}{\frac{L}{2}} \quad \text{Ecuación 22}$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

3.1.2.4 Ancho del puntal diagonal

La fuerza Axial Vertical N , cumple dos roles: Ampliar el área de la sección transversal del puntal de compresión y así aumentar la resistencia a corte. La otra es limita la expansión vertical del muro y retrasar el proceso de ablandamiento del concreto agrietado.

$$N = 30\text{tonf}$$

Dimensiones del muro corto prototipo

$$H = 300\text{cm}$$

$$l_w = 625\text{cm}$$

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

H = altura del muro

l_w = base del muro

t_w = espesor del muro

Área neta de la sección de concreto delimitada por el espesor y la altura del muro.

$$A_w = t_w * H$$

$$A_w = 6000\text{cm}^2$$

$$f'_c = \frac{0.21\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Profundidad del puntal diagonal a_s , esta depende de su condición de extremo proporcionada por la zona de compresión en la base del muro.

$$a_s = a_w = \left(0.25 + 0.85 * \frac{N}{A_w * f'_c} \right) * l_w \quad \text{Ecuación 23}$$

a_s = profundidad del puntal diagonal

a_w = profundidad de la zona de compresión en la base del muro.

N = fuerza axial vertical

A_w = área neta

l_w = longitud de la sección

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón

$$a_s = a_w = 168.9\text{cm}$$

Fuente: (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001)

Área efectiva del puntal diagonal

$$A_{str} = a_s * t_w \quad \text{Ecuación 24}$$

$$A_{str} = 3377.98\text{cm}^2$$

t_w = espesor del muro

a_s = profundidad del puntal diagonal

Fuente: (Hwang, Fang, Lee, & Yu, 2001)

Cálculo de la fracción de la fuerza de corte horizontal transferida por el mecanismo horizontal en ausencia del mecanismo vertical.

$$\gamma_h = \frac{(2 \tan(\theta_h) - 1)}{3} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$\gamma_h = -0.173$$

$$0 < \gamma_h < 1$$

$$\gamma_h = 0$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

Cálculo de fracción de la fuerza de corte horizontal V_{wh} transferida por mecanismo vertical en ausencia del mecanismo horizontal.

$$\gamma_v = \frac{(2 \cot(\theta_h) - 1)}{3} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$\gamma_v = 0.361$$

$$0 < \gamma_v < 1$$

$$\gamma_v = 0.361$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

R_d , R_h , R_v Porciones de la fuerza de corte resistida o asignada al mecanismo Diagonal-Horizontal-Vertical.

DIAGONAL

$$\gamma_h = 0$$

$$\gamma_v = 0.361$$

$$R_d = \frac{((1 - \gamma_h) * (1 - \gamma_v))}{1 - (\gamma_h * \gamma_v)} \quad \text{Ecuación 27}$$

$$R_d = 0.639$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

HORIZONTAL

$$\gamma_h = 0$$

$$\gamma_v = 0.361$$

$$R_h = \frac{(\gamma_h * (1 - \gamma_v))}{1 - (\gamma_h * \gamma_v)} \quad \text{Ecuación 28}$$

$$R_h = 0$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

VERTICAL

$$\gamma_h = 0$$

$$\gamma_v = 0.361$$

$$R_v = \frac{(\gamma_v * (1 - \gamma_h))}{1 - (\gamma_h * \gamma_v)} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$R_v = 0.361$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

La suma de las porciones de fuerza de corte resistida o asignada al mecanismo DIAGONAL-HORIZONTAL-VERTICAL debe ser igual a 1.

$$R_d + R_h + R_v = 1 \quad \text{Ecuación 30}$$

Fuerza de Compresión Diagonal

$$\theta_d = 25.641^\circ$$

$$R_d = 0.639$$

$$V_{wh} = 180 \text{ tonf}$$

$$D = \frac{-R_d * V_{wh}}{\cos(\theta_d)} \quad \text{Ecuación 31}$$

$$D = -127.526 \text{ tonf}$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

Fuerza de Tracción en el tensor Horizontal

$$R_h = 0$$

$$V_{wh} = 180 \text{ tonf}$$

$$F_h = R_h * V_{wh} \quad \text{Ecuación 32}$$

$$F_h = 0$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

Fuerza de Tracción en el tensor Vertical

$$\theta_v = 43.83^\circ$$

$$R_v = 0.361$$

$$V_{wh} = 180 \text{ tonf}$$

$$F_v = R_v * V_{wh} \tan(\theta_v)$$

Ecuación 33

$$F_v = 62.4 \text{ tonf}$$

Fuente: Hwang et al, (2001)

Tensiones de compresión Diagonal Máxima que actúa en la zona Nodal

$$A_{str} = 3377.98 \text{ cm}^2$$

$$D = -127.526 \text{ tonf}$$

$$\theta_h = 13.5^\circ$$

$$\theta_v = 43.83^\circ$$

$$H = 300 \text{ cm}$$

$$l = 625 \text{ cm}$$

$$F_h = 0$$

$$F_v = 62.4 \text{ tonf}$$

$$\sigma_{dmax} = \left(\frac{1}{A_{str}} \right) * \left(\left(D - \frac{(\cos(\theta_h - \tan^{-1}(\frac{H}{2l})))}{(\cos(\tan^{-1}(\frac{H}{2l})))} * F_h \right) - \left(\frac{(\cos(\tan^{-1}(\frac{2H}{l}) - \theta_v))}{(\sin(\tan^{-1}(2H/l)))} * F_v \right) \right) \quad \text{Ecuación 34}$$

$$\sigma_{dmax} = -0.064 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$\alpha = 1$$

$$\theta_h = 13.5^\circ$$

$$\theta_d = 25.64^\circ$$

Fuente: Hwang et al., (2001)

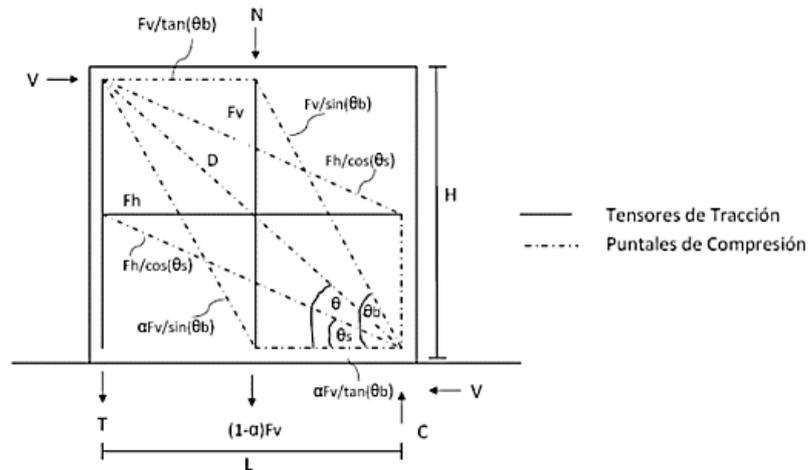


Figura 33. Tensores y puntales

Fuente: Hwang et al, (2001)

Fuerza de Tensión

$$T = F_h \tan(\theta_h) - D \sin(\theta_d) + \frac{N}{2} + \alpha F_v \quad \text{Ecuación 35}$$

$$T = 132.6 \text{ tonf}$$

Fuente: Hwang et al., (2001)

3.1.3 MODELO MURO CORTO DE HORMIGÓN POSTENSADO

Como siguiente paso se calcula la cantidad de postensado necesario para un muro en donde el valor principal para el diseño de elementos finitos es la Fuerza Axial, la cual es tomada como la sumatoria de carga axial del diseño para hormigón armado y la carga axial del diseño de hormigón postensado y se calcula de la siguiente manera. (Kurama C., 2005)

Dimensiones de muro corto prototipo

$$l_w = 6.25\text{m}$$

$$h = 3\text{m}$$

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

Esfuerzo de fluencia del cable postensado

$$f_{pu} = \frac{18.9 \text{ tonf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del hormigón:

$$f'c = \frac{280\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión inicial de diseño en el acero postensado, después de las pérdidas (ignorando cualquier cambio en las tensiones de acero postensado debido a los desplazamientos laterales del muro). (Yahya C. Karuma, 2005)

$$f_{pi} = 0.55f_{pu} \quad \text{Ecuación 36}$$

$$f_{pi} = \frac{10.4 \text{ tonf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de área del muro con ecuación recomendada por (Kurama C., 2005)

$$A_{\text{muro}} = t * l_w \quad \text{Ecuación 37}$$

$$A_{\text{muro}} = 1.25\text{m}^2$$

Suponiendo

$$a = 100\text{cm}$$

Con un momento probable obtenido del método de elementos finitos con el software ETABS.

$$M_{pr} = 926.3 \text{ tonf} * \text{m}$$

Estos valores se designan bajo una condición de carga hipotética del 100% de las cargas muertas de diseño sin factorizar más 25% de las cargas vivas de diseño sin factorizar, esto representa la cantidad de carga de gravedad que puede estar actuando en cada muro durante un terremoto, combinado con las cargas laterales inducidas por el terremoto. (Yahya C. Karuma, 2005)

$$V_u = 180 \text{ tonf}$$

$$P_u = 30 \text{ tonf}$$

Cálculo del área total de acero postensado

$$A_p = \frac{2M_{pr}}{(\beta + 1)(l_w - a)f_{pi}} - \frac{P_u}{f_{pi}} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$A_p = 12.11 \text{cm}^2$$

$$ac = \frac{P_o + f_{pi}A_p}{0.85f'_c t} \quad \text{Ecuación 39}$$

$$ac = 0.329 \text{m}$$

Con el valor de “ac” se calcula nuevamente el valor de “Ap” y “ac” hasta que estos valores se vuelvan constantes.

Una vez que el valor “Ap” se vuelve constante, dicho valor se toma para el cálculo de la fuerza de postensado aplicada.

$$F = A_p * 0.55 * f_{pu} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$F = 94.4 \text{ tonf}$$

La fuerza calculada de postensado más la fuerza de hormigón armado se utilizan como fuerza axial superior para el diseño de muros por el método de elementos finitos aplicado en un muro corto de hormigón postensado, por otro lado, para la fuerza axial inferior la cual contrarresta a esta superior se utiliza la fuerza 94.4 tonf, y como fuerza lateral 180 tonf, fuerza que fue asumida tanto como para el modelo en hormigón armado como para el cálculo de fuerza de hormigón postensado.

Siendo los valores de Hormigón Armado

$$\text{Carga Axial} = 30 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga Lateral} = 180 \text{ tonf}$$

Valores de Hormigón Postensado

$$\text{Carga Axial} = 124.4 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga Lateral} = 180 \text{ tonf}$$

3.1.4 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

“Es un proceso de modelaje analítico en el cual la estructura se divide en un número de elementos discretos para el análisis. Existen varios programas computacionales para el análisis de elementos finitos. Los tipos de elementos utilizados deben ser capaces de determinar la respuesta requerida; en este caso los modelos de elementos finitos incluirán muros estructurales”. (ACI 318-19 sección 6.9).

La modelación del muro corto prototipo se realizará en el software ETABS 2018 y para eso se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

Para diseñar el muro de hormigón armado en cuenta las cargas asumidas, carga axial de 30 tonf y una carga lateral de 180 tonf.

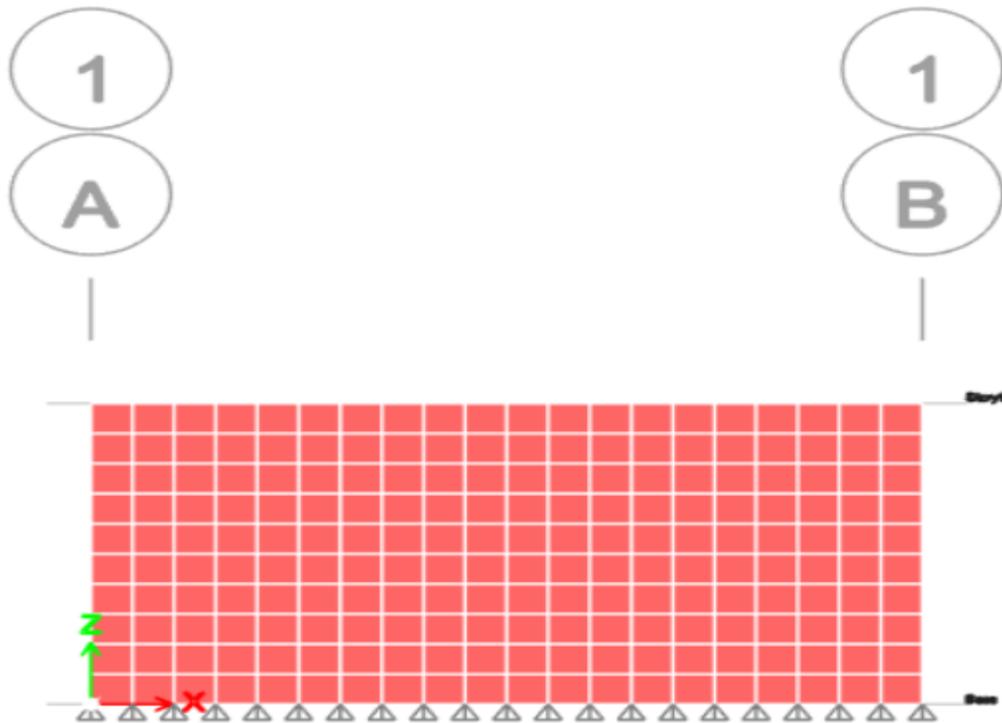


Figura 34. Modelo prototipo de un muro corto

Fuente: Método elementos finitos ETABS 2018

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

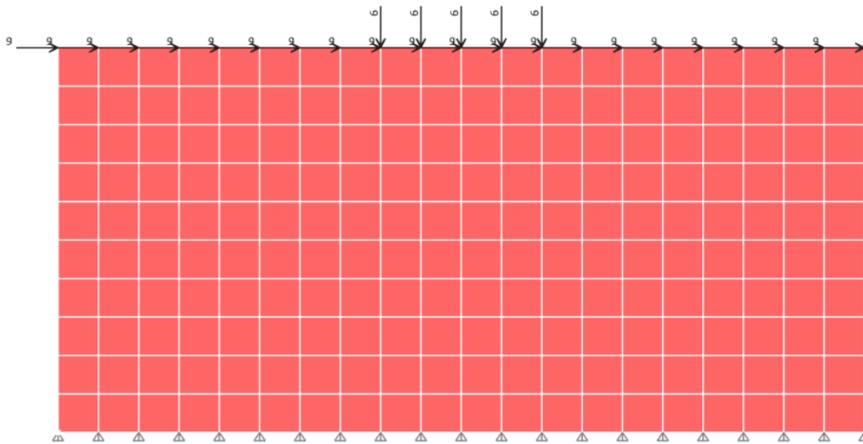


Figura 35. Carga axial y carga lateral Hormigón Armado

Fuente: Método elementos finitos ETABS 2018

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

ESFUERZO MÍNIMO HORMIGÓN ARMADO

De los resultados obtenidos del modelo generados para el muro, se puede observar que, en el diseño del muro de hormigón armado toda la compresión se concentra en la diagonal principal similar al modelo del puntal tensor, mientras que en el muro de hormigón postensado la compresión está concentrada en la diagonal modificando la distribución de esfuerzos.

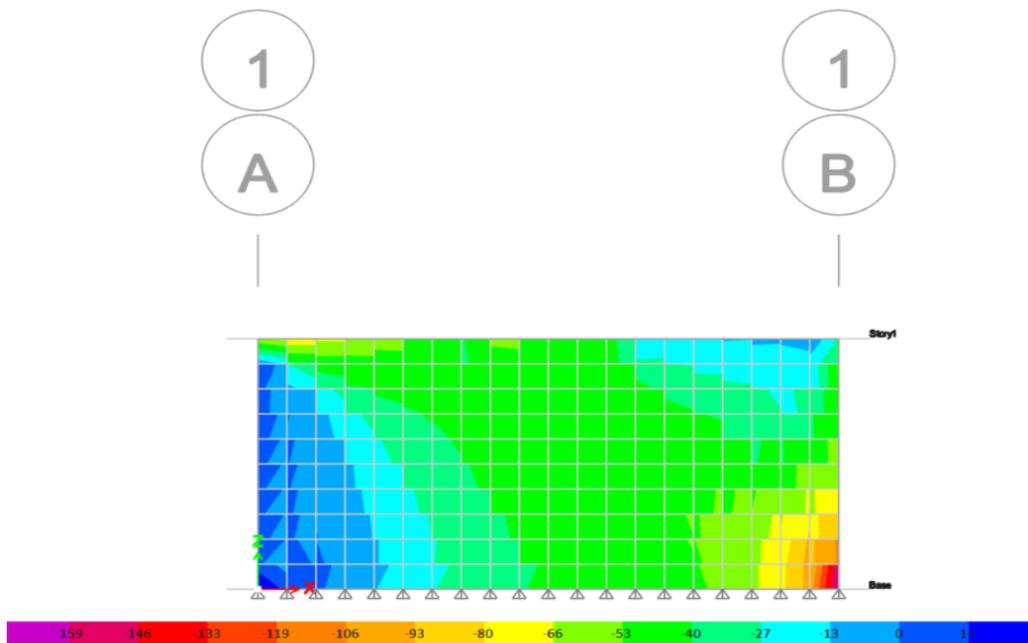


Figura 36. Esfuerzo mínimo por cargas vivas Hormigón Armado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

ESFUERZO MÁXIMO HORMIGÓN ARMADO

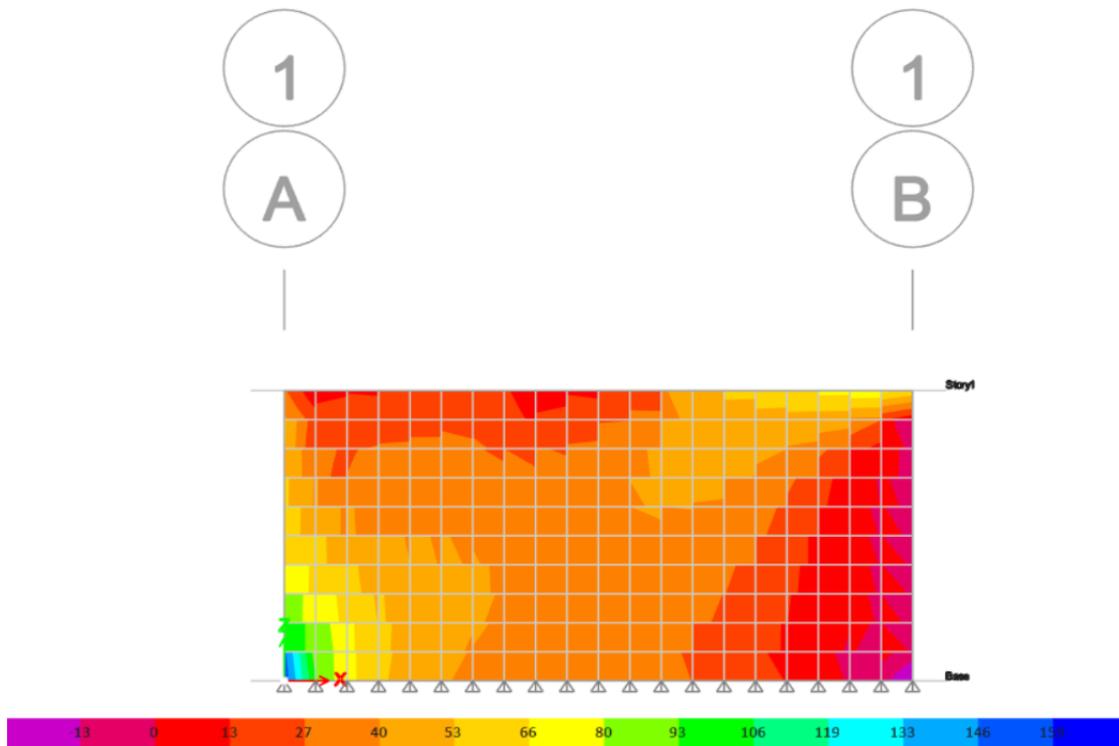


Figura 37. Esfuerzo máximo por cargas vivas Hormigón Armado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

Para el modelo del muro de hormigón postensado se diseña con una carga axial nueva calculada la cual es la sumatoria de la fuerza axial postensada de valor obtenido en la sección 3.1.3 más la carga axial de 30 tonf del hormigón armado dando como valor 124.4 tonf y para contrarrestar a esta carga se tiene una carga inferior que sería el valor únicamente de fuerza postensada de 94.4 tonf, debido a que en esta parte ya no aplicaría ninguna fuerza gravitacional.

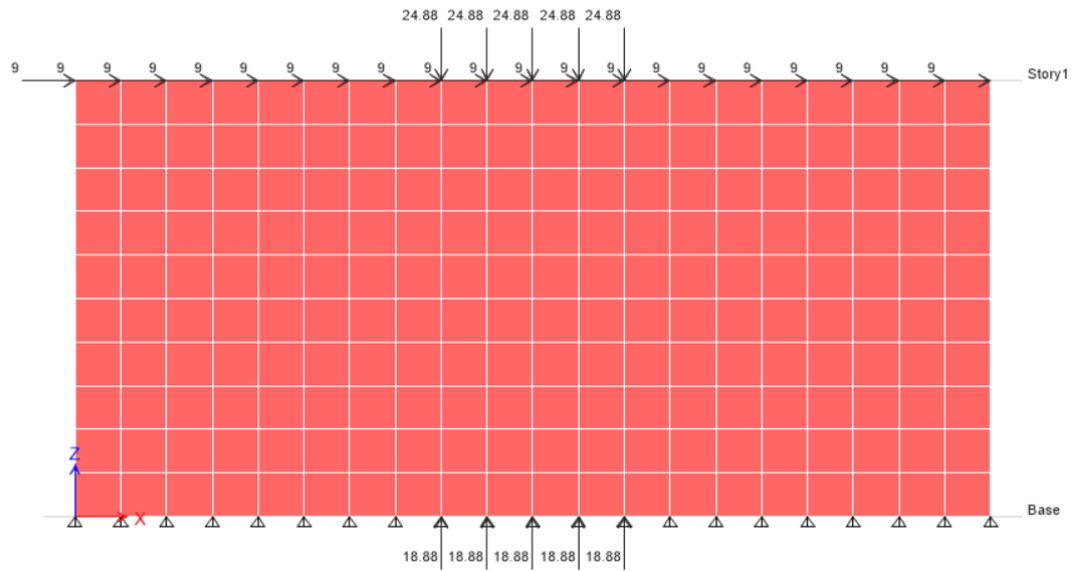


Figura 38. Carga axial y fuerza lateral hormigón postensado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

ESFUERZO MÍNIMO HORMIGÓN POSTENSADO

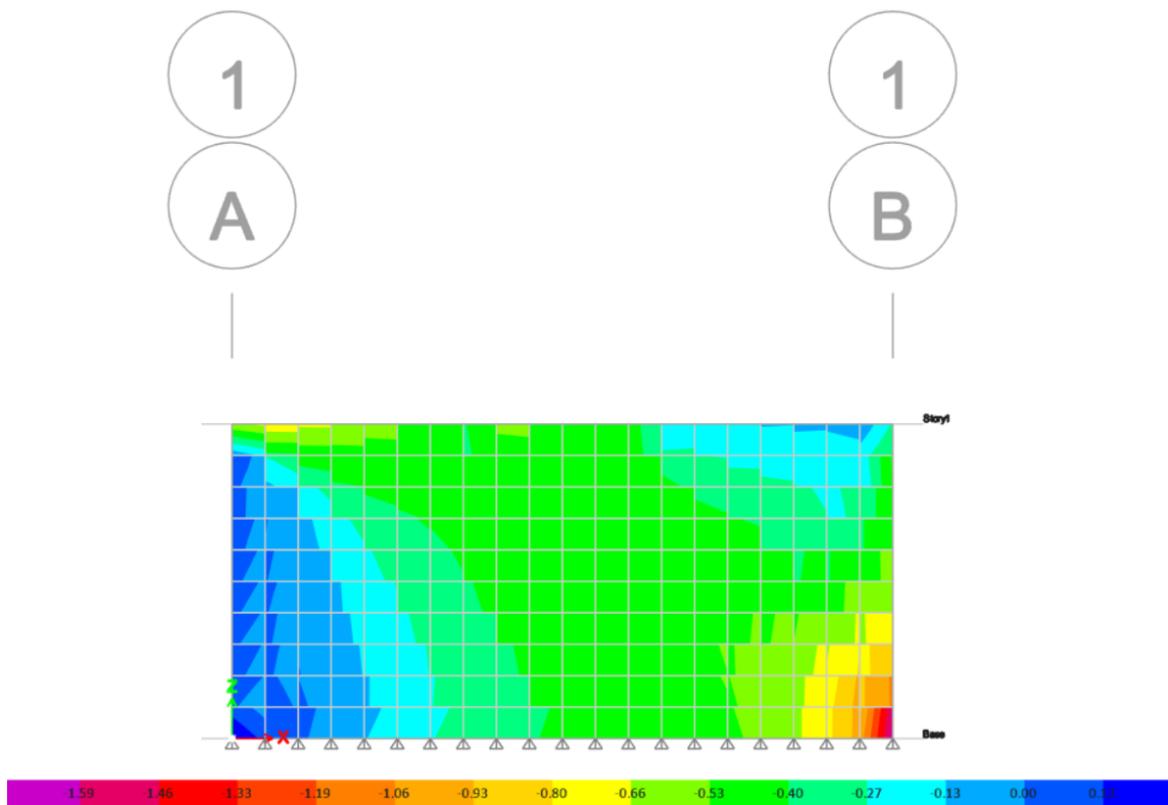


Figura 39. Esfuerzo mínimo por cargas vivas Hormigón Postensado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

