



Uleam
UNIVERSIDAD LAICA
ELOY ALFARO DE MANABÍ

UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

TÍTULO:

INFLUENCIA DEL ANCHO DEL PUNTAL EQUIVALENTE EN LA RESPUESTA SÍSMICA
DE ESTRUCTURAS APORTICADAS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO.

AUTOR:

Acosta Chávez Kevin Jesús

TUTOR:

Ing. Abel Zambrano Mejía

Manta – Ecuador

2024 (2)

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante Acosta Chávez Kevin Jesús, legalmente matriculada en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2018 (2) - 2024 (2), cumpliendo el total de 192 horas, cuyo tema del proyecto es "INFLUENCIA DEL ANCHO DEL PUNTAL EQUIVALENTE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 27 de diciembre de 2024.

Lo certifico,



Ing. Abel Zambrano Mejía, MSc.
Docente Tutor
Área: Estructuras



DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Kevin Jesús Acosta Chávez, declaro ser autor del presente trabajo de titulación:

“Influencia del Ancho del Puntal Equivalente en la Respuesta Sísmica de Estructuras Aperticadas con Mampostería de Relleno”. Toda la información tomada de diferentes autores se encuentra debidamente citada y se incluyen en las referencias bibliográficas. Además, certifico que las ideas, resultados, conclusiones y recomendaciones expuestas son de exclusiva responsabilidad del autor.

Manta, 27 de diciembre del 2024

Kevin Jesús Acosta Chávez

C.I: 1316925658

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: "INFLUENCIA DEL ANCHO DEL PUNTAL EQUIVALENTE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO" elaborado por el egresado: ACOSTA CHÁVEZ KEVIN JESÚS de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERA CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Dra. Verónica Avila Ayón
Miembro del tribunal

Ing. Alexi Morán Guzmán
Miembro del tribunal

DEDICATORIA

A mis padres, quienes me han apoyado incondicionalmente a lo largo de mi vida, siendo pilares importantes en cada momento, ya que, con su amor y guía, han sembrado en mí, responsabilidad, dedicación y demás valores que han dado forma a mi camino académico y personal.

A mis abuelos, por haberme otorgado muchas enseñanzas, consejos que han sido guía para las decisiones que he tomado, por el apoyo y las palabras de aliento que me han permitido seguir esforzándome cada día.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por el apoyo que me han brindado en cada momento de mi formación como profesional.

A la Universidad Laica “Eloy Alfaro de Manabí” por haberme dado la oportunidad de formarme profesionalmente.

A mi tutor el Ing. Abel Zambrano Mejía por guiarme y brindarme las directrices necesarias para la ejecución del presente proyecto de grado.

A los docentes, por haber transmitido sus conocimientos y experiencias a lo largo de mi trayecto académico.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICADO DEL TUTOR.....	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	iii
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE DE CONTENIDO	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xv
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
PRESENTACIÓN	xix
CAPITULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Planteamiento del problema	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Hipótesis.....	3
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	4

INDICE DE CONTENIDO

2.1.	Unidad de mampostería.....	4
2.1.1.	Resistencia a la compresión.....	4
2.1.2.	Resistencia a la tensión.....	5
2.1.3.	Módulo de elasticidad y Módulo de Poisson.....	5
2.2.	Mortero.....	5
2.2.1.	Resistencia a la compresión.....	6
2.2.2.	Resistencia a la tracción.....	7
2.2.3.	Módulo de elasticidad y Módulo de Poisson.....	7
2.3.	Mampostería.....	8
2.3.1.	Resistencia a la compresión.....	8
2.3.2.	Resistencia a la tensión.....	10
2.3.3.	Módulo de elasticidad y Modulo de Poisson.....	10
2.3.4.	Resistencia al corte.....	11
2.4.	Comportamiento de las estructuras con mampostería.....	12
2.5.	Tipo de falla de la mampostería.....	14
2.5.1.	Agrietamiento diagonal.....	15
2.5.2.	Deslizamiento en las juntas horizontales.....	16
2.5.3.	Aplastamiento de las esquinas.....	16
2.5.4.	Compresión diagonal.....	16
2.6.	Tipos de Modelación.....	17

2.6.1.	Micro – modelos	17
2.6.2.	Meso - modelos.....	17
2.6.3.	Macro – modelos.....	18
2.7.	Puntal equivalente	18
2.7.1.	Modelo: Mono – puntal.....	19
2.7.2.	Modelo: Bi – puntal	20
2.7.3.	Modelo: Tri – puntal	21
2.8.	Ancho del Puntal Equivalente	21
2.8.1.	Modelo de Holmes (1961)	21
2.8.2.	Modelo Stanford-Smith & Carter (1970).....	22
2.8.3.	Modelo de Mainstone (1971).....	23
2.8.4.	Modelo de Hendry (1981).....	23
2.8.5.	Modelo de Paulay & Priestley (1992).....	24
2.8.6.	Modelo de Michailidis (1995).....	24
2.8.7.	Modelo de Crisafulli (1997).....	25
2.8.8.	Modelo FEMA (1997)	25
2.8.9.	Modelo de Papia, Cavaleri, Fossetti (2003).....	26
2.9.	Método basado en Fuerzas	29
2.9.1.	Análisis estático lineal	29
2.9.2.	Análisis dinámico lineal.....	30

2.10.	Espectro de Diseño Elástico	30
2.11.	Zonificación símica y Factor de Zona Z	32
2.12.	Tipos de Perfiles de Suelo	33
2.13.	Coefficientes de amplificación del suelo.....	34
2.13.1.	Coefficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto (Fa).....	34
2.13.2.	Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico (Fd).....	34
2.13.3.	Coefficiente del comportamiento no lineal de los suelos (Fs)	35
2.14.	Periodo fundamental.....	35
2.14.1.	Calculo - Método #1	35
2.14.2.	Calculo - Método #2.....	36
2.15.	Factor de reducción R.....	36
2.16.	Cortante Basal	37
2.17.	Derivas.....	38
CAPITULO III: DESCRIPCIÓN Y DEFINICIÓN DE MODELOS.....		39
3.1.	Modelado en elementos Finitos.....	39
3.1.1.	Descripción del pórtico experimental	39
3.1.2.	Calibración	40
3.1.3.	Definición del ancho de puntal referencial	41
3.2.	Análisis símico de estructuras con mampostería.....	44
3.2.1.	Descripción de las estructuras.....	44

3.2.2.	Sismicidad del sitio	45
3.2.3.	Definición de materiales	46
3.2.4.	Secciones.....	47
3.2.5.	Patrones de carga	49
3.2.6.	Espectro de diseño elástico e inelástico	50
3.2.7.	Combinación modal	52
3.2.8.	Modelo del puntal	52
3.2.9.	Representación en el software.....	53
CAPITULO IV: RESULTADOS		56
4.1.	Modelado en elementos finitos.....	56
4.1.1.	Variabilidad del ancho del puntal	56
4.2.	Análisis sísmico de edificaciones.....	64
4.2.1.	Periodo fundamental	64
5.1.1.	Desplazamiento	67
5.1.2.	Derivas inelásticas.....	71
5.1.3.	Rigidez	75
CONCLUSIONES.....		79
RECOMENDACIONES.....		81
REFERENCIAS		82
ANEXOS		86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva esfuerzo – deformación de distintos tipos de mortero.....	7
Figura 2. Comportamiento individual - compuesto del mortero y de la unidad de mampostería.....	8
Figura 3. Estado de esfuerzos en la pieza de mampostería y en las juntas de mortero	9
Figura 4. Grafica esfuerzo-deformación del mortero, ladrillo y mampostería.....	9
Figura 5. Esfuerzos por tensión: a) Esfuerzo horizontal por tensión horizontal b) Esfuerzo vertical por tensión vertical.	10
Figura 6. Esfuerzos de corte: a) Esfuerzo horizontal b) Esfuerzo vertical	11
Figura 7. Comportamiento monolítico inicial del muro de mampostería.....	12
Figura 8. Separación del panel de mampostería del pórtico de hormigón armado	13
Figura 9. Falla en la columna de hormigón armado	14
Figura 10. Mecanismos de falla de marcos con muros de relleno. Falla por flexión (A), agrietamiento a media altura (B), agrietamiento inclinado (C), deslizamiento en las juntas horizontales (D) y aplastamiento de esquina (E).....	15
Figura 11. Falla por agrietamiento diagonal.....	15
Figura 12. Falla por deslizamiento en las juntas horizontales.....	16
Figura 13. Falla por aplastamiento de las esquinas	16
Figura 14. Falla por compresión diagonal	17
Figura 15. Modelado en elementos finitos: Micro – modelo	17
Figura 16. Modelado en elementos finitos: Meso – modelo	18
Figura 17. Modelado en elementos finitos: Macro – modelo.....	18

Figura 18. Parámetros del ancho del puntal	19
Figura 19. Modelado en elementos finitos: Mono – modelo.....	20
Figura 20. Modelado en elementos finitos: Bi – modelo	20
Figura 21. Modelado en elementos finitos: Tri – modelo	21
Figura 22. Esquema del modelo de Papia, Cavaleri, Fossetti.....	26
Figura 23. Descomposición de la rigidez lateral	27
Figura 24. Análisis estático lineal.....	30
Figura 25. Espectro de diseño elástico	31
Figura 26. Zonas sísmicas del Ecuador	32
Figura 27. Derivas de piso.....	38
Figura 28. Pórtico de ensayo	39
Figura 29. Curva de capacidad	40
Figura 30. Curva de energía equivalente elástica - plástica	40
Figura 31. Modelo realizado en ABAQUS	41
Figura 32. Vista en planta para los modelos considerados.....	45
Figura 33. Propiedades del concreto.....	46
Figura 34. Propiedades del puntal equivalente.....	46
Figura 35. Secciones de columnas, vigas y puntales.....	47
Figura 36. Sección del puntal definido en Etabs	48
Figura 37. Sección del puntal definido en Section Designer.....	49
Figura 38. Patrones de carga.....	49
Figura 39. Espectro de Diseño elástico e inelástico	51
Figura 40. Definición del espectro inelástico en Etabs	51

Figura 41. Combinación modal por el método CQC.....	52
Figura 42. Liberación de momentos para el puntal	52
Figura 43. Ubicación de los puntales para la planta baja	53
Figura 44. Ubicación de los puntales para los pisos 1 y superiores	53
Figura 45. Representación en el software para el modelo #1	54
Figura 46. Representación en el software para modelo #2.....	54
Figura 47. Representación en el software para el modelo #3	55
Figura 48. Representación en el software para el modelo #4.....	55
Figura 49. Valores del ancho del puntal para pórticos con C 30x30 y V 25x40.....	57
Figura 50. Valores del ancho del puntal para pórticos con C40x40 y V 25x40.....	59
Figura 51. Valores del ancho del puntal para el pórtico con C50x50 y V 25x40.....	61
Figura 52. Valores del ancho del puntal al modificar la longitud de la mampostería, según ecuaciones.	62
Figura 53. Valores del ancho del puntal al modificar la sección de columnas, según ecuaciones.....	63
Figura 54. Valores del ancho del puntal al modificar la sección de vigas, según ecuaciones.....	63
Figura 55. Periodo fundamental – Modelo #1	64
Figura 56. Periodo fundamental – Modelo #2	65
Figura 57. Periodo fundamental – Modelo #3	66
Figura 58. Periodo fundamental – Modelo #4	66
Figura 59. Desplazamiento por piso en “X” – Modelo 1	67
Figura 60. Desplazamiento por piso en “X” – Modelo 2	68

Figura 61. Desplazamiento en “X” – Modelo 3	69
Figura 62. Desplazamiento en “X” – Modelo 4	70
Figura 63. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 1	71
Figura 64. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 2	72
Figura 65. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 3	73
Figura 66. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 4	74
Figura 67. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 1	75
Figura 68. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 2	76
Figura 69. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 3	77
Figura 70. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 4	78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de mortero	6
Tabla 2. Valores de Z en función de la zona sísmica	33
Tabla 3. Clasificación de los perfiles del suelo.	33
Tabla 4. Factores de sitio F_a	34
Tabla 5. Factores de sitio F_d	34
Tabla 6. Factores del comportamiento inelástico del subsuelo	35
Tabla 7. Coeficientes de C_t y α de acuerdo al tipo de estructura.....	36
Tabla 8. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles.....	37
Tabla 9. Valores de derivas máximas inelásticas.	38
Tabla 10. Materiales utilizados en el modelo matemático.....	41
Tabla 11. Descripción del pórtico con mampostería	42

Tabla 12. Rigidez lateral de los pórticos.....	43
Tabla 13. Ancho del puntal para cada pórtico	43
Tabla 14. Número de pisos de los modelos propuestos.....	44
Tabla 15. Dimensiones de columnas y vigas de los modelos propuestos.....	45
Tabla 16. Valores para el ancho de puntal.....	47
Tabla 17. Parámetro para el espectro de diseño elástico e inelástico	50
Tabla 18. Ancho del puntal según autores para C 30x30 y V 25x40	56
Tabla 19. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C30x30 y V 25x40	57
Tabla 20. Ancho del puntal según autores para C 40x40 y V 25x40	58
Tabla 21. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C40x40 y V 25x40	58
Tabla 22. Ancho del puntal según autores para C 50x50 y V 25x40	60
Tabla 23. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C50x50 y V 25x40	60
Tabla 24. Periodo fundamental – Modelo #1 y Modelo #2	65
Tabla 25. Periodo fundamental – Modelo #3 y Modelo #4	67
Tabla 26. Desplazamientos Máximos en “X” - Modelo #1 y Modelo #2	68
Tabla 27. Desplazamiento Máximos en “X” del Modelo #3 y Modelo #4	70
Tabla 28. Derivas inelásticas máximas en “X” del Modelo 1 y Modelo #2.....	72
Tabla 29. Derivas inelásticas máximas en “X” del Modelo 3 y Modelo #4.....	74
Tabla 30. Rigidez lateral máxima en “X” del Modelo 1 y Modelo #2	76
Tabla 31. Rigidez lateral máxima en “X” del Modelo 3 y Modelo #4	78

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se estudió la influencia del ancho del puntal equivalente en la respuesta sísmica de estructuras aporticadas con mampostería de relleno, esto debido a que el método de puntales equivalentes es una de las metodologías mayormente utilizadas para el modelamiento de mamposterías. Se realizó el modelado de pórticos 2D mediante el método de elementos finitos para conocer la rigidez lateral de sistemas con y sin mampostería a fin de determinar un ancho de puntal referencial en base a las rigideces obtenidas, este fue comparado con el ancho de puntal obtenido mediante ecuaciones halladas en la literatura. Se analizó sísmicamente estructuras 3D de 2,4,6,8 pisos en las que se incorporó el ancho del puntal calculado a partir de las ecuaciones de Holmes, Paulay & Priestley, FEMA, Crisafulli y Michailidis, comparando la respuesta sísmica de cada caso con la otorgada por el ancho del puntal referencial. De acuerdo a los modelos 2D, se determinó que la ecuación de Holmes brinda valores cercanos al referencial cuando la mampostería tiene una relación alto – largo de 1:1 y 1:25, mientras que la ecuación de Paulay & Priestley se acerca al valor referencial cuando la mampostería tiene una relación alto – largo de 1:50 y 1:75. Para los modelos 3D, se determinó que el ancho del puntal tiene influencia en la respuesta sísmica de las estructuras debido a que las variaciones en el ancho del puntal suponen un cambio directo en los desplazamientos, derivas, periodos y rigideces. Al aplicar las ecuaciones antes mencionadas para la obtención del ancho del puntal se presentaron diferencias, las cuales pueden ser mínimas al ser menores al 5%, o considerables al disponer de diferencias mayores al 50% respecto al valor referencial.

Palabras claves: Mampostería de relleno, puntal equivalente, ancho del puntal equivalente, respuesta sísmica.

ABSTRACT

In the present research work, the influence of the width of the equivalent strut on the seismic response of reinforced concrete framed structures with infill masonry was studied, this is because the equivalent strut method is one of the methodologies mostly used for the modeling of masonry. The modeling of 2D frames was carried out using the finite element method to know the lateral stiffness of systems with and without masonry in order to determine a reference strut width based on the rigidities obtained, this was compared with the strut width obtained by equations found in the literature. 3D structures of 2,4,6,8 floors were analyzed seismic in which the width of the strut calculated from the equations of Holmes, Paulay & Priestley, FEMA, Crisafulli and Michailidis was incorporated, comparing the seismic response of each case. with that granted by the width of the reference strut. According to the 2D models, the Holmes equation is required to provide values close to the reference value when the masonry has a height-length ratio of 1:1 and 1:25, while the Paulay & Priestley equation is close to the reference value when the masonry has a height – length ratio of 1:50 and 1:75. According to the 3D models, it was determined that the width of the strut has an influence on the seismic response of the frame structures because variations in the width of the strut represent a direct change in displacements, drifts, periods and rigidities. When applying the aforementioned equations to obtain the width of the strut, differences were presented, which may be minimal, being less than 5%, or considerable, having differences greater than 50% with respect to the reference value.

Keywords: Infill masonry, equivalent strut, equivalent strut width, seismic response.

PRESENTACIÓN

La estructura del trabajo de investigación se encuentra conformada por 5 capítulos distribuidos de la siguiente manera:

Capítulo 1, en donde se presenta la introducción al tema, el planteamiento del problema, objetivos e hipótesis.

Capítulo 2, se exponen las propiedades mecánicas del mampuesto, el mortero y la mampostería. Se describe el comportamiento de los pórticos con mampostería de relleno, sus tipos de fallas y sus tipos de modelación. Se presenta la metodología del puntal equivalente como método de modelado de la mampostería. Además, se muestra los métodos de análisis sísmico de acuerdo a las disposiciones otorgadas por la NEC-15.

Capítulo 3, se realiza la calibración del modelo matemático elaborado en ABAQUS, tomando como referencia los resultados de un ensayo experimental. Se presentan los valores del ancho del puntal referencial para distintos pórticos mediante el uso de la metodología de Papia.

Se elaboran distintas edificaciones por medio del programa ETABS, a los cuales se les implementará la mampostería a través del método del puntal equivalente.

Capítulo 4, se comparan los valores del ancho del puntal obtenido mediante distintas ecuaciones con el ancho de puntal referencial definido por medio de la metodología de Papia.

Se muestran los resultados del análisis sísmico elaborado en ETABS, mostrando valores del periodo fundamental, desplazamientos, derivas inelásticas y rigideces laterales.

Finalmente, se presenta el Capítulo 5 con las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Sistemas estructurales compuestos por pórticos de hormigón armado y paneles de mampostería son utilizados en muchas partes del mundo, en este tipo de sistemas la mampostería es considerada como un elemento no estructural siendo a menudo ignorado para el análisis y diseño de estructuras. Sin embargo, ante cargas sísmicas, estos elementos interactúan con el pórtico afectando la distribución de cargas y los patrones de fallas de los elementos de concreto reforzado.

Varios modelos han sido propuestos para considerar los efectos de la mampostería, siendo uno de ellos el modelo propuesto por Polyakov denominado como el método del puntal equivalente, donde los pórticos con paneles de mampostería pueden ser modelados como un sistema de marco arriostrado, con la mampostería siendo reemplazada por el puntal equivalente. Uno de los parámetros principales para su implementación es el ancho del puntal, debido a que es considerada como la variable que repercutirá notablemente en la rigidez lateral del panel de mampostería, de ahí la importancia de asignar al puntal un ancho adecuado de manera que permita un mejor acercamiento al comportamiento real del elemento.

1.2. Planteamiento del problema

El análisis sísmico de las estructuras con mampostería de relleno es esencial para garantizar la seguridad de las edificaciones, ya que, su incorporación conlleva un cambio directo en la respuesta de las estructuras ante eventos sísmicos, siendo capaz de influir directamente en la rigidez lateral del sistema, periodos de vibración, derivas, entre otros, además, la mampostería de relleno puede ser capaz de ocasionar fallas estructurales como lo pueden ser las columnas cortas, piso blando y torsión en planta.

Para el análisis de estructuras con mampostería de relleno, el método del puntal equivalente es una forma de representar a los paneles de mampostería, siendo ampliamente utilizado por su simplicidad. Dentro de este método, uno de los parámetros mayormente estudiados durante los últimos 60 años corresponde al ancho del puntal equivalente, como resultado de dichas investigaciones se han planteado numerosas ecuaciones como una manera sencilla de obtener el ancho de puntal, sin embargo, es necesario tener en cuenta que dichas ecuaciones fueron propuestas bajo ciertas consideraciones, debido a esto, Pachano (2018) menciona que: “No existe una formulación única para determinar el ancho del puntal que sea aplicable de manera general. Todas las formulaciones existentes son aplicables únicamente bajo las condiciones en que fueron desarrolladas” (p.257), sin embargo, Crisafulli (1997) afirma que: “Desafortunadamente, las condiciones para el cálculo del ancho del puntal no son claramente reportadas en varias investigaciones”.

Las limitaciones y suposiciones, ya sea de materiales o condiciones de carga bajo las cuales se plantearon muchas de las fórmulas, pueden resultar en que los valores para el ancho del puntal puedan variar en dependencia de la formulación utilizada, resultando en estimaciones

inexactas de este parámetro. Por lo que, debido a las consideraciones expuestas se plantea la siguiente interrogante:

¿En qué medida el ancho del puntal equivalente influye en la respuesta sísmica de estructuras aporticadas con mampostería de relleno?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

- Determinar la influencia del ancho del puntal equivalente en la respuesta sísmica de estructuras aporticadas con mampostería de relleno mediante la aplicación de métodos de análisis en el rango lineal.

1.3.2. Objetivos específicos

- Comparar para pórticos 2D el ancho del puntal obtenido mediante el método de elementos finitos con el ancho del puntal planteado por distintos autores en términos de diferencias porcentuales que precisen la confiabilidad de los métodos propuestos por autores frente a herramientas de simulación más avanzadas.
- Modelar estructuras aporticadas 3D de hormigón armado implementado varios anchos de puntal equivalente a través del programa ETABS.
- Evaluar los resultados del análisis sísmico de las estructuras 3D consideradas mediante diferencias porcentuales de: periodos, desplazamientos, derivas y rigideces.

1.4. Hipótesis

El ancho del puntal equivalente influirá significativamente en la respuesta sísmica de estructuras aporticadas con mampostería de relleno, debido a que las variaciones en el ancho del puntal supondrán un cambio directo en el periodo fundamental, desplazamientos laterales, derivas y rigideces laterales de las estructuras.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Unidad de mampostería

Son elementos fabricados generalmente con material arcilloso para los ladrillos, y hormigón para los bloques, ambos pueden ser unidades sólidas o unidades huecas con el fin de reducir su peso. Según el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), se consideran unidades huecas cuando el área neta del elemento es menor al 75%, de lo contrario se lo considera como una unidad maciza.