ESFUERZO MÁXIMO HORMIGÓN POSTENSADO

Por otro lado, se compara los valores para los dos tipos de muros; se observa que en el muro de hormigón armado el esfuerzo de tensión es mayor que en el muro de hormigón postensado. Figura 40

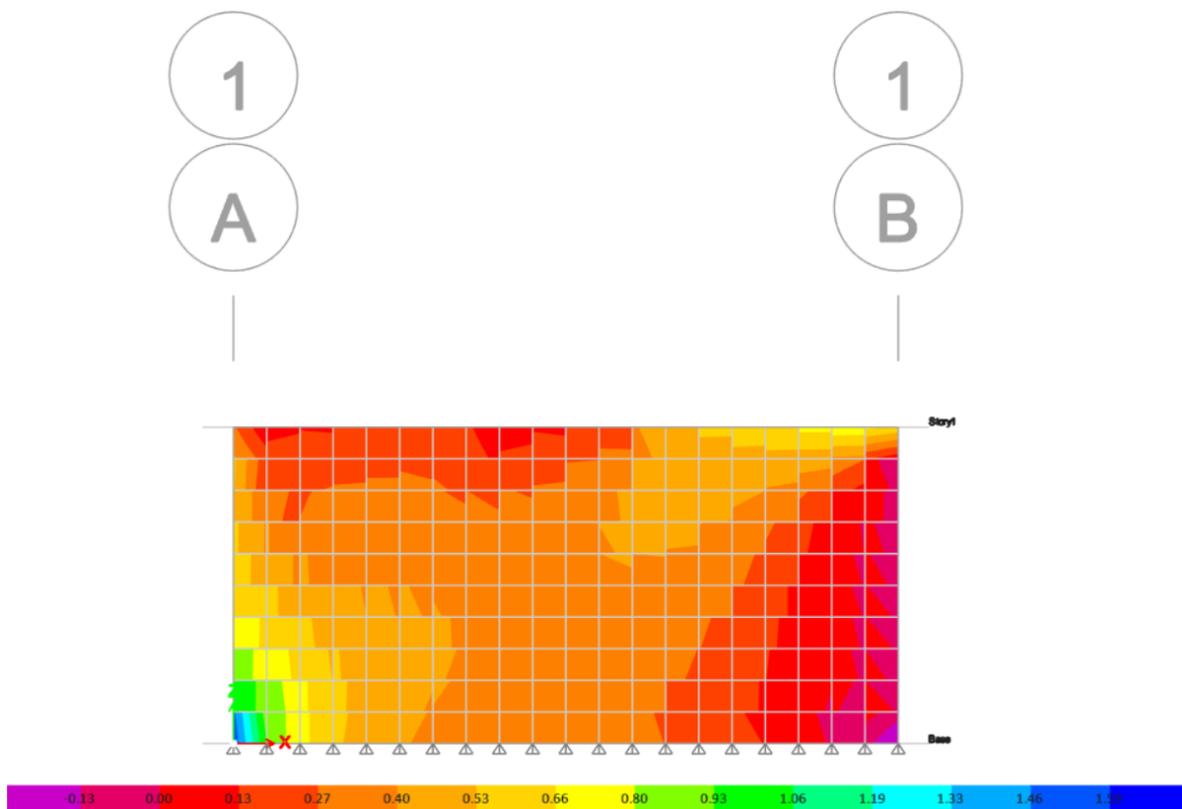


Figura 40. Esfuerzo máximo por cargas vivas Hormigón Postensado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

Siendo los valores de fuerzas para hormigón armado un valor máximo de 120.53 tonf/m y un valor mínimo de 9.791 tonf/m, y para el hormigón postensado un valor máximo de 110.804 tonf/m y un valor mínimo de 9.442 tonf/m, por lo que la variación de resultados no varía en gran porcentaje.

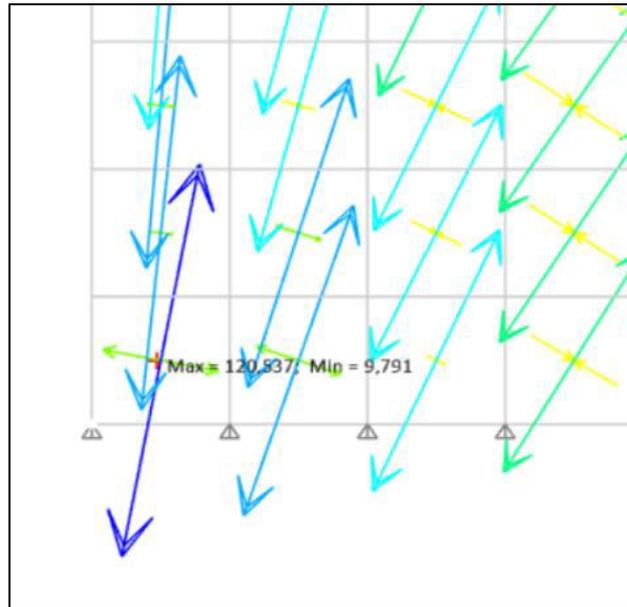


Figura 41. Valores de fuerzas máximas y mínimas de Hormigón Armado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Tesis Kimberly Aguirre Hidalgo

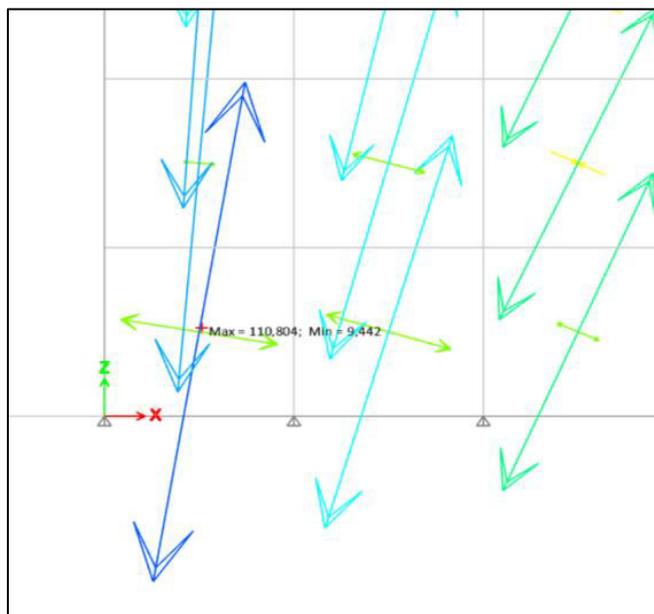


Figura 42. Valores esfuerzos máximos y mínimos de Hormigón Postensado

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Tesis Kimberly Aguirre Hidalgo

COMENTARIO: Estos tres métodos se utilizan para llegar a una comprobación en el cual el modelo de diseño a seguir cumple con los requisitos establecidos y esto se puede comprobar con los resultados obtenidos, los cuales son similares y sus valores se aproximan entre un método y otro.

CAPÍTULO 4

CÁLCULO Y DISEÑO DEL PROYECTO

4.1 MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS CORTOS DE HORMIGÓN ARMADO TRADICIONAL

4.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA HORMIGÓN ARMADO

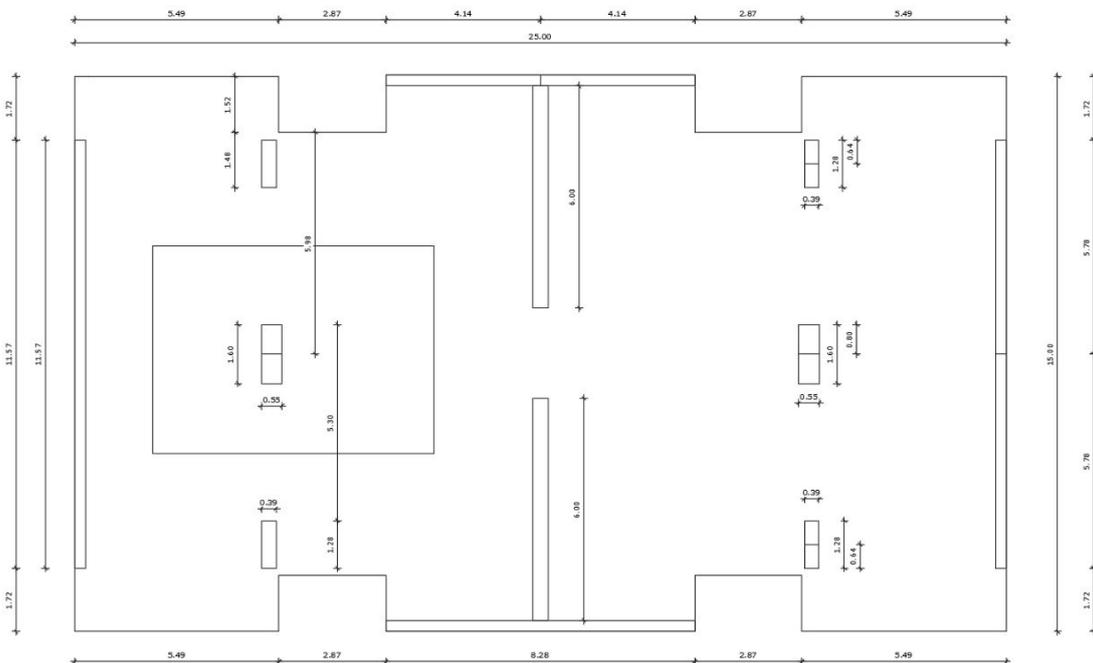


Figura 43. Modelo arquitectónico

Fuente: Modelo en AutoCAD

La estructura descrita a continuación tiene como sistema constructivo a los muros de hormigón armado, es una vivienda de uso residencial de cuatro pisos, con alturas de entrepiso de 3m, con una altura total de 12m. Cuenta con un área de 357.9m² de construcción en cada piso. La edificación se basa en una estructura conformada con muros, Muro 1, Muro 6, Muro T (A-3) y Muro T'(G-3). El análisis estructural de estos elementos está diseñado con el software ETABS 2018, mediante modelos tridimensionales. Además, los modelos matemáticos son complementados con el método de la ACI en hojas de cálculo realizado en Excel,

este método está compuesto por diseño a flexo-compresión, diagrama de interacción y resistencia a corte.

Estos incluyen sistemas de cargas de acuerdo con sus funciones específicas de uso. Considerando también los diferentes materiales a utilizar.

DATOS GENERALES

Losa maciza: 22cm

Agrietamiento: 0.25

Espesor de muros: 25cm

Agrietamiento: 0.6

DIMENSIONES DE MUROS

Tabla 4.

Dimensiones de muros

CASOS	SECCIONES	L(m)	H(m)	e(cm)
MURO 1	-	10.28	12	25
MURO 6	-	10.28	12	25
MURO T	SECCIÓN A	8.28	12	25
	SECCIÓN 3	6	12	25
MURO T'	SECCIÓN G	8.28	12	25
	SECCIÓN 3	6	12	25

Fuente: Método elementos finitos ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

4.1.2 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

4.1.2.1 Hormigón simple

Resistencia a la compresión:

$$f'c = \frac{210\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad:

$$Ec = 12500 * \sqrt{f'c}$$

Valor recomendado por Ingeniero Patricio Placencia

Peso Específico:

$$\gamma = \frac{2.4 \text{Tonf}}{\text{m}^3}$$

4.1.3 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL

“El cortante basal es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño”. El mismo que se calcula de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015), siguiendo las siguientes expresiones.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{\phi_e * \phi_p * R} W \quad \text{Ecuación 41}$$

Fator de Reducción de Resistencia R

“Factor de reducción de resistencia sísmica R 3 (NEC-SE-DS Peligro Sísmico parte 2 Tabla 16 Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitado a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros), siendo la vivienda estudiada de 4 pisos y basado en la NEC-15 que hace referencia que para estructuras que no estén referidas en esta norma, puede utilizarse los requisitos descritos en la norma ASCE-7 en donde R tiene un valor de 5 (ASCE- 7-16 TABLA 12.2-1 Ordinary reinforced concrete shear walls)”. Se toma un valor de R=3 porque es un valor más conservador y menor incluso que ASCE 7-16.

Tabla 5.

Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico parte 2

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_u , (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{6,8}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ⁶	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ⁶	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NL	40'	40'	40'
6. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35'	35'	NP ^f
4. Special reinforced concrete shear walls ^{6,8}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ⁶	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ⁶	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ⁶	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40'	40'	40'
9. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

STANDARD 7-16

Tabla 6.

Coefficientes y factor de diseño para sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas

Fuente: ASCE 7-16

Tabla 7.

Valores requeridos de cortante basal

R	3	Factor de reducción sísmica NEC-15 3.3.2
I	1	Coefficiente de Importancia NEC-15 sección 4.1
Øe	1	Coefficiente de configuración en planta y elevación NEC-15 sección 5.3
Øp	1	Coefficiente de configuración en planta y elevación NEC-15 sección 5.3
Sa		Espectro de diseño en aceleración NEC-15 sección 3.3.2

Fuente: Hoja de cálculo cortante basal

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

Periodo de Vibración T

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) y para la estructura analizada el periodo de vibración aproximado en cada dirección se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$T_a = C_t * h_n^{\alpha}$$

Ecuación 42

Tabla 8.

Valores requeridos de periodo de vibración

hn	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros	5.8	m
Ct	Coefficiente que depende del tipo de edificio	0.055	-
α	Coefficiente que depende del tipo de edificio	0.75	-
Ta [s]	Periodo de vibración	0.21	s

Fuente: Hoja de cálculo cortante basal

Elaborado: Aguirre H., Kimberly

Los coeficientes Ct y α están dados por la siguiente tabla.

Tabla 9.

Coefficiente Ct y α según el tipo de estructura

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Fa	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto TABLA 3	1.2	NEC 15
Fd	Desplazamientos para diseño en roca TABLA 4	1.19	SECCIÓN
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos TABLA 5	1.28	3.2.2

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 43

To [s]	0.127
---------------	--------------

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 44

Tc [s]	0.698
---------------	--------------

Provincia de la Sierra, Esmeraldas, Galapagos	NEC 15 Sección 3.3.1
n	2.48

Características de la zona

NEC 15 3.1.1 TABLA 1	
CARACTERÍSTICAS DEL TIPO DE CONSTRUCCIÓN	
Provincia	Pichincha
Ciudad	Puembo
Zona Sísmica	V
Tipo de suelo	D
Factor Z	0.4

Regiones del Ecuador

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

$$S_a = n * F_a * Z$$

Ecuación 45

Sa	1.190
-----------	--------------

Carga Sísmica Reactiva

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015), la carga sísmica reactiva.

$$W = D$$

Ecuación 46

Para casos especiales como bodegas o almacenamientos

$$W = D + 0.25L$$

Ecuación 47

Donde:

$D =$ Carga Muerta de la estructura

$L =$ Carga Viva de la estructura

V [t]	0.40	W
-------	------	---

4.1.4 MODELO ESTRUCTURAL ETABS

Una vez que se define los materiales y secciones se procede a diseñar el modelo estructural de la vivienda compuesta de cuatro pisos.

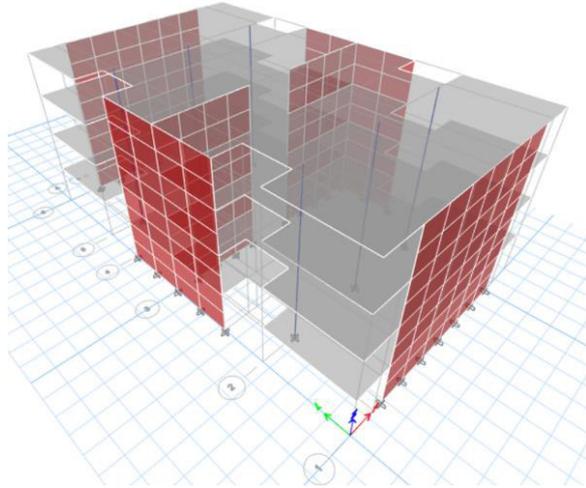


Figura 44. Vivienda de cuatro pisos con muros cortos

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

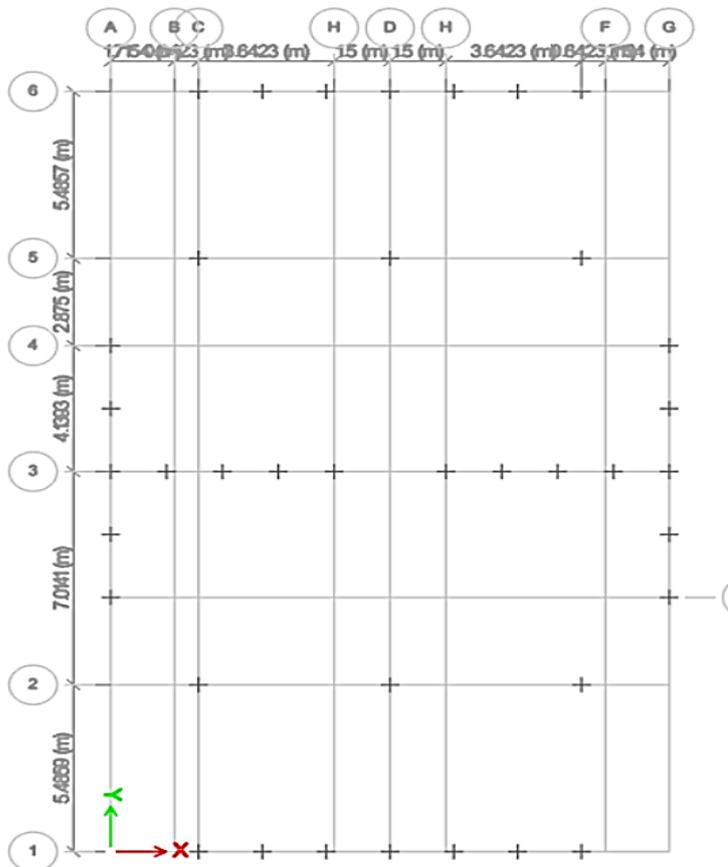


Figura 45. Base de la estructura

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

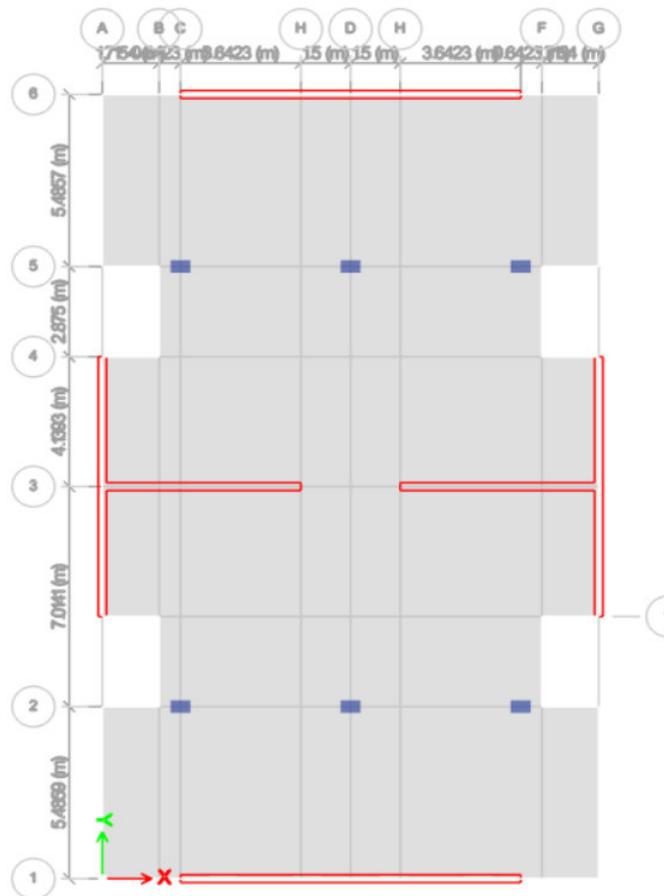


Figura 46. Primero, segundo, tercero y cuarto piso de la estructura

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.5 DEFINICIÓN DE MATERIALES

Resistencia a la Compresión del Concreto

Se toma como valor de la resistencia a la compresión del concreto 210kg/cm². Con un módulo de elasticidad de:

$$E_c = 12500\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 48

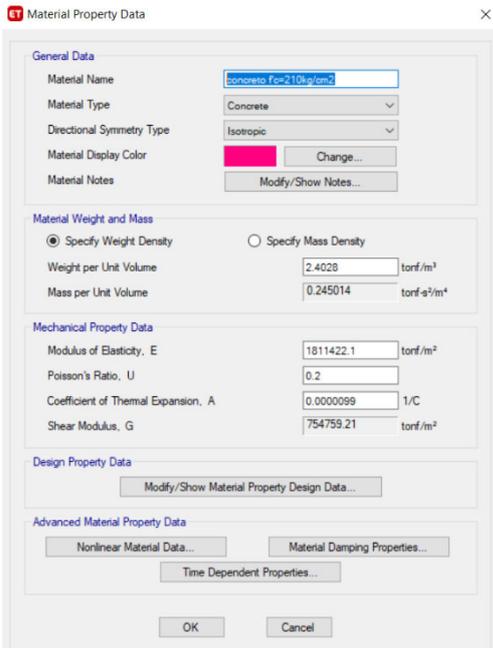


Figura 47. Resistencia a la compresión del concreto

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

DEFINICIÓN DE SECCIONES

4.1.5.1 MUROS ORDINARIOS

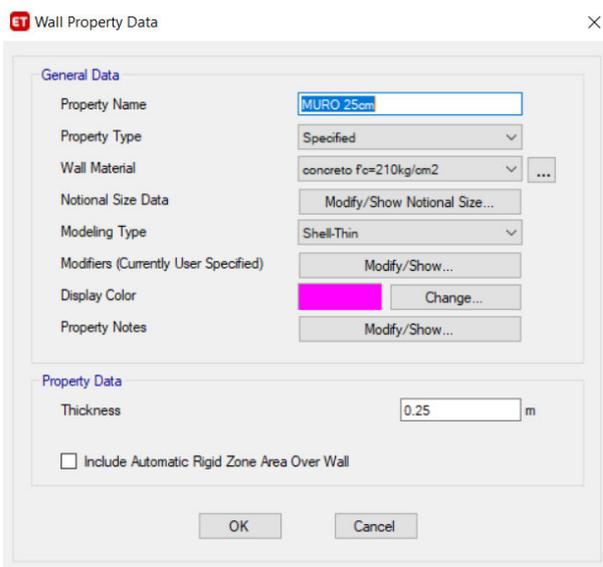


Figura 48. Propiedades de muro 25cm

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

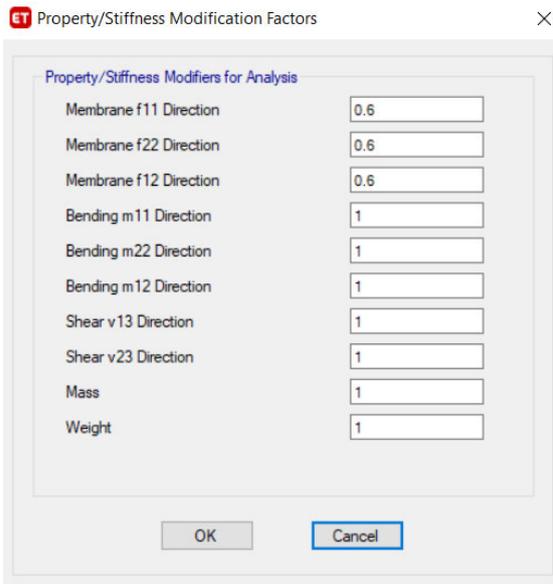


Figura 49. Agrietamiento de muro 25cm

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

COLUMNAS ARTICULADAS

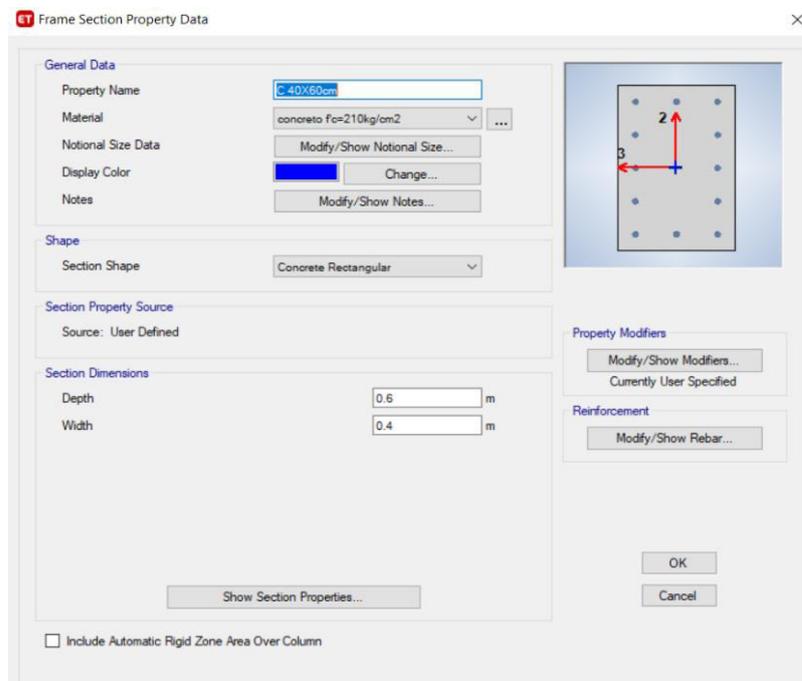


Figura 50. Propiedades de columnas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

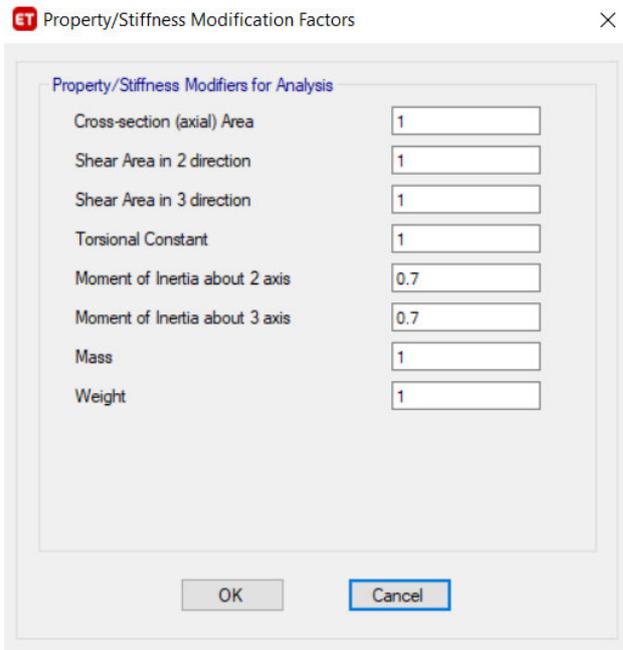


Figura 51. Agrietamiento de columnas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

LOSA MACIZA

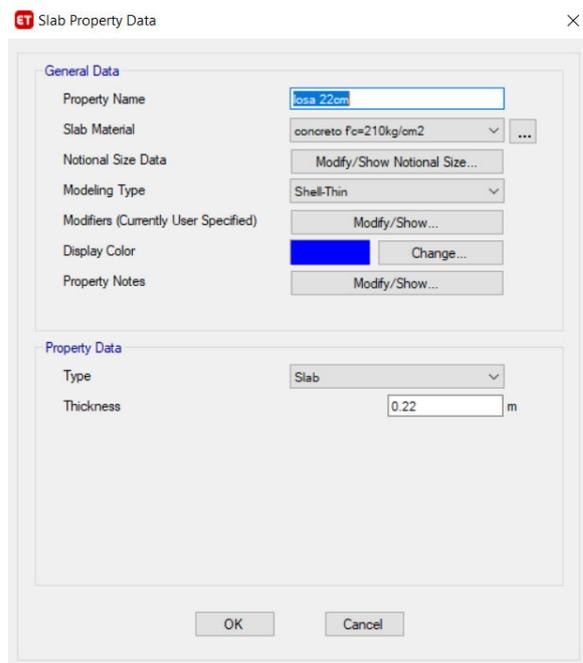


Figura 52. Propiedades de losa maciza

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

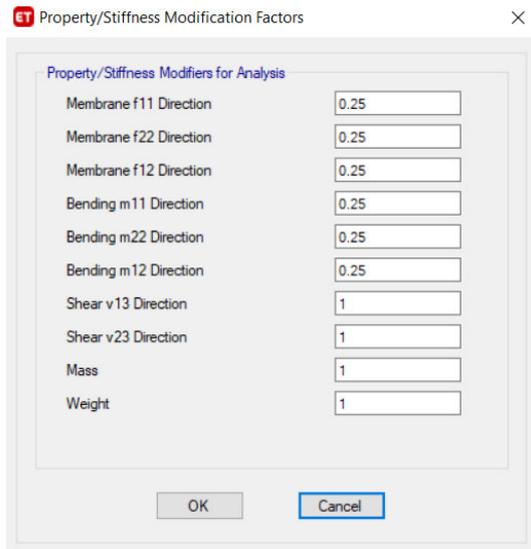


Figura 53. Agrietamiento de losa maciza

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.6 APLICACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

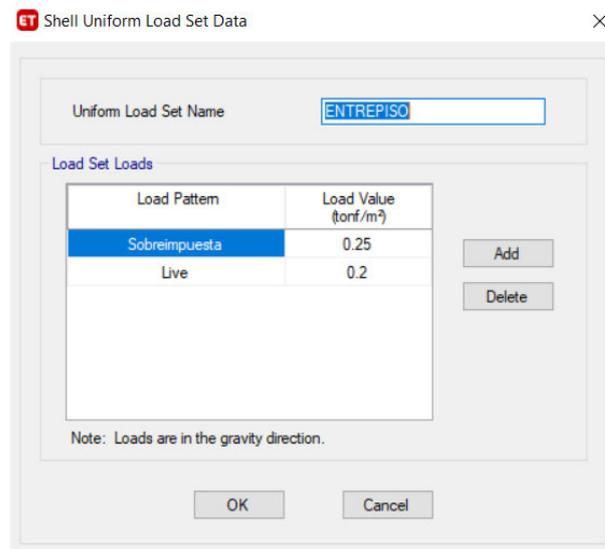


Figura 54. Aplicación de cargas en losa de entrepiso

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

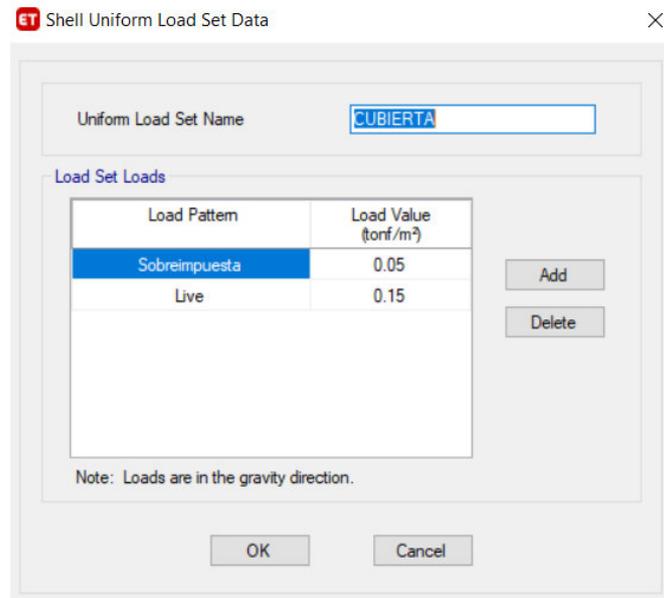


Figura 55. Aplicación de cargas en losa de cubierta

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.7 COMBINACIONES DE CARGAS

Cada combinación de carga considera uno o más casos de carga, con factores de carga adecuados para conseguir una confiabilidad aproximadamente uniforme. Los principales casos de carga se enumeran a continuación, y se refiere a la propia carga o a su efecto acerca de los momentos y fuerzas internas. (ASCE 7-16).

“Lo códigos de construcción definen generalmente las cargas de diseño y las combinaciones de carga aplicables al diseño de los sistemas estructurales incluido los muros estructurales especiales y vigas de acoplamiento. Las prácticas de diseño sísmico de los edificios varían en todo el mundo y se aplican a diferentes prácticas dependiendo de la complejidad del edificio, entorno sísmico y el objetivo de rendimiento. Haciendo referencia a la American Society of Civil Engineers y a la práctica en Estados Unidos, las combinaciones de carga requieren que los efectos sísmicos horizontales se evalúen junto con los efectos sísmicos verticales, la carga muerta, porciones variables de carga viva y otras cargas aplicadas como la presión del suelo, nieve y fluidos”. (Moehle, 2015).

En (ASCE 7-16), el efecto sísmico horizontal se define como $E_h = \rho Q_E$ y el efecto sísmico vertical como $E_v = 0.2 S_{DS}$. En general E_h y E_v deben aplicarse en todas las combinaciones tanto en dirección positiva como en dirección negativa. Las dos combinaciones de carga básicas aplicables al diseño de muros estructurales son:

$$U = (1.2 + 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + (0.5 \text{ o } 1.0)L + 0.2S \quad \text{Ecuación 49}$$

$$U = (0.9 - 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H \quad \text{Ecuación 50}$$

“El factor de carga sobre la carga viva L sea igual a 0.5 para todas las ocupaciones en las que L sea menor o igual a 4.79Kpa (0.488 tonf/m²), a excepción de garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión pública. Caso contrario el valor de carga sobre L es igual a 1”. (Moehle, 2015).

“Para definir al factor de redundancia ρ , se considera solo los segmentos verticales de muros cuya relación de aspecto $h_w/l_w \geq 1$, siendo h_w la altura de piso. Si el retiro de uno de estos segmentos da lugar a una reducción del 33% en la resistencia del piso o una irregularidad de torsión extrema, entonces nos basamos en lo que dice (ASCE 7-16) el factor de redundancia ρ es 1,3. En otro caso el factor ρ es 1,0. Siendo el caso para el desarrollo del este modelo de diseño donde siendo más conservador el factor de redundancia ρ es tomado como 1,3”. (ASCE 7-16).

“Para la combinación de momento y fuerza axial en un muro, el factor de reducción de resistencia sísmica se determina utilizando el mismo procedimiento que para columnas. Para ello, la deformación neta de tracción ϵ_t en el acero de tracción extrema cuando la sección alcanza la resistencia nominal ($\epsilon_{cu} = 0.003$). Si $\epsilon_t \geq 0.005 = 0.9$. Si $\epsilon_t \leq \epsilon_y$ (que se toma como 0.002 para el grado 60(420)), =0.65 para elementos límite ligados o 0.75 para elementos límite reforzados en espiral” (Moehle, 2015).

4.1.7.1 En el diseño se utilizan las siguientes combinaciones de cargas

$$1.4D + 1.4 S_{DL} \quad \text{Ecuación 51}$$

$$1.2D + 1.6L + 1.2S_{DL} \quad \text{Ecuación 52}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + 1.3S_{xE} \quad \text{Ecuación 53}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - 1.3S_{xE} \quad \text{Ecuación 54}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + 1.3S_{yE} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - 1.3S_{yE} \quad \text{Ecuación 56}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + 1.3S_{xE} \quad \text{Ecuación 57}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} - 1.3S_{xE} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + 1.3S_{yE} \quad \text{Ecuación 59}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} - 1.3S_{yE} \quad \text{Ecuación 60}$$

En donde:

$D =$ Carga Muerta

$L =$ Carga Viva

$S_{DL} =$ Carga Sobreimpuesta

$S_{xE} =$ Carga de Sismo en X

$S_{yE} =$ Carga de Sismo en Y

$P_T =$ Carga Postensada

Fuente: (Moehle, 2015).

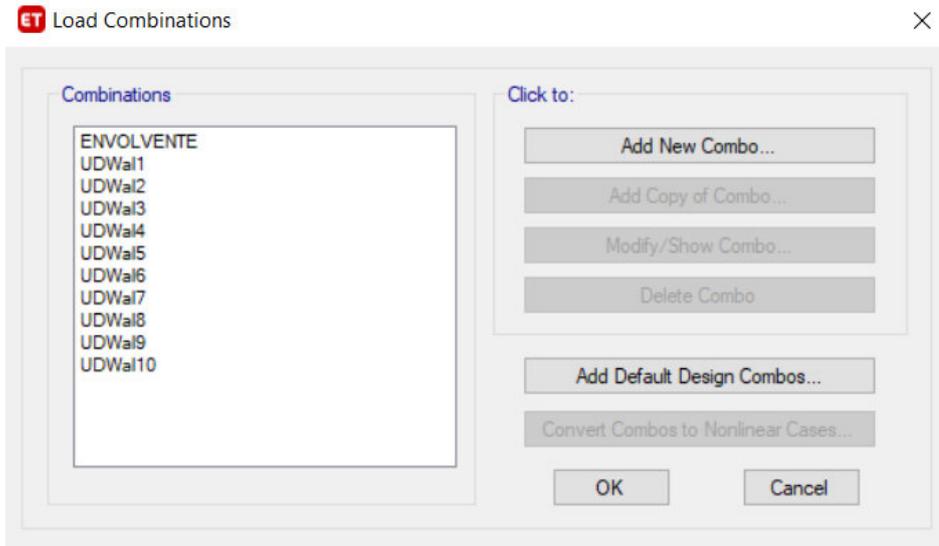


Figura 56. Combinaciones de cargas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.8 ORIGEN DE MASA (MASS SOURCE)

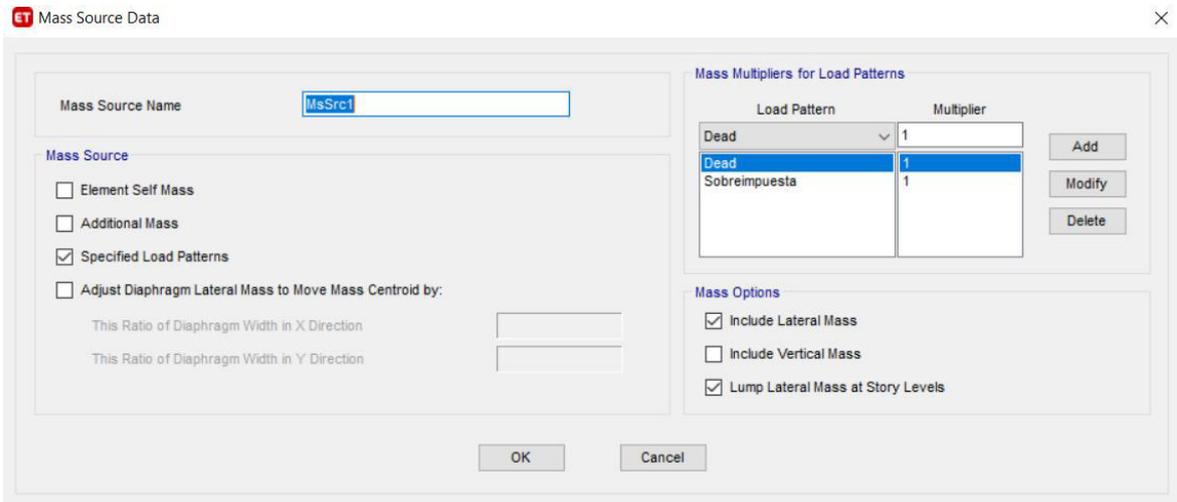


Figura 57. Fuente de masas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.9 CARGAS SÍSMICAS

Aplicando los conceptos de la NEC-15. Se toma el valor del coeficiente a corte C y se asigna a la estructura principal.

Sismo en X

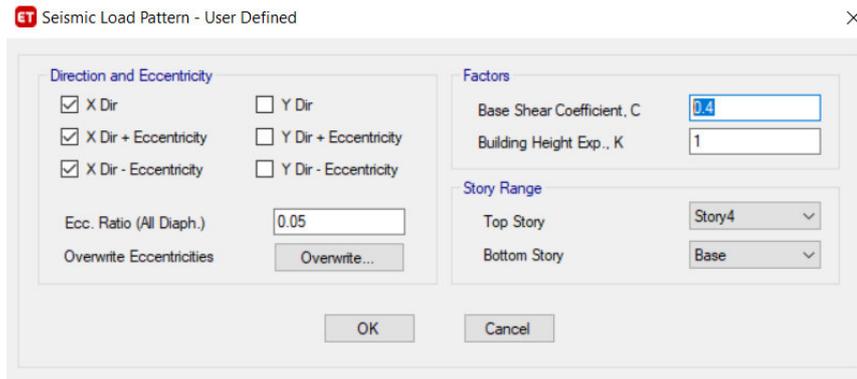


Figura 58. Coeficiente de cortante basal sismo X

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Sismo en Y

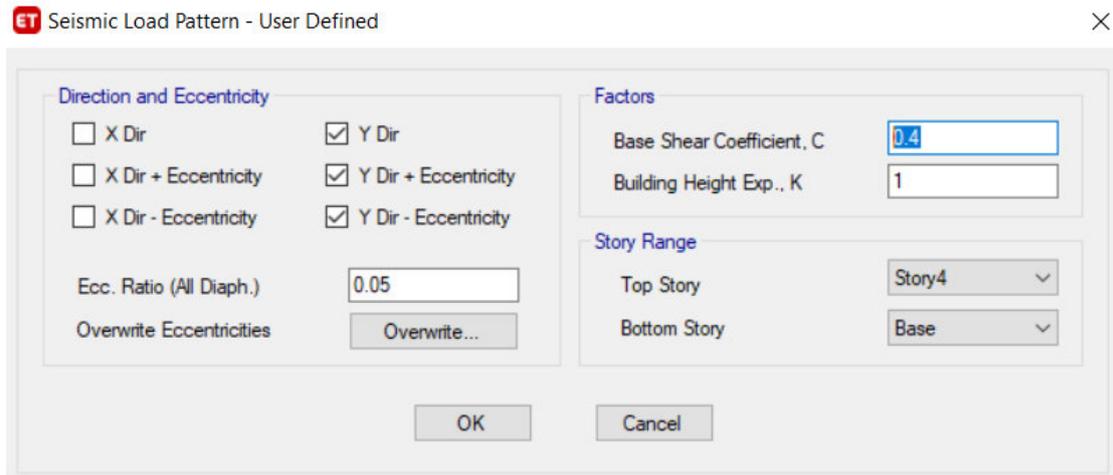


Figura 59. Coeficiente de cortante basal sismo Y

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.1.10 RESULTADOS COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

“La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso”. (NEC-2015).

Figura 60. Límites permisibles de las derivas de los pisos

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón amado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

DERIVA EN SISMO X

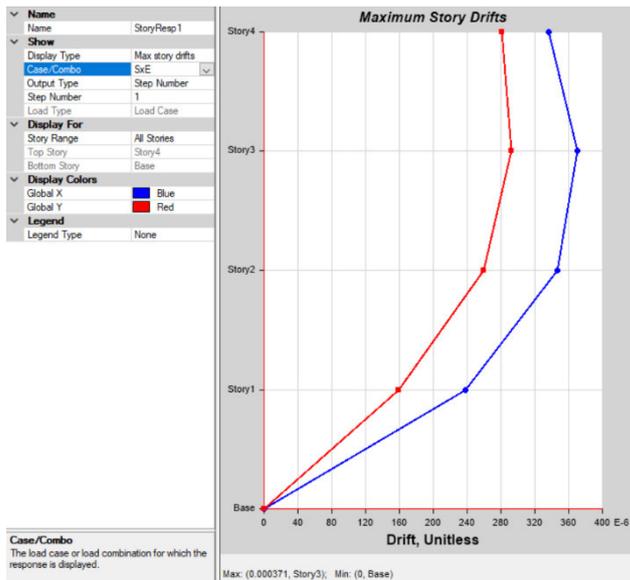


Gráfico 3. Resultados de deriva máxima en sismo X

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$\Delta_M x = 0.75 R \Delta_E$$

Ecuación 61

$$\Delta_M x = 0.75 (3)(0.000371)$$

$$\Delta_M x = 0.00084 \leq 0.02$$

OK

Las derivas del sismo X cumple la condición establecida por la tabla de límites permisibles de las derivas de los pisos mencionados la figura 60.

DERIVA EN SISMO Y

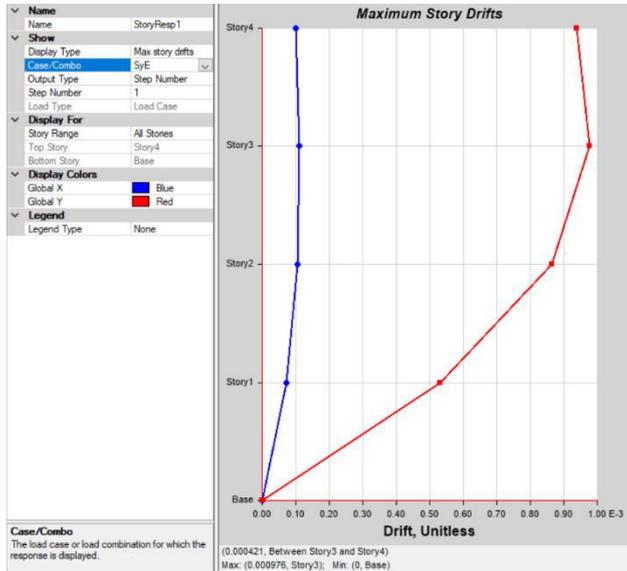


Gráfico 4. Resultados de deriva máxima en sismo Y

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$\Delta_{MY} = 0.75 R \Delta_E$$

Ecuación 62

$$\Delta_{MY} = 0.75 (3)(0.000976)$$

$$\Delta_{MY} = 0.00219 \leq 0.02$$

OK

Las derivas del sismo Y cumple la condición establecida por la tabla de límites permisibles de las derivas de los pisos mencionados en la figura 60.