Las unidades de mampostería toman su forma a partir de moldes, estas pueden ser elaboradas desde fábricas con adecuados controles de calidad o en pequeñas bodegas, en donde se supone que la calidad de estos puede variar debido a la falta de control en su fabricación.

De acuerdo a la NEC-15, los ladrillos pueden tener densidades de entre 10 a 19 kN/m³, y en caso de los bloques huecos se puede tener una densidad de entre 8.5 y 12 kN/m³.

2.1.1. Resistencia a la compresión

Diversos estudios mencionan que la resistencia a la compresión de las unidades de mampostería se encuentra generalmente entre los 6 y 20 MPa, sin embargo, para el caso del Ecuador la resistencia es igual o superior a los 10 MPa solamente para las unidades de mampostería denominadas como estructurales.

Pachano (2018) afirma que las resistencias típicas de los bloques no estructurales usados dentro del país son generalmente inferiores a los 3 MPa.

Estudios experimentales de los ladrillos de arcillas demuestran que la curva esfuerzo – deformación es casi lineal hasta llegar a la falla, seguido de una rápida disminución en la resistencia. Para los bloques de hormigón, se espera un comportamiento igual a los especímenes de concreto simple. (Crisafulli, 1997)

2.1.2. Resistencia a la tensión

La evaluación de la resistencia a la tensión por métodos directos es compleja debido a las distintas tipologías en las unidades de mampuesto, requiriendo de la elaboración de acoples o abrazaderas que se adapten a la pieza con el fin de evitar la aparición de esfuerzo de corte o aplastamiento, es por esta razón que se recurre a método indirectos, siendo el ensayo por de tensión por hendidura el más confiable. (Pachano, 2018)

Varios investigadores han propuesto que la resistencia a la tensión de la unidad de mampostería pueda ser calculada de manera directa con la resistencia a la compresión, sugiriendo que, para propósitos prácticos, este sea calculado como el 10% de la resistencia a la compresión.

2.1.3. Módulo de elasticidad y Módulo de Poisson

El módulo de elasticidad de las unidades de mampostería varía ampliamente en dependencia del tipo de material con el que fue elaborado y de su resistencia a la compresión. Usualmente el módulo de elasticidad es obtenido como la secante al 30% o 60% de la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería.

En cuanto al módulo de Poisson, Crisafulli (1997) menciona que es definido por varios autores con valores de entre el 0 y 0.22, sin embargo, no se indica el tipo de material empleado en dichos estudios.

2.2. Mortero

Es una mezcla de cemento, arena, agua y en algunos países se adiciona cal hidratada como un estabilizante que permite mejorar la trabajabilidad y durabilidad de la mezcla. El mortero es utilizado como ligante para unir las piezas de mampostería, aportando de esta manera rigidez en el amarre de las unidades.

2.2.1. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del mortero puede ser obtenido mediante el ensayo a compresión de cubos de 50 mm de lado o a través de cilindros al igual que el hormigón. Su resistencia usualmente se encuentra en el rango de 5 a 20 MPa, el cual puede depender de factores como la relación agua – cemento, contenido de cal, características de los agregados y el proceso de curado. El contenido de cal es un factor importante debido a su alta influencia en la resistencia final del mortero.

En la Tabla 1, se encuentra los tipos de mortero de pega de acuerdo a su dosificación mínima y a su resistencia a la compresión.

Tabla 1. Tipos de mortero

Tipo de Mortero	Resistencia mínima a la Compresión 28 días (MPa)	Composición en Partes por Volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20,00	1,0	-	2,5
M15	15,00	1,0	-	3,0
		1,0	0,5	4,0
M10	10,00	1,0	-	4,0
		1,0	0,5	5,0
M5	5,00	1,0	-	6,0
		1,0	1,0	7,0
M2,5	2,50	1,0	-	7,0
		1,0	2,0	9,0

Fuente: NEC-SE-MP (2015)

La resistencia a la compresión del mortero en las juntas de los paneles de mampostería puede ser diferentes a los obtenidos en el laboratorio, debido a que las unidades del mampuesto producen un efecto de confinamiento en las juntas de mortero.

2.2.2. Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción rara vez es determinada, por lo que existen resultados muy dispersos en diversos estudios. Pachano (2018) menciona que debido a que el comportamiento del mortero es similar al del hormigón, la resistencia a la tracción puede ser obtenida de manera indirecta mediante el ensayo de tensión por hendidura.

2.2.3. Módulo de elasticidad y Módulo de Poisson

No existe un método definido para el cálculo del módulo de elasticidad del mortero, sin embargo, se menciona que la curva esfuerzo – deformación es similar al del hormigón simple.

Según Crisafulli (1997), el mortero tiene un comportamiento similar al hormigón no confinado, en donde el uso de la cal influye considerablemente la resistencia del mortero, como también su módulo de elasticidad y la deformación última. Tal y como se observa en la Figura 1 el módulo de elasticidad disminuye a medida que el contenido de cal en la mezcla aumenta.

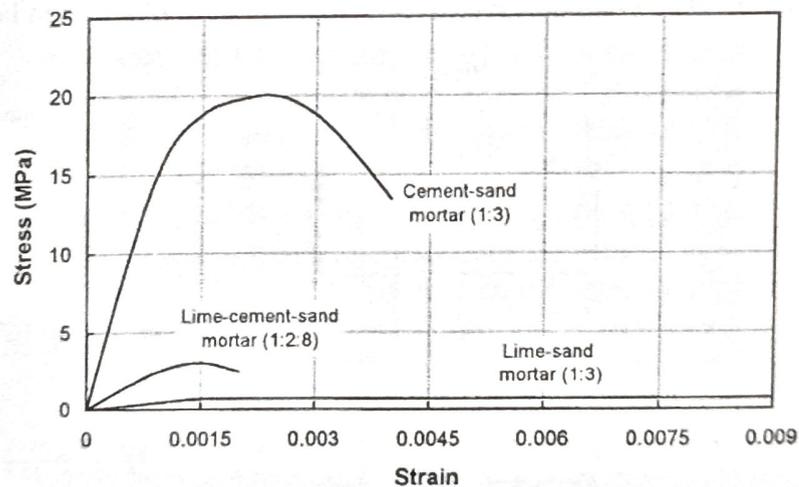


Figura 1. Curva esfuerzo – deformación de distintos tipos de mortero

Fuente: Crisafulli (1997)

Los valores para el módulo de Poisson recomendados por Crisafulli (1997) se encuentran en un rango de entre 0.15 y 0.20.

2.3. Mampostería

Es un sistema constructivo conformada por unidades de mampostería ligados mediante mortero de pega, su comportamiento bajo la acción de diferentes sollicitaciones y deformaciones es originado por la interacción que surge entre las unidades de mampostería y el mortero de pega.

2.3.1. Resistencia a la compresión

La mampostería presenta un buen comportamiento bajo cargas compresivas, su resistencia ante ellas puede variar en dependencia de la resistencia de las unidades de mampostería, la resistencia del mortero, el espesor de la mampostería y de la mano de obra.

Cuando se aplican fuerzas de compresión en la mampostería, tanto el mortero como las unidades de mampostería intentan expandirse lateralmente, sin embargo, el mortero al poseer generalmente un módulo de Poisson más elevado que las unidades de mampostería, provoca que la deformación del mortero sea más grande, tal y como se observa en la Figura 2.

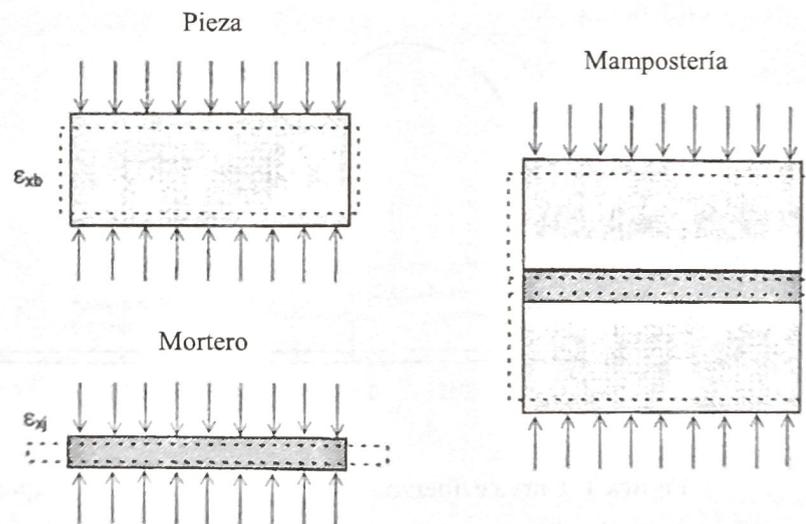


Figura 2. Comportamiento individual - compuesto del mortero y de la unidad de mampostería

Fuente: Crisafulli (1997)

Crisafulli (1997) menciona que, bajo la premisa del comportamiento compuesto entre el mortero y el mampuesto, las deformaciones laterales se restringen debido a la fricción y adhesión entre los elementos, produciendo ante una misma carga axial, un estado de esfuerzos triaxial de compresión en el mortero y esfuerzo de tracción en las unidades de mampostería paralelas al sentido de la hilada. (Ver Figura 3)

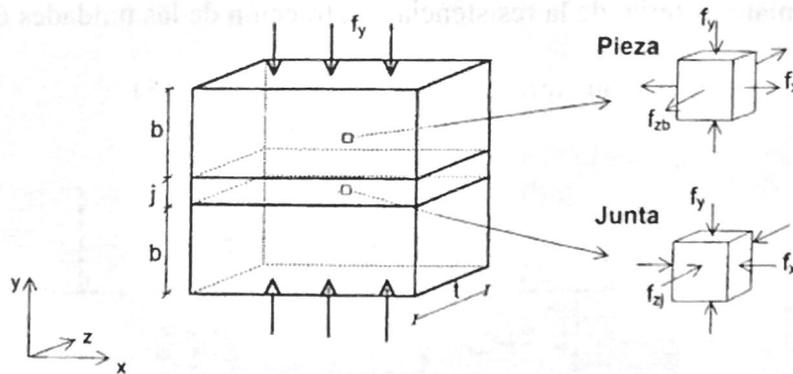


Figura 3. Estado de esfuerzos en la pieza de mampostería y en las juntas de mortero

Fuente: Crisafulli (1997)

La resistencia a la compresión de la junta de mortero es mejorada debido al efecto de confinamiento generado por las fuerzas laterales de compresión, por otro lado, la pieza de mampostería al encontrarse en un estado de compresión vertical y tracción lateral, su resistencia a la ruptura disminuirá, por lo que fallará bajo menores cargas de compresión. (Ver Figura 4)

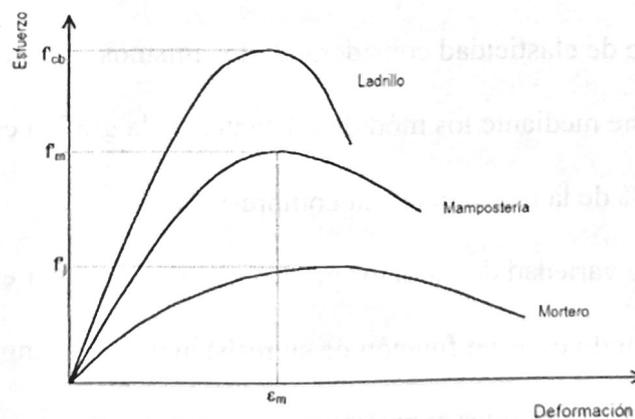


Figura 4. Grafica esfuerzo-deformación del mortero, ladrillo y mampostería

Fuente: Crisafulli (1997)

2.3.2. Resistencia a la tensión

Los esfuerzos de tensión no son significativos en la mampostería de relleno, esto debido a que, para llegar a producirse es necesario que la mampostería se encuentre perfectamente unido con el pórtico, pero aquello es característico en las mamposterías confinadas reforzadas.

La resistencia a la tracción dependerá de la adhesión existente entre los materiales que conforman a la mampostería, de la resistencia a la tracción de las unidades de mampostería y de la resistencia al corte o fricción entre las hiladas. (Pachano, 2018)

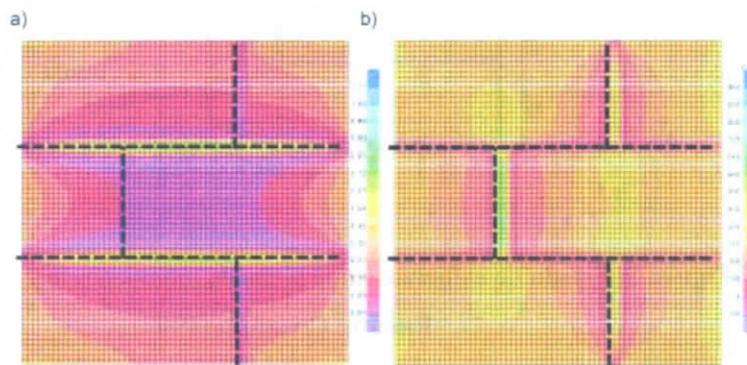


Figura 5. Esfuerzos por tensión: a) Esfuerzo horizontal por tensión horizontal b) Esfuerzo vertical por tensión vertical.

Fuente: Pachano (2018)

2.3.3. Módulo de elasticidad y Modulo de Poisson

De igual manera que con las unidades de mampostería y el mortero, varios autores definen el módulo de elasticidad considerando los mismos criterios del hormigón simple, por lo que, este se obtiene mediante los módulos secantes de la gráfica esfuerzo deformación desde un 30% hasta un 60% de la resistencia a la compresión.

Existe una variedad de modelos predictivos para obtener el módulo de elasticidad de la mampostería, estando éstas en función de su resistencia a la compresión. Paulay & Priestley (1992) presentan las siguientes expresiones:

$$\text{Mampostería de bloque de hormigón: } E_m = 1000 f'_m$$

Mampostería de ladrillo de arcilla $E_m = 750 f'_m$

Hendry (2003) indica que el módulo de elasticidad puede variar incluso para similares especímenes, por lo que, como una aproximación este puede ser asumido como:

$$E_m = 700 f'_m$$

Los valores del módulo de elasticidad, de acuerdo a investigaciones de varios autores, puede encontrarse en el rango de entre 400 y 1000 veces la resistencia a la compresión de la mampostería. (Crisafulli, 1997)

Los valores del módulo de Poisson puede ser de 0.065 para mamposterías elaboradas con juntas de mortero puzolánico y 0.145 para juntas de mortero con cemento de alta resistencia. (Pachano, 2018)

2.3.4. Resistencia al corte

La resistencia al corte en la mampostería se encuentra gobernada por la resistencia a la tracción de las unidades de mampostería y por la adhesión o fricción de los materiales.

Pachano (2018) menciona que, para los esfuerzo verticales y horizontales, el cortante se concentra en la interfaz de las pizas de mampostería con el mortero y tensiones en el centro de la misma. (Ver Figura 6)

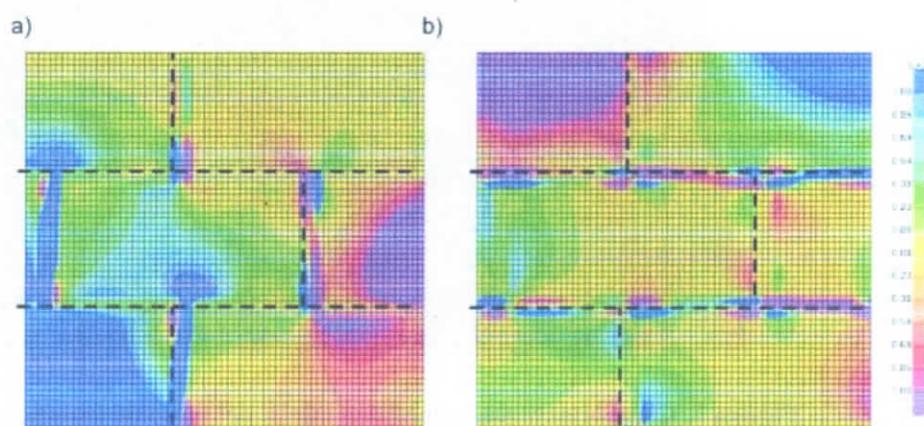


Figura 6. Esfuerzos de corte: a) Esfuerzo horizontal b) Esfuerzo vertical

Fuente: Pachano (2018)

2.4. Comportamiento de las estructuras con mampostería

La mampostería de relleno es aquella que se encuentra rodeada por vigas y columnas, durante su proceso de construcción inicialmente se procede con la elaboración del pórtico para luego añadir las piezas de mampostería, esto genera una junta fría entre ambos elementos, aquello es el aspecto que lo diferencia de la mampostería confinada.

Al aplicar una carga lateral, la mampostería impide la libre deformación del pórtico conllevando a un aumento en la rigidez del sistema, aunque el espesor de la mampostería sea pequeño, este influye enormemente en la respuesta de la estructura, originando a su vez la posible aparición de mecanismos de falla que no se contemplarían en un pórtico sin mampostería.

Los pórticos con mampostería de relleno presentan el siguiente comportamiento, en donde en primera instancia, el pórtico junto con la mampostería tiene un comportamiento casi monolítico como un muro totalmente de mampostería u hormigón. (Ver Figura 7)

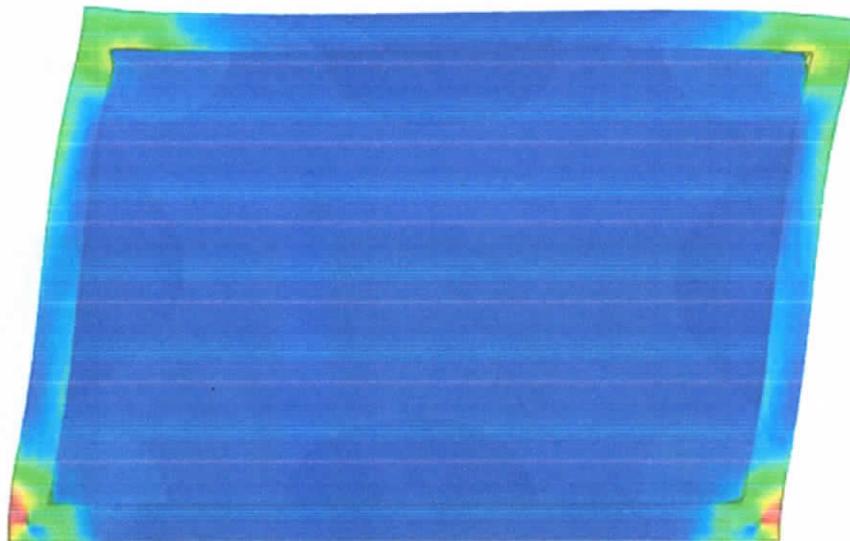


Figura 7. Comportamiento monolítico inicial del muro de mampostería

Fuente: Torrisi (2012)

Sin embargo, a niveles prácticamente bajos de carga se ocasiona una separación entre el panel de mampostería con los elementos viga y columnas, esta separación provoca que el panel de mampostería quede en contacto únicamente con el pórtico en dos esquinas opuestas. El contacto entre la mampostería y el pórtico no es puntual, sino que existe una zona de contacto entre la mampostería con las vigas y columnas. (Torrise, 2012)

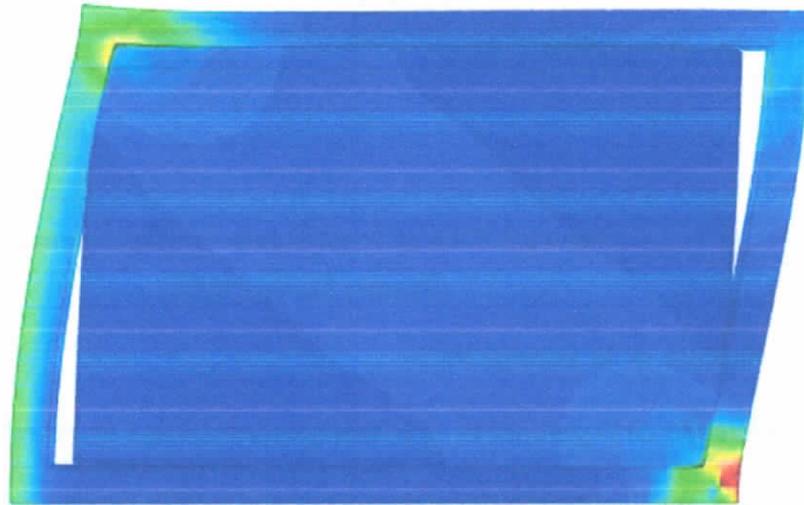


Figura 8. Separación del panel de mampostería del pórtico de hormigón armado

Fuente: Torrisi (2012)

Al aplicar una carga lateral y debido a la manera en la que se transmiten las acciones a los elementos estructurales, la viga superior se desplaza debido a la carga impuesta, sin embargo, la viga inferior que está sujeta a la fundación no se desplaza, lo que produce tracciones en la viga superior. Además, la mampostería trata de evitar que la columna opuesta se deforme junto a la viga, generando de esta manera esfuerzos de corte en la columna dentro de la zona de contacto con el panel de mampostería. Este fenómeno puede llegar a provocar una grieta aproximadamente horizontal debajo de la viga superior, causando una disminución en la ductilidad del sistema.

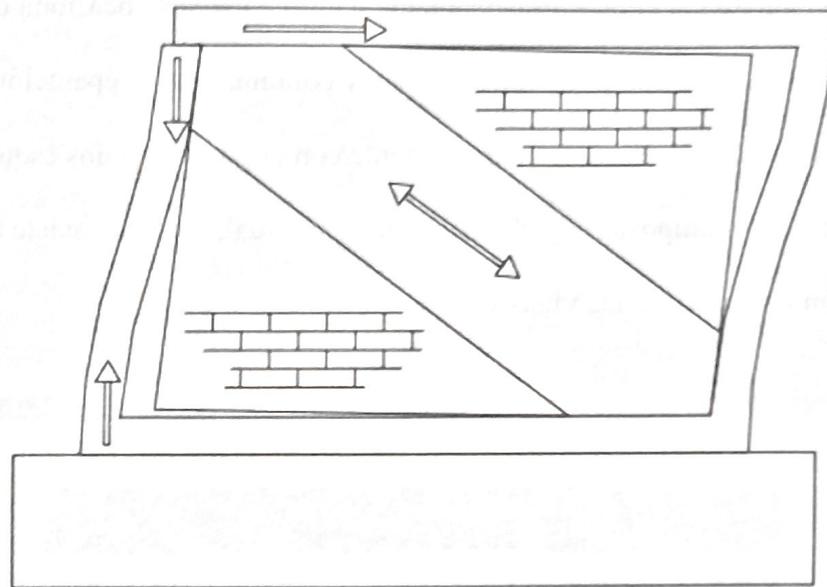


Figura 9. Falla en la columna de hormigón armado

Fuente: Torrisi (2012)

2.5. Tipo de falla de la mampostería

Dependiendo de la geometría de la mampostería, como de las rigideces de estas con las columnas y vigas, pueden desarrollarse diversos tipos de falla en dependencia de la interacción entre estos elementos. De acuerdo a Mehrabi et al (1996) las fallas en la mampostería pueden ser clasificadas en cinco grupos:

- Fallas por flexión.
- Agrietamiento a media altura.
- Agrietamiento inclinado.
- Deslizamiento en las juntas horizontales.
- Aplastamiento de esquina.

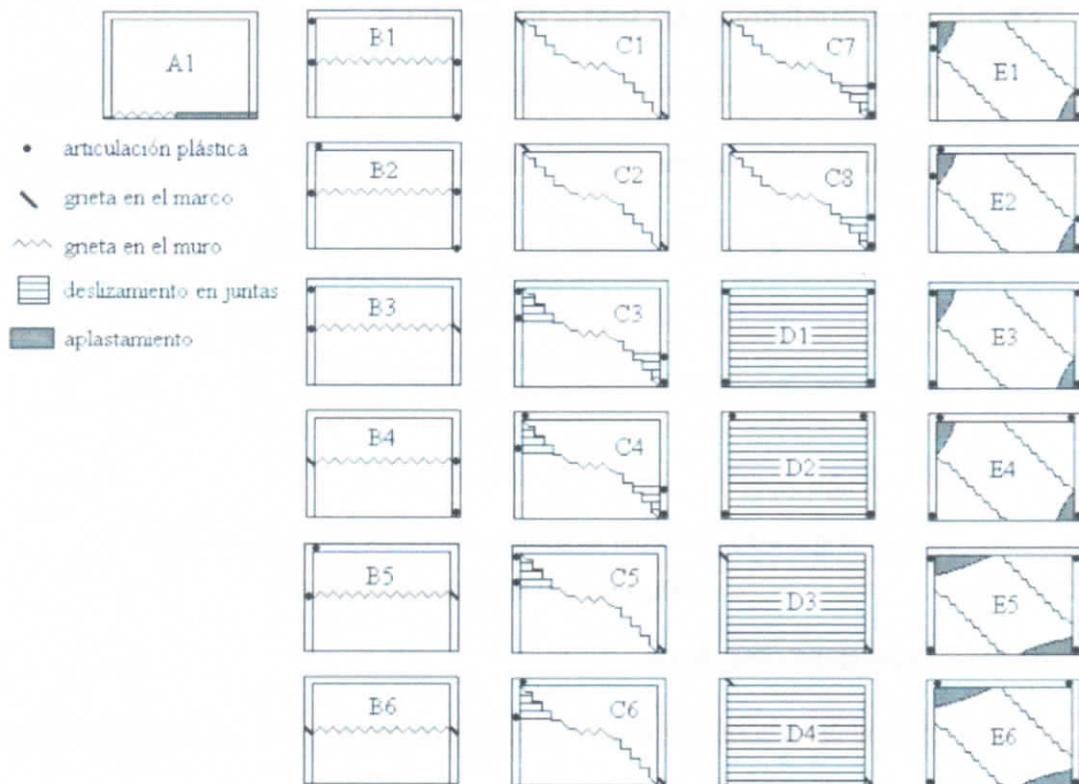


Figura 10. Mecanismos de falla de marcos con muros de relleno. Falla por flexión (A), agrietamiento a media altura (B), agrietamiento inclinado (C), deslizamiento en las juntas horizontales (D) y aplastamiento de esquina (E).

Fuente: Mehrabi et al (1996)

2.5.1. Agrietamiento diagonal

Es una falla que se presenta en forma de grieta que conecta dos esquinas opuestas, esta falla se encuentra asociada con conexiones viga-columna débiles con un panel de mampostería fuerte. (El-Dakhakhni et al, 2004)

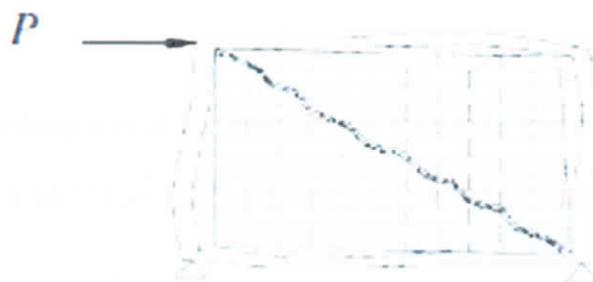


Figura 11. Falla por agrietamiento diagonal

Fuente: El-Dakhakhni et al (2004)

2.5.2. Deslizamiento en las juntas horizontales

Representa a una falla por corte a través de las juntas de mortero de la mampostería, se produce al presentar juntas de mortero débiles con pórticos fuertes. (El-Dakhakhni et al, 2004)

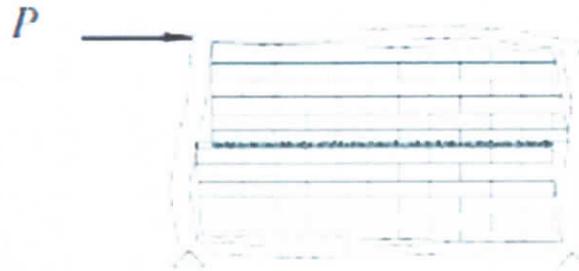


Figura 12. Falla por deslizamiento en las juntas horizontales

Fuente: Dakhakhni et al (2004)

2.5.3. Aplastamiento de las esquinas

Representa el aplastamiento de al menos una de las esquinas de la mampostería y se origina cuando el sistema a esta compuesta por una mampostería débil y un pórtico con conexiones débiles y elementos fuertes. (El-Dakhakhni et al, 2004)

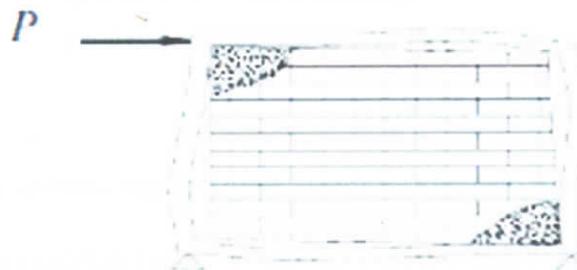


Figura 13. Falla por aplastamiento de las esquinas

Fuente: Dakhakhni et al (2004)

2.5.4. Compresión diagonal

Representa el aplastamiento de la parte central de la mampostería, debido a la esbeltez de la mampostería presentando inestabilidad fuerza del plano. (El-Dakhakhni et al, 2004)

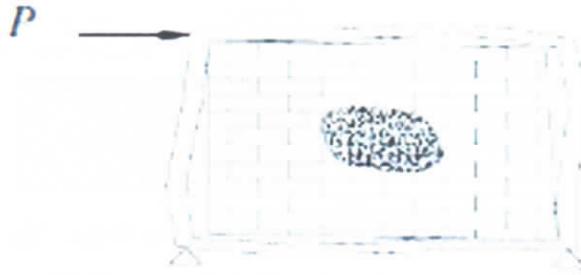


Figura 14. Falla por compresión diagonal
Fuente: Dakhakhni et al (2004)

2.6. Tipos de Modelación

2.6.1. Micro – modelos

Las unidades de mampostería y el mortero son modelados como elementos continuos y las interfaces unidad – mortero son modelados como elementos discontinuos, presenta una gran precisión en los resultados, pero con un elevado costo computacional, por lo que se limita a simulaciones relativamente pequeñas. (Abdulla et al, 2017)

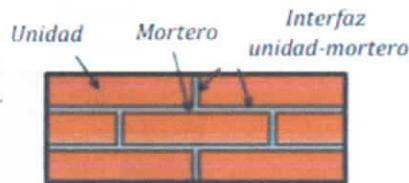


Figura 15. Modelado en elementos finitos: Micro – modelo
Fuente: Abdulla et al (2017).

2.6.2. Meso - modelos

Las unidades son expandidas añadiendo el espesor del mortero, las unidades expandidas son modeladas como una serie de elementos continuos y la interacción entre las unidades expandidas son modelados como una serie de elementos discontinuos. Puede ser adoptado para evitar las desventajas de los micro – modelos. (Abdulla et al, 2017)



Figura 16. Modelado en elementos finitos: Meso – modelo

Fuente: Abdulla et al (2017).

2.6.3. Macro – modelos

La mampostería es considerada como un material homogéneo sin distinción entre las unidades y el mortero, las propiedades del material son obtenidas a partir del promedio de las propiedades de los componentes de la mampostería, es modelado como una serie de elementos continuos. Este enfoque es adoptado al modelar estructuras de mampostería más grandes y complejas, proporciona buenos resultados en el comportamiento global pero no es capaz de representar los modos de falla de una manera detallada. (Abdulla et al, 2017)

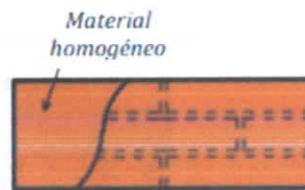


Figura 17. Modelado en elementos finitos: Macro – modelo

Fuente: Abdulla et al (2017).

2.7. Puntal equivalente

El método del puntal equivalente es una metodología utilizada para representar a la mampostería no reforzada, siendo implementada en estructuras aperticadas para conocer los efectos que produce en ellas. El puntal equivalente es ampliamente aceptado debido a su simplicidad y a los resultados aceptables que ofrece.

Uno de los primeros investigadores en proponer la sustitución de la mampostería por un puntal diagonal fue Polyakov en 1956, donde su estudio estuvo complementado por ensayos

realizados a paredes de mampostería cargados diagonalmente en compresión. (Crisafulli et al, 2000)

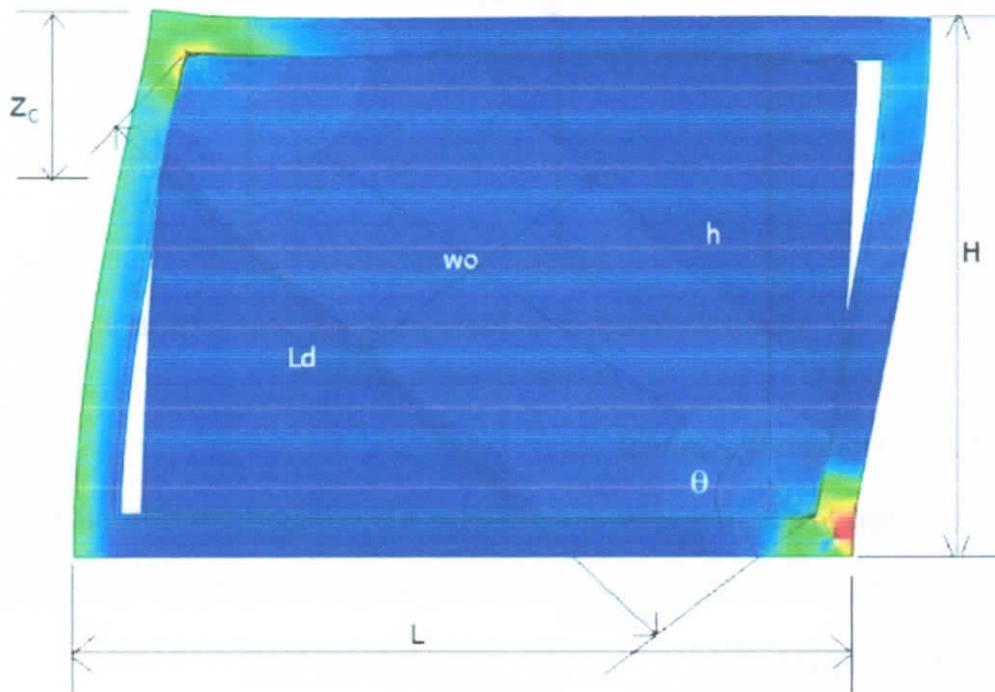


Figura 18. Parámetros del ancho del puntal

Fuente: Torrisi (2012)

2.7.1. Modelo: Mono – puntal

Es una manera simple de representar la mampostería de relleno al utilizar una única diagonal articulada ubicada en los nodos de intersección entre la viga y columna.

Este modelo es capaz de reproducir los efectos de la mampostería de manera global, sin embargo, no es capaz de reproducir los efectos locales producto de la interacción entre el pórtico y la mampostería.

Los resultados proporcionados al reemplazar la mampostería a través de un modelo mono – puntal, constituye a una buena estimación de la rigidez lateral y las fuerzas axiales a las que el pórtico es solicitado, por otro lado, los momentos flectores y las fuerzas cortantes pueden ser

subestimados debido a que la fuerza lateral es principalmente resistida por la diagonal. (Crisafulli et al, 2000)

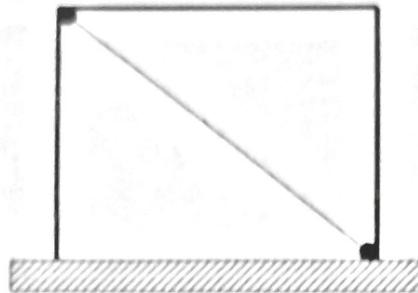


Figura 19. Modelado en elementos finitos: Mono – modelo

Fuente: Falcao et al (2023)

2.7.2. Modelo: Bi – puntal

Es un modelo que se encarga de representar a la mampostería mediante la aplicación de dos diagonales. Este modelo no es capaz de brindar buenos resultados de manera global ni de los efectos locales del pórtico.

El uso de un modelo bi – puntal implica una reducción en la rigidez lateral en comparación con el modelo mono - puntal, por otro lado, los momentos flectores y las fuerzas cortantes pueden alcanzar valores elevados. (Crisafulli et al, 2000)

La reducción en la rigidez lateral presentada, se debe a que los puntales no arriostran directamente al pórtico en sus nudos opuestos, por lo que es necesario un elemento adicional que lo arriestre diagonalmente.

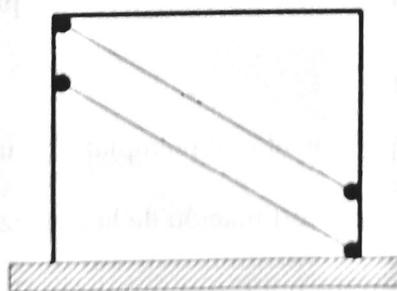


Figura 20. Modelado en elementos finitos: Bi – modelo

Fuente: Falcao et al (2023)

2.7.3. Modelo: Tri – puntal

Es un método que permite representar a la mampostería mediante la aplicación de tres puntales, en donde uno de ellos se encuentra articulada diagonalmente en los nodos opuestos y los dos restantes se localizan a cierta distancia del nodo con el fin de simular la longitud de contacto entre la mampostería y el pórtico.

El modelo tri – puntal es el que ofrece los resultados más realistas, ya que, es capaz de otorgar una buena respuesta de manera global (Rigidez lateral), como también de manera local en columnas y vigas (momentos flectores y cortantes). (Crisafulli et al, 2000)

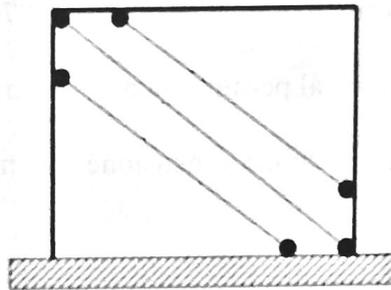


Figura 21. Modelado en elementos finitos: Tri – modelo

Fuente: Falcao et al (2023)

2.8. Ancho del Puntal Equivalente

El ancho del puntal equivalente ha sido un aspecto de amplia discusión por distintos autores, debido a que este es uno de los parámetros que permite definir la rigidez lateral de la mampostería de relleno, por lo que existen varias propuestas para su determinación.

2.8.1. Modelo de Holmes (1961)

Utilizó la idea de Polyakov, donde el panel de mampostería es reemplazado por una diagonal comprimida. Holmes especifica que el ancho del puntal será un tercio de la longitud de la diagonal, este modelo fue adoptado independientemente de la rigidez de la estructura y el panel de mampostería. (Messaoudi et al, 2022)

$$W = \frac{Ld}{3}$$

$$Ld = \sqrt{Lv^2 + h^2}$$

Donde:

W = Ancho del puntal equivalente.

Ld = Longitud de la diagonal equivalente.

Lv = Luz libre de la viga.

h = Altura de la mampostería.

2.8.2. Modelo Stanford-Smith & Carter (1970)

Información experimental permitió la definición de un parámetro que refina la evaluación del ancho del puntal considerando las dimensiones del marco de mampostería. El parámetro adimensional obtenido está simbolizado como λ , el cual toma en cuenta la rigidez relativa del panel de mampostería y de los elementos del pórtico. (Messaudi et al, 2022)

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \operatorname{sen} 2\theta}{4 E_c I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}}$$

Donde:

λ = Rigidez relativa.

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería.

t = Espesor de la mampostería.

θ = Ángulo de inclinación del puntal respecto a la horizontal.

E_c = Módulo de elasticidad de las columnas.

I_{col} = Momento de inercia promedio de las columnas adyacentes.

h = Altura de la mampostería.

2.8.3. Modelo de Mainstone (1971)

Basado en ensayos experimentales realizados a marcos con mampostería de ladrillo, Mainstone propuso una ecuación cuyo enfoque consideraba la contribución de la mampostería en la rigidez y en la resistencia máxima del pórtico. (Abdelkareem et al., 2013).

La ecuación de Mainstone fue una de las primeras que consideraban el parámetro de rigidez relativa λ para determinar el ancho del puntal.

$$a = 0.16 (\lambda H)^{-0.3} L$$

Donde:

λ = Rigidez relativa. (Ec. 3).

a = Ancho de la diagonal equivalente.

L = Longitud de la mampostería.

2.8.4. Modelo de Hendry (1981)

Hendry ha presentado ecuaciones para obtener el ancho del puntal considerando las zonas de contacto entre la mampostería y los elementos del marco (Abdelkareem et al., 2013).

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left[\frac{4 E_c I_{col} h}{E_m t \sen 2\theta} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\alpha_v = \frac{\pi}{2} \left[\frac{4 E_c I_b h}{E_m t \sen 2\theta} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$W = 0.5 \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

Donde:

α_h, α_v = Longitud de contacto de las viga y columnas con la mampostería.

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería.

t = Espesor de la mampostería.

θ = Ángulo de inclinación del puntal respecto a la horizontal.

E_c = Módulo de elasticidad de las columnas.

I_c = Momento de inercia promedio de las columnas adyacentes.

I_b = Momento de inercia promedio de las vigas adyacentes.

h = Altura de la mampostería.

W = Ancho de la diagonal equivalente.

2.8.5. Modelo de Paulay & Priestley (1992)

Propusieron un ancho de puntal equivalente más conservador, asumiendo propiedades típicas de la mampostería y una carga lateral del 50% de la capacidad última del pórtico con mampostería. (Abdelkareem et al., 2013).

$$a = \frac{L}{4}$$

Donde:

a = Ancho del puntal equivalente.

L = Longitud de la diagonal equivalente.

2.8.6. Modelo de Michailidis (1995)

Este modelo determina que el ancho del puntal en compresión se obtiene como el 20% de la longitud del puntal diagonal. (Carrillo, 2008)

$$W = 0.2 D$$

Donde:

W = Ancho del puntal equivalente.

D = Longitud de la diagonal equivalente.

2.8.7. Modelo de Crisafulli (1997)

Mantiene la expresión para el cálculo del parámetro de rigidez relativa y adopta el modelo de Hendry para obtener la longitud de contacto de la columna con la mampostería, relacionando estas ecuaciones se halla el ancho del puntal equivalente por medio de la longitud equivalente de la columna h_z . (Carrillo, 2008)

$$z_c = \frac{2\pi}{\lambda}$$

$$h_z = \frac{z_c}{2}$$

$$a = 2 h_z \sin \theta$$

Donde:

λ = Rigidez relativa. (Ec. 3).

z_c = Longitud de contacto entre las columnas y la mampostería.

h_z = Longitud equivalente de la columna.

θ = Ángulo de inclinación del puntal respecto a la horizontal.

a = Ancho de la diagonal equivalente.

2.8.8. Modelo FEMA (1997)

Establece que la rigidez elástica en el plano de la mampostería antes del agrietamiento, puede ser representado por el método de puntales equivalentes, donde el puntal dispondrá del mismo espesor y módulo de elasticidad de la mampostería que representa.

$$a = 0.175 (\lambda H)^{-0.4} L$$

Donde:

λ = Rigidez relativa. (Ec. 3).

a = Ancho de la diagonal equivalente.

H = Altura de la columna entre las líneas centrales de vigas.

L = Longitud diagonal del panel de relleno.

2.8.9. Modelo de Papia, Cavaleri, Fossetti (2003)

El modelo se encuentra basada bajo la condición de que la rigidez inicial del sistema actual Figura 22(a) es igual a la rigidez inicial del pórtico arriostrado Figura 22(b).

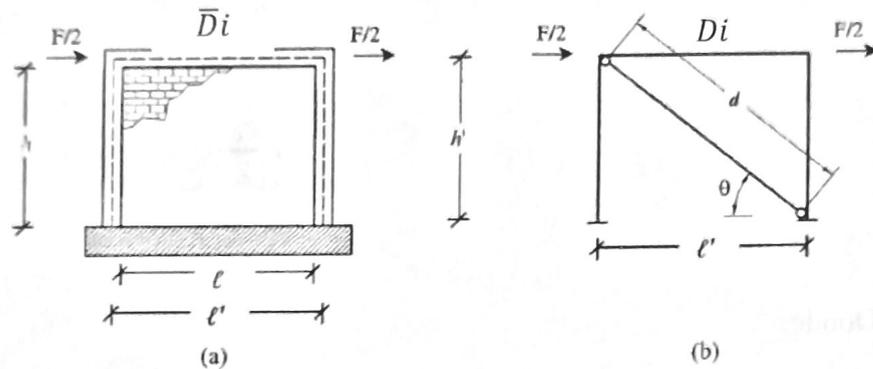


Figura 22. Esquema del modelo de Papia, Cavaleri, Fossetti

Fuente: Papia et al (2003).

La equivalencia anteriormente descrita puede ser evaluada mediante la siguiente condición:

$$D_i = \bar{D}_i$$

Donde:

D_i = Rigidez del pórtico arriostrado.

\bar{D}_i = Rigidez del pórtico actual.

La rigidez del pórtico actual (\bar{D}_i) puede ser definido mediante cualquier tipo de modelación, ya sea un micro – modelo, meso – modelo o macro – modelo.

La rigidez del pórtico arriostrado (D_i) puede ser definido mediante la condición presentada en la Figura 23.