4.1.11 MODOS DE VIBRACIÓN

“Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema. Este representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer periodo o también conocido como el periodo fundamental, porque este es el más influyente e importante, que junto con el segundo modo de vibración son los que predominan el análisis dinámico de la estructura”. (NEC-2015)

Para que estos periodos cumplan no deben ser mayores a $1.3T$ (es decir 1.3 veces el periodo de vibración). Sobre todo, el primer Modo porque es el valor máximo y se denomina PERIODO FUNDAMENTAL. Adicional a esto el modo 1 y 2 deben trabajar a traslación. (NEC-2015)

MODO 1

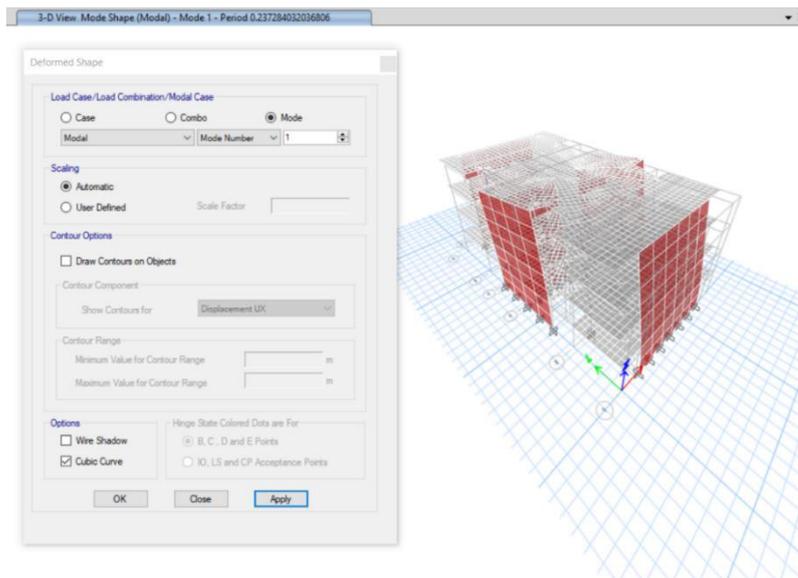


Figura 61. Resultados del primer modo de vibración

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Ta(s)	Periodo de Vibración	0.24	s
-------	----------------------	------	---

$$T \leq 1.3T_a$$

Ecuación 63

$$T \leq 1.3 * 0.24$$

$$T \leq 0.312$$

$$0.24 \leq 0.312$$

OK

MODO 2

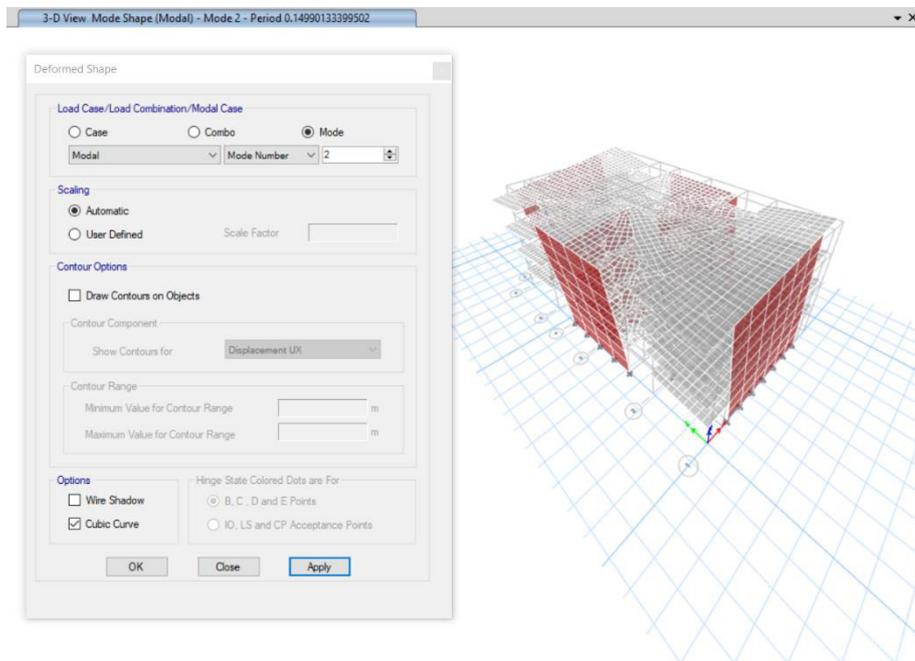


Figura 62. Resultados del segundo modo de vibración

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Ta(s)	Periodo de Vibración	0.15	s
-------	----------------------	------	---

$$T \leq 1.3T_a$$

Ecuación 64

$$T \leq 1.3 * 0.15$$

$$T \leq 0.195$$

$$0.15 \leq 0.195$$

OK

4.1.12 DISEÑO DE MUROS HORMIGÓN ARMADO

4.1.12.1 Diagrama de interacción Muro 1-6

MUROS 1-6

Para los valores de las solicitaciones en el sistema de muros ordinarios de hormigón armado, el valor de resistencia a corte, momento último y carga axial se toma del chequeo de diseño de muros cortos obtenido en el software ETABS. Mostrado en la figura 64 sección 4.1.12.3.

Tabla 10.

Solicitaciones para muros 1-6

SOLICITACIONES			
-	Pu	Mu	Vu
1	129	2156	251

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Tesis Kimberly Aguirre Hidalgo

Con estas solicitaciones se realiza el cálculo y desarrollo del diagrama de interacción, se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 11.

Valores de acero de refuerzo longitudinal

MURO 1								
b=	25	cm	b=	25	cm	b=	25	cm
h=	80	cm	h=	868	cm	h=	80	cm
#filas acero=	6	u	#filas acero=	21	u	#filas acero=	6	u
#columnas acero=	2	u	#columnas acero=	2	u	#columnas acero=	2	u
recubrimiento=	5	cm	recubrimiento=	5	cm	recubrimiento=	5	cm
Ø	22	mm	Ø	12	mm	Ø	22	mm

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Tesis Kimberly Aguirre Hidalgo

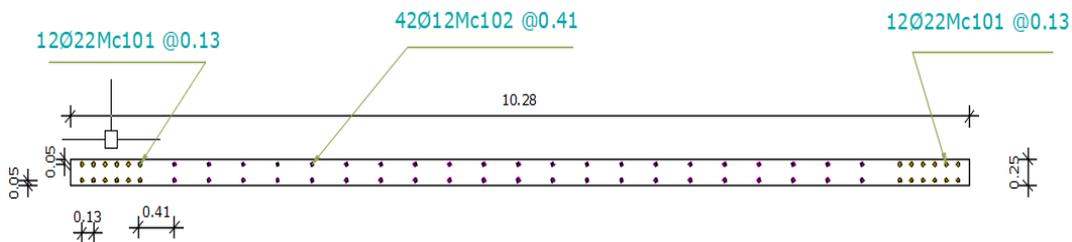


Figura 63. Esquema del refuerzo longitudinal de los muros 1-6

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

La capacidad para estos muros resulta los siguientes valores.

Tabla 12. Valores por Capacidad para muros 1-6

	Pn	Mn
1	59.5	2707.416
	øPn	øMn
1	52.1995077	2377.023

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

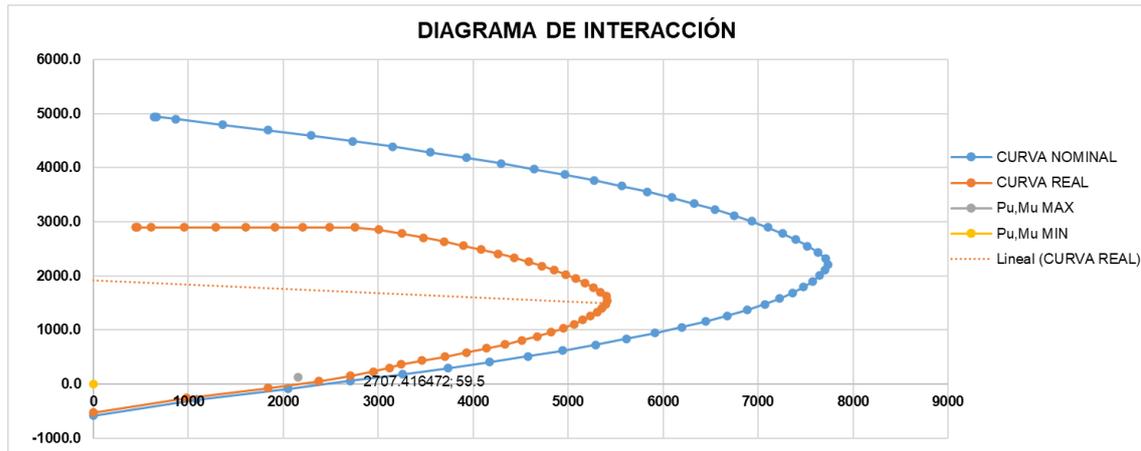


Gráfico 5. Diagrama de interacción muros 1-6

Fuente: Muros de Hormigón Armado método ACI en Excel

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El modelo del Muro en los ejes 1 y 6 cumple que las solicitaciones P_u , M_u se encuentran dentro de la curva de capacidad ϕP_n , ϕM_n .

4.1.12.2 Diseño a corte Muro 1-6

El diseño a corte se lo realiza en función de la máxima capacidad a flexión del elemento. Mostrado en la sección 3.1.1.2.

MUROS 1-6

Vnmax=	949
--------	-----

Vudiseño=	315	VERDADERO
-----------	-----	-----------

Además, se toma las siguientes opciones y se elige la más crítica.

s=	20
ρ_s =	0.00452

REFUERZO HORIZONTAL	<u>2ϕ12@20cm</u>
---------------------	----------------------------------

Acv=	25700
------	-------

ϕV_n =	582.48	VERDADERO
--------------	--------	-----------

Se tiene como resultado de la primera opción un refuerzo horizontal de 2 ϕ 12@20cm.

REFUERZO HORIZONTAL	<u>2ϕ12@15cm</u>
---------------------	----------------------------------

s=	30
ρ_s =	0.00301

ϕV_n =	444.25	VERDADERO
--------------	--------	-----------

Segunda opción de refuerzo horizontal es de 2 ϕ 12@15cm.

REFUERZO HORIZONTAL	<u>2ϕ10@15cm</u>
---------------------	----------------------------------

s=	15
ρ_s =	0.00421

ϕV_n =	554.35	VERDADERO
--------------	--------	-----------

Tercera opción, refuerzo horizontal de 2 ϕ 10@15cm.

Se elije como mejor opción para el acero de refuerzo horizontal **2 ϕ 10@15cm**.

4.1.12.3 Solicitaciones software Etabs Muro 1-6

El método de elementos finitos da como resultado los siguientes valores.

ETABS Shear Wall Design
ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P1	7.5	0	10.2846	0.25	0.502

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	LtWt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
1811422.1	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_s	Φ_v	Φ_s (Seismic)	IP _{MAX}	IP _{MIN}	P _{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	2.3577	0	12.6423	0	10.2846	0.25
Bottom	Leg 1	2.3577	0	12.6423	0	10.2846	0.25

Flexural Design for P, M_x and M_y

Station	D/C	Flexural	P _u (tonf)	M _{ux} (tonf-m)	M _{uy} (tonf-m)
Top	0.429	UDWai8	116.706	7.5926	-1404.317
Bottom	0.689	UDWai8	128.9752	-9.0753	-2156.1712

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (m ² /m)	Shear Combo	P _u (tonf)	M _{ux} (tonf-m)	V _u (tonf)	ΦV_c (tonf)	ΦV_n (tonf)
Top	Leg 1	0.00063	UDWai3	282.641	1404.9229	250.635	238.0108	399.9933
Bottom	Leg 1	0.00063	UDWai3	309.2924	2156.8279	250.635	242.0085	403.991

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u (tonf)	M _{ux} (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)	C Limit (m)
Top-Left	Leg 1	0.68525	UDWai4	283.7316	-1135.5561	368.01	420	1.37051	2.28547
Top-Right	Leg 1	0.68388	UDWai4	282.641	1404.9229	428.71	420	1.36776	2.28547
Bottom-Left	Leg 1	0.71883	UDWai4	310.3829	-1748.2437	517.4	420	1.43767	2.28547
Bottom-Right	Leg 1	0.71746	UDWai4	309.2924	2156.8279	609.68	420	1.43492	2.28547

Figura 64. Shear Wall Design Muro 1 ETABS

Fuente: Modelo estructural hormigón armado método elementos finitos
Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$P_u = 129\text{Ton}$$

$$V_u = 251\text{Ton}$$

$$M_u = 2156\text{Ton} * m$$

4.1.12.4 Diagrama de interacción Muro T-T'

MUROS T-T'

Los muros conocidos como muro T y muro T' tienen las mismas dimensiones, por la tal razón se toma solamente una de ellas como ejemplo.

El modelo del muro T se basa en el diagrama de interacción tomado de Etabs 2018.

El muro T cuenta con dos secciones, sección A (ala) y sección 3 (alma). Para la sección A en cada extremo se coloca $16\phi 28@10\text{cm}$, mientras que en el centro se coloca $36\phi 18@35\text{cm}$. Para la sección 3 se utiliza $12\phi 16@15\text{cm}$ en los extremos y en el centro $36\phi 10@20\text{cm}$.

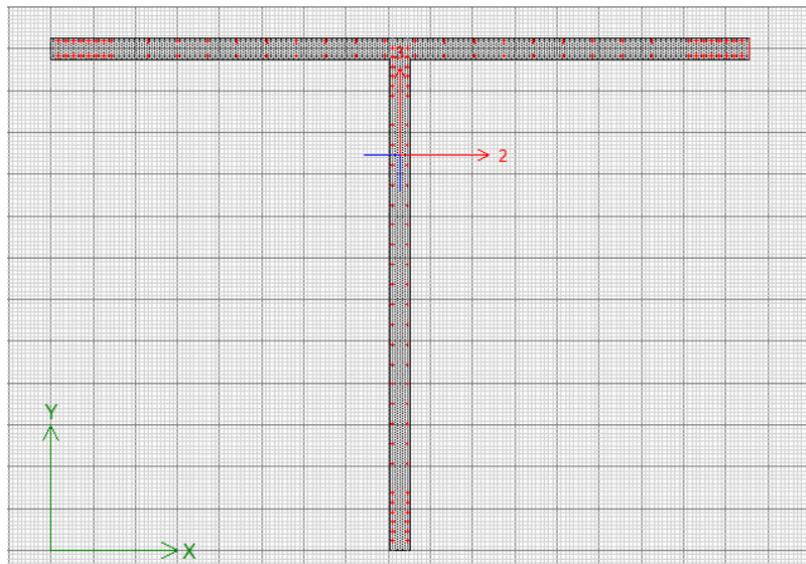


Figura 65. Esquema del refuerzo vertical del muro T

Fuente: Section Designer Muro T

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

SECCIÓN A

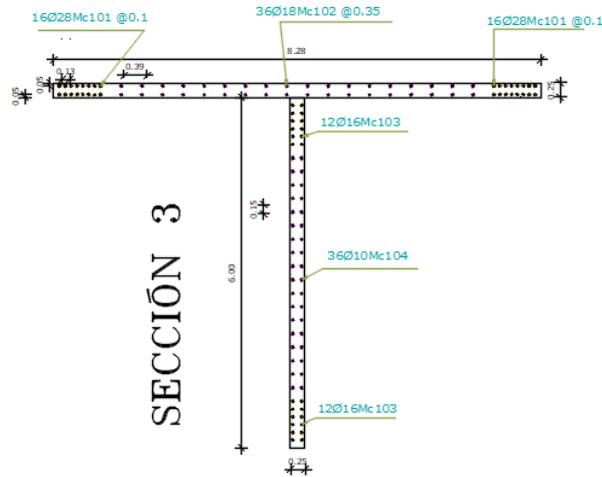


Figura 66. Esquema de acero de refuerzo vertical muro T

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Este elemento proporciona el siguiente diagrama de interacción.

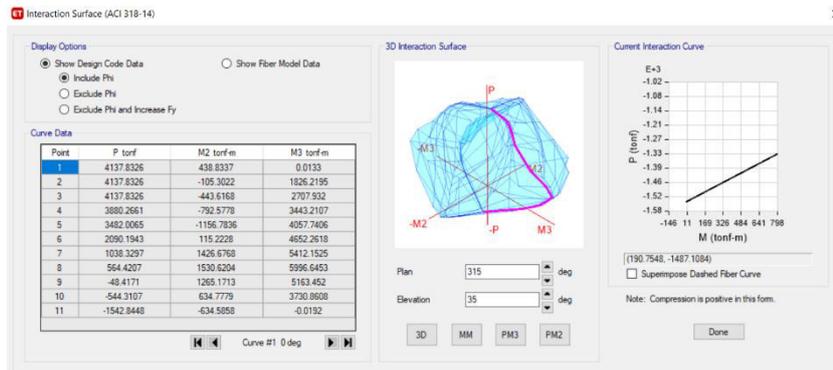


Figura 67. Diagrama de Interacción Muro T

Fuente: Section Designer Muro T

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El diseño del Muro T cumple la condición que las solicitaciones P_u , M_u se encuentran dentro de la curva de capacidad ϕP_n , ϕM_n . Es decir, la solicitación es menor o igual a la capacidad.

4.1.12.5 Diseño a corte Muro T-T'

MURO T sección A

El diseño a corte se lo realiza en función de la máxima capacidad a flexión del elemento. Mostrado en la sección 3.1.1.2. Se utiliza para esta sección un acero de Refuerzo Horizontal **2Ø10@15cm**.

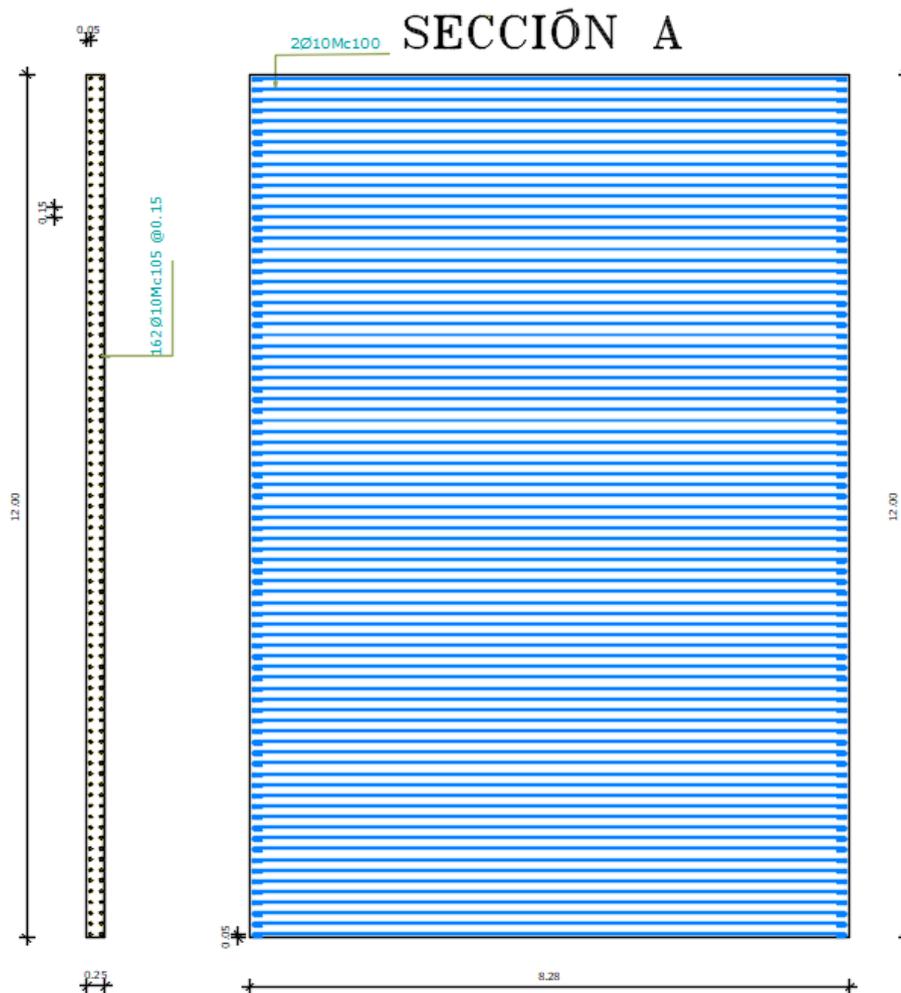


Figura 68. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección A

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD 2019

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

MURO T sección 3

Para la sección 3 se toma como Refuerzo Horizontal $2\phi 10@15\text{cm}$.

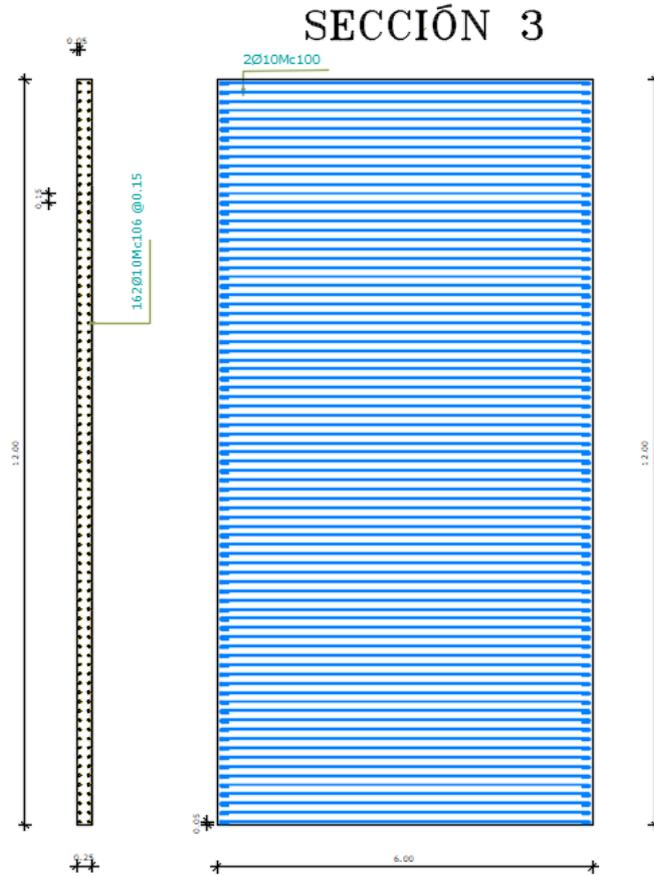


Figura 69. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección 3

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.2 MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS CORTOS DE HORMIGÓN POSTENSADO

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA HORMIGÓN POSTENSADO

El edificio diseñado para la siguiente sección es una estructura que cuenta con un sistema estructural de muros de hormigón postensado, la vivienda es de uso residencial y está conformada por cuatro pisos, con altura de entrepisos de 3m y una altura total de 12m. El área de construcción es de 357.9m² por piso.

El edificio cuenta con los siguientes muros, Muro 1, Muro 6, Muro T (dividido por el ala siendo la sección A y el alma como sección 3) y Muro T' (conformado por el ala como sección G y alma sección 3). El análisis estructural para estos elementos es diseñado por en el software ETABS 2018, mediante modelos tridimensionales. Además, los modelos matemáticos son complementados siguiendo el método ACI en hojas de cálculo realizado en Excel, este método está conformado por diseño a flexo-compresión, diagrama de interacción y resistencia a corte.

4.2.2 DISEÑO DE MUROS HORMIGÓN POSTENSADO

4.2.2.1 Diagrama de interacción Muro 1-6

MURO 1-6

Para las solicitaciones en el sistema de muros de hormigón postensado, el valor de resistencia a corte y momento último se toma del chequeo de diseño de muros cortos de hormigón armado obtenidos por el método de elementos finitos en el software ETABS, mostrado en la sección 4.1.12.3. y para el valor de la fuerza axial se calcula por medio de los siguientes pasos:

Utilizando el programa MATHCAD se realiza una hoja de cálculo siguiendo el mismo procedimiento mostrado en la sección 3.1.3.

DIMENSIONES DE MURO 1

$$l_w = 10.28m$$

$$h = 12m$$

$$t = 25cm$$

Resistencia final máxima de acero es:

$$f_{pu} = \frac{18.98 \text{ tonf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del hormigón:

$$f'_c = \frac{280 \text{ kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión inicial de diseño en el acero postensado, después de las pérdidas (ignorando cualquier cambio en las tensiones de acero postensado debido a los desplazamientos laterales del muro).

$$f_{pi} = \frac{10.43 \text{ tonf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de área del muro

$$A_{\text{muro}} = 2.57 \text{ m}^2$$

Suponiendo

$$a = 100 \text{ cm}$$

Para el momento probable se toma del diagrama de interacción obtenido del método de elementos finitos en el software ETABS

$$M_{pr} = 3718.8 \text{ tonf} * m$$

Valores de fuerza cortante y fuerza axial obtenidos en el chequeo de diseño de muros cortos en ETABS sección 4.1.12.3.

$$V_u = 251 \text{ tonf}$$

$$P_u = 129 \text{ tonf}$$

Cálculo del área total de acero postensado

$$A_p = \frac{2M_{pr}}{(\beta + 1)(l_w - a)f_{pi}} - \frac{P_u}{f_{pi}} = 24.63 \text{ cm}^2$$

Fuerza de postensado aplicada

$$F = A_p * f_{pi} * 0.75 = 192.67 \text{ tonf}$$

Número de torones calculados

$$\# \text{Torones} = \frac{F}{F_{\text{torón}}} = \frac{192.67 \text{ tonf}}{10 \text{ tonf}} = 20 \text{ torones}$$

El número de torones a utilizar es 20 torones.

Entonces, para las solicitaciones del modelo por el método de elementos finitos en Excel. Se aplica la sumatoria de la fuerza de postensado aplicada de 192.67 tonf más la fuerza axial de 129 tonf, dando una carga axial de 329 tonf.

Tabla 13.

Solicitaciones para muro 1 hormigón postensado

SOLICITACIONES			
-	Pu	Mu	Vu
1	329	2156	251

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Con estas solicitaciones se procede al cálculo y desarrollo del diagrama de interacción, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 14.