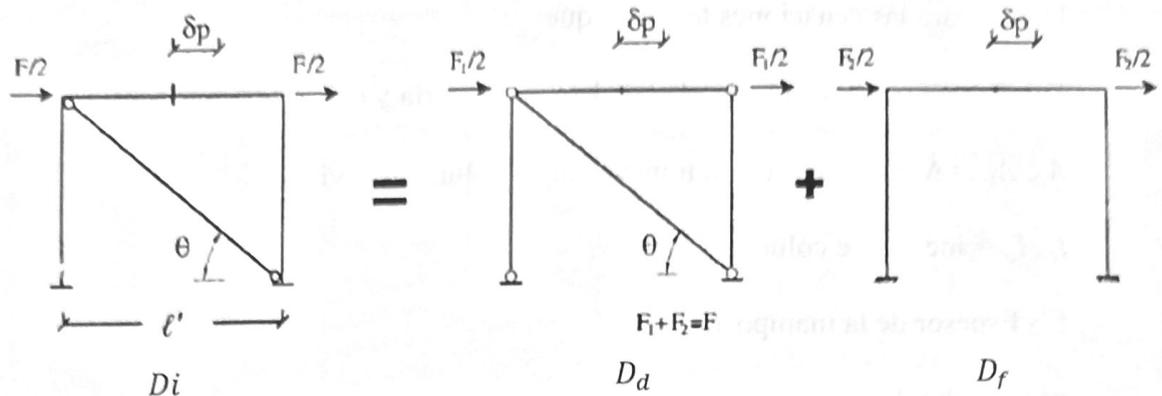


Figura 23. Descomposición de la rigidez lateral

Fuente: Papia et al (2003).

La rigidez (D_i) es el resultado de la suma entre la rigidez de un pórtico articulado arriostrado (D_d) y un pórtico a flexión (D_f), obteniendo:

$$D_i = D_d + D_f$$

La rigidez D_d puede ser definida por:

$$D_d = \frac{k_d \cos^2 \theta}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2 \theta + \frac{k_d}{2k_b} \cos^2 \theta}$$

Donde están presentes la rigidez axial de puntal (k_d), la rigidez de las columnas (k_c), la rigidez de las vigas (k_b) y el ángulo de inclinación del puntal (θ). Las rigideces se encuentran definidas de la siguiente manera:

$$k_d = \frac{E_m t w}{d}$$

$$k_c = \frac{E_f A_c}{H}$$

$$k_b = \frac{E_f A_b}{L}$$

La rigidez D_f puede ser definida por:

$$D_f = \frac{24 E_f I_c}{H^3} \left(1 + \frac{I_c L}{I_b H} \right)^{-1}$$

Donde para las ecuaciones tenemos que:

E_m, E_f = Modulo de elasticidad de la mampostería y del concreto.

A_c, A_b = Área de la sección transversal de columnas y vigas.

I_c, I_b = Inercia de columnas y vigas.

t = Espesor de la mampostería.

w = Ancho del puntal.

d = Longitud del puntal.

H = Altura de las columnas.

L = Longitud de la viga.

Papia et al (2003) también define un parámetro de rigidez relativa (λ^*) mediante la siguiente expresión:

$$\lambda^* = \frac{E_m t H}{E_f A_c} \left(\frac{H^2}{L^2} + \frac{A_c L}{4 A_b H} \right)$$

Ajustando el valor del ancho del puntal (w) mediante lo siguiente:

$$w = d \frac{c}{z'} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta}$$

En donde, c y z' son dependientes del coeficiente de Poisson de la mampostería (ν_d) a través de las expresiones:

$$c = 0.249 - 0.0116 \nu_d + 0.567 \nu_d^2$$

$$\beta = 0.146 - 0.0073 \nu_d + 0.126 \nu_d^2$$

El parámetro de z' toma valores de acuerdo a:

$$z' = 1 + 0.25 \left(\frac{L}{H} - 1 \right)$$

2.9. Método basado en Fuerzas

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece métodos para analizar y diseñar estructuras sismo – resistentes, este se basa en que las estructuras deben ser diseñadas para resistir las fuerzas laterales producto de los sismos, además de determinar los efectos que estos producen en las estructuras.

Los pasos para poder realizar el método basado en fuerzas es el siguiente:

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ según las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Calcular de forma aproximada el período fundamental de vibración de la estructura (T_a).
- Determinar el cortante de basal (V).
- Determinar las distribuciones del cortante basal (V).
- Especificar la aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificar que las derivas no sobrepasen el valor máximo permitido.

2.9.1. Análisis estático lineal

Es un análisis realizado para estimar los efectos que puede producir un evento sísmico sobre una estructura, encargándose de representar la acción del sismo mediante fuerzas horizontales equivalentes en cada piso de la estructura. Este método de análisis como su nombre lo indica considera la acción del sismo mediante fuerzas estáticas, dichas fuerzas surgen a partir del cortante basal de la estructura, adicionalmente, este análisis se limita al comportamiento lineal de los materiales.

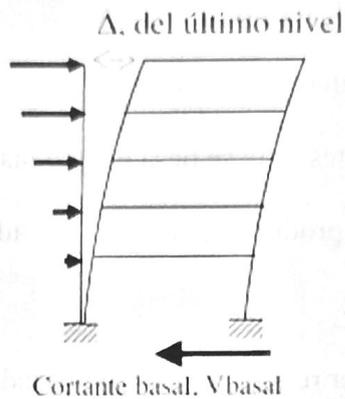


Figura 24. Análisis estático lineal

Fuente: Saavedra (2016).

2.9.2. Análisis dinámico lineal

La respuesta dinámica de una estructura lineal y elástica es modelada como un sistema de varios grados de libertad, la cual es representada por la respuesta de una determinada cantidad de osciladores de un grado de libertad, donde cada uno de estos se encuentra caracterizado por una forma modal y un periodo de vibrar. Para cada una de estas formas modales de vibrar se procede al cálculo las fuerzas y deformaciones asociadas al aplicar el espectro de aceleraciones, cuya función es la de representar los efectos del sismo sobre la estructura para el nivel de demanda sísmica que se haya definido, estos son posteriormente combinados para hallar la respuesta dinámica de la estructura completa. (Guzmán et al, 2022)

Con lo descrito anteriormente, podemos mencionar que el análisis dinámico lineal, además del cortante basal, requiere de un espectro de aceleraciones para ser capaz de encontrar las respuestas para cada modo de vibración, adicionalmente, se especifica que el método se limita al rango lineal de los materiales.

2.10. Espectro de Diseño Elástico

El espectro de diseño elástico está basado en un análisis estadístico de los espectros de respuesta para distintos movimientos del terreno, el espectro de diseño debe ser capaz de

representar los movimientos del terreno ocurridos en el sitio durante sismos pasados, debido a que este se encuentra dirigido para el diseño como la evaluación sísmica de las estructuras, a fin de que sean capaces de resistir sismos futuros. (Chopra, 2014)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el apartado Diseño Sismo-resistente, brinda los elementos necesarios para poder crear el espectro de diseño, la Figura 25 muestra el espectro propuesto por la NEC, donde encontraremos en el eje de las ordenadas el espectro de aceleración expresado como fracción de la gravedad y en el eje abscisas los periodos de vibración.

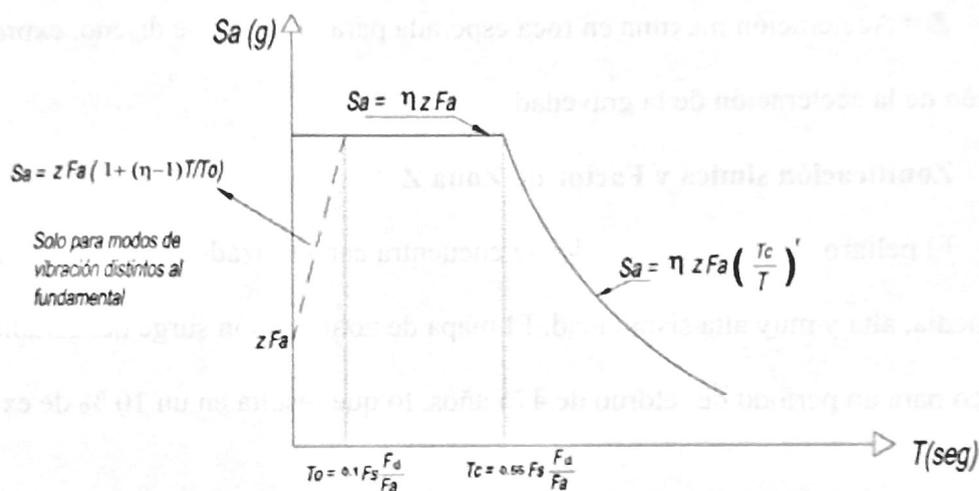


Figura 25. Espectro de diseño elástico

Fuente: NEC (2015).

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración de la estructura

To = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Tc = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

2.11. Zonificación sísmica y Factor de Zona Z

El peligro sísmico del Ecuador se encuentra caracterizado por presentar zonas de intermedia, alta y muy alta sismicidad. El mapa de zonificación surge del estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años, lo que resulta en un 10 % de excedencia en 50 años.

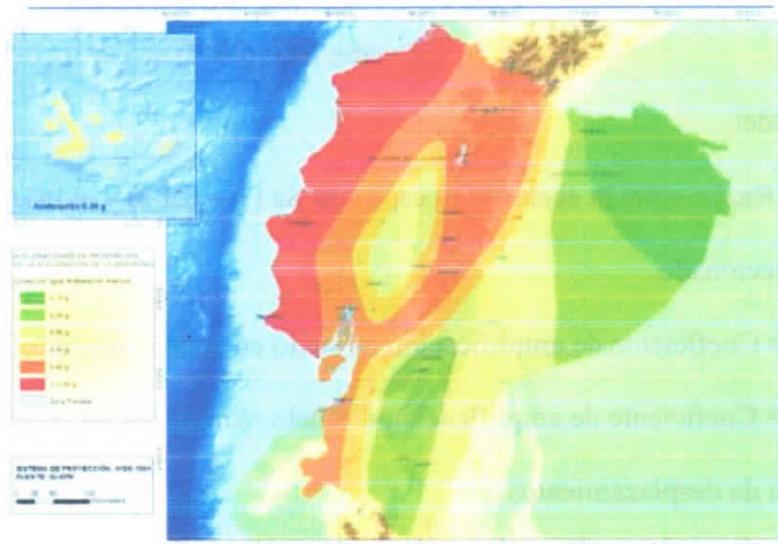


Figura 26. Zonas sísmicas del Ecuador

Fuente: NEC (2015).

El factor Z permite representar la aceleración máxima en roca que se espera para el sismo de diseño, encontrándose expresada como fracción de la gravedad.

Tabla 2. Valores de Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC (2015).

2.12. Tipos de Perfiles de Suelo

Conocer el comportamiento del suelo durante los sismos es crucial para el diseño sísmo-resistente, por lo que, la NEC define seis tipos de suelo, algunos se observan en la Tabla 3.

Tabla 3. Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Fuente: NEC (2015).

2.13. Coeficientes de amplificación del suelo.

2.13.1. Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto (F_a).

Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 4. Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC (2015).

2.13.2. Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico (F_d)

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 5. Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC (2015).

2.13.3. Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos (Fs)

Se consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 6. Factores del comportamiento inelástico del subsuelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC (2015).

2.14. Periodo fundamental

La determinación del periodo fundamental de una estructura es esencial para el diseño o evaluación sísmica de una edificación, esta es dependiente de la masa, rigidez y altura de la estructura.

La NEC propone dos métodos para obtener el periodo fundamental de la estructura, los cuales se describen a continuación:

2.14.1. Calculo - Método #1

El valor del periodo fundamental puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Periodo de vibración.

Tabla 7. Coeficientes de C_t y α de acuerdo al tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin armostramientos	0.072	0.8
Con armostramientos	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 (2015).

2.14.2. Cáculo - Método #2

Este método considera las propiedades y características de los elementos estructurales, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i^2}}$$

Donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i = Deflexión elástica del piso i .

w_i = Peso aginado al piso o nivel i de la estructura.

2.15. Factor de reducción R

Nos permite realizar una reducción de la fuerza sísmica, utilizando para el cálculo del cortante basal. En caso de que la estructura sea el resultado de una combinación de varios sistemas, entonces se selecciona el factor de reducción de menor valor. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 8. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC (2015).

2.16. Cortante Basal

Es la fuerza localizada en la base de una estructura, la cual es el resultado de la sumatoria de las fuerzas horizontales generadas por un evento sísmico, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I Sa(Ta)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Donde:

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción sísmica.

V = Cortante basal total de diseño.

W = Carga sísmica reactiva.

Ta = Período de vibración.

2.17. Derivas

Es el desplazamiento relativo de un piso, obtenido al dividir la diferencia del desplazamiento en la parte superior e inferior del piso y la altura del entrepiso.

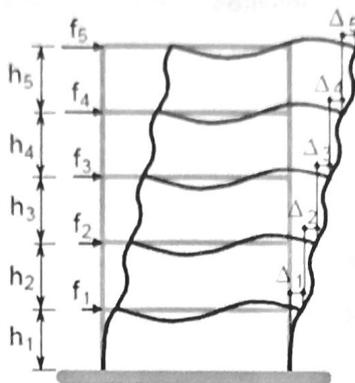


Figura 27. Derivas de piso

Fuente: Ceballos (2019).

La (NEC-SE-DS, 2015) establece que se debe llevar un control de las deformaciones mediante el cálculo de las derivas inelásticas de piso, presentando la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento al aplicar fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de sísmica.

Además, la (NEC-SE-DS, 2015) establece que la deriva inelástica máxima permitida no debe exceder los valores establecidos en la Tabla 9.

Tabla 9. Valores de derivas máximas inelásticas.

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

Fuente: NEC (2015).

CAPITULO III: DESCRIPCIÓN Y DEFINICIÓN DE MODELOS

3.1. Modelado en elementos Finitos

Los pórticos con mampostería serán modelados como estructuras bi-dimensionales de un vano y un piso mediante el uso del programa ABAQUS, el cual es una herramienta de simulación basada en el método de elementos finitos, permitiendo realizar desde análisis lineales simples hasta análisis no lineales de mayor complejidad. El enfoque de modelación a utilizar para la mampostería de relleno será el de un macro-modelo.

3.1.1. Descripción del pórtico experimental

Para compatibilizar el modelo matemático, se utilizará como referencia el pórtico mostrado en la Figura 28, el cual fue ensayado experimentalmente en Quito por Pachano (2018), consta de columnas de 30x20 cm, vigas de 20x20 cm, una viga de cimentación de 40x60 cm y una mampostería elaborada con bloque de hormigón de 40x20x15 cm. La carga fue aplicada axialmente en uno de los extremos de la viga.

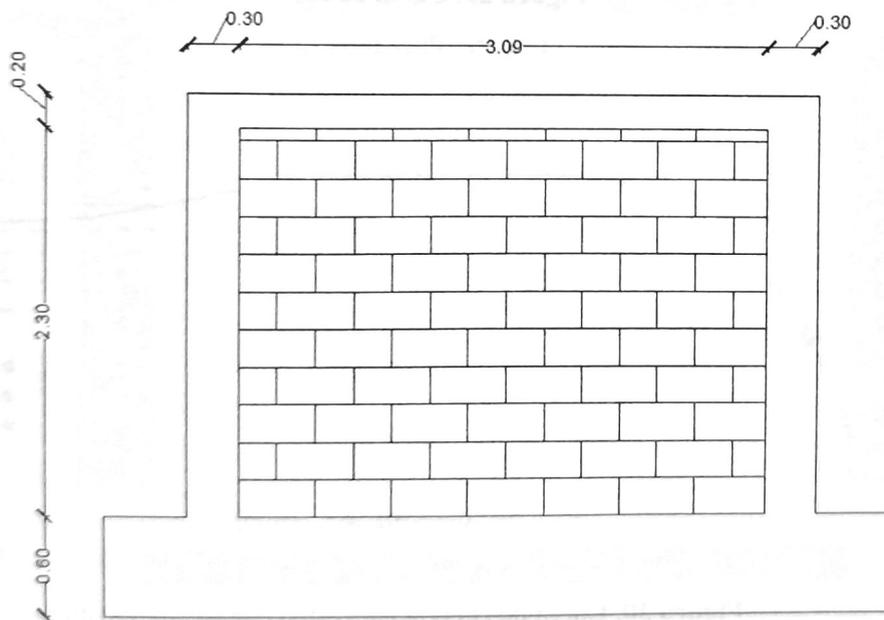


Figura 28. Pórtico de ensayo

Fuente: Pachano (2018).

3.1.2. Calibración

Se calibró el modelo matemático del sistema pórtico - mampostería tomando como referencia el ensayo experimental realizado por Pachano (2018). En la Figura 29, se muestra la curva de capacidad del ensayo experimental y en la Figura 30 se muestra la curva de energía equivalente elástica - plástica (EEEP) de la cual se obtiene la rigidez lateral en el rango elástico, siendo esta de 66.32 kN/mm.

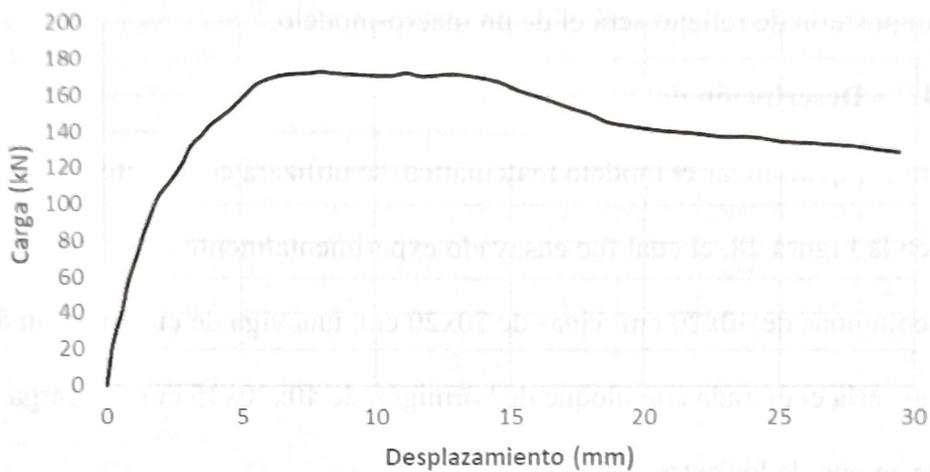


Figura 29. Curva de capacidad

Fuente: Pachano (2018).

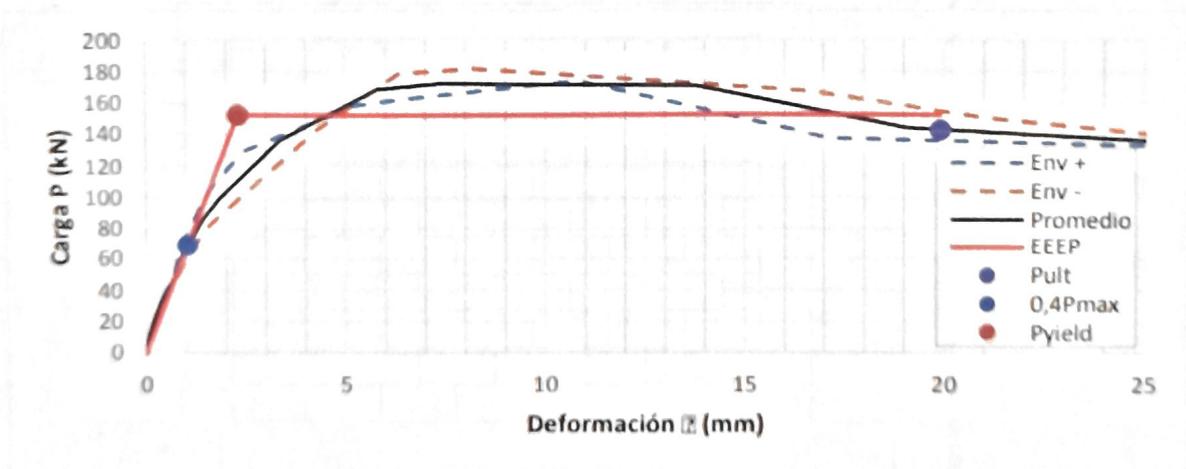


Figura 30. Curva de energía equivalente elástica - plástica

Fuente: Pachano (2018).

El modelo de elementos finitos realizado en ABAQUS fue definido con las propiedades detalladas a continuación:

Tabla 10. Materiales utilizados en el modelo matemático

Descripción	Módulo de Elasticidad (Mpa)	Módulo de Poisson
Concreto	16333	0.2
Mampostería	1978	0.02

Fuente: Propia

De esta manera el modelo matemático elaborado en ABAQUS, de acuerdo al pórtico ensayado experimentalmente, alcanzó un desplazamiento de 1.04 mm al aplicarle una carga lateral de 68.78 kN. La rigidez elástica obtenida fue de 66.13 kN/mm, presentando una rigidez similar al del ensayo experimental.

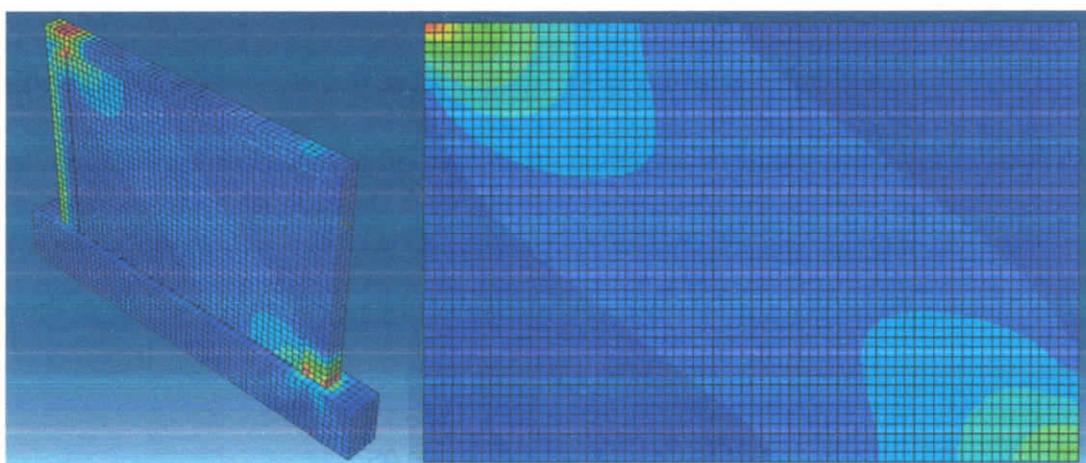


Figura 31. Modelo realizado en ABAQUS

Fuente: Propia

3.1.3. Definición del ancho de puntal referencial

Para determinar las variaciones en el ancho del puntal se dispuso de un total de 12 pórticos, donde se utilizaron mamposterías con relaciones alto – largo de 1:1, 1:25, 1:50 y 1:75. Para las columnas se proponen 3 distintas dimensiones, mientras que las vigas permanecen con una sección constante. Estas disposiciones se encuentran descritas en la Tabla 11.

Tabla 11. Descripción del pórtico con mampostería

Mampostería			Vigas	Columnas
Largo	Altura	Espesor		
cm	cm	cm	cm	cm
300	300	15	25 x 40	30 x 30
				40 x 40
				50 x 50
375	300	15	25 x 40	30 x 30
				40 x 40
				50 x 50
450	300	15	25 x 40	30 x 30
				40 x 40
				50 x 50
525	300	15	25 x 40	30 x 30
				40 x 40
				50 x 50

Fuente: Propia

A cada uno de los pórticos se los modeló con y sin mampostería en el programa ABAQUS, posteriormente se les aplicó una fuerza lateral con el fin de obtener el desplazamiento de la estructura y determinar la rigidez para los pórticos con y sin mampostería. La rigidez es obtenida mediante la ley de Hooke, quien establece que la deformación de un objeto es directamente proporcional a la fuerza aplicada.

$$F = k * \Delta$$

Donde F es la fuerza, k es una constante que se relaciona con la dificultad para poder deformar un sistema (Rigidez) y Δ es el desplazamiento del sistema. Para obtener la rigidez (k) se realiza un despeje en la fórmula, resultando en lo siguiente:

$$k = \frac{F}{\Delta}$$

De esta manera se calcula la rigidez lateral tanto para el pórtico libre como para el pórtico con mampostería de todos los casos considerados. (Ver Tabla 12)

Tabla 12. Rigidez lateral de los pórticos

Mampostería			Vigas	Columnas	Rigidez lateral	
Largo	Altura	Espesor			Portico libre	Portico con mampostería
cm	cm	cm	cm	cm	tn/m	tn/m
300	300	15	25 x 40	30 x 30	628.80	4089.18
				40 x 40	1509.83	5300.76
				50 x 50	2803.50	6932.02
375	300	15	25 x 40	30 x 30	608.17	4655.22
				40 x 40	1409.13	5725.87
				50 x 50	2647.22	7287.54
450	300	15	25 x 40	30 x 30	588.57	4826.44
				40 x 40	1327.38	5888.07
				50 x 50	2445.42	7355.61
525	300	15	25 x 40	30 x 30	570.73	4794.24
				40 x 40	1260.01	5712.26
				50 x 50	2327.05	7191.64

Fuente: Propia

Para calcular el ancho del puntal de cada uno de los pórticos, se utilizó la metodología de Papia et al (2003) (Ver sección 2.8.9). Se hará uso de las rigideces presentadas en la Tabla 12, de esta manera se podrá obtener un ancho del puntal, que en combinación con el pórtico, proporcione la misma rigidez lateral que el sistema con mampostería.

Tabla 13. Ancho del puntal para cada pórtico

Mampostería			Vigas	Columnas	Ancho de puntal
Largo	Altura	Espesor			
cm	cm	cm	cm	cm	mm
300	300	15	25 x 40	30 x 30	1304
				40 x 40	1393
				50 x 50	1505
375	300	15	25 x 40	30 x 30	1369
				40 x 40	1431
				50 x 50	1532
450	300	15	25 x 40	30 x 30	1397
				40 x 40	1471
				50 x 50	1583
525	300	15	25 x 40	30 x 30	1389
				40 x 40	1450
				50 x 50	1571

Fuente: Propia

La metodología de Papia et al (2003) permite determinar de una mejor manera el ancho de puntal equivalente al equiparar la rigidez del sistema con mampostería, con la idealización propuesta en el método del puntal, por lo que, los resultados obtenidos mediante esta metodología serán denominados como los valores referenciales, esto con el fin de compararlos con el ancho del puntal determinados a través de métodos cálculo propuestos por otros autores.

3.2. Análisis sísmico de estructuras con mampostería

El análisis sísmico se realizará a pórticos con mampostería modelados como estructuras tri-dimensionales mediante el uso del programa ETABS, donde la mampostería será representada mediante el método de puntales equivalentes. Se hará uso de las expresiones presentadas en apartados anteriores para el cálculo del ancho del puntal, con el fin de ser comparado con el método referencial, siendo este el propuesto por Papia et al (2003).

3.2.1. Descripción de las estructuras

Para el análisis sísmico, el autor propuso varias edificaciones, estas estarán constituidas por un sistema de pórticos de hormigón armado, dichas estructuras serán destinadas para uso residencial. Se presentarán edificaciones con diferentes números de piso, los cuales serán denominados de la siguiente manera.

Tabla 14. Número de pisos de los modelos propuestos

Descripción	Nº de pisos
Modelo #1	2
Modelo #2	4
Modelo #3	6
Modelo #4	8

Fuente: Propia

La altura de entrepiso de todos los modelos será de 3.4 metros, donde para cada modelo se considerarán las siguientes secciones de vigas y columnas.

Tabla 15. Dimensiones de columnas y vigas de los modelos propuestos

Descripción	Columnas (cm)	Vigas (cm)
Modelo #1	30 x 30	25 x 40
Modelo #2	40 x 40	25 x 40
Modelo #3	50 x 50	30 x 45
Modelo #4	60 x 60	30 x 45

Fuente: Propia

La geometría de la estructura para cada uno de los modelos estará constituida por los ejes y dimensiones especificadas en la Figura 32.

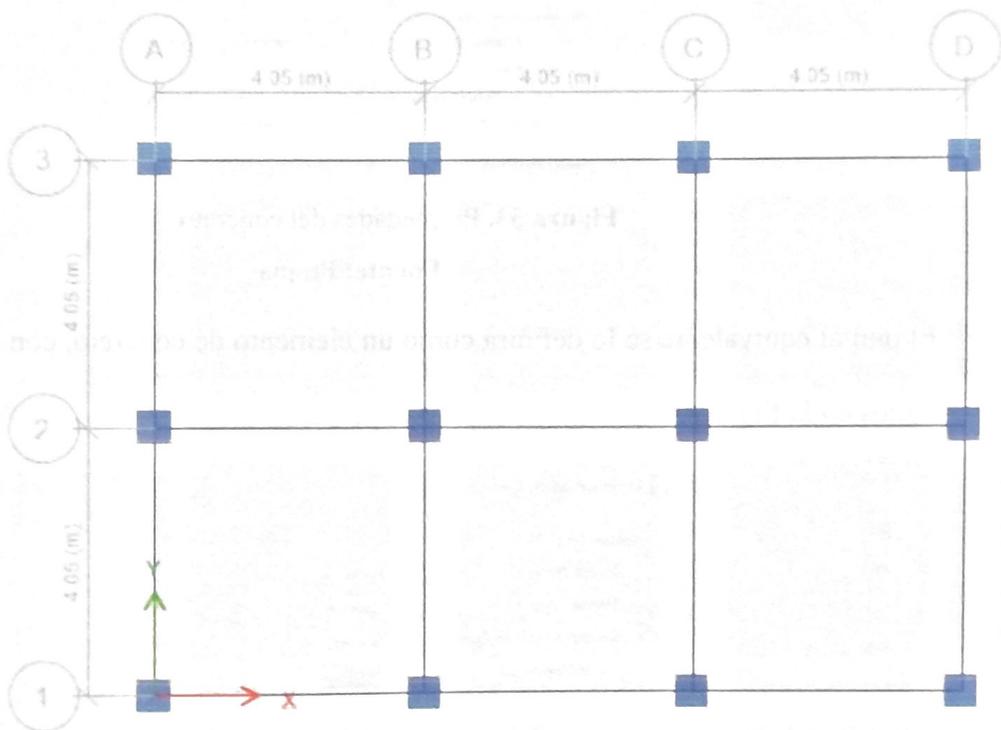


Figura 32. Vista en planta para los modelos considerados

Fuente: Propia

3.2.2. Sismicidad del sitio

Todos los modelos se encontrarán ubicados en la ciudad de Manta, por lo que, las estructuras estarán situadas de acuerdo al mapa de zonificación sísmica en la zona VI, además se establece que serán emplazadas en un suelo tipo D.

3.2.3. Definición de materiales

Se utilizará concreto con una resistencia a la compresión de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$, por lo que, en la Figura 33 se muestra los datos utilizados para la definición de dicho material.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Concreto	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Green	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	0.00245	kg/cm³
	Mass per Unit Volume	0.000002	kg/s³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	196223.99	kgf/cm²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	81759.99	kgf/cm²

Figura 33. Propiedades del concreto

Fuente: Propia

El puntal equivalente se lo definirá como un elemento de concreto, con los parámetros especificados en la Figura 34.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Puntal	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Blue	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	0	tonf/m³
	Mass per Unit Volume	0	tonf-s³/m³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	170958.48	tonf/m²
	Poisson's Ratio, U	0.02	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	83803.18	tonf/m²

Figura 34. Propiedades del puntal equivalente

Fuente: Propia

3.2.4. Secciones

Se definen las secciones para las columnas y vigas, además, de cada uno de los puntales utilizados.

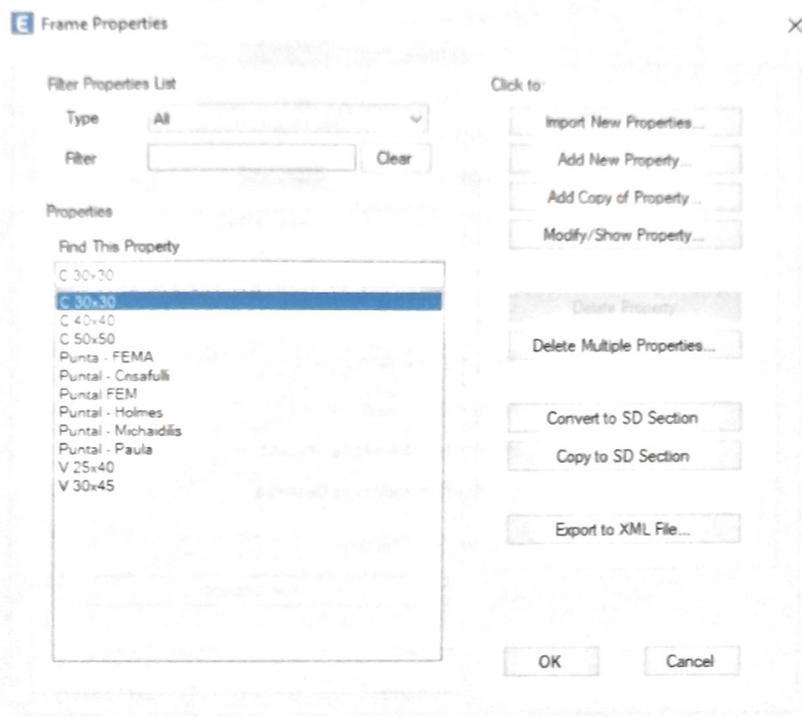


Figura 35. Secciones de columnas, vigas y puntales

Fuente: Propia

Los puntales tendrán un espesor de 150 mm y el ancho definido por cada método se muestra en la Tabla 16:

Tabla 16. Valores para el ancho de puntal

Descripcion	Ancho del puntal (mm)			
	Modelo #1	Modelo #2	Modelo #3	Modelo #4
Holmes	1601	1575	1549	1524
Paulay & Priestley	1201	1181	1162	1143
FEMA	555	612	658	695
Crisafulli	1102	1481	1866	2258
Michailidis	960	945	929	914
Referencial	1369	1431	1532	1630

Fuente: Propia

Los puntales se definieron mediante la opción Section Designer, tal y como se observa en la Figura 36 y Figura 37. Este procedimiento fue realizado para todos los puntales considerados.

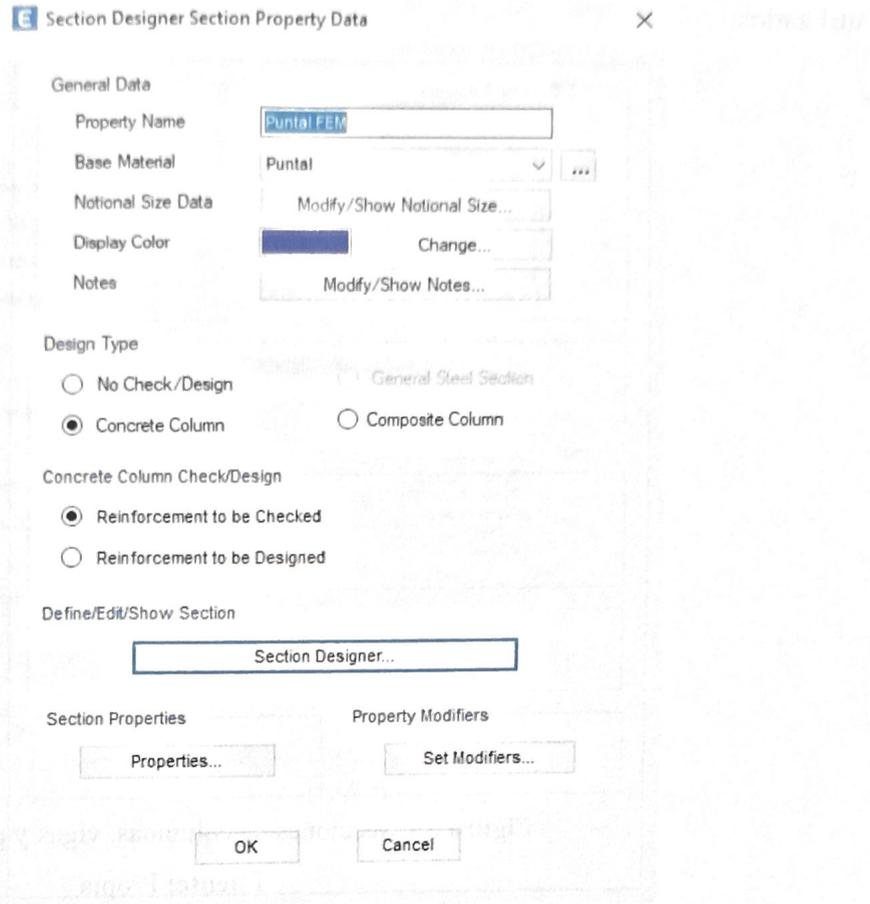


Figura 36. Sección del puntal definido en Etabs

Fuente: Propia

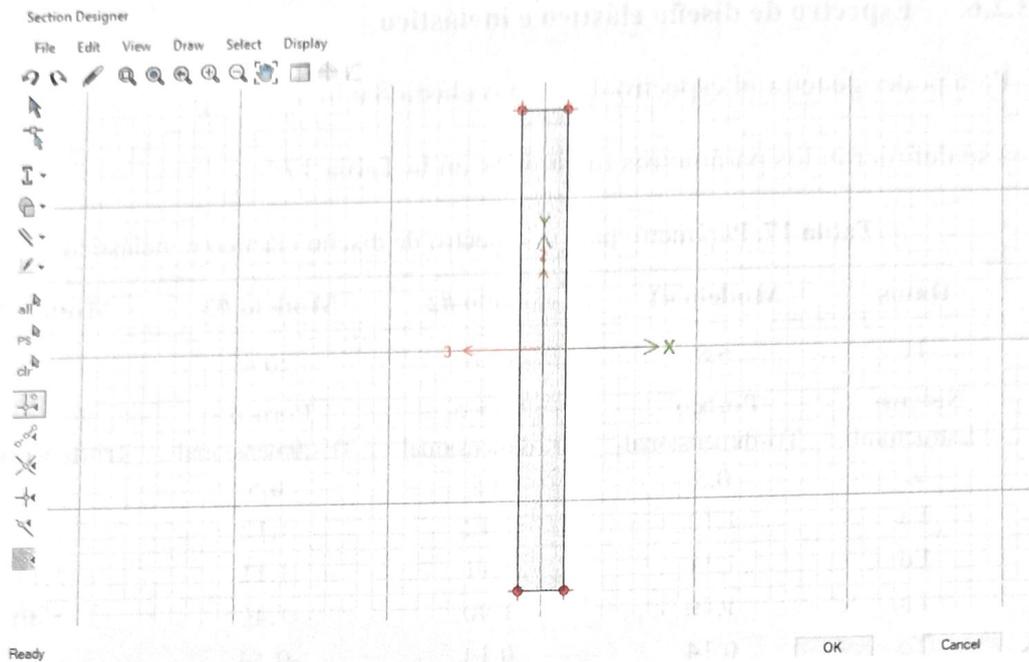


Figura 37. Sección del puntal definido en Section Designer

Fuente: Propia

3.2.5. Patrones de carga

La Figura 38 presenta los tipos de carga que se ingresarán al software, donde la carga “Dead” está definida para representar a la carga muerta de los elementos estructurales, por esa razón su factor de multiplicación de peso será 1, la consideración mencionada no aplica para las cargas restantes, por lo que para ellos se utilizará un factor multiplicador de peso de 0.

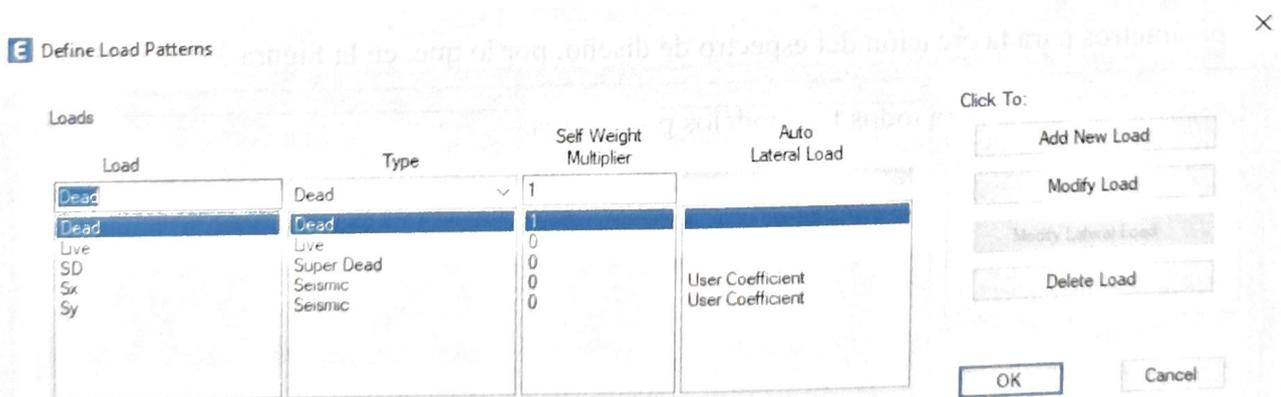


Figura 38. Patrones de carga

Fuente: Propia

3.2.6. Espectro de diseño elástico e inelástico

Para poder generar el espectro de diseño elástico e inelástico para cada uno de los modelos se definieron los parámetros mostrados en la Tabla 17:

Tabla 17. Parámetro para el espectro de diseño elástico e inelástico

Datos	Modelo #1	Modelo #2	Modelo #3	Modelo #4
H	6.8	13.6	20.4	27.2
Sistema	Portico	Portico	Portico	Portico
Estructural	Tri-dimensional	Tri-dimensional	Tri-dimensional	Tri-dimensional
Z	0.5	0.5	0.5	0.5
Fa	1.12	1.12	1.12	1.12
Fd	1.11	1.11	1.11	1.11
Fs	1.40	1.40	1.40	1.40
To	0.14	0.14	0.14	0.14
Tc	0.76	0.76	0.76	0.76
η	1.8	1.8	1.8	1.8
r	1	1	1	1
Tipo de Suelo	D	D	D	D
I	1	1	1	1
R	8	8	8	8
ϕ_e	1	1	1	1
ϕ_p	1	1	1	1

Fuente: Propia

Tal y como pudo observarse en la Tabla 17, todos los modelos presentaran los mismo parámetros para la creación del espectro de diseño, por lo que, en la Figura 39 se muestra el espectro utilizado para todos los modelos propuestos.

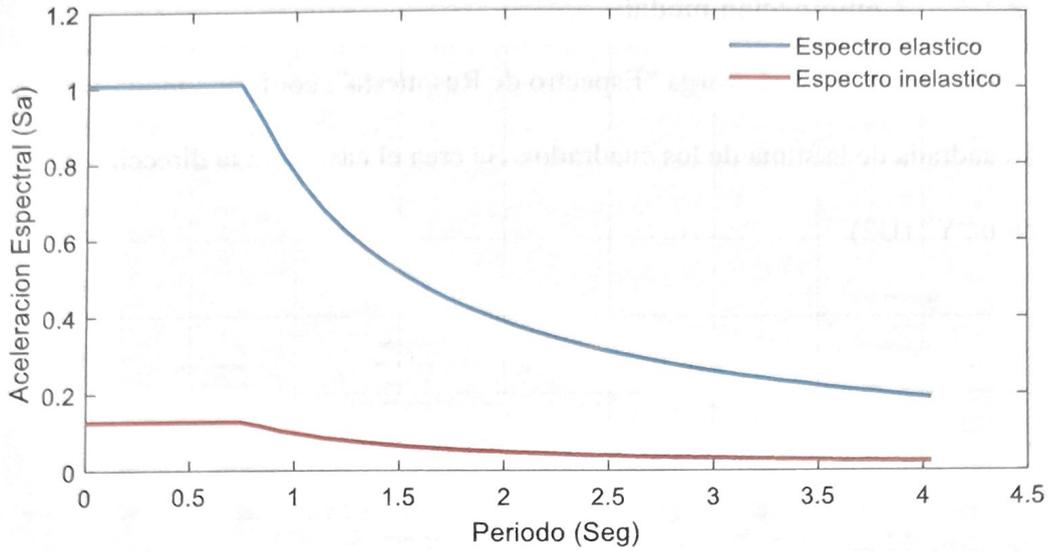


Figura 39. Espectro de Diseño elástico e inelástico
Fuente: Propia

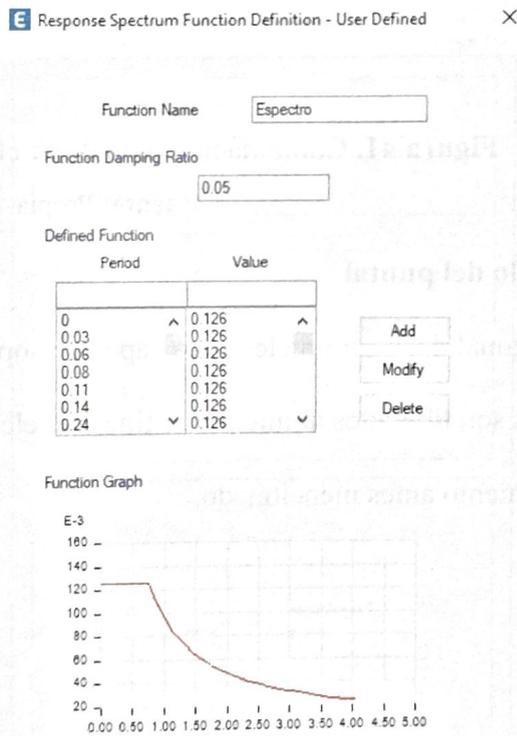


Figura 40. Definición del espectro inelástico en Etabs
Fuente: Propia

3.2.7. Combinación modal

Se define el caso de carga “Espectro de Respuesta”, configurando la carga sísmica como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Se crea el caso para la dirección “X” (U1) y para la dirección “Y” (U2).