Valores de acero de refuerzo longitudinal Muro 1

MURO 1								
b=	25	cm	b=	25	cm	b=	25	cm
h=	80	cm	h=	868	cm	h=	80	cm
#filas acero=	6	u	#filas acero=	16	u	#filas acero=	6	u
#columnas acero=	2	u	#columnas acero=	2	u	#columnas acero=	2	u
recubrimiento=	3.75	cm	recubrimiento=	3.75	cm	recubrimiento=	3.75	cm
Ø	18	mm	Ø	14	mm	Ø	18	mm

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El siguiente esquema muestra la cantidad de acero de refuerzo colocado y el número de torones que se ubican en el centro del muro, lo cual se encuentra explicado en la sección 2.11.

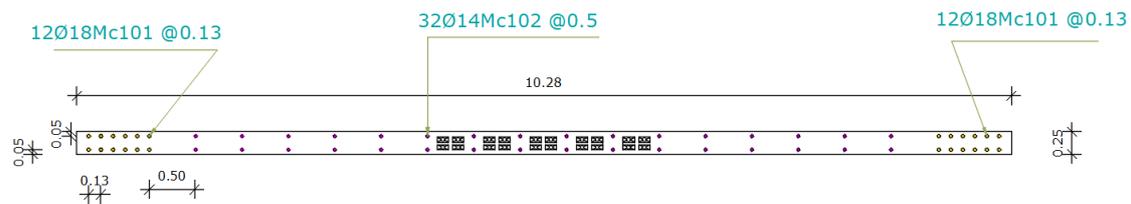


Figura 70. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro 1

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

La capacidad del muro 1-6 resulta los siguientes valores.

Tabla 15.

Valores por Capacidad para muro 1

	Pn	Mn
1	144.4	2877.821742

Valores curva nominal

	ϕP_n	ϕM_n
1	122.2151923	2436.067768

Valores curva real

Fuente: Hoja de cálculo método ACI

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

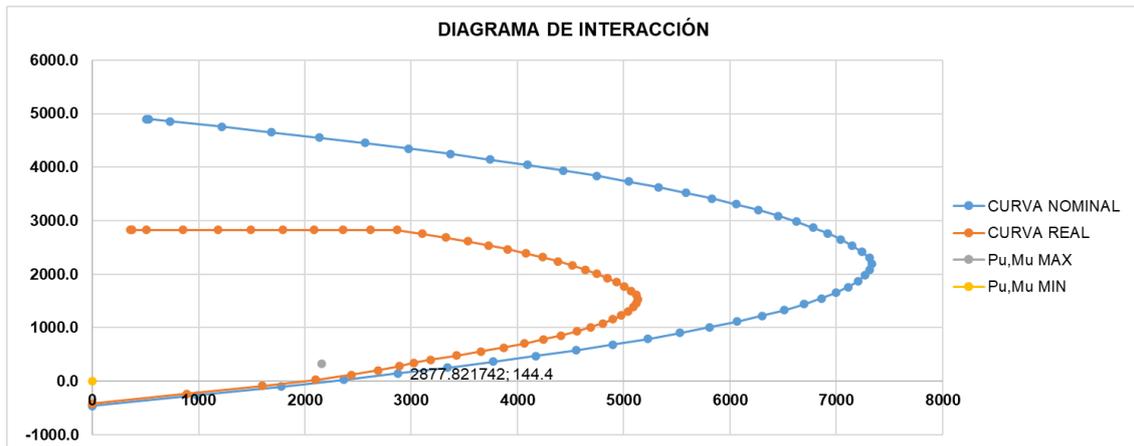


Gráfico 6. Diagrama de interacción muro 1

Fuente: Muros de Hormigón Armado método ACI en Excel

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El modelo del muro 1-6 con sistema de hormigón postensado cumple la condición y se encuentra dentro de la curva nominal o de capacidad.

4.2.2.2 Diseño a corte Muro 1

El diseño a corte para el muro 1-6 se lo realiza en función de la máxima capacidad a flexión del elemento, siguiendo el proceso explicado en la sección 3.1.1.2.

Vnmax=	949	
Vudiseño=	335	VERDADERO

Se cumple la condición Vu de diseño es menor o igual a Vn máximo.

A continuación, se presenta el refuerzo horizontal calculado para distintos valores de espaciamiento y se elige el refuerzo más crítico.

s=	20	
ρs=	0.00452	
REFUERZO HORIZONTAL	<u>2∅12@20cm</u>	
Acv=	25700	
∅Vn=	414.96	VERDADERO

Se tiene como resultado de la primera opción un refuerzo horizontal de 2∅12@20cm.

s=	10	
ρs=	0.0090	
∅Vn=	829.66	VERDADERO
REFUERZO HORIZONTAL	<u>2∅12@10cm</u>	

Segunda opción de refuerzo horizontal es de 2∅12@10cm.

s=	15	
ρs=	0.004213333	
∅Vn=	386.82	VERDADERO
REFUERZO HORIZONTAL	<u>2∅10@15cm</u>	

Tercera opción, refuerzo horizontal de 2∅10@15cm.

Se elige como mejor opción para el acero de refuerzo horizontal 2∅10@15cm.

4.2.2.3 Diseño por método elementos finitos Muros 1

Para las combinaciones de carga se toma en cuenta carga muerta, carga viva, carga sobrepuesta, carga de sismo en X, carga de sismo en Y, además de una carga adicional la cual representa el hormigón postensado.

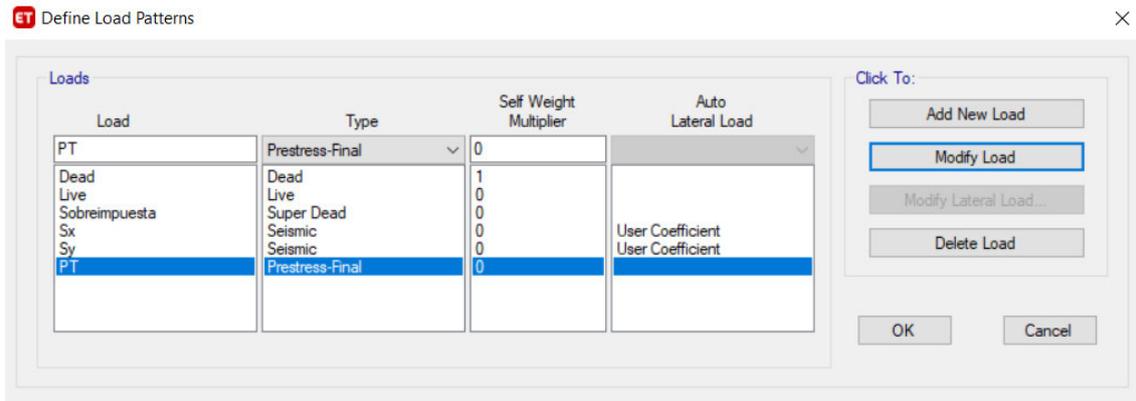


Figura 71. Definición de Cargas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

En el diseño se utilizarán las siguientes combinaciones de carga, en donde se agrega la carga postensada aplicada.

$$1.4D + 1.4 S_{DL} + P_T \quad \text{Ecuación 65}$$

$$1.2D + 1.6L + 1.2S_{DL} + P_T \quad \text{Ecuación 66}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + 1.3S_{xE} + P_T \quad \text{Ecuación 67}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - 1.3S_{xE} + P_T \quad \text{Ecuación 68}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + 1.3S_{yE} + P_T \quad \text{Ecuación 69}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - 1.3S_{yE} + P_T \quad \text{Ecuación 70}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + 1.3S_{xE} + P_T \quad \text{Ecuación 71}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} - 1.3S_{xE} + P_T \quad \text{Ecuación 72}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + 1.3S_yE + P_T$$

Ecuación 73

$$0.662D + 0.662S_{DL} - 1.3S_yE + P_T$$

Ecuación 74

En donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

S_{DL} = Carga Sobreimpuesta

S_xE = Carga de Sismo en X

S_yE = Carga de Sismo en Y

P_T = Carga Postensada

Fuente: (Moehle, 2015).

Para el muro 1-6 se aplica la carga de postensado calculada en la sección 4.2.2.1.

La carga $F=192.67$ tonf, esta se aplica en la parte superior y se contrarresta con una misma fuerza en la parte inferior.

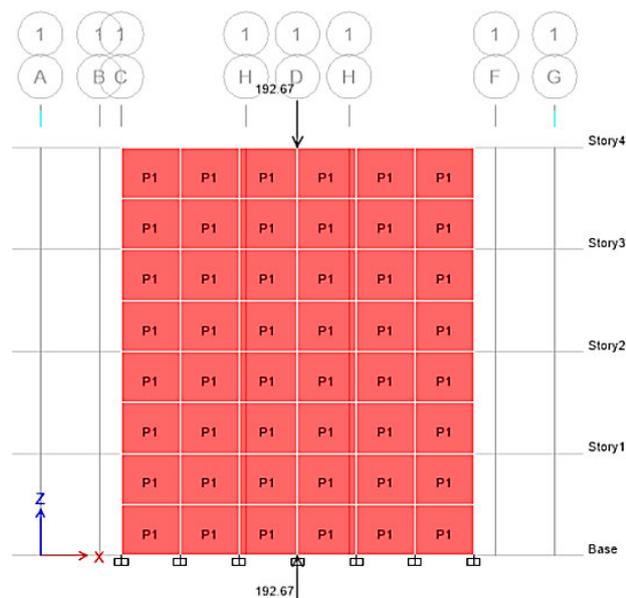


Figura 72. Muro 1 Carga postensada

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)
Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Dando los siguientes valores como resultado en el chequeo de diseño del muro.

MURO 1

ETABS 18.1.1

License #*1QF55FWZVH9NPG3

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story 1	P1	7.5	0	10.2846	0.25	0.502

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{yt} (tonf/m ²)
1811422.1	2100	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ_f	Φ_c	Φ_v	Φ_s (Seismic)	IP _{max}	IP _{min}	P _{max}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	2.3577	0	12.6423	0	10.2846	0.25
Bottom	Leg 1	2.3577	0	12.6423	0	10.2846	0.25

Flexural Design for P, M_x and M_y

Station	D/C	Flexural	P _u (tonf)	M _{u,x} (tonf-m)	M _{u,y} (tonf-m)
Top	0.416	COMBINACIÓN 4	483.0845	19.1886	-1550.6647
Bottom	0.643	COMBINACIÓN 8	328.4144	-9.0989	-2438.7362

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (m ² /m)	Shear Combo	P _u (tonf)	M _u (tonf-m)	V _u (tonf)	ΦV_c (tonf)	ΦV_s (tonf)
Top	Leg 1	0.00063	COMBINACIÓN 3	481.9852	1551.2352	295.9727	177.8315	339.814
Bottom	Leg 1	0.00063	COMBINACIÓN 3	508.6365	2439.1532	295.9727	177.8315	339.814

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u (tonf)	M _u (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)	C Limit (m)
Top-Left	Leg 1	0.93769	COMBINACIÓN 4	483.0846	-1282.188	478.82	420	1.87538	2.28547
Top-Right	Leg 1	0.93629	COMBINACIÓN 4	481.9852	1551.2352	539.44	420	1.87258	2.28547
Bottom-Left	Leg 1	0.97327	COMBINACIÓN 6	511.017	-595.5988	333.89	420	1.94653	2.28547
Bottom-Right	Leg 1	0.97024	COMBINACIÓN 6	508.6365	2439.1532	751.27	420	1.94047	2.28547

Figura 73. Shear Wall Design Muro 1 ETABS

Fuente: Modelo estructural hormigón armado método elementos finitos

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$P_u = 483 \text{ tonf}$$

$$V_u = 295 \text{ tonf}$$

$$M_u = 2439 \text{ tonf} * \text{m}$$

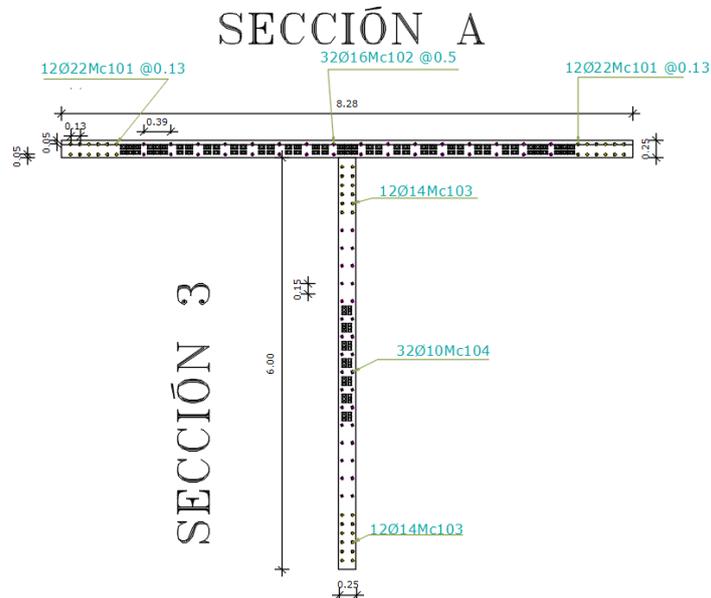


Figura 75. Esquema de acero de refuerzo vertical muro T Hormigón Postensado

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

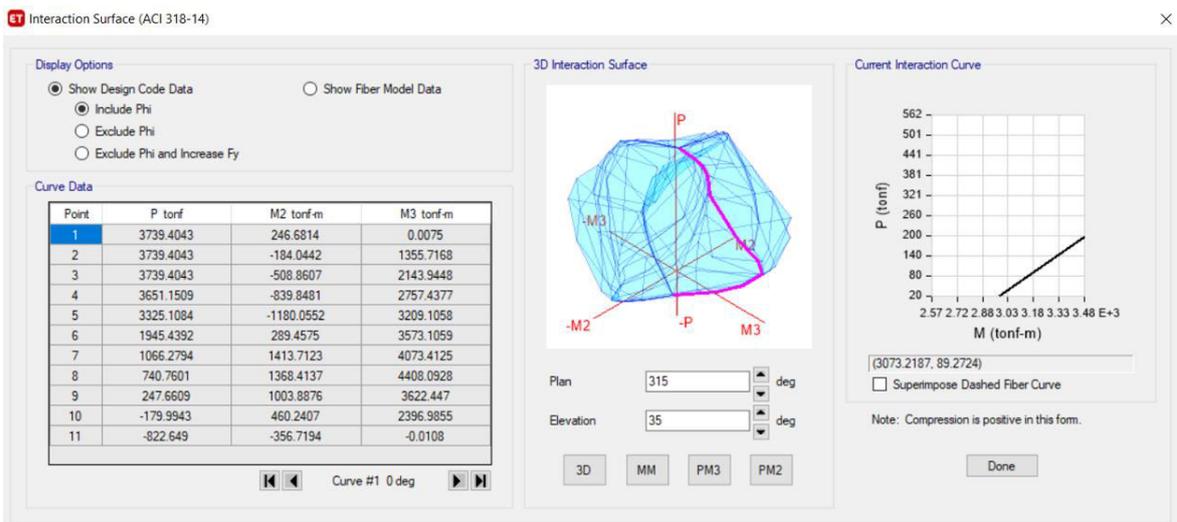


Figura 76. Diagrama de Interacción Muro T Hormigón Postensado

Fuente: Section Designer Muro T

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El diseño del Muro T de Hormigón postensado cumple la condición que la sollicitación es menor o igual a la capacidad.

4.2.2.5 Diseño a corte Muro T-T'

Muro T sección A

Para la sección A se utiliza un acero de refuerzo horizontal de $2\phi 10@15\text{cm}$

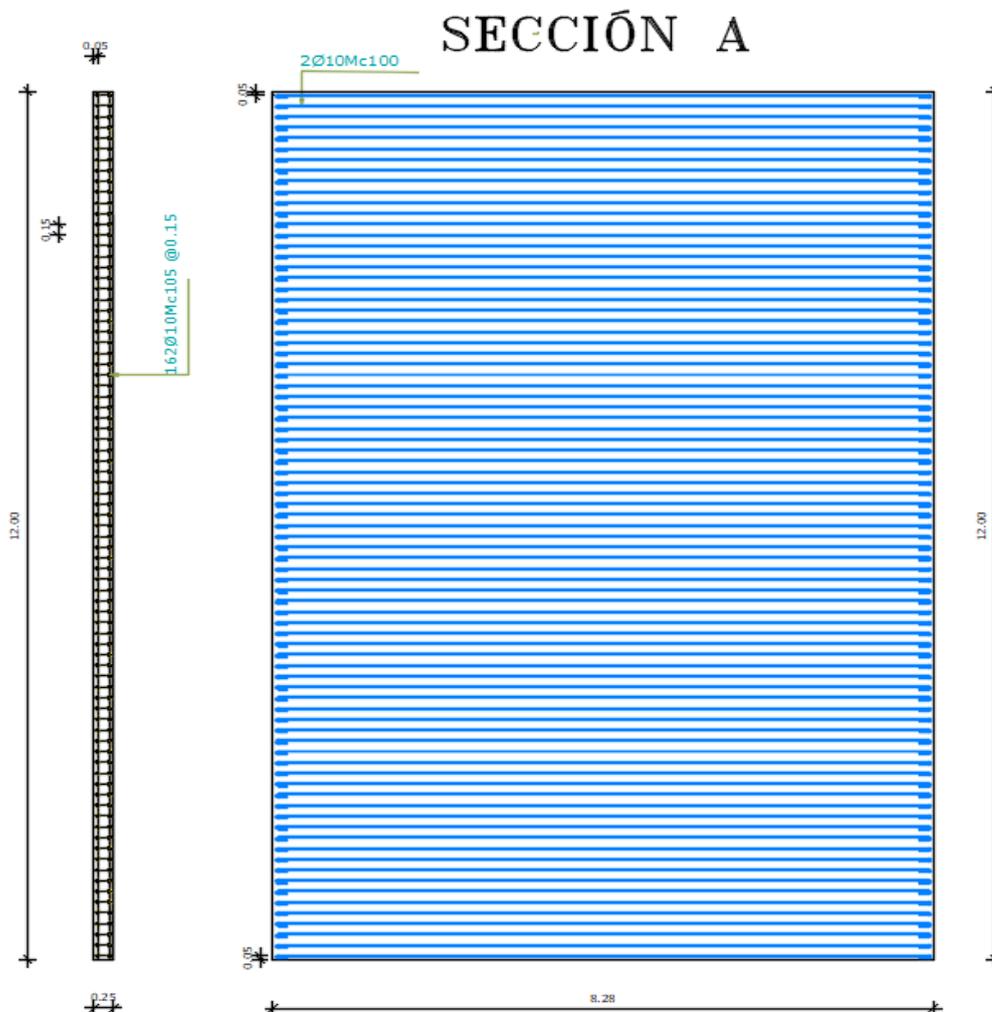


Figura 77. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección A

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

MURO T sección 3

Para la sección 3 se toma como Refuerzo Horizontal $2\phi 10@15\text{cm}$

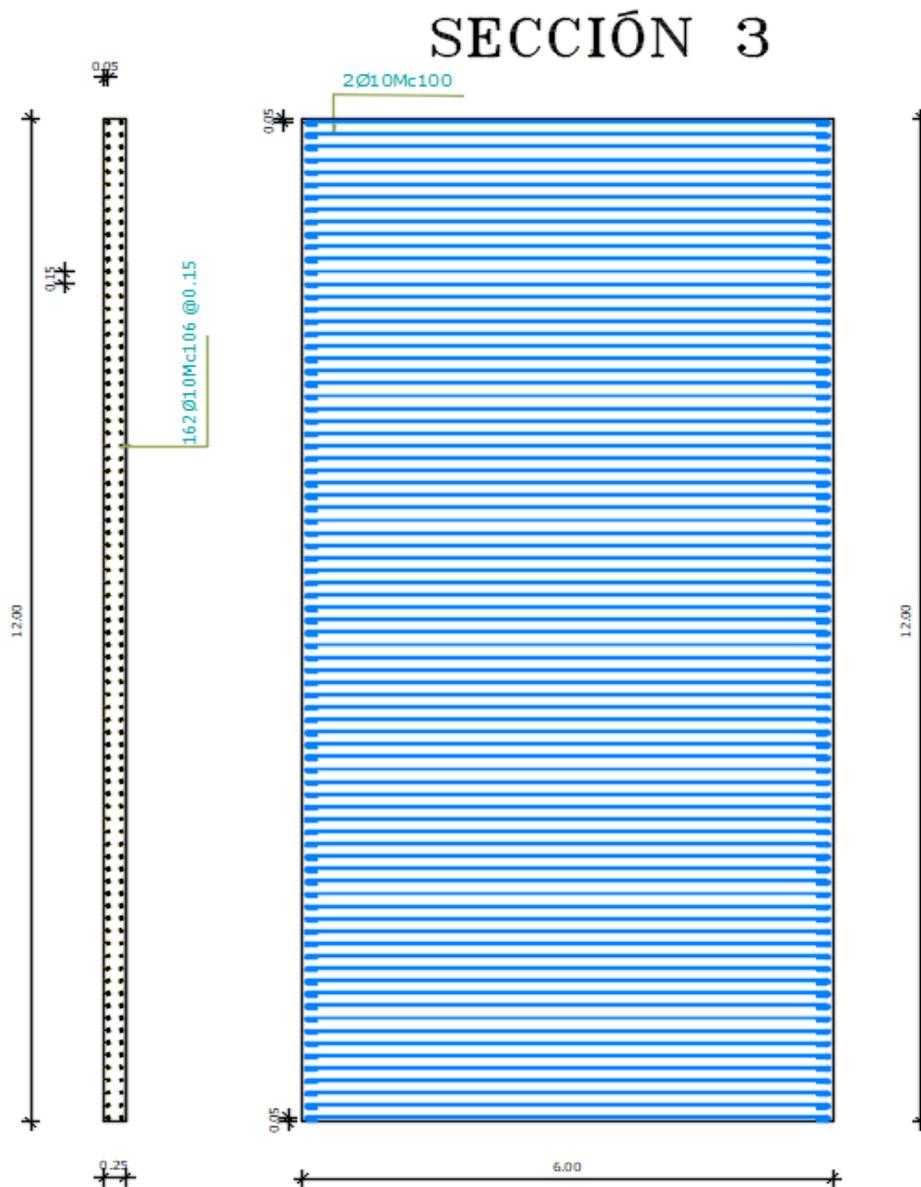


Figura 78. Esquema de acero de refuerzo horizontal muro T sección 3

Fuente: Muros de Hormigón Armado AutoCAD (2019)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3 MODELO DE UN SISTEMA CON MUROS DE MAMPOSTERÍA ENCHAPADA

4.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA MAMPOSTERÍA ENCHAPADA

La estructura tiene como sistema constructivo la mampostería enchapada, la vivienda de uso residencial de cuatro pisos, cuenta con alturas de entrepiso de 3m. Además de un área para cada piso de 357.9m² de construcción. La edificación está constituida con muros exteriores e interiores. El análisis estructural de estos elementos está diseñado utilizando el software ETABS 2018.

DATOS GENERALES

Losa maciza: 22cm

Agrietamiento: 0.25

Muros de mampostería: 25cm

Agrietamiento: 0.6

4.3.2 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Los datos tomados para los muros de mampostería enchapada son tomados de (Fernandez & Paredes, 2010)

Resistencia a la compresión del hormigón

$$f'c = \frac{210\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

$$fy = \frac{5500\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad

$$E = \frac{120000\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Poisson

$$u = 0.2$$

Peso Específico

$$\gamma = \frac{2400\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

4.3.3 CORTANTE BASAL

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

“Para los muros estructurales donde el factor predominante es el corte, se recomienda utilizar el factor de reducción de respuesta $R=3$ para el cálculo del cortante basal porque los muros se agotarán en las cargas solicitadas, sin tener la posibilidad de disipar energía en el rango inelástico”. (NEC-2015)

Tabla 16.

Valores requeridos de cortante basal

R	3	Factor de reducción sísmica NEC-15 3.3.2
I	1	Coefficiente de Importancia NEC-15 sección 4.1
Øe	1	Coefficiente de configuración en planta y elevación NEC-15 sección 5.3
Øp	1	Coefficiente de configuración en planta y elevación NEC-15 sección 5.3
Sa		Espectro de diseño en aceleración NEC-15 sección 3.3.2

Fuente: Hoja de cálculo cortante basal

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Periodo de Vibración T

$$T_a = C_t * h_n^{\alpha}$$

Ecuación 75

Tabla 17.