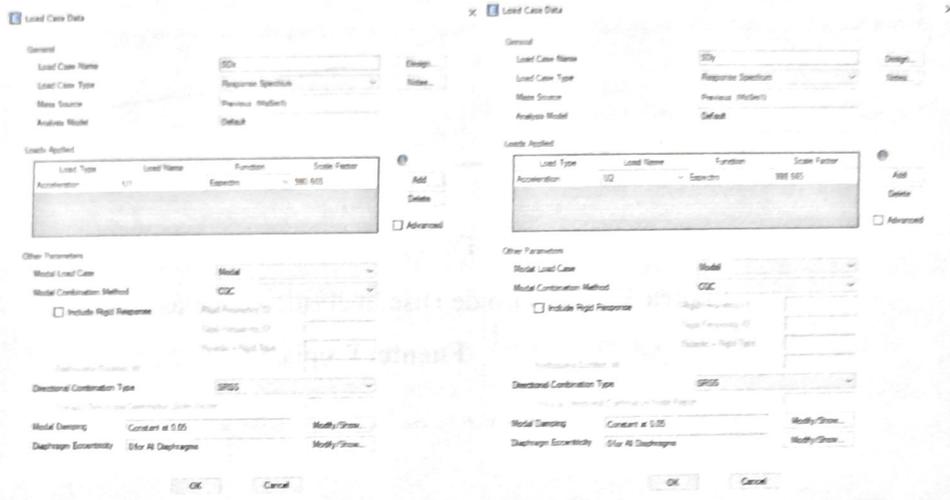


Figura 41. Combinación modal por el método CQC

Fuente: Propia

3.2.8. Modelo del puntal

El puntal diagonal debe ser un elemento capaz de soportar únicamente cargas axiales, por lo que, los momentos son liberados al inicio y al final del elemento para representar de una mejor manera el comportamiento antes mencionado.

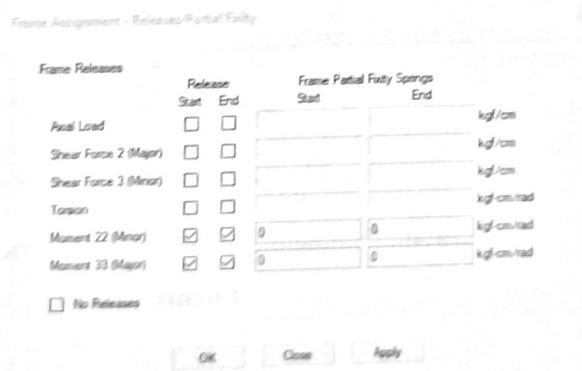


Figura 42. Liberación de momentos para el puntal

Fuente: Propia

3.2.9. Representación en el software

Los modelos tendrán la siguiente distribución en la mampostería.

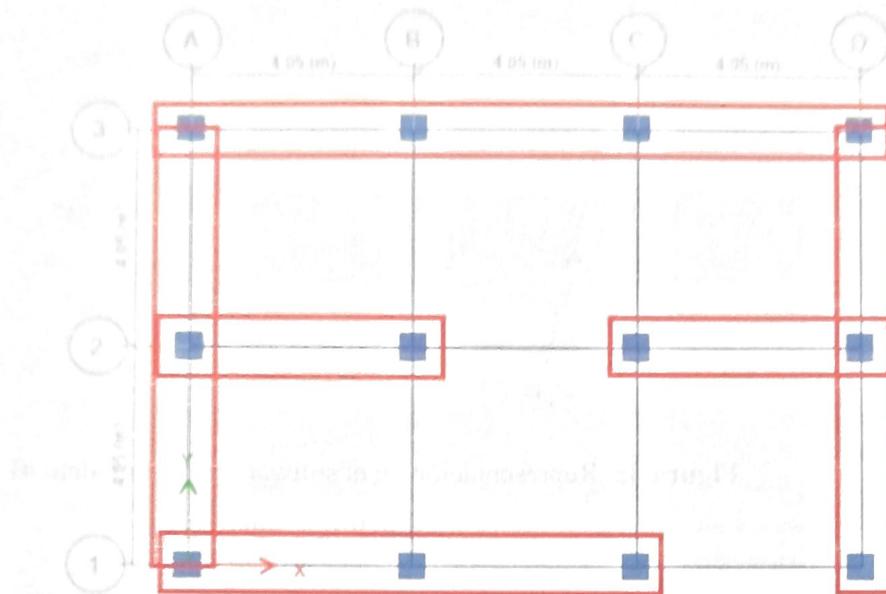


Figura 43. Ubicación de los puntales para la planta baja

Fuente: Propia

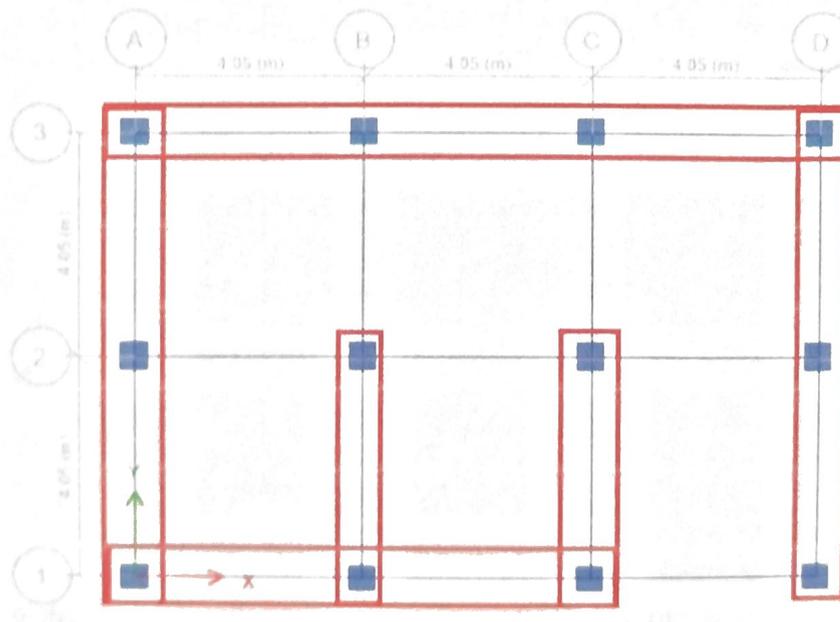


Figura 44. Ubicación de los puntales para los pisos 1 y superiores

Fuente: Propia

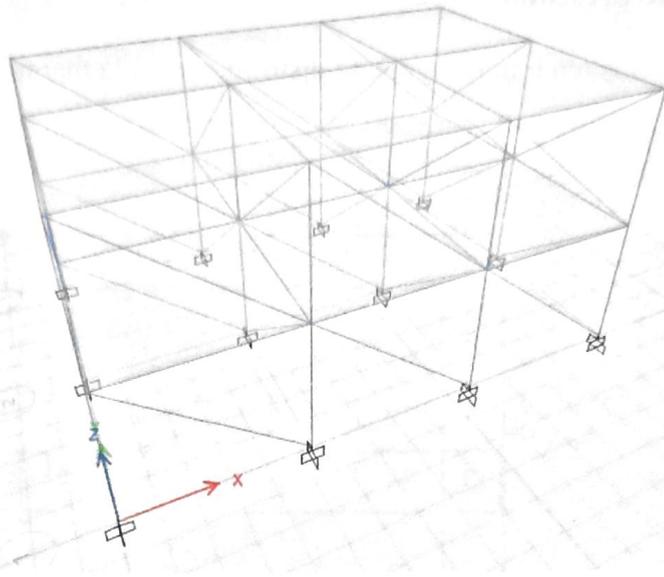


Figura 45. Representación en el software para el modelo #1

Fuente: Propia

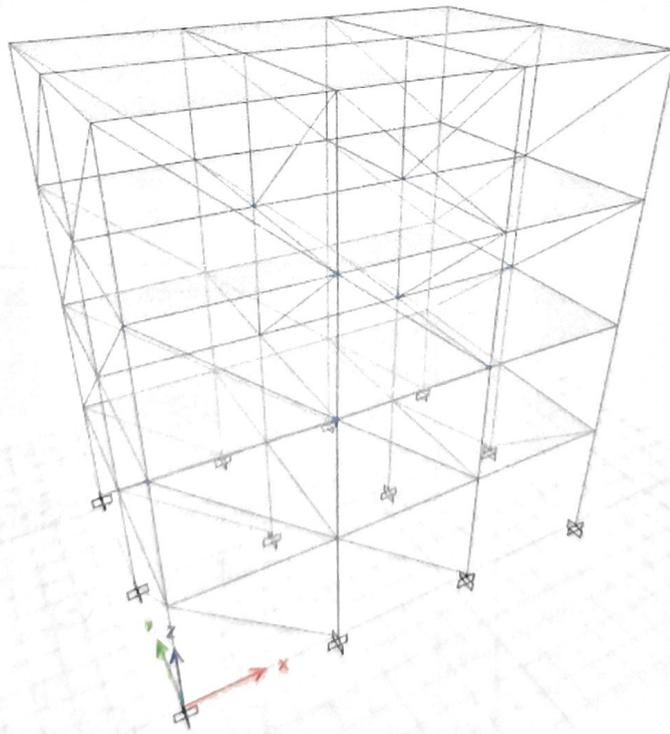


Figura 46. Representación en el software para modelo #2

Fuente: Propia

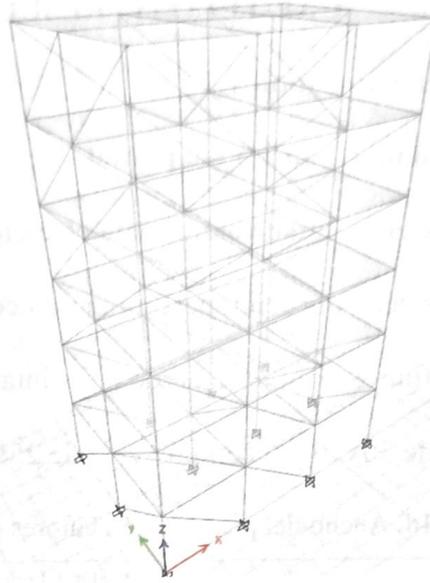


Figura 47. Representación en el software para el modelo #3

Fuente: Propia

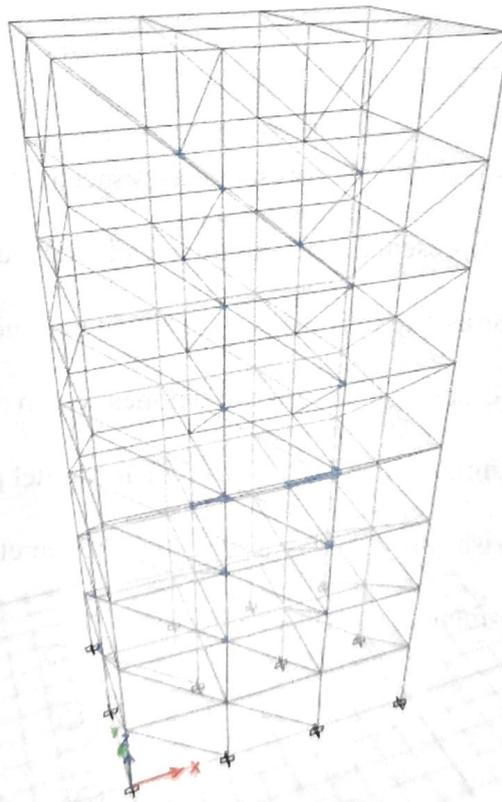


Figura 48. Representación en el software para el modelo #4

Fuente: Propia

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Modelado en elementos finitos

4.1.1. Variabilidad del ancho del puntal

En la Tabla 18, se encuentran valores para el ancho del puntal obtenidas por fórmulas de distintos autores, además del valor referencial obtenido con el uso de la metodología de Papia y el modelo de elementos finitos, esto de acuerdo a distintas geometrías de mampostería y cuyo pórtico posee columnas de 30x30 cm con una viga de 25x40 cm.

Tabla 18. Ancho del puntal según autores para C 30x30 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal							
Largo	Altura	Espesor	Referencial	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis
cm	cm	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
300	300	150	1304	1414	497	1862	1061	490	1177	849
375	300	150	1369	1601	563	1965	1201	555	1098	960
450	300	150	1385	1803	635	2074	1352	627	1029	1082
525	300	150	1389	2016	713	2183	1512	704	969	1209

Fuente: Propia

Las diferencias porcentuales presentadas respecto al valor referencial se muestran en la Tabla 19, en donde se representa con el signo negativo a aquellos valores situados por debajo del valor referencial, mientras que los positivos se sitúan por encima del valor referencial.

Para todos los casos las mayores variaciones se dan al aplicar el método del FEMA llegando hasta una disminución del 62.40% en el ancho del puntal, mientras que, mediante el método de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley, según el caso el que se haya aplicado, las diferencias pueden ser menores al 10%.

Tabla 19. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C30x30 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal						
Largo	Altura	Espesor	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis
cm	cm	cm	%	%	%	%	%	%	%
300	300	150	8.45	-61.86	42.76	-18.66	-62.40	-9.71	-34.93
375	300	150	16.93	-58.90	43.57	-12.30	-59.48	-19.78	-29.84
450	300	150	30.16	-54.14	49.71	-2.38	-54.75	-25.72	-21.90
525	300	150	45.11	-48.68	57.13	8.83	-49.30	-30.27	-12.93

Fuente: Propia

Los pórticos antes presentados disponen de dos columnas con una dimensión de 30x30 cm y una viga de 25x40 cm, dicho pórtico está relleno con una mampostería de distintos largos, con estas condiciones se utilizaron varias expresiones para calcular el ancho del puntal, obteniendo que, el método propuesto por Paulay & Priestley dispone de un mejor acercamiento al valor de referencia para la mayoría de casos, específicamente para las mamposterías con un largo de 3.75 metros hasta 5.25 metros. Para la mampostería de 3 metros de largo, los valores más cercanos al referencial se dan al aplicar los métodos de Holmes y Crisafulli.

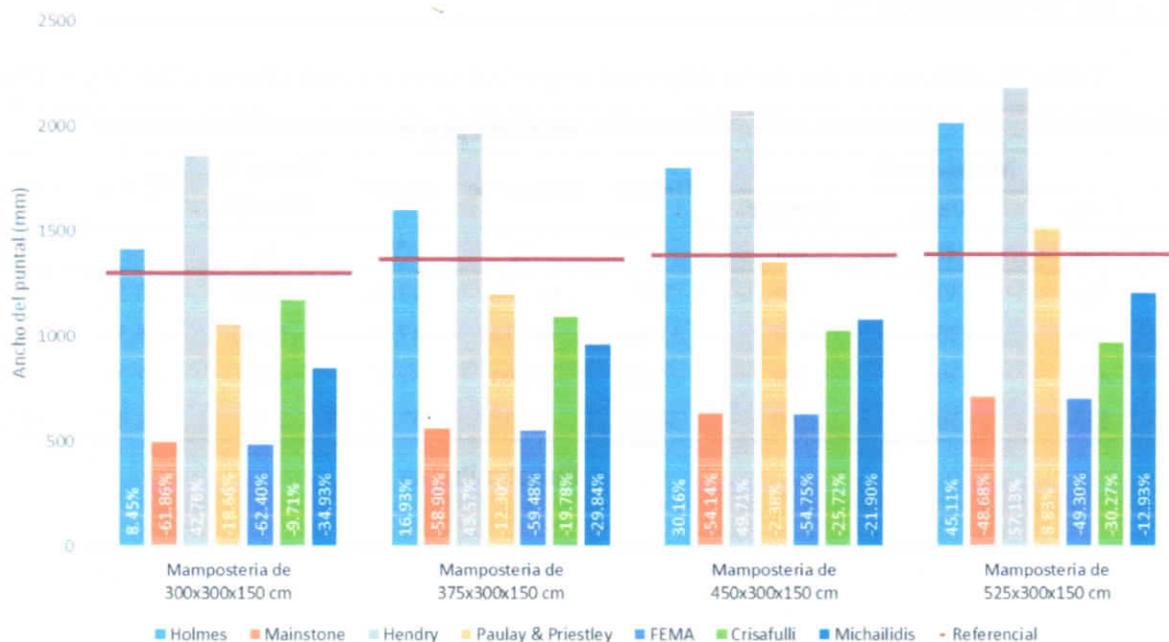


Figura 49. Valores del ancho del puntal para pórticos con C 30x30 y V 25x40

Fuente: Propia

Para su comparación, en la Tabla 20 se encuentran valores para el ancho del puntal, esto de acuerdo a distintas geometrías de mampostería y cuyo pórtico posee columnas de 40x40 cm con una viga de 25x40 cm.

Tabla 20. Ancho del puntal según autores para C 40x40 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal							
Largo	Altura	Espesor	Referencial	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis
cm	cm	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
300	300	150	1393	1414	542	2003	1061	550	1575	849
375	300	150	1431	1601	613	2115	1201	622	1469	960
450	300	150	1471	1803	692	2231	1352	703	1376	1082
525	300	150	1476	2016	777	2348	1512	790	1295	1209

Fuente: Propia

Las diferencias porcentuales presentadas respecto al valor referencial se muestran en la Tabla 21. Para todos los casos las mayores variaciones se dan al aplicar el método del FEMA encontrándose entre una disminución del 46.47% al 60.51%, mientras que, para el método de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley, según el caso el que se haya aplicado, las diferencias pueden ser menores al 10%.

Tabla 21. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C40x40 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal							
Largo	Altura	Espesor	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis	
cm	cm	cm	%	%	%	%	%	%	%	
300	300	150	1.52	-61.08	43.80	-23.86	-60.51	13.05	-39.09	
375	300	150	11.86	-57.14	47.78	-16.10	-56.51	2.64	-32.88	
450	300	150	22.55	-52.93	51.67	-8.08	-52.20	-6.46	-26.47	
525	300	150	36.56	-47.35	59.10	2.42	-46.47	-12.24	-18.07	

Fuente: Propia

Los pórticos presentados disponen de dos columnas con una dimensión de 40x40 centímetros y una viga de 25x40 centímetros, dicho pórtico esta relleno con una mampostería de distintos largos, con estas condiciones se utilizaron varias expresiones para calcular el ancho del puntal, obtenido que el método propuesto por Paulay & Priestley dispone de un mejor acercamiento al valor de referencia para la mayoría de casos, específicamente para las mamposterías con un largo de 4.50 metros hasta 5.25 metros. Para la mampostería con 3 metros de largo, los valores más cercanos al referencial se dan al aplicar el método de Holmes. Para la mampostería con 3.75 metros de largo, los valores más cercanos al referencial se dan al aplicar el método de Crisafulli, adicionalmente, este también presenta una excelente aproximación para la mampostería con 4.5 metros de largo.

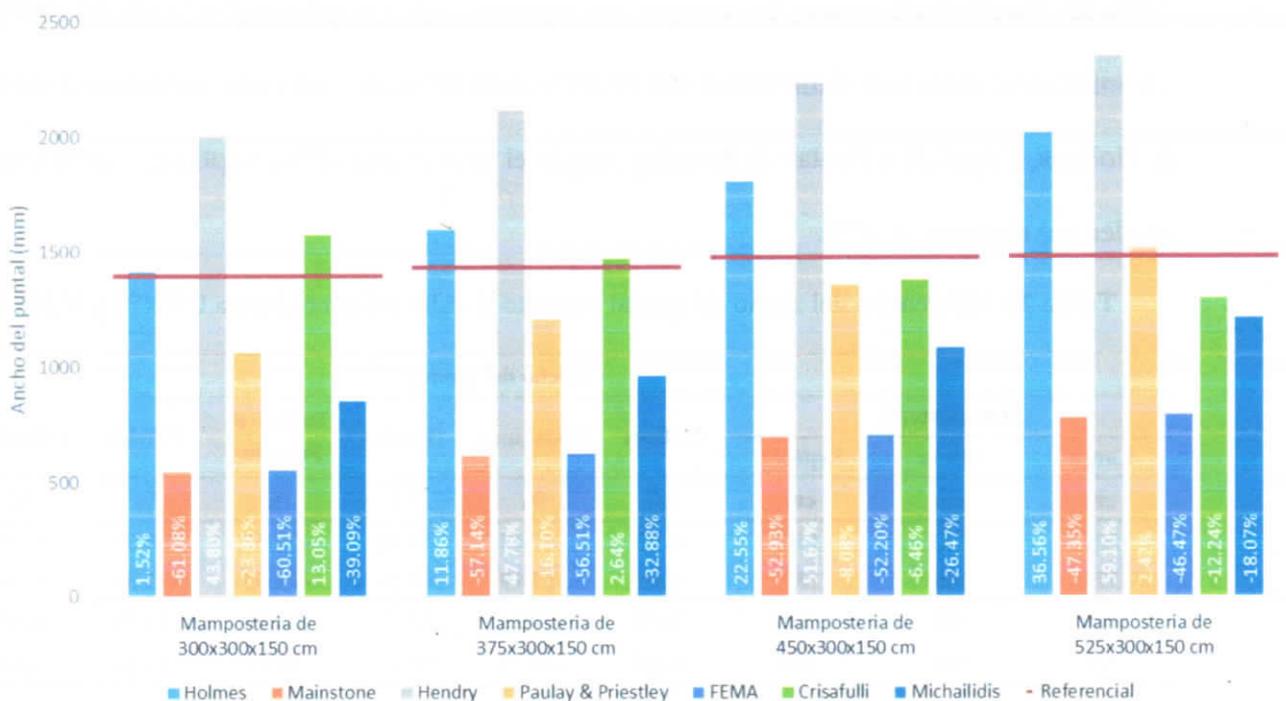


Figura 50. Valores del ancho del puntal para pórticos con C40x40 y V 25x40

Fuente: Propia

Para su comparación, en la Tabla 22 se encuentran valores para el ancho del puntal, esto de acuerdo a distintas geometrías de mampostería y cuyo pórtico posee columnas de 40x40 cm con una viga de 25x40 cm.

Tabla 22. Ancho del puntal según autores para C 50x50 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal							
Largo	Altura	Espesor	Referencial	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis
cm	cm	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
300	300	150	1505	1414	580	2170	1061	601	1968	849
375	300	150	1532	1601	656	2291	1201	680	1836	960
450	300	150	1583	1803	740	2417	1352	769	1720	1082
525	300	150	1589	2016	831	2544	1512	864	1619	1209

Fuente: Propia

Las diferencias porcentuales presentadas respecto al valor referencial se muestran en la Tabla 23. Para todos los casos las mayores variaciones se dan al aplicar el método del FEMA encontrándose entre una disminución del 45.64% al 60.03%, mientras que, mediante el método de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley, según el caso el que se haya aplicado, las diferencias pueden ser menores al 10%.

Tabla 23. Diferencias del ancho del puntal respecto al valor referencial para C50x50 y V 25x40

Mampostería			Ancho del puntal							
Largo	Altura	Espesor	Holmes	Mainstone	Hendry	Paulay & Priestley	FEMA	Crisafulli	Michailidis	
cm	cm	cm	%	%	%	%	%	%	%	
300	300	150	-6.03	-61.48	44.20	-29.52	-60.03	30.79	-43.62	
375	300	150	4.49	-57.19	49.56	-21.63	-55.59	19.84	-37.31	
450	300	150	13.88	-53.23	52.70	-14.59	-51.44	8.65	-31.67	
525	300	150	26.84	-47.71	60.12	-4.87	-45.64	1.90	-23.89	

Fuente: Propia

Los pórticos presentados disponen de dos columnas con una dimensión de 50x50 centímetros y una viga de 25x40 centímetros, dicho pórtico esta relleno con una mampostería de distintos largos, con estas condiciones se utilizaron varias expresiones para calcular el ancho del puntal, obtenido que el método propuesto por Crisafulli y Paulay & Priestley dispone de un mejor acercamiento al valor de referencia para la mayoría de casos, específicamente para las mamposterías con un largo de 4.50 metros hasta 5.25 metros. Para las mamposterías con un largo de 3 metros hasta 3.75 metros, los valores más cercanos al referencial se dan al aplicar el método de Holmes.

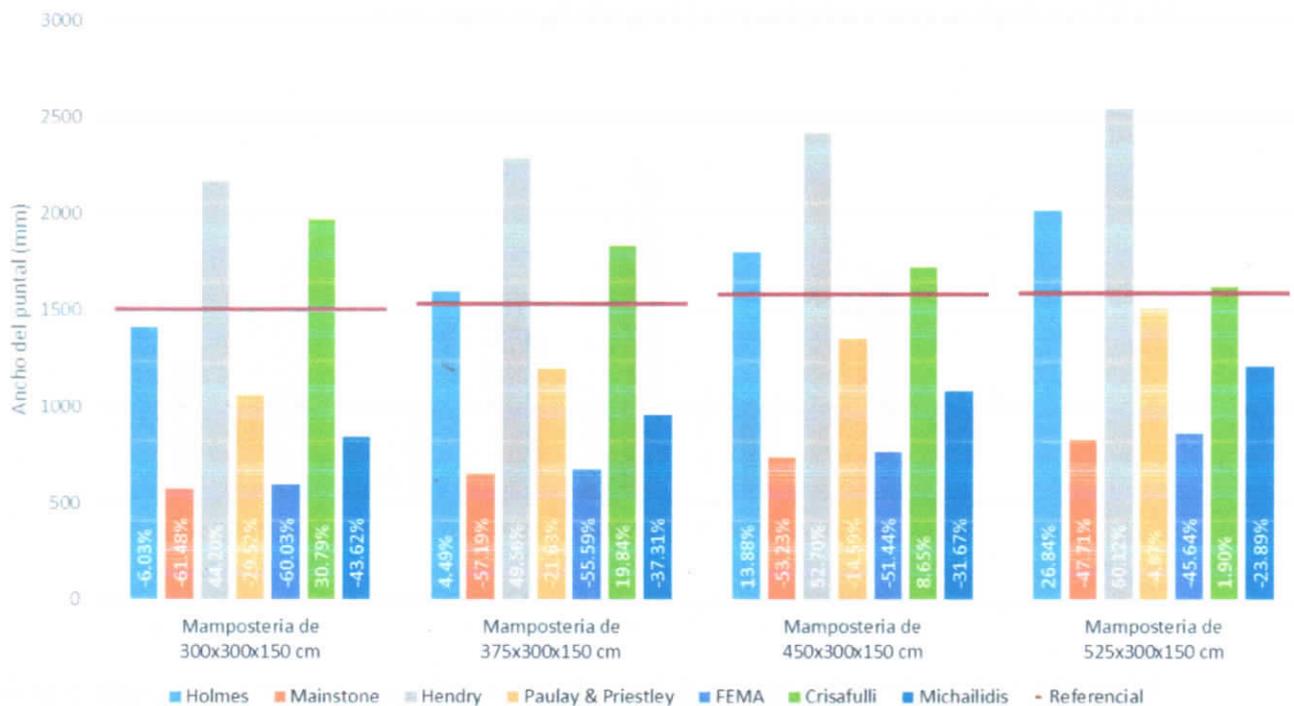


Figura 51. Valores del ancho del puntal para el pórtico con C50x50 y V 25x40

Fuente: Propia

Las gráficas mostradas dan a notar como el ancho del puntal se va acercando o alejando del ancho referencial al ir modificando el largo de la mampostería y las dimensiones de las columnas, estas diferencias repercuten directamente en la rigidez lateral del sistema.

Las ecuaciones para calcular el ancho del puntal son directamente proporcionales a la longitud del mismo, por lo que, a medida que aumenta su longitud también lo hace el ancho del puntal. Aquello se cumple a excepción del método de Crisafulli donde el ancho del puntal disminuye a medida que aumenta su longitud, esto se debe a que dicho autor propuso una fórmula en la que el ángulo de inclinación del puntal tiene una gran influencia, de manera que, al aumentar la longitud de la mampostería, el ángulo de inclinación del puntal disminuye proporcionando anchos de menor magnitud. Para constatar lo antes mencionado se muestra la Figura 52 con pórticos cuya sección de columnas son de 30x30 centímetros y en vigas son de 25x40 centímetros con variación en el largo de la mampostería.

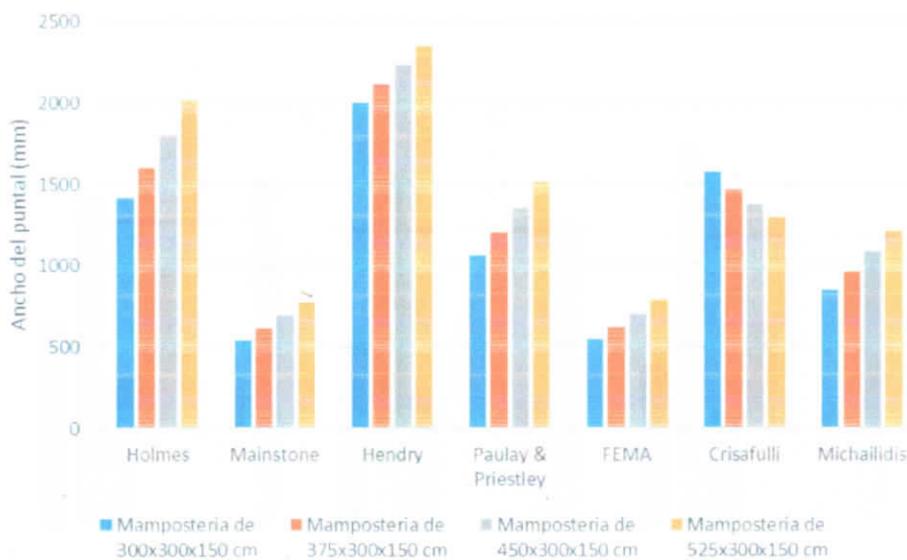


Figura 52. Valores del ancho del puntal al modificar la longitud de la mampostería, según ecuaciones.

Fuente: Propia

En la Figura 53 se observa el comportamiento de las fórmulas al modificar las dimensiones de las columnas. Existen ecuaciones que toman en cuenta las propiedades de las columnas por medio de un factor denominado “Factor de rigidez relativa de columnas”, por lo que, en dichas fórmulas el ancho del puntal dependerá del largo de la mampostería y de las dimensiones de las columnas. Las fórmulas de Holmes, Paulay & Priestley y Michaidilis no

consideran el factor de rigidez en sus ecuaciones, de ahí que los valores del ancho del puntal se mantengan constantes.

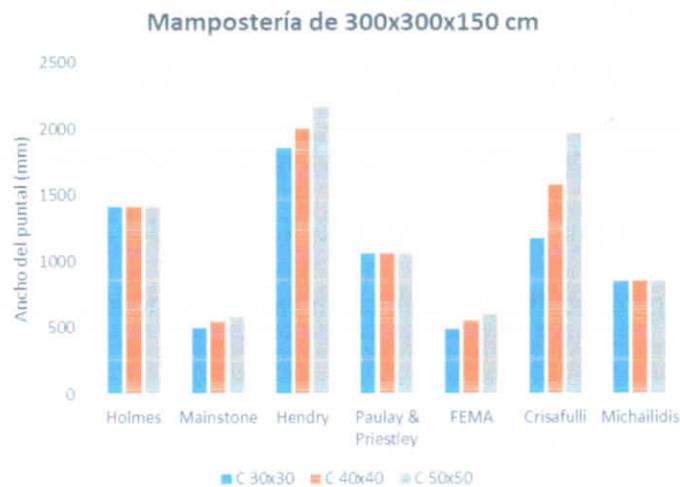


Figura 53. Valores del ancho del puntal al modificar la sección de columnas, según ecuaciones.

Fuente: Propia

Al igual que el “Factor de rigidez de columnas” existe el “Factor de rigidez de vigas”, de ahí que surja el caso de la ecuación propuesta por Hendry, quien toma en cuenta estos dos factores para el cálculo del ancho del puntal. De las ecuaciones consideradas, la de Hendry es la única que toma en cuenta el factor de rigidez para las vigas. (Ver Figura 54)

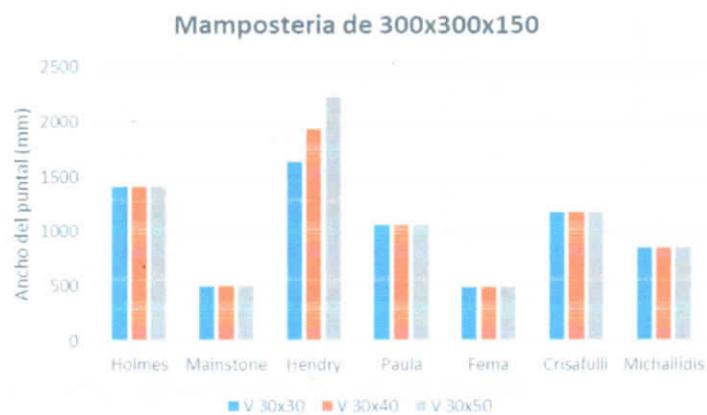


Figura 54. Valores del ancho del puntal al modificar la sección de vigas, según ecuaciones.

Fuente: Propia

4.2. Análisis sísmico de edificaciones

Los resultados se los detalló mediante porcentajes de aumento y disminución, obtenidos al compararlos con los valores referenciales hallados al aplicar la metodología de Papia et al (2003) para el cálculo del ancho del puntal, de modo que, se pueda determinar los porcentajes de diferencia tanto para los valores correspondiente al periodo fundamental, como para los valores máximos de desplazamientos, derivas inelásticas y rigidez lateral de los modelos considerados. Por lo tanto, luego de realizar un análisis lineal de los modelos, se obtuvieron los siguientes resultados.

4.2.1. Periodo fundamental

Para el caso del modelo #1 y #2 los periodos fundamentales más cercanos al valor referencial se dan al utilizar las ecuaciones propuestas por Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley. El caso que más se aleja al valor referencial es el del método propuesto por el FEMA

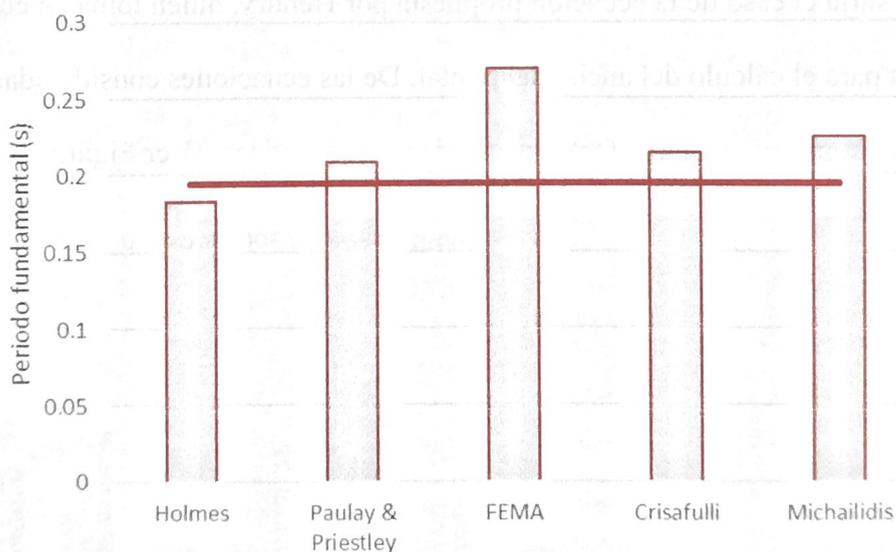


Figura 55. Periodo fundamental – Modelo #1

Fuente: Propia

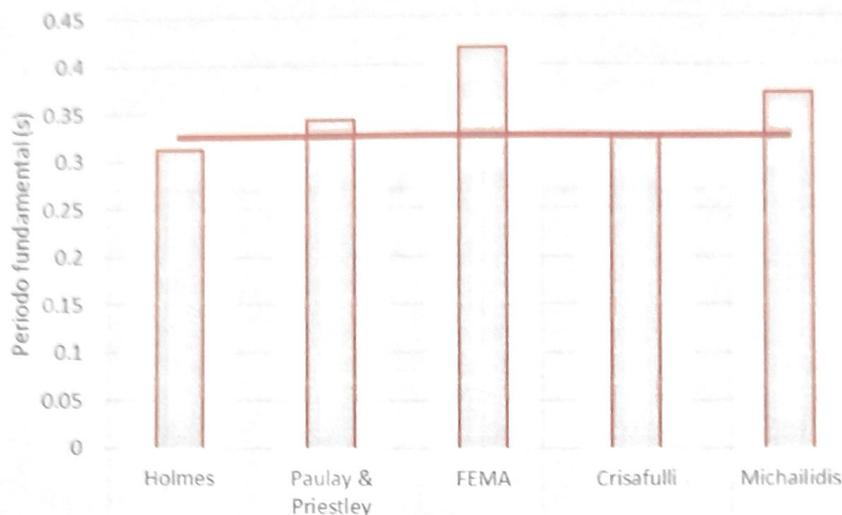


Figura 56. Período fundamental – Modelo #2

Fuente: Propia

Para el modelo #1 y #2, al utilizar la ecuación de Holmes el periodo disminuye en un 5.67% y 4% respecto al valor referencial, mientras que al utilizar el método de Paulay & Priestley el periodo aumenta en un 7.22% y 5.23%. Para el modelo de Crisafulli en el modelo #1 el periodo aumento en un 10.31%, en cambio, en el modelo #2 disminuye un 0.62%. El FEMA proporciona los valores más alejados con aumentos del 38.66% y 28.31%.

Tabla 24. Período fundamental – Modelo #1 y Modelo #2

Datos	Modelo #1			Modelo #2		
	Período (s)	Período referencial (s)	Diferencia (%)	Período (s)	Período referencial (s)	Diferencia (%)
Holmes	0.183	0.194	-5.67	0.312	0.325	-4.00
Paulay & Priestley	0.208	0.194	7.22	0.342	0.325	5.23
FEMA	0.269	0.194	38.66	0.417	0.325	28.31
Crisafulli	0.214	0.194	10.31	0.323	0.325	-0.62
Michailidis	0.225	0.194	15.98	0.371	0.325	14.15
Promedio	0.220	0.194	13.30	0.353	0.325	8.62

Fuente: Propia

Para el caso del modelo #3 y #4 los periodos fundamentales más cercanos al valor referencial se dan al utilizar las ecuaciones propuestas por Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley. El caso que más se aleja al valor referencial es el del método propuesto por el FEMA.

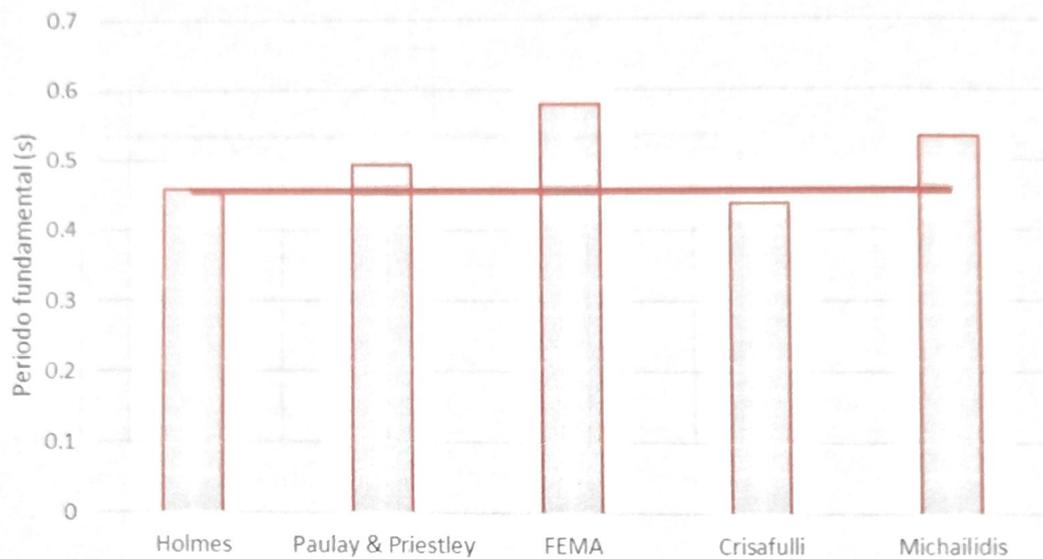


Figura 57. Periodo fundamental – Modelo #3

Fuente: Propia

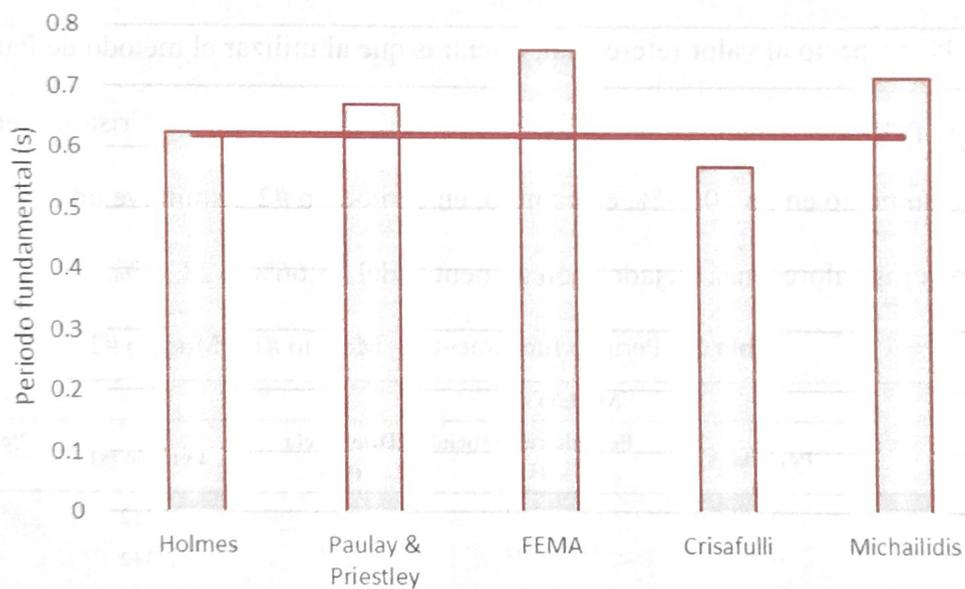


Figura 58. Periodo fundamental – Modelo #4

Fuente: Propia

Para el modelo #3 y #4, al utilizar la ecuación de Holmes el periodo aumenta en un 0.66% y 0.48% respecto al valor referencial, mientras que al utilizar el método de Paulay & Priestley el periodo aumenta en un 8.55% y 8.05%. Para el modelo de Crisafulli en el modelo #1

y modelo #2, el periodo disminuye en un 3.73% y 8.21%. El FEMA proporciona los valores más alejados con aumentos del 26.97% y 22.54%.

Tabla 25. Periodo fundamental – Modelo #3 y Modelo #4

Datos	Modelo #3			Modelo #4		
	Periodo (s)	Periodo referencial (s)	Diferencia (%)	Periodo (s)	Periodo referencial (s)	Diferencia (%)
Holmes	0.459	0.456	0.66	0.624	0.621	0.48
Paulay & Priestley	0.495	0.456	8.55	0.671	0.621	8.05
FEMA	0.579	0.456	26.97	0.761	0.621	22.54
Crisafulli	0.439	0.456	-3.73	0.57	0.621	-8.21
Michailidis	0.532	0.456	16.67	0.717	0.621	15.46
Promedio	0.501	0.456	9.82	0.669	0.621	7.67

Fuente: Propia

5.1.1. Desplazamiento

Para el caso presentado en la Figura 59, el que más se acercó al valor referencial fue al determinar el ancho del puntal mediante el método propuesto por Holmes, mientras que para la Figura 60 los más cercanos fueron el método de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley. En ambos casos el más alejado se dio al aplicar el método propuesto por el FEMA.