Valores requeridos de periodo de vibración

hn	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros	5.8	m
Ct	Coefficiente que depende del tipo de edificio	0.055	-
α	Coefficiente que depende del tipo de edificio	0.75	-
Ta [s]	Periodo de vibración	0.21	s

Fuente: Hoja de cálculo cortante basal

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Los coeficientes C_t y α están dados por la siguiente tabla.

Tabla 18.

Coefficiente Ct y α según el tipo de estructura

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Fa	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto TABLA 3	1.2	NEC 15
Fd	Desplazamientos para diseño en roca TABLA 4	1.19	SECCIÓN
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos TABLA 5	1.28	3.2.2

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 76}$$

To [s]	0.127
---------------	--------------

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 77}$$

Tc [s]	0.698
---------------	--------------

Provincia de la Sierra, Esmeraldas, Galapagos	NEC 15 Sección 3.3.1
n	2.48

Regiones del Ecuador

- η = 1.80 : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- η = 2.48 : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- η = 2.60 : Provincias del Oriente

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

$$S_a = n * F_a * Z \quad \text{Ecuación 78}$$

Sa	1.190
-----------	--------------

Carga Sísmica Reactiva

“Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015), la carga sísmica reactiva”.

$$W = D \quad \text{Ecuación 79}$$

Para casos especiales como bodegas o almacenamientos

$$W = D + 0.25L \quad \text{Ecuación 80}$$

Donde:

$D =$ Carga Muerta de la estructura

$L =$ Carga Viva de la estructura

V [t]	0.40	W
--------------	------	---

4.3.4 MODELO ESTRUCTURAL ETABS

Definidos los materiales, se presenta el diseño estructural.

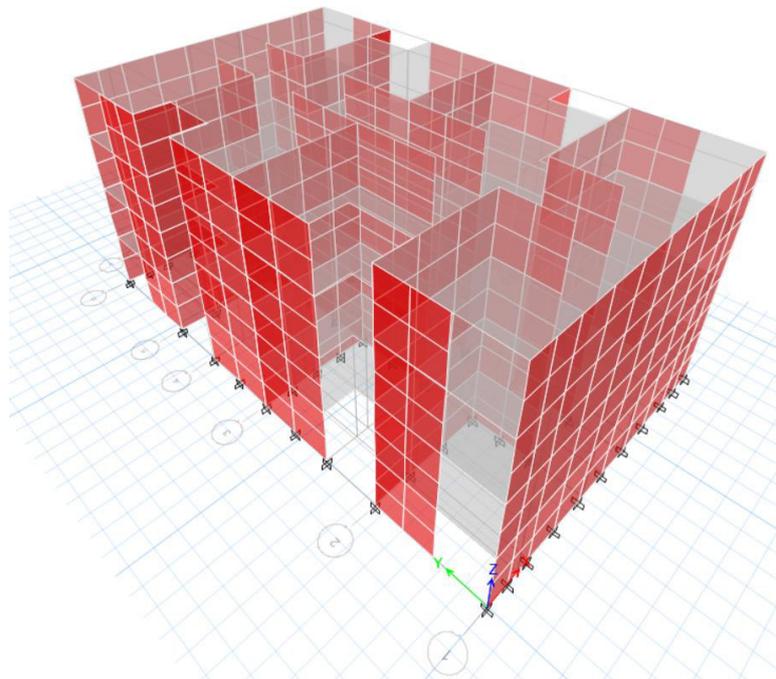


Figura 79. Vivienda de cuatro pisos con muros de mampostería

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

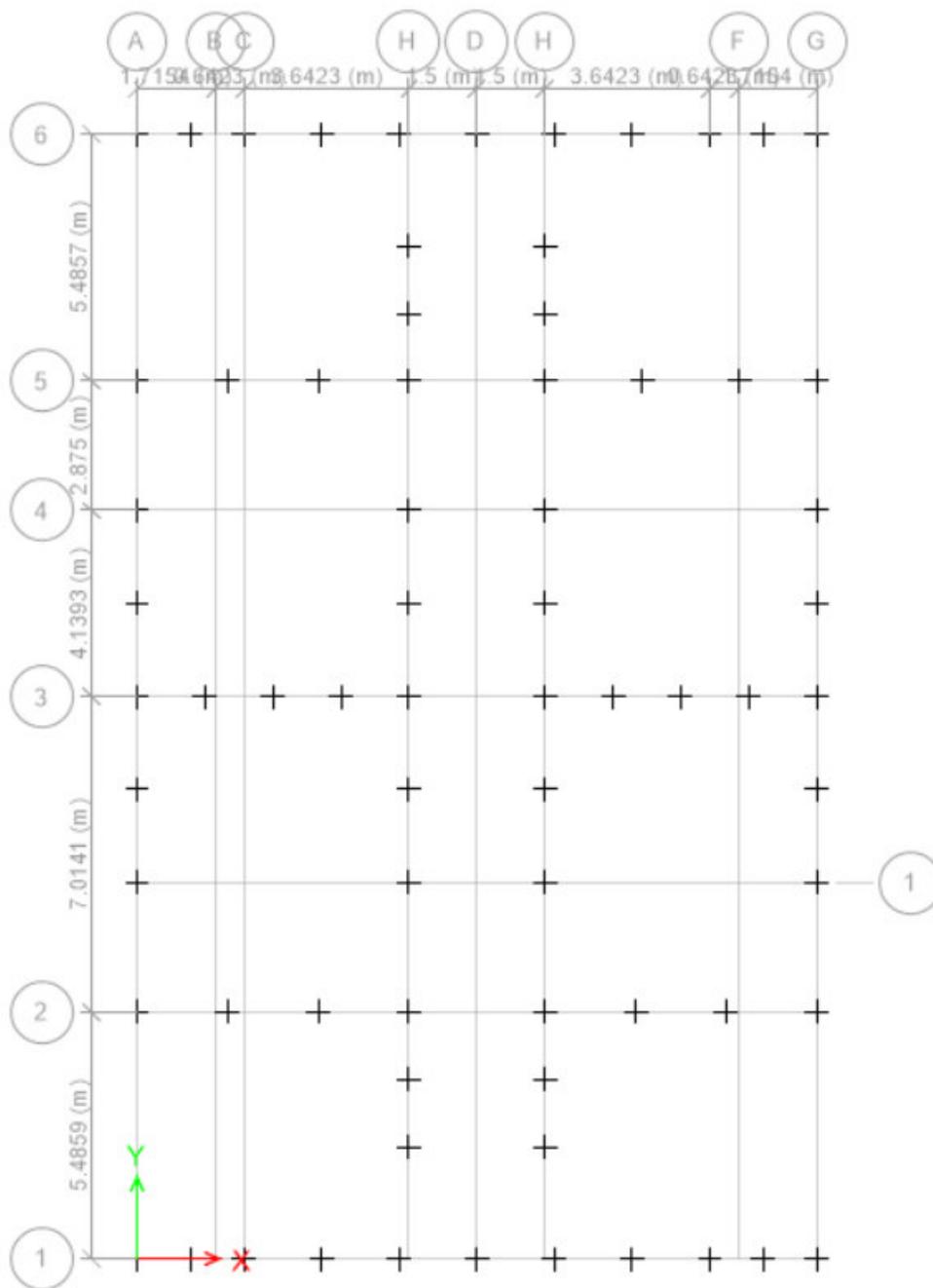


Figura 80. Base de la estructura

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

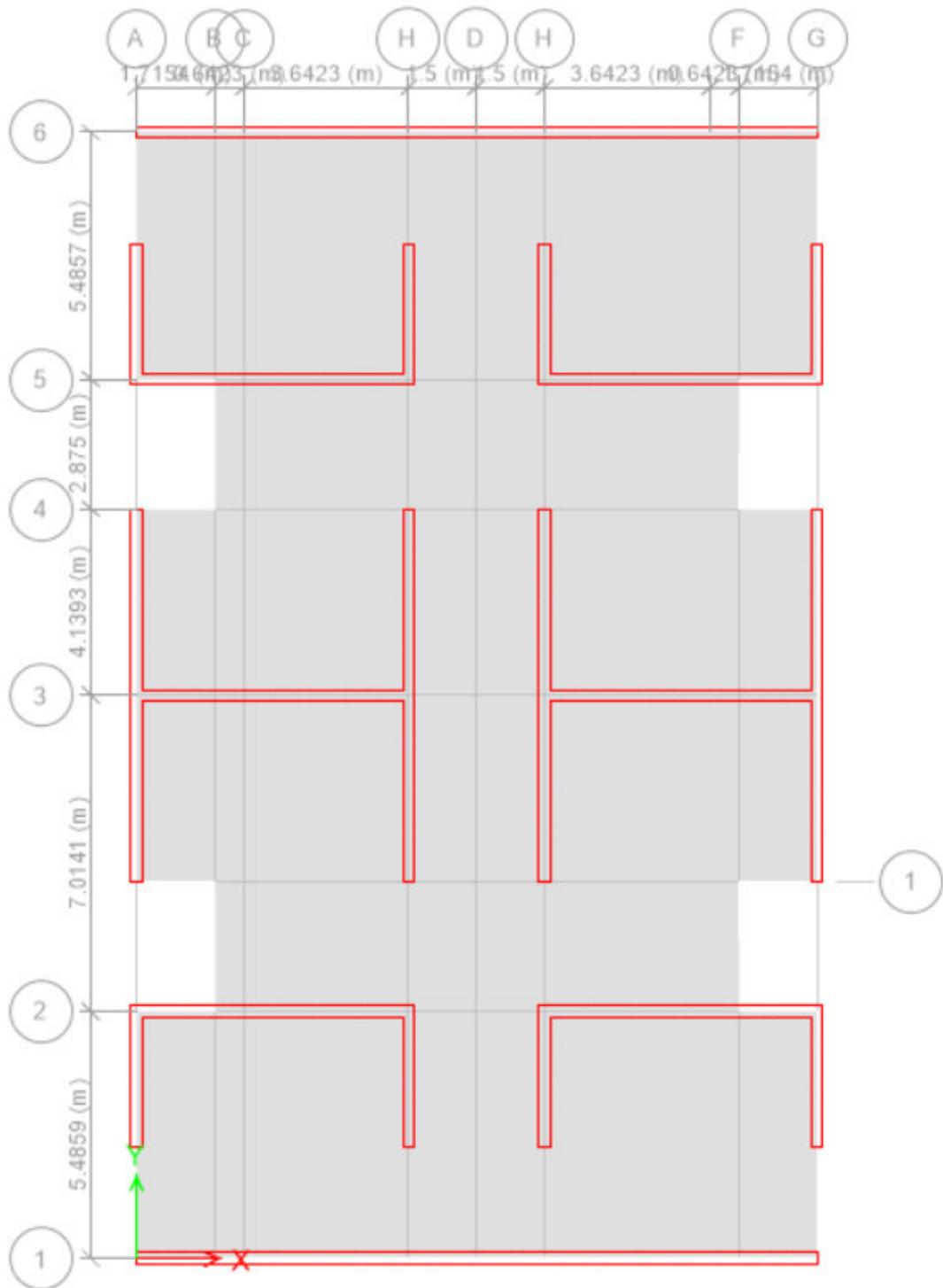


Figura 81. Primero, segundo, tercero y cuarto piso de la estructura

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.5 DEFINICIÓN DE MATERIALES

Resistencia a la Compresión del Hormigón

Se toma como valor de la resistencia a la compresión del concreto 210kg/cm^2 . Con un módulo de elasticidad de 120000 kgf/cm^2 . Valores tomados de la sección 2.13.

Material Property Data

General Data

Material Name: concreto Fc=210kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Pink Square] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1811422.1 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 754759.21 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 82. Resistencia a la compresión del hormigón

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

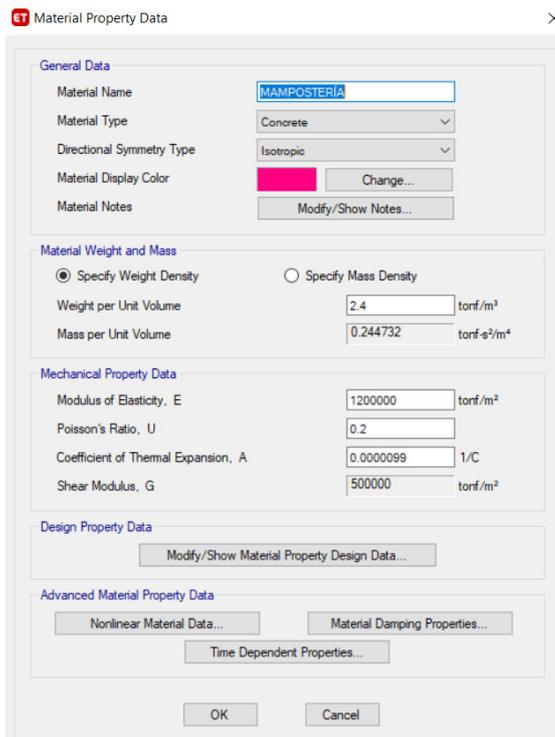


Figura 83. Propiedades de mampostería

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

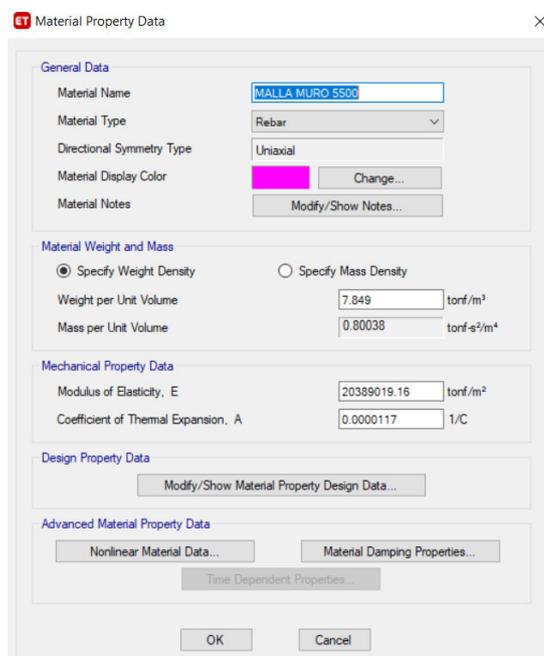


Figura 84. Acero de refuerzo

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.6 DEFINICIÓN DE SECCIONES MUROS DE MAMPOSTERÍA

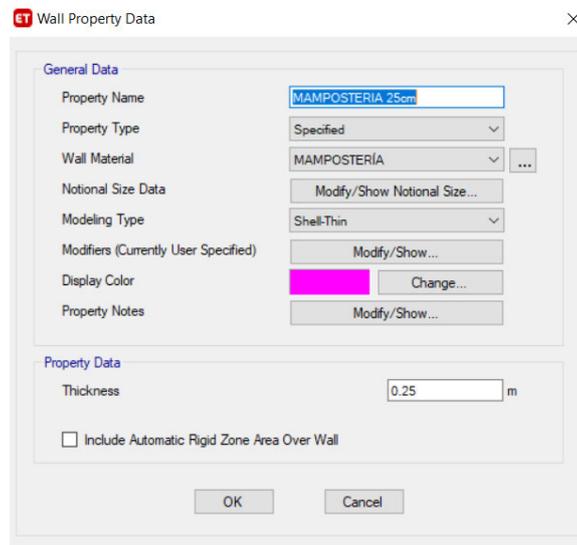


Figura 85. Muro de mampostería 25cm

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

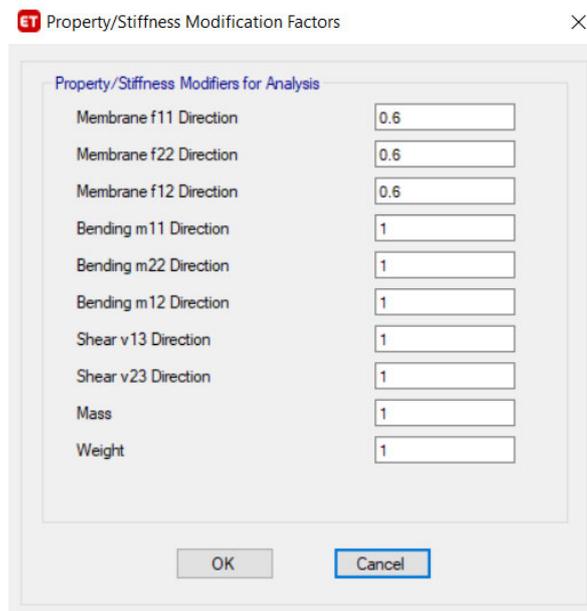


Figura 86. Muro de mampostería 25cm

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

LOSA MACIZA

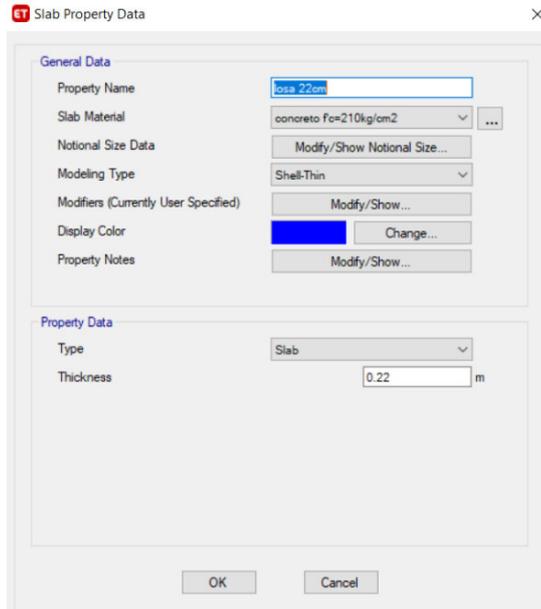


Figura 87. Propiedades de losa maciza

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

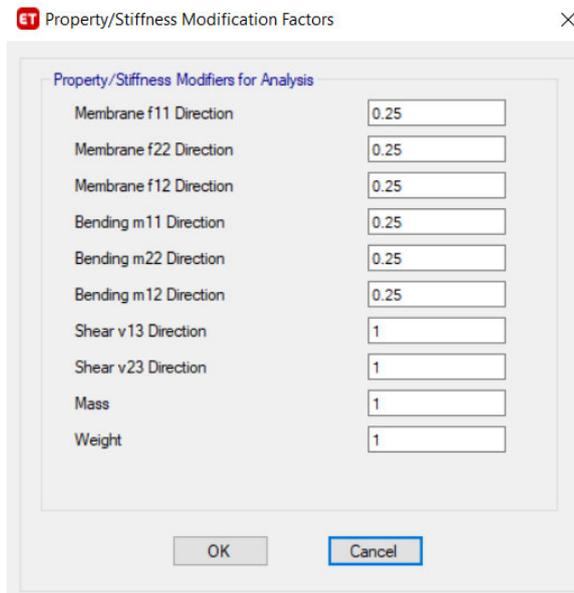


Figura 88. Agrietamiento en losa maciza

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.7 APLICACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

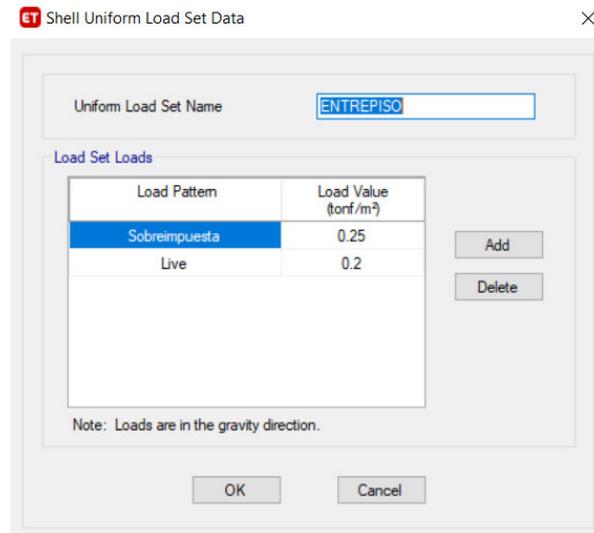


Figura 89. Aplicación de cargas en losa de entrepiso

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

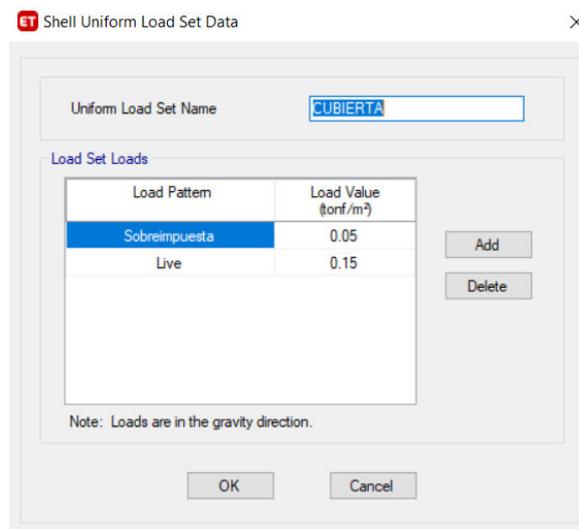


Figura 90. Aplicación de cargas en losa de cubierta

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.8 COMBINACIONES DE CARGAS

$$1.4D + 1.4 S_{DL} \quad \text{Ecuación 81}$$

$$1.2D + 1.6L + 1.2S_{DL} \quad \text{Ecuación 82}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + S_{xE} \quad \text{Ecuación 83}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - S_{xE} \quad \text{Ecuación 84}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} + S_{yE} \quad \text{Ecuación 85}$$

$$1.438D + L + 1.438S_{DL} - S_{yE} \quad \text{Ecuación 86}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + S_{xE} \quad \text{Ecuación 87}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} - S_{xE} \quad \text{Ecuación 88}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} + S_{yE} \quad \text{Ecuación 89}$$

$$0.662D + 0.662S_{DL} - S_{yE} \quad \text{Ecuación 90}$$

En donde:

$D = \text{Carga Muerta}$

$L = \text{Carga Viva}$

$S_{DL} = \text{Carga Sobreimpuesta}$

$S_{xE} = \text{Carga de Sismo en X}$

$S_{yE} = \text{Carga de Sismo en Y}$

4.3.9 ORIGEN DE MASA (MASS SOURCE)

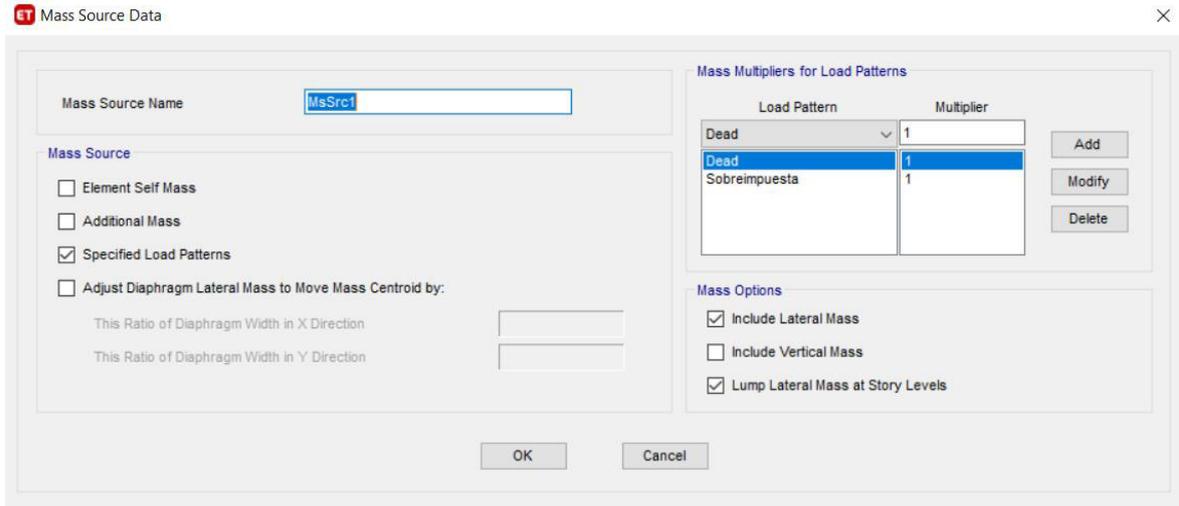


Figura 91. Fuente de masas

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.10 CARGAS SÍSMICAS

Aplicando los conceptos de la NEC-15. Se toma el valor del coeficiente a corte C y se asigna a la estructura principal.

Sismo en X

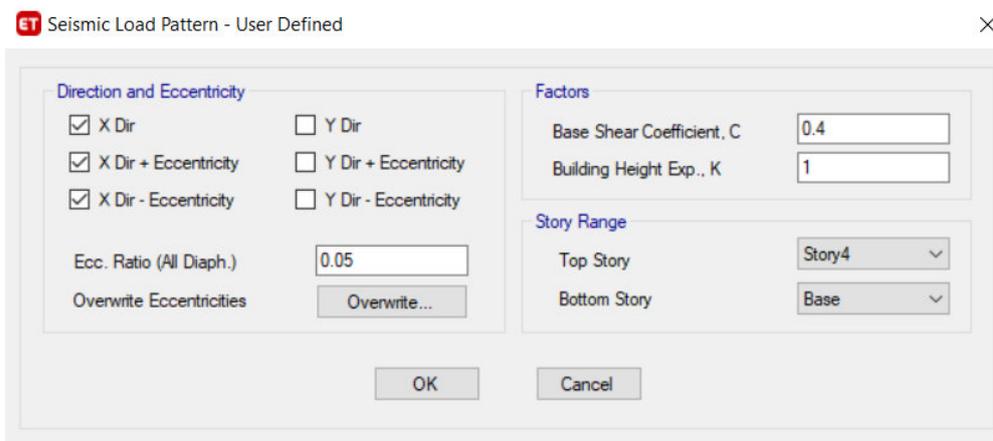


Figura 92. Coeficiente de cortante basal sismo X

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Sismo en Y

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.4

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story Story4

Bottom Story Base

OK Cancel

Figura 93. Coeficiente de cortante basal sismo Y

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

4.3.11 RESULTADOS COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

“La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso”. NEC-2015.

Tabla 19. Límites permisibles de las derivas de los pisos

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

DERIVA EN SISMO X

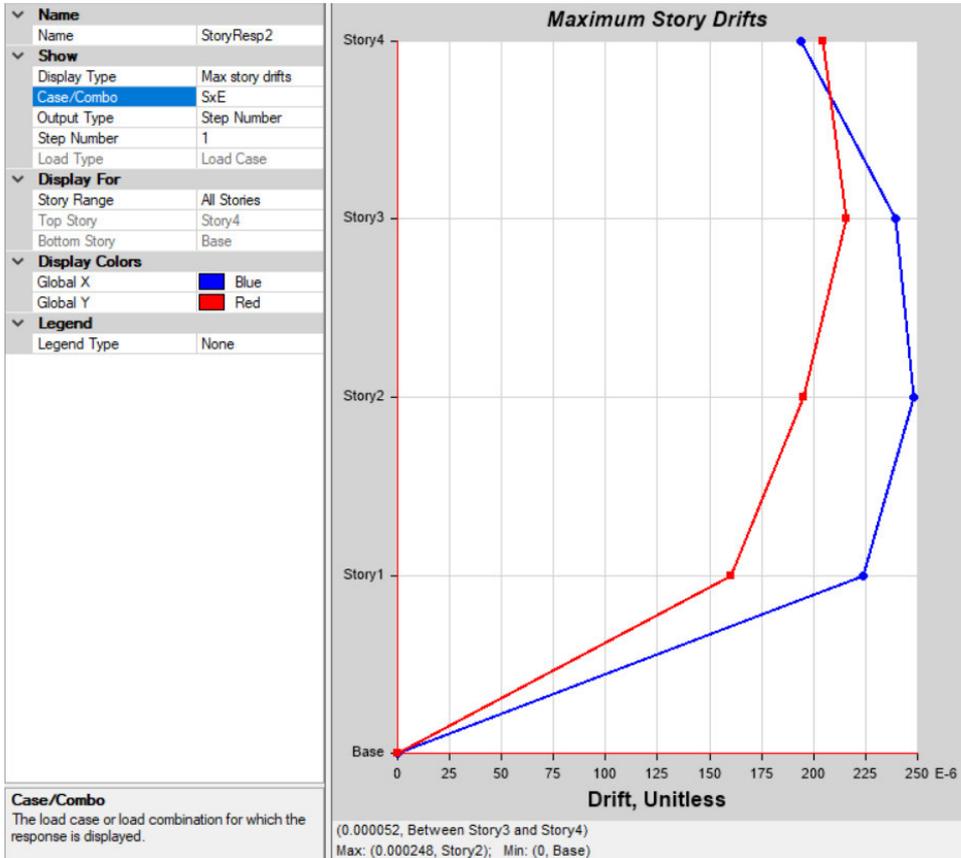


Gráfico 7. Resultados de deriva máxima en sismo X

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$\Delta_{Mx} = 0.75 R \Delta_E$$

Ecuación 91

$$\Delta_{Mx} = 0.75 (3)(0.000248)$$

$$\Delta_{Mx} = 0.000558 \leq 0.02$$

OK

Las derivas del sismo X cumple la condición establecida por la tabla de límites permisibles de las derivas en pisos.

DERIVA EN SISMO Y

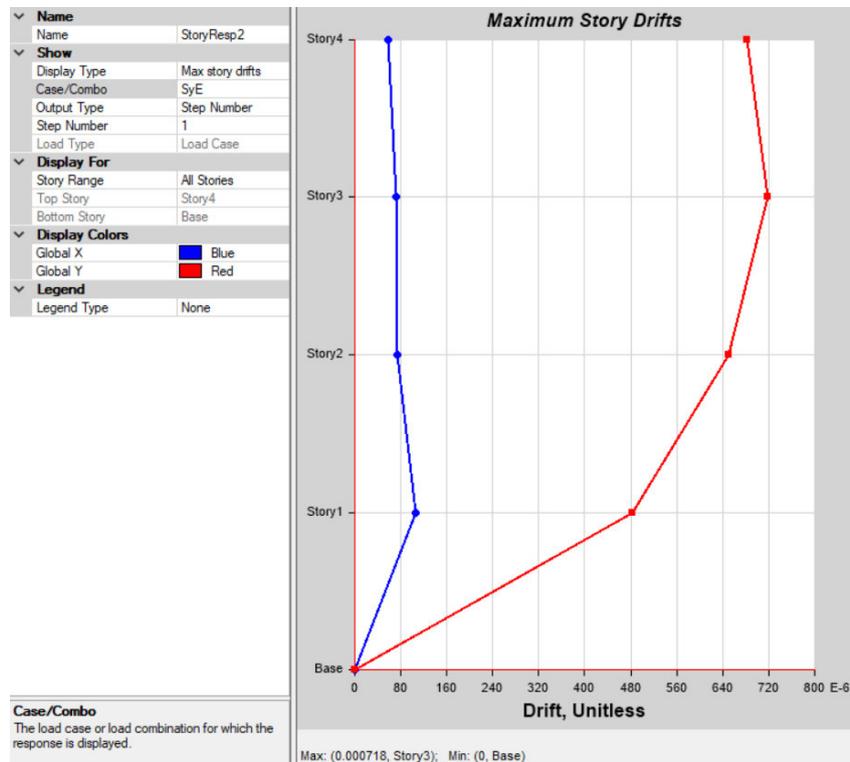


Gráfico 8. Resultados de deriva máxima en sismo Y

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

$$\Delta_{Mx} = 0.75 R \Delta_E$$

Ecuación 92

$$\Delta_{Mx} = 0.75 (3)(0.000718)$$

$$\Delta_{Mx} = 0.00161 \leq 0.02$$

OK

Las derivas del sismo Y cumple la condición establecida por la tabla de límites permisibles de las derivas en pisos.

4.3.12 MODOS DE VIBRACIÓN

MODO 1

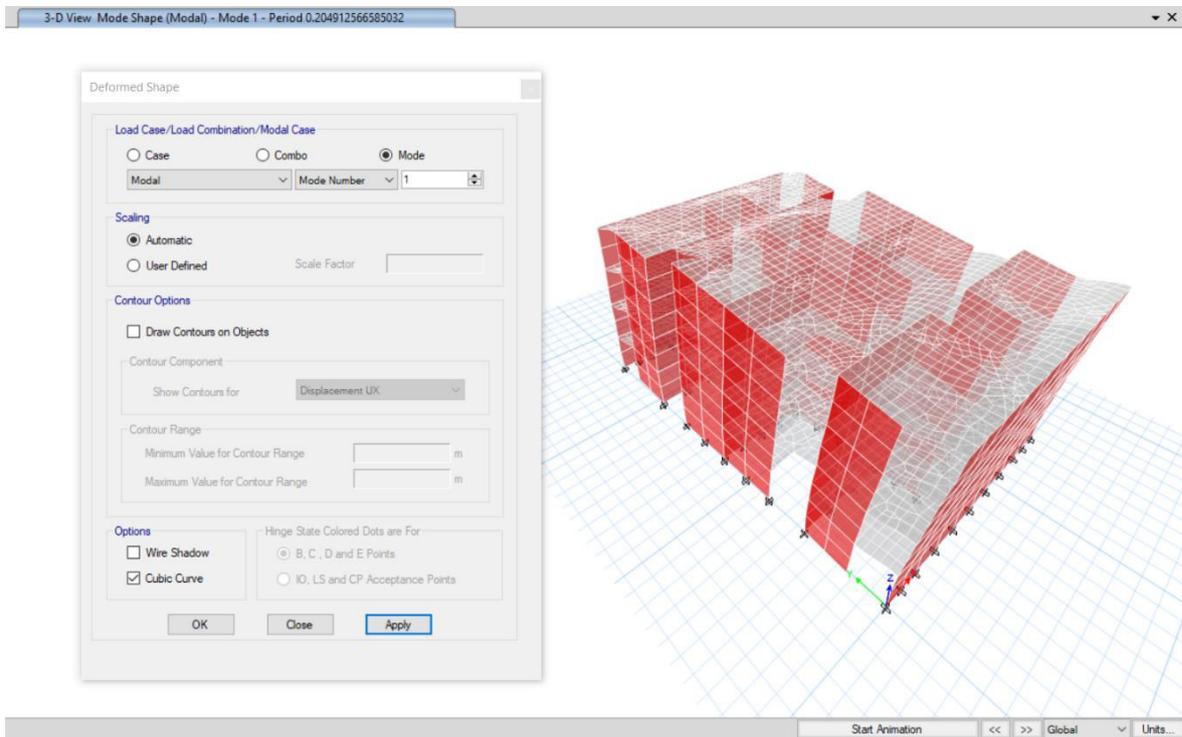


Figura 94. Resultados primer modo de vibración

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Ta(s)	Periodo de Vibración	0.205	s
-------	----------------------	-------	---

$$T \leq 1.3T_a$$

Ecuación 93

$$T \leq 1.3 * 0.205$$

$$T \leq 0.267$$

$$0.205 \leq 0.267$$

OK

MODO 2

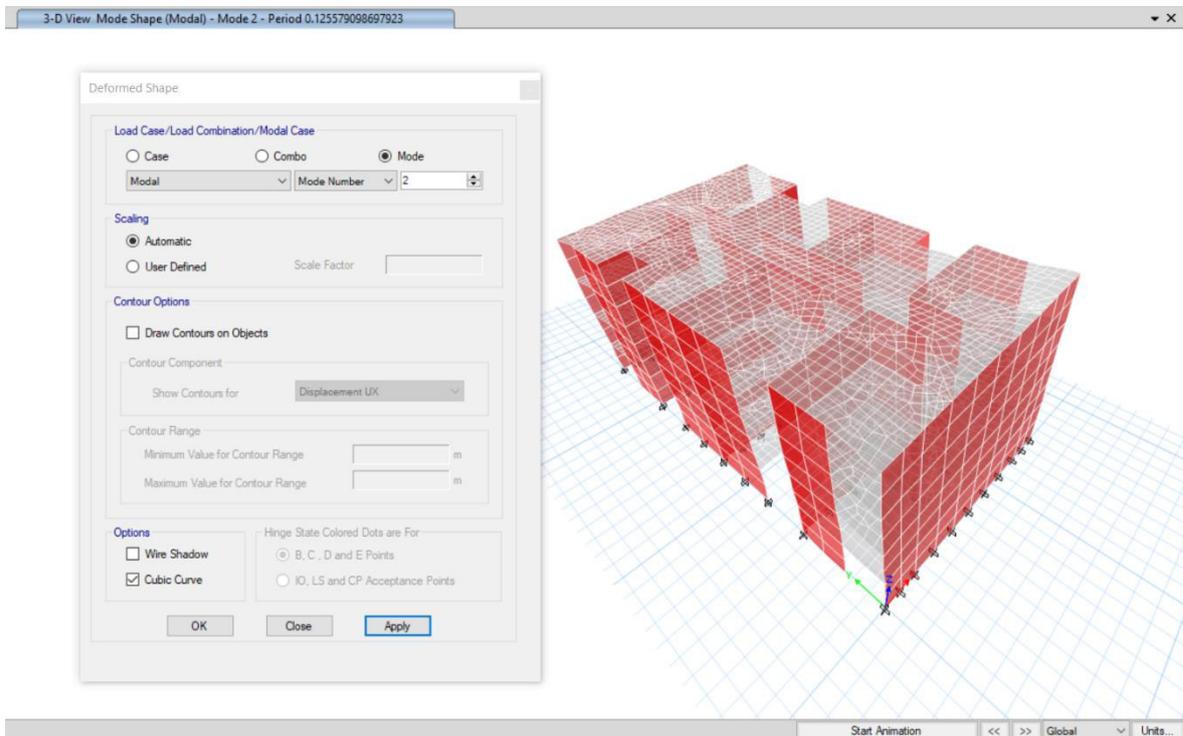


Figura 95. Resultados segundo modo de vibración

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Ta(s)	Periodo de Vibración	0.125	s
-------	----------------------	-------	---

$$T \leq 1.3T_a$$

Ecuación 94

$$T \leq 1.3 * 0.125$$

$$T \leq 0.163$$

$$0.125 \leq 0.163$$

OK

4.3.13 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Esta vivienda está conformada por 8 tipos de muros, se presenta tres muros como ejemplo de su comportamiento debido a que los 5 muros adicionales cuentan con las mismas dimensiones por lo tanto su comportamiento será el mismo que los muros ejemplos. Todos los muros cuentan con acero de refuerzo de 6ϕ cada 10cm.

MURO 1

El muro 1 cuenta con dimensiones de 15x12m.

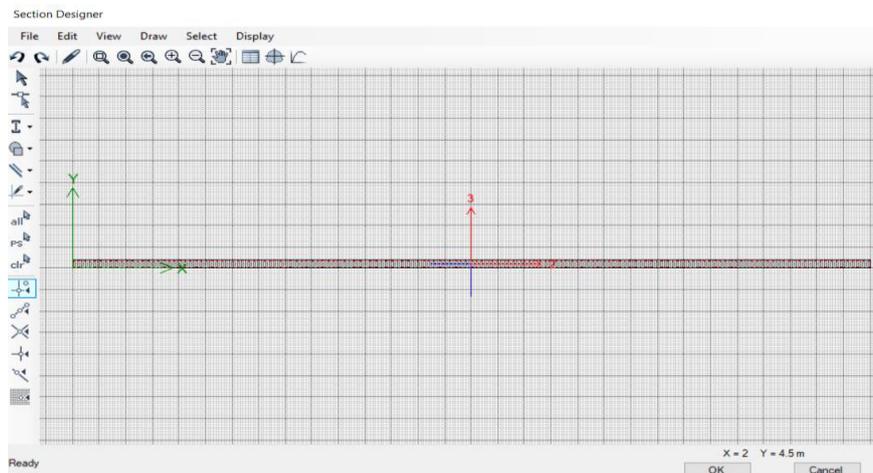


Figura 96. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El muro 1 proporciona el siguiente diagrama de interacción.

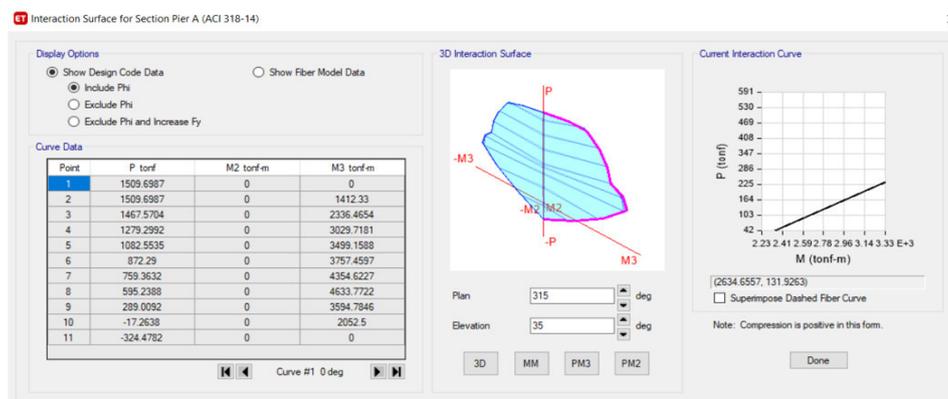


Figura 97. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El método de elementos finitos para el muro 1 da como resultado los siguientes valores.

ETABS 18.1.1

License #*1QF55FWZVH9NPG3

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P1	7.5	0	15	0.25	0.563

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{yt} (tonf/m ²)
1200000	1000	1	55000	55000

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_C	ϕ_V	ϕ_s (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	0	0	15	0	15	0.25
Bottom	Leg 1	0	0	15	0	15	0.25

Flexural Design for P, M₁₂ and M₁₃

Station	D/C	Flexural	P _U (tonf)	M ₁₂ (tonf-m)	M ₁₃ (tonf-m)
Top	0.397	UDWall4	256.672	10.2937	-1079.4281
Bottom	0.598	UDWall8	131.3225	-5.4215	-1646.7764

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _U (tonf)	M _U (tonf-m)	V _U (tonf)	ϕV_c (tonf)	ϕV_s (tonf)
Top	Leg 1	0.00063	UDWall4	256.672	-1079.4281	189.0704	235.3781	472.6641
Bottom	Leg 1	0.00063	UDWall4	295.498	-1646.6393	189.0704	241.202	478.488

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _U (tonf)	M _U (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)	C Limit (m)
Top-Left	Leg 1	1.8573	UDWall4	256.6765	-832.5323	157.25	200	3.3573	3.33333
Top-Right	Leg 1	1.76134	UDWall4	240.0915	1079.9661	179.22	200	3.26134	3.33333
Bottom-Left	Leg 1	2.08197	UDWall4	295.5025	-1276.3338	214.94	200	3.58197	3.33333
Bottom-Right	Leg 1	1.586	UDWall4	278.9175	1647.0577	250.07	200	3.486	3.33333

Figura 98. Shear Wall Design Muro 1 ETABS

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

MURO 2

El muro 2 cuenta con tres secciones.

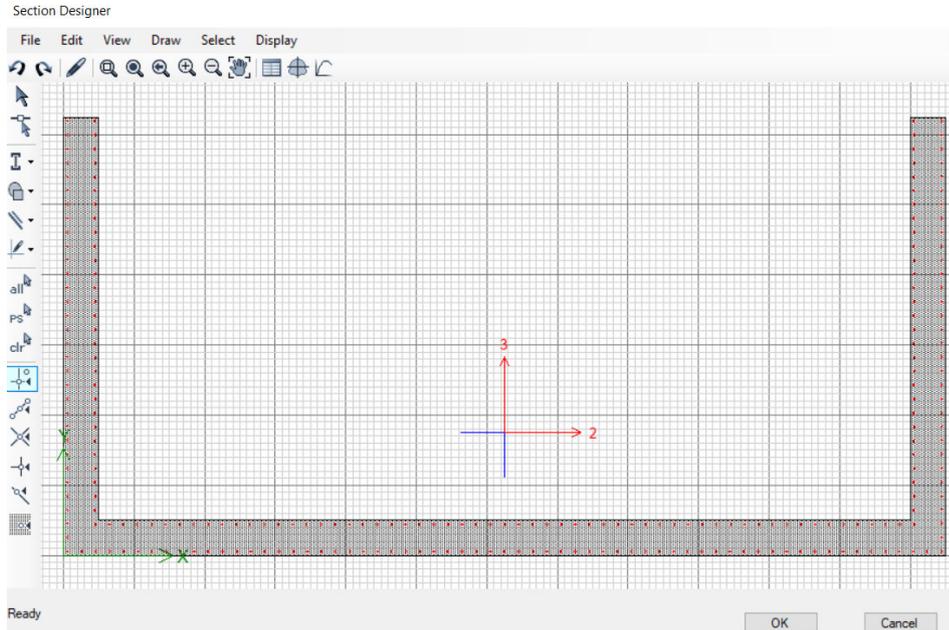


Figura 99. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El muro 1 proporciona el siguiente diagrama de interacción.

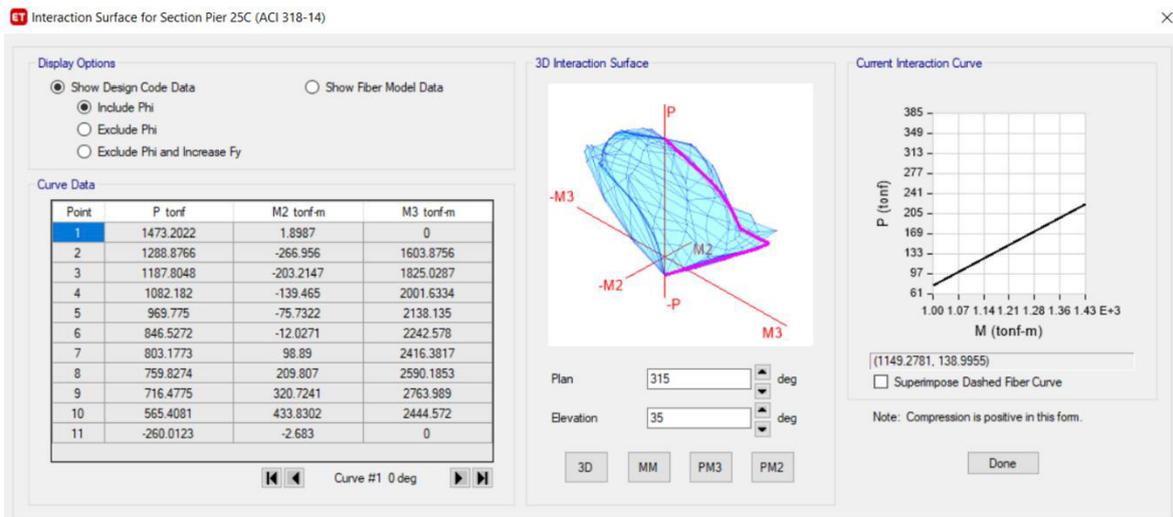


Figura 100. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro 2

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El método de elementos finitos para el muro 2 da como resultado los siguientes valores.

ETABS Shear Wall Design
ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P3	3	20.2643	12	0.25	0.508

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{yt} (tonf/m ²)
1200000	1000	1	55000	55000

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_s (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	6	19.5143	6	22.5143	3	0.25
Top	Leg 2	0	19.5143	6	19.5143	6	0.25
Top	Leg 3	0	19.5143	0	22.5143	3	0.25
Bottom	Leg 1	6	19.5143	6	22.5143	3	0.25
Bottom	Leg 2	0	19.5143	6	19.5143	6	0.25
Bottom	Leg 3	0	19.5143	0	22.5143	3	0.25

Flexural Design for P, M₁ and M₂

Station	D/C	Flexural	P _U tonf	M _{1C} tonf-m	M _{2C} tonf-m
Top	0.277	UDWal20	124.4231	-146.4714	-133.9171
Bottom	0.924	UDWal20	138.7223	-283.5604	-218.3842

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _U tonf	M ₁ tonf-m	V _U tonf	ΦV_{U1} tonf	ΦV_{U2} tonf
Top	Leg 1	0.00063	UDWal16	19.8875	-9.835	41.4534	42.3586	89.8158
Top	Leg 2	0.00063	UDWal13	127.6188	54.021	69.996	97.8937	192.8081
Top	Leg 3	0.00063	UDWal14	64.124	-12.0337	31.2592	48.9941	56.4513
Bottom	Leg 1	0.00063	UDWal16	9.5974	-106.766	40.771	40.8151	88.2723
Bottom	Leg 2	0.00063	UDWal13	140.9511	183.9436	68.9973	99.8936	194.808
Bottom	Leg 3	0.00063	UDWal14	59.0849	-87.1662	31.1471	48.2382	95.6954

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _U tonf	M ₁ tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.25521	UDWal13	138.6017	2.8815	177.12	200	0.51042	0.66667
Top-Right	Leg 1	0.29891	UDWal13	148.2028	20.3326	251.82	200	0.59782	0.66667
Top-Left	Leg 2	0.40219	UDWal14	200.9972	-50.9122	167.94	200	0.80438	1.33333

Figura 101. Shear Wall Design Muro 2 ETABS

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

MURO 3

El muro 3 cuenta con tres secciones.

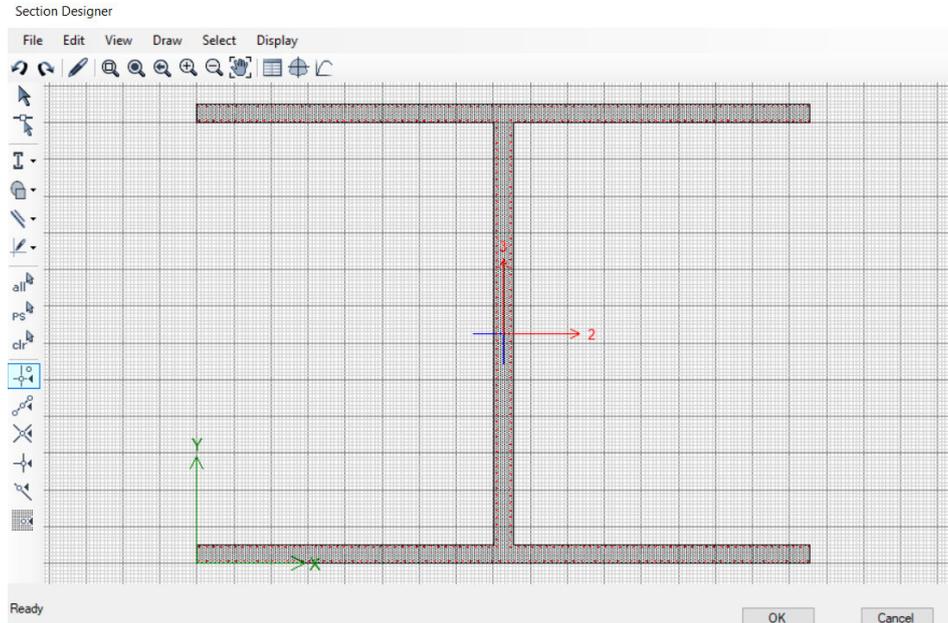


Figura 102. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El muro 3 proporciona el siguiente diagrama de interacción.

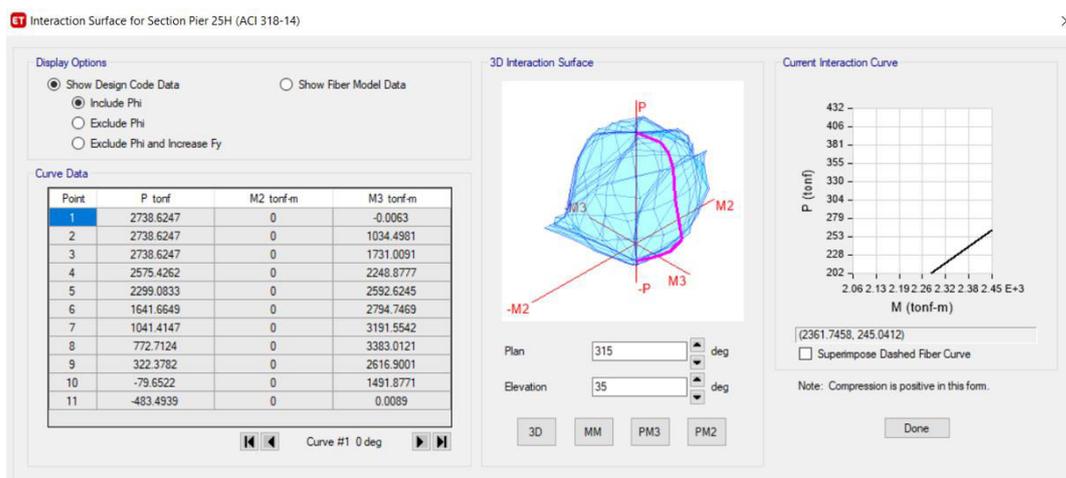


Figura 103. Esquema de acero de refuerzo vertical del muro 3

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

El método de elementos finitos para el muro 3 da como resultado los siguientes valores.

ETABS Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P5	3	12.50007	22.5568	0.25	0.44

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{yt} (tonf/m ²)
1200000	1000	1	55000	55000

Design Code Parameters

ϕ_f	ϕ_c	ϕ_s	ϕ_s (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.85	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ (m)	Left Y ₁ (m)	Right X ₂ (m)	Right Y ₂ (m)	Length (m)	Thickness (m)
Top	Leg 1	0	8.3609	0	16.6393	8.2784	0.25
Top	Leg 2	0	12.5	6	12.5	6	0.25
Top	Leg 3	6	8.3609	6	16.6393	8.2784	0.25
Bottom	Leg 1	0	8.3609	0	16.6393	8.2784	0.25
Bottom	Leg 2	0	12.5	6	12.5	6	0.25
Bottom	Leg 3	6	8.3609	6	16.6393	8.2784	0.25

Flexural Design for P, M₁, and M₂

Station	D/C	Flexural	P _U (tonf)	M _{1U} (tonf-m)	M _{2U} (tonf-m)
Top	0.552	UDWall19	218.9237	-221.5065	1456.1126
Bottom	0.991	UDWall19	245.8024	-284.5188	2354.8017

Shear Design

Station Location	ID	Rebar (m ² /m)	Shear Combo	P _U (tonf)	M _{1U} (tonf-m)	V _U (tonf)	ϕV_n (tonf)	ϕV_n (tonf)
Top	Leg 1	0.00063	UDWall15	141.6763	740.8465	148.5273	129.9067	260.8633
Top	Leg 2	0.00063	UDWall14	141.1999	2.4407	75.8718	99.9309	194.8453
Top	Leg 3	0.00063	UDWall15	251.0955	718.2326	145.0473	146.3196	277.2762
Bottom	Leg 1	0.00063	UDWall15	150.0177	1187.1402	148.4503	132.6579	263.6145
Bottom	Leg 2	0.00063	UDWall14	158.2091	-130.3238	74.3953	102.4823	197.3967
Bottom	Leg 3	0.00063	UDWall15	275.1453	1161.5184	145.5618	149.9271	280.8836

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _U (tonf)	M _{1U} (tonf-m)	Stress Comp (tonf/m ²)	Stress Limit (tonf/m ²)	C Depth (m)	C Limit (m)
Top-Left	Leg 1	0.74605	UDWall16	188.4782	-740.807	350.5	200	1.49211	1.83964
Top-Right	Leg 1	0.66137	UDWall16	141.6763	740.8465	327.9	200	1.32273	1.83964
Top-Left	Leg 2	Not Required	UDWall14	141.1999	2.4407	92.51	200		

Figura 104. Shear Wall Design Muro 2 ETABS

Fuente: Modelo estructural ETABS (2018)

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Los muros cumplen la condición donde las solicitaciones P_u , M_u se encuentran dentro de la curva de capacidad ϕP_n , ϕM_n . P_u , $M_u \leq \phi P_n$, ϕM_n .

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS ECONÓMICO

5.1 ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS TOTAL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL

En la sección de anexos se muestran un análisis de precios unitarios en donde se puede apreciar los valores para cada rubro, identificando rendimiento, costos y cantidades para cada insumo o material a utilizar. A continuación, se presenta tablas comparativas de los distintos sistemas estructurales.

Tabla 20.

Muros de Hormigón armado

ANÁLISIS DE COSTOS HORMIGÓN ARMADO					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Hormigón en muros	m3	147.55	\$ 224.45	\$ 33,117.60
2	Kg de acero de refuerzo	kg	15654	\$ 1.79	\$ 28,020.66
3	Hormigón en columnas	m3	17.29	\$ 224.45	\$ 3,880.74
TOTAL					\$ 65,019.00

Fuente: Análisis de costos

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Tabla 21.

Muros de Hormigón postensado

ANÁLISIS DE COSTOS HORMIGÓN POSTENSADO					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Hormigón en muros	m3	147.55	\$ 224.45	\$ 33,117.60
2	Kg de acero de refuerzo	kg	12288	\$ 1.79	\$ 21,995.52
3	Kg de acero de postensado	kg	2715.95	\$ 5.80	\$ 15,752.51
4	Hormigón en columnas	m3	17.29	\$ 224.45	\$ 3,880.74
TOTAL					\$ 74,746.37

Fuente: Análisis de costos

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

Tabla 22.

Muros de Mampostería Enchapada

ANÁLISIS DE COSTOS MAMPOSTERÍA ENCHAPADA					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	MAMPOSTERÍA EN MUROS	M2	1476.00	\$ 15.56	\$ 22,966.56
2	MORTERO DE RE	M3	75.55	\$ 110.20	\$ 8,326.10
3	MALLA ELECTROSOLD	M2	2952.00	\$ 6.74	\$ 19,894.71
4	ENLUCIDO	M2	2952.00	\$ 9.96	\$ 29,401.92
TOTAL					\$ 80,589.28

Fuente: Análisis de costos

Elaborado: Aguirre H. Kimberly

CAPÍTULO 6

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LOS SISTEMAS ESTABLECIDOS.

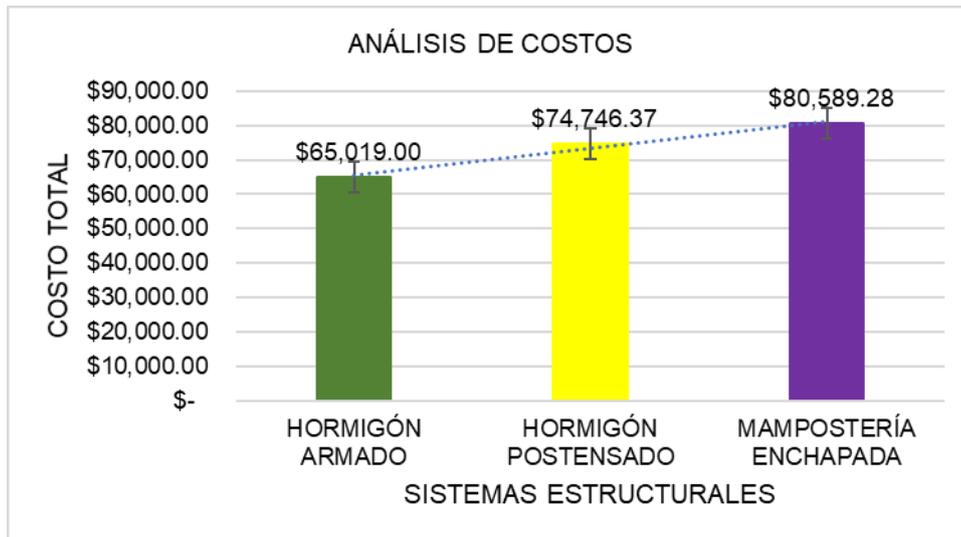


Gráfico 9. Análisis de costos

Fuente: Elaboración propia

El precio total obtenido para cada uno de los sistemas propuestos se determina en función de los costos directos del diseño. En el análisis se puede observar desde un sistema más económico a uno con más costo, siendo el hormigón postensado un intermedio entre los sistemas más utilizados en nuestro país.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Este estudio concientiza tanto a estudiantes como ingenieros a la necesidad de utilizar materiales que reduzcan la vulnerabilidad ante eventos sísmicos, además, de tomar en cuenta que es posible construir de acuerdo a diferentes metodologías, pero siempre y cuando se respete la normativa. De lo contrario, no tenemos una garantía de que una vivienda o cualquier edificación sea resistente o no a un evento natural, como por ejemplo un sismo. En este caso, la estructura cumple los requisitos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción como son los límites permisibles de las derivas en pisos, además de poseer elementos estructurales que cuentan con una suficiente resistencia lo que da como resultado una estructura resistente a fuerzas laterales.
- En este estudio se utilizó un sistema con muros cortos que resisten el cortante basal producido por las cargas sísmicas, en conjunto con un sistema gravitacional compuesto de columnas y losas macizas que se diseñarían para únicamente las cargas verticales. A diferencia de una estructura en la que se incluirían pórticos especiales en el cual se trabaja con vigas-columnas donde todos los elementos serían diseñados para cargas gravitacionales y laterales a la vez. Se lo hizo con el objetivo de que todo el cortante de la edificación vaya hacia a los muros y así analizarlos como elementos únicos.
- Ante un evento sísmico para un muro corto donde su deformación predominante será a corte, este cortante es el que produce esfuerzos de tensión y compresión. El hormigón postensado en muros cortos proporciona esfuerzos de compresión, siendo estos los que ayudan a contrarrestar los esfuerzos de tensión, reduciendo la fisuración y mejorando el comportamiento estructural.

- El estudio pretende el uso de menos material y como resultado se conoce que al utilizar hormigón postensado este permite el uso de menor cantidad de acero de refuerzo longitudinal ya que una parte de la resistencia del muro es proporcionada por el postensado. Sin embargo, el costo del acero postensado es significativamente mayor al acero de refuerzo convencional convirtiéndolo en una opción más costosa. Si bien ayuda al comportamiento estructural también aumenta su costo.
- Los parámetros tomados han sido suficientes para evaluar la diferencia en costos de los tres sistemas; sin embargo, no se toma en cuenta costos indirectos o tiempo de obra, parámetros que pueden ser importantes en el presupuesto porque se apegaría más a un costo real.
- La mampostería enchapada da como resultado en su análisis de costos un valor comparativamente alto a diferencia de los otros sistemas por lo que no se recomienda este sistema en una construcción inicial debido a su proceso constructivo que conduce a mayor tiempo de ejecución; sin embargo, en el caso de reforzamiento estructural y rehabilitación, al ya existir muros de mampostería contruidos previamente, esta opción resultaría económica.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la Norma Ecuatoriana el uso de factor de redundancia p y las aplicaciones del sismo en dirección vertical, que modifican a las combinaciones de carga, a modo de obtener una mayor seguridad de acuerdo a la normativa ASCE 7.
- El uso de hormigón postensado mejora el comportamiento en muros cortos, sin embargo, es necesario evaluar el costo económico debido que este si aumenta en comparación con un sistema de hormigón tradicional; esta sugerencia se brinda al promotor y queda a su decisión el incluir o no este sistema.
- Una de las mayores ventajas económicas del postensado en losas es la rapidez constructiva ya que al tercer día después de tensada esta losa se puede continuar con la siguiente y no esperar los 21 días como en el hormigón tradicional, optimizando así los tiempos de construcción y en

consecuencia obteniendo el beneficio económico. Dicha ventaja no se produce en la construcción de muros por lo que el precio de cada material repercute directamente aumentando el costo total.

- Realizar nuevas investigaciones, pero en lugar de usar cables postensados, se recomendaría utilizar varillas postensadas para que este resista también a compresión y puede aportar mayor resistencia a los muros.

CAPÍTULO 8

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318, A. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. USA.
- 318, A. C. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. USA.
- 7-16., A. (2017). *American Society of Civil Engineering*. USA.
- Aalami, B. O. (2014). *Post-tensioned buildings: Design and Construction*. International Edition.
- Antonio, O. P. (2011). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Perú.
- Aschheim, M., Montes, E. H., & Vamvatsikos, D. (2019). *Design of reinforced concrete buildings for seismic performance: Practical deterministic and probabilistic approaches*. London New York.
- Astiz S., M. A., Bernat, M., & Pérez, B. (2005). *Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas, Hormigón y Acero*.
- Barbat, A., & Martínez, O. (2005). *Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios*. Barcelona.
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico- estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Quito, Ecuador.
- Bartolome, A. S. (1994). *Construcciones de albañilería "Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural"*. Perú: Fondo editorial.
- Bertin, M. J. (2009). *Estudio comparativo entre losa tradicional de hormigón armado y losa postensada con adherencia*. Valdivia-Chile.
- Blanco, E., Cervera, M., & Suarez, B. (2015). *Análisis matricial de estructuras*. Barcelona, España.
- Borrás, F. (2010). *Aplicación del hormigón postensado en edificación*. Valencia.
- Briceño Z., A. P., & Carreras G., N. H. (2013). *Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011*. Caracas.

- Cofré, S., & Gutiérrez, A. (2012). *Estudio del comportamiento de muros cortos de hormigón armado con carga axial por un modelo de iteración de corte flexión*. Santiago de Chile.
- Construcción, N. E. (2015). *Mampostería Estructural*. NEC-SE-MP.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina.
- Falconí, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Quito.
- Fernandez, L., & Paredes, P. (2010). *Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo*. Quito.
- Gallegos, H., & Alba, O. (2003). *Edificaciones de mampostería para vivienda*. México.
- Gallegos, H., & Casabonne, C. (2005). *Albañilería estructural*. Perú.
- Guarderas, J. A. (2015). *Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aposticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito*. Quito, Ecuador.
- Haindl, M., Hube, M. A., & Arteta, C. (2015). Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, 11.
- Hibbeler, R. C. (2015). *Análisis estructural* (tercera ed.). México.
- Homero, O. A. (2017). *Determinación de los principales problemas de configuración estructural en edificaciones, que aumentan la vulnerabilidad sísmica en el Ecuador*. Quito-Ecuador.
- Hwang, S., Fang, W., Lee, H., & Yu, H. (2001). *Analytical model for predicting shear strength of squat walls*. Taiwan.
- López, O. R. (2016). *Diseño de un sistema estructural con muros de cortante para un edificio de cinco pisos*. Guayaquil-Ecuador.
- Meli, R. (2003). *Edificaciones de mampostería para vivienda*. México.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. Toronto.
- NEC, N. E. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Ecuador.
- Niño, V. E. (2014). *Sistemas Estructurales*. Caracas.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. United States: John Wiley & Sons, Inc.
- Peñalver, S. V. (2017). *Análisis y diseño en acero estructural SMF Bajo normativas AISC-360, AISC-341, AISC-358*. Perú.

- Placencia, P. (2020). *Recomendaciones de clase*.
- PTI, P.-T. I. (2006). *Post - Tensioning Manual (6th ed.)*. USA: PTI.
- Rochel, R. (2001). Análisis de la filosofía del diseño sísmico en Colombia, Construcciones en Hormigón. *Revista Universidad EAFIT N° 123*, 12.
- Souza, E. (2020). Mampostería Estructural. *ArchDaily*.
- Yahya C. Karuma, P. P. (2005). *Seismic Design of Partially Post - Tensioned Precast Concrete Walls*. Notre Dame, Indiana.
- Yahya C., K. (2005). *Seismic design of partially post-tensioned precastconcrete walls*. Notre Dame, Indiana.

ANEXOS

Anexo 1. Análisis de los precios unitarios de los rubos para los sistemas estructurales utilizados.

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO				
RUBRO:	HORMIGÓN SIMPLE MURO FC=210KG/CM2, INCL. ENCOFRADO				
UNIDAD:	M3				
EQUIPOS Y HERRAMIENTOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	4.13	4.13	1.00	4.13
CONCRETO 1 SACO	1.00	2.10	2.10	1.50	3.15
VIBRADOR DE HORMIGÓN	1.00	3.85	3.85	1.50	5.78
					13.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
ALBAÑIL	2.00	3.87	7.74	1.50	11.61
PEÓN	9.00	3.83	34.47	1.50	51.71
AYUDANTE DE ENCOFRADOR	2.00	3.83	7.66	1.50	11.49
ENCOFRADOR	2.00	3.87	7.74	1.50	11.61
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES	1.00	4.29	4.29	1.50	6.44
SUBTOTAL MANO DE OBRA					92.85
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
CEMENTO	KG	360.5	0.13	46.87	
RIPIO	M3	0.92	18.00	16.56	
AGUA	M3	0.22	0.66	0.15	
ACEITE QUEMADO	GL	0.3	0.44	0.13	
CLAVOS DE 2" A 3"	KG	1.5	2.50	3.75	
TABLA DE ENCOFRADO	U	5	3.00	15.00	
CANA GUADÚA	M	20	0.92	18.40	
ARENA	M3	0.65	12.45	8.09	
ALFAJIA 2.4*0.06*0.06M	M	20	0.48	9.60	
SUBTOTAL MATERIALES				118.54	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					224.45
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES					-
OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL					224.45
VALOR OFERTADO					224.45
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO				
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS (FY=4200KG/CM2)				
UNIDAD:	KG				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.02	0.02	1.00	0.02
CIZALLA	1.00	1.38	1.38	0.03	0.04
SUBTOTAL EQUIP.Y HERRAM.					0.06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
FIERRERO	1.00	3.87	3.87	0.03	0.12
AYUDANTE DE FIERRERO	2.00	3.83	7.66	0.03	0.23
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES	0.23	4.29	0.99	0.03	0.03
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.38
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
ALAMBRE GALVANIZADO NO.18	KG	0.05	2.07	0.10	
ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	KG	1.05	1.19	1.25	
SUBTOTAL MATERIALES					1.35
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.79
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES					-
OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL					1.79
VALOR OFERTADO					1.79
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO				
RUBRO:	MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CARGA E=20CM				
UNIDAD:	M2				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.38	0.38	1.00	0.38
ANDAMIO	1.00	0.12	0.12	0.73	0.09
SUBTOTAL EQUIP.Y HERRAM.					0.47
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
ALBAÑIL	1.00	3.87	3.87	0.73	2.83
PEÓN	1.00	3.83	3.83	0.73	2.80
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES	1.00	4.29	4.29	0.73	3.13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					8.75
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
AUX: MORTERO CEMENTO: ARENA 1:6	M3	0.02	50.37	1.01	
BLOQUE DE CARGA 20X20X40	U	13	0.41	5.33	
SUBTOTAL MATERIALES					6.34
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					15.56
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES					-
OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL					15.56
VALOR OFERTADO					15.56
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO
RUBRO:	MORTERO 1:3
UNIDAD:	M3

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	1.48	1.48	1.00	1.48
SUBTOTAL EQUIP.Y HERRAM.					1.48

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
ALBAÑIL	1.00	3.87	3.87	1.33	5.15
PEÓN	5.00	3.83	19.15	1.33	25.47
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES	0.46	4.29	1.97	1.33	2.62
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.24

MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
ARENA	M3	1.04	8.00	8.32	
CEMENTO	KG	515	0.13	66.95	
AGUA	M3	0.32	0.66	0.21	
SUBTOTAL MATERIALES					75.48

					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	110.20
					COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES	-
					OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%	0.00
					COSTO TOTAL	110.20
					VALOR OFERTADO	110.20

NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO
RUBRO:	MALLA ELECTROSOLDADA 6-10
UNIDAD:	M2

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.02	0.02	1.00	0.02
SUBTOTAL EQUIP.Y HERRAM.					0.02

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
AYUDANTE EN GENERAL	2.00	3.83	7.66	0.03	0.23
ALBAÑIL	1.00	3.87	3.87	0.03	0.12
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.35

MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
MALLA ELECTROSOLDADA 6.10	M2	1.05	6.07	6.37	
SUBTOTAL MATERIALES					6.37

					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	6.74
					COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES	-
					OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%	0.00
					COSTO TOTAL	6.74
					VALOR OFERTADO	6.74

NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

PROYECTO:	PROYECTO DE TITULACIÓN KIMBERLY KATHERINE AGUIRRE HIDALGO				
RUBRO:	ENLUCIDO				
UNIDAD:	M2				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
ANDAMIO	1.20	0.12	0.14	1.00	0.14
HERRAMIENTA MENOR	0.45	1.00	0.45	1.00	0.45
SUBTOTAL EQUIP. Y HERRAM.					0.59
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CATEGORÍA	A	B	C=A*B	R	D=C*R
PEÓN	0.60	3.83	2.30	1.00	2.30
ALBAÑIL	1.20	3.87	4.64	1.00	4.64
MAESTRO DE OBRA	0.2	4.29	0.86	1.00	0.86
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7.80
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
CATEGORÍA		A	UNITARIO B	C=A*B	
CEMENTO FUERTE TIPO GU	SACO	0.19	8.25	1.57	
ARENA	M3	0.03	11.00	0.33	
AGUA	M3	0.01	0.66	0.01	
SUBTOTAL MATERIALES					1.57
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.96
COSTO INDIRECTO Y UTILIDADES					-
OTROS COSTOS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL					9.96
VALOR OFERTADO					9.96
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					