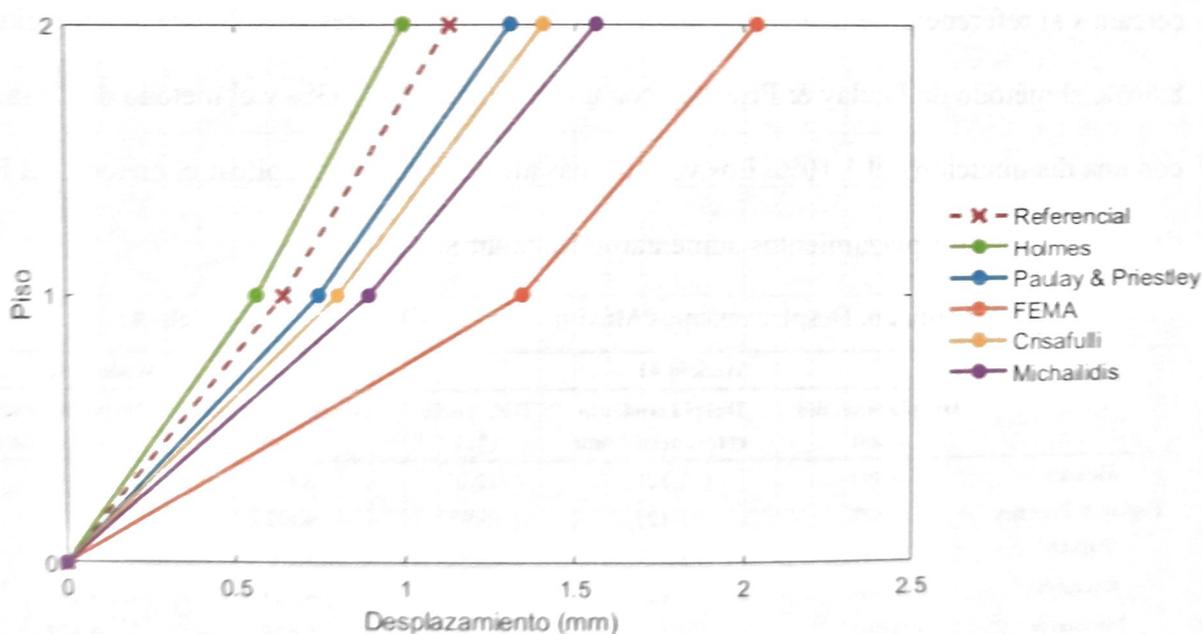


Figura 59. Desplazamiento por piso en "X" – Modelo 1

Fuente: Propia

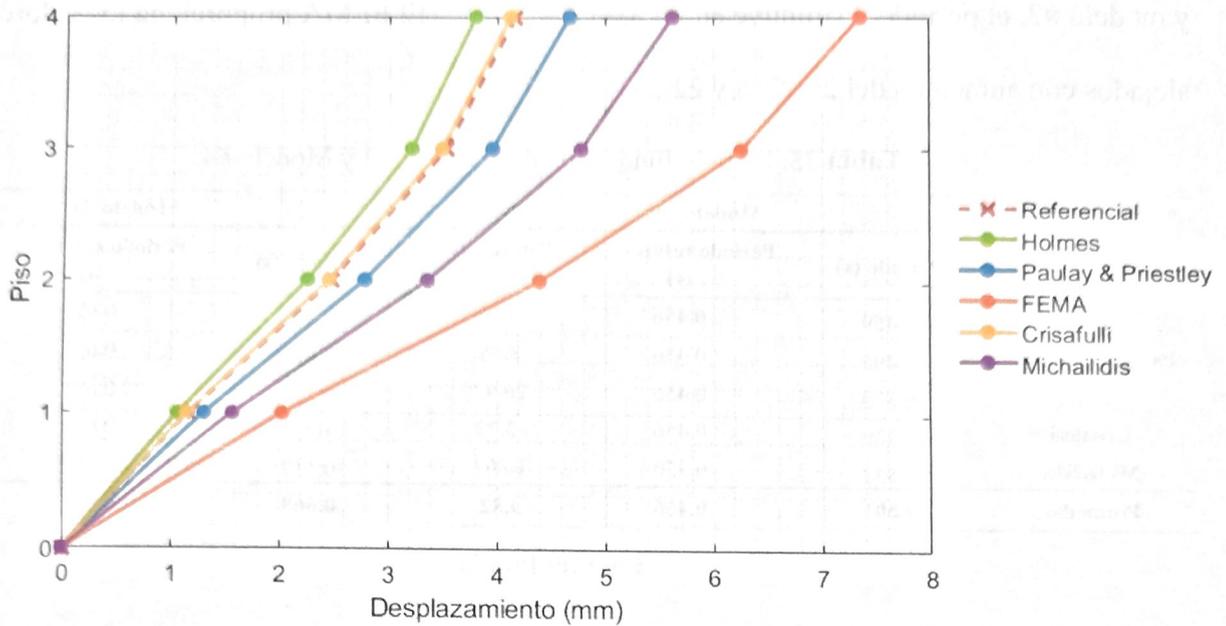


Figura 60. Desplazamiento por piso en “X” – Modelo 2

Fuente: Propia

En la Tabla 26 se muestran las diferencias porcentuales en los desplazamientos máximos para los casos considerados. Para el modelo #1 el valor más cercano al referencial se da al utilizar el método de Holmes con una disminución del 12.07%. Para modelo #2, los valores más cercanos al referencial se dan al utilizar el método de Holmes presentando una disminución del 8.86%, el método de Paulay & Priestley con un aumento del 11.93% y el método de Crisafulli con una disminución del 1.10%. Los valores más alejados se dan al aplicar el método del FEMA debido a que los desplazamientos aumentaron hasta un 80.92%.

Tabla 26. Desplazamientos Máximos en “X” - Modelo #1 y Modelo #2

Datos	Modelo #1			Modelo #2		
	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento referencial (mm)	Diferencia (%)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento referencial (mm)	Diferencia (%)
Holmes	0.991	1.127	-12.07	3.804	4.174	-8.86
Paulay & Priestley	1.307	1.127	15.97	4.672	4.174	11.93
FEMA	2.039	1.127	80.92	7.356	4.174	76.23
Crisafulli	1.404	1.127	24.58	4.128	4.174	-1.10
Michailidis	1.561	1.127	38.51	5.625	4.174	34.76
Promedio	1.460	1.127	29.58	5.117	4.174	22.59

Fuente: Propia

Para los casos presentados en la Figura 61 y la Figura 62, se muestra que el más cercano a los valores referenciales se dio al utilizar el método de Holmes, mientras que el más alejado se dio al utilizar el método del FEMA.

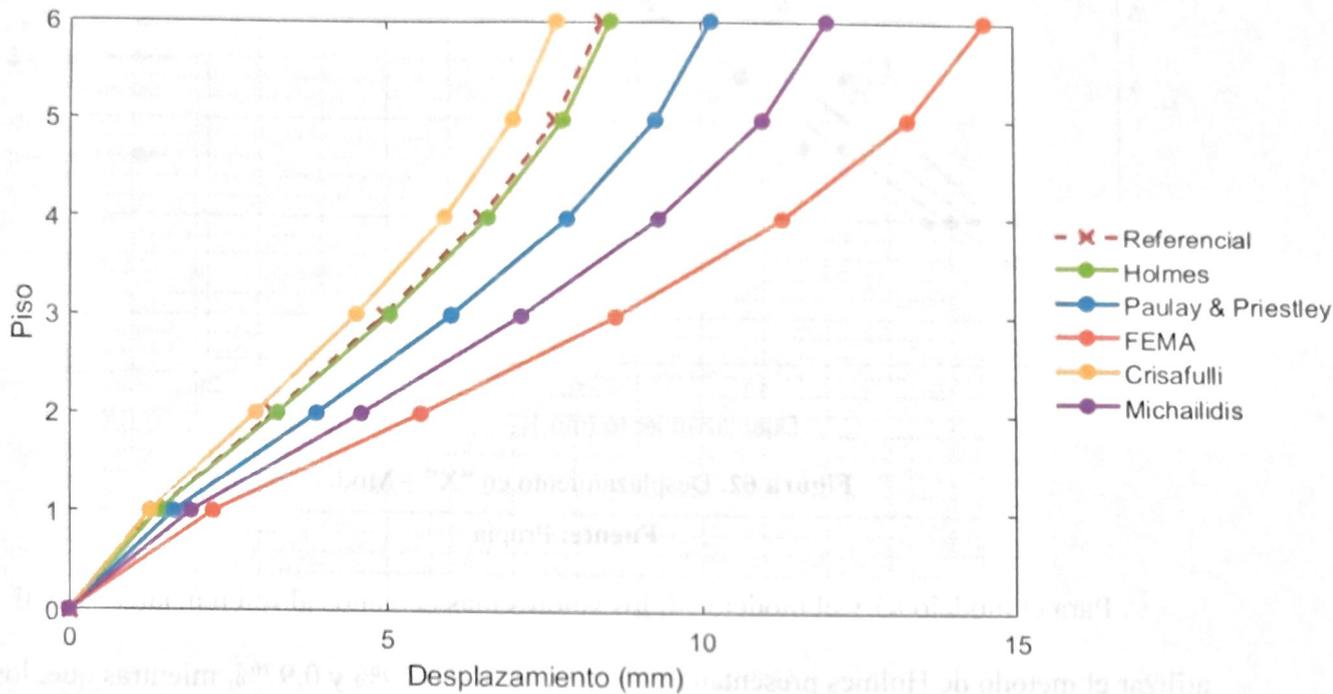


Figura 61. Desplazamiento en "X" – Modelo 3

Fuente: Propia

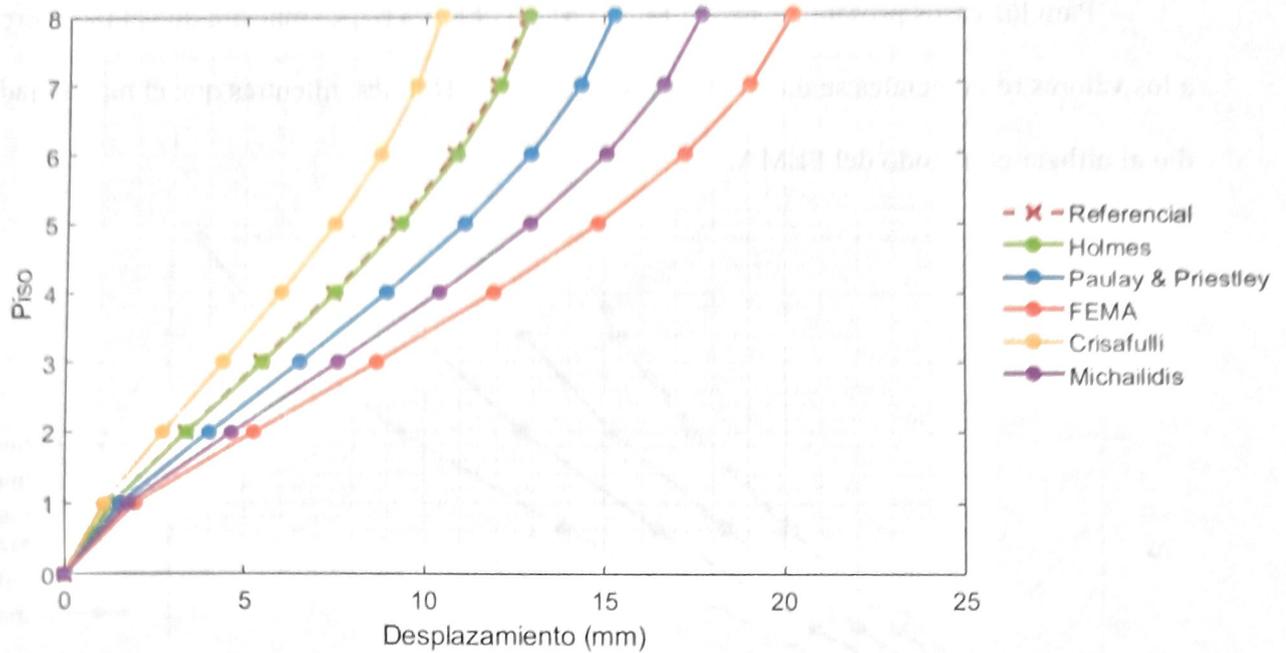


Figura 62. Desplazamiento en “X” – Modelo 4

Fuente: Propia

Para el modelo #3 y el modelo #4, los valores más cercanos al referencial se dan al utilizar el método de Holmes presentando un aumento del 1.59% y 0.97%, mientras que, los valores más alejados se dan al aplicar el método del FEMA con un aumento del 71.86% y del 58.16%.

Tabla 27. Desplazamiento Máximos en “X” del Modelo #3 y Modelo #4

Datos	Modelo #3			Modelo #4		
	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento referencial (mm)	Diferencia (%)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento referencial (mm)	Diferencia (%)
Holmes	8.584	8.450	1.59	12.926	12.802	0.97
Paulay & Priestley	10.174	8.450	20.40	15.277	12.802	19.33
FEMA	14.522	8.450	71.86	20.248	12.802	58.16
Crisafulli	7.725	8.450	-8.58	10.466	12.802	-18.25
Michailidis	12.014	8.450	42.18	17.711	12.802	38.35
Promedio	10.604	8.450	21.88	15.326	12.80	19.71

Fuente: Propia

5.1.2. Derivas inelásticas

Al comprobar las derivas inelásticas para el modelo #1 el valor que más se acercan al valor de referencia se da al utilizar el método de Holmes, mientras que, para el modelo #2 los valores más cercanos se obtienen utilizando el método de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley. El más alejado del valor de referencia se da al aplicar el método del FEMA.

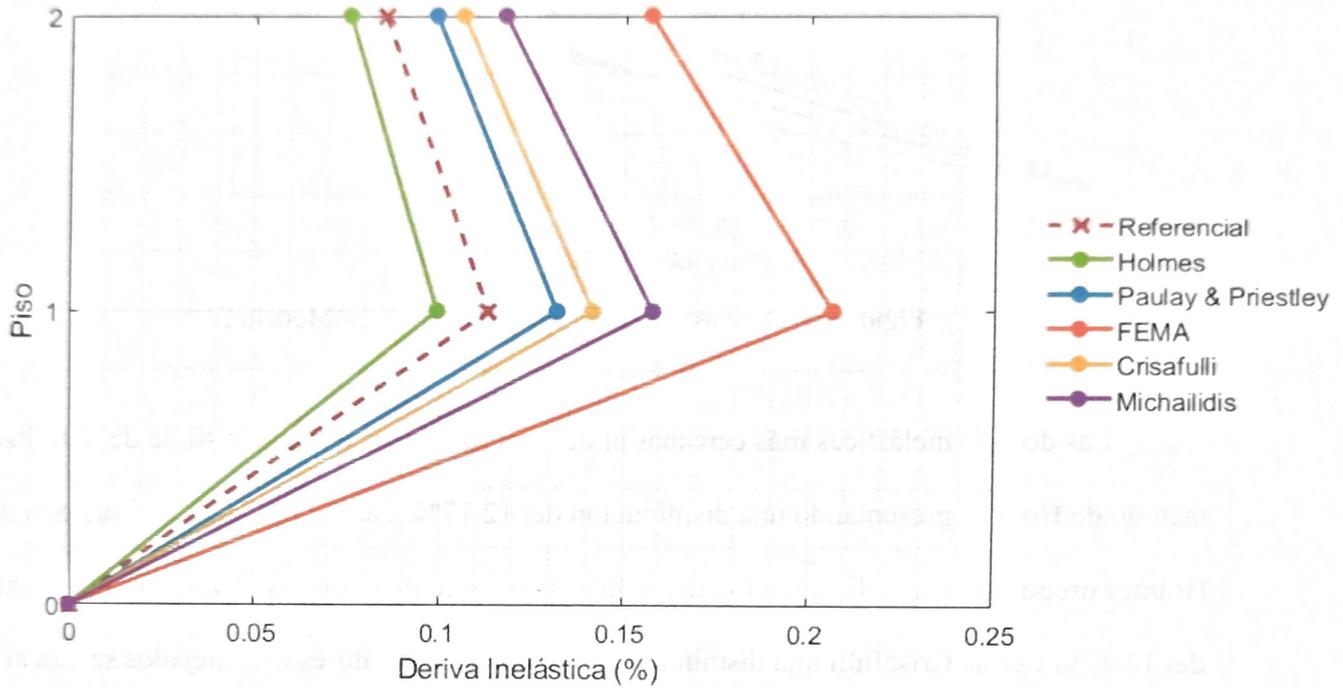


Figura 63. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 1

Fuente: Propia

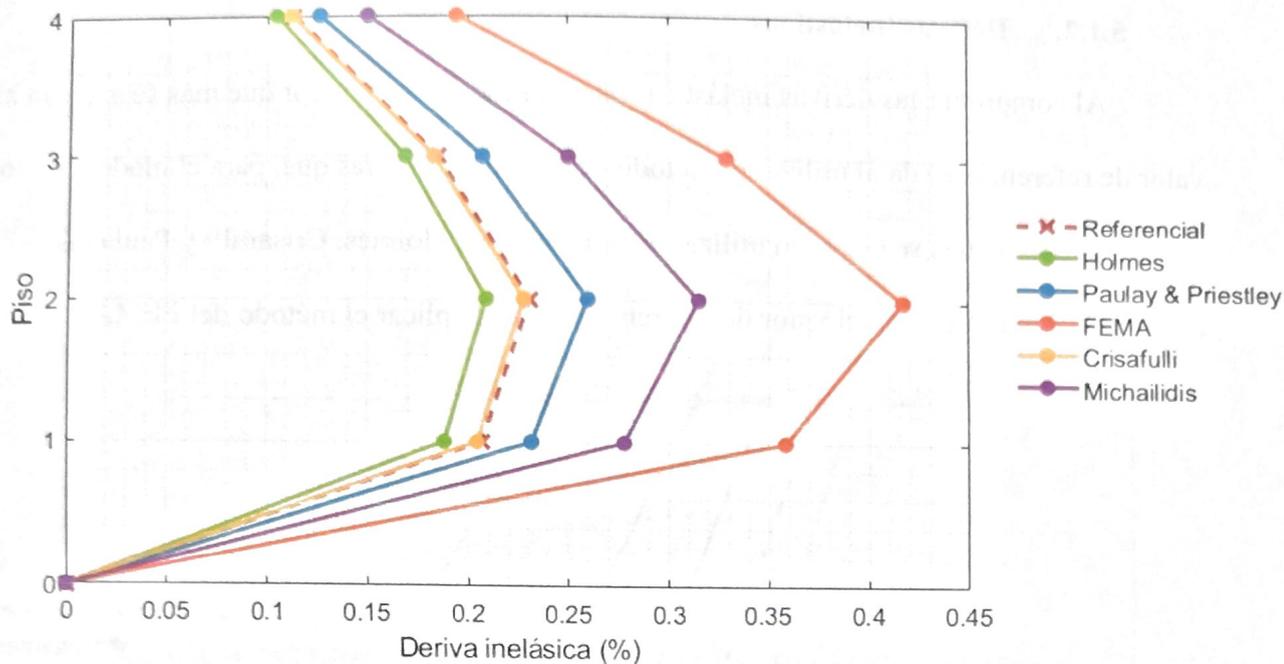


Figura 64. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 2

Fuente: Propia

Las derivas inelásticas más cercanas al de referencia para el modelo #1 se da al utilizar el método de Holmes presentando una disminución del 12.17%. Para el modelo #2 el método de Holmes proporciona una disminución del 9.35%, el método de Paulay & Priestley un aumento del 12.47% y el de Crisafulli una disminución del 1.30%. Los valores más alejados se dan al aplicar el método del FEMA con un aumento del 82.01% y del 78.48%.

Tabla 28. Derivas inelásticas máximas en “X” del Modelo 1 y Modelo #2

Datos	Modelo #1			Modelo #2		
	Deriva inelástica (%)	Deriva inelástica referencial (%)	Diferencia (%)	Deriva inelástica (%)	Deriva inelástica referencial (%)	Diferencia (%)
Holmes	0.0996	0.1134	-12.17	0.2094	0.2310	-9.35
Paula	0.132	0.1134	16.40	0.2598	0.2310	12.47
FEMA	0.2064	0.1134	82.01	0.4123	0.2310	78.48
Crisafulli	0.1416	0.1134	24.87	0.2280	0.2310	-1.30
Michaidilis	0.1578	0.1134	39.15	0.3150	0.2310	36.36
Promedio	0.1475	0.1134	30.05	0.2849	0.2310	23.33

Fuente: Propia

Para los modelos #3 y #4 el caso que más se acercó a los valores referenciales fue al utilizar el método de Holmes, mientras que el más alejado se dio al utilizar el método del FEMA, tal y como se muestra en la Figura 65 y la Figura 66.

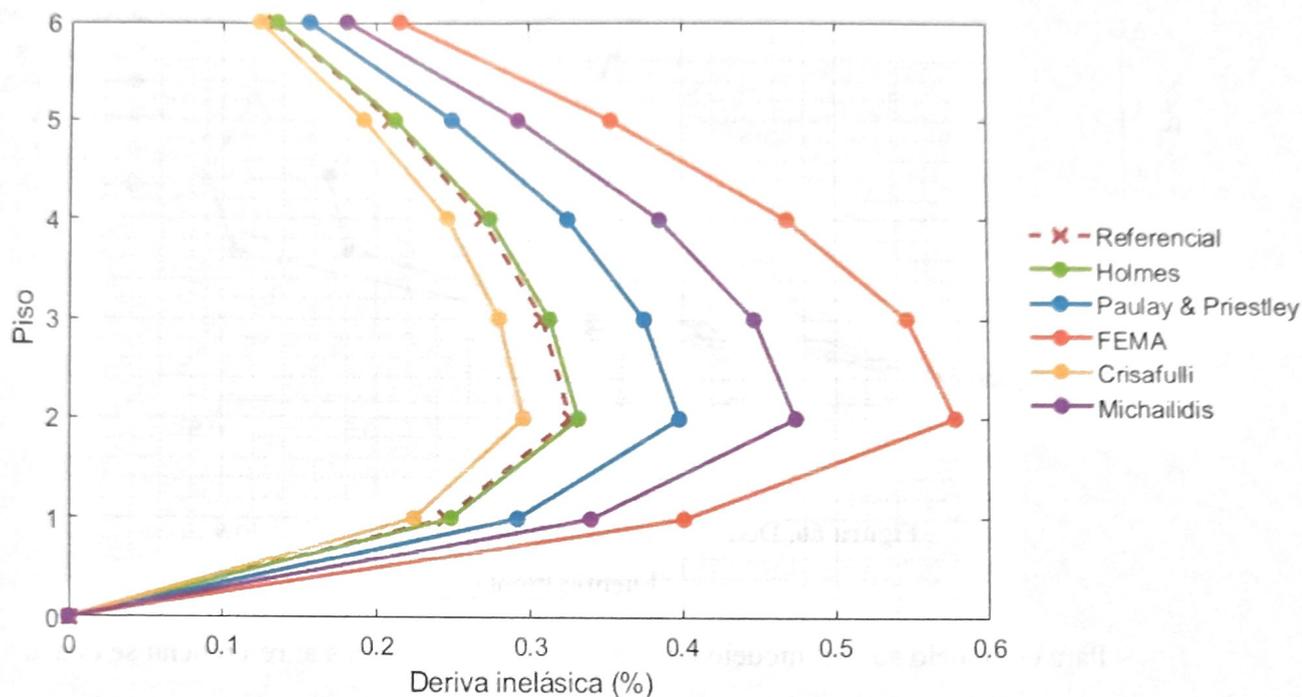


Figura 65. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 3

Fuente: Propia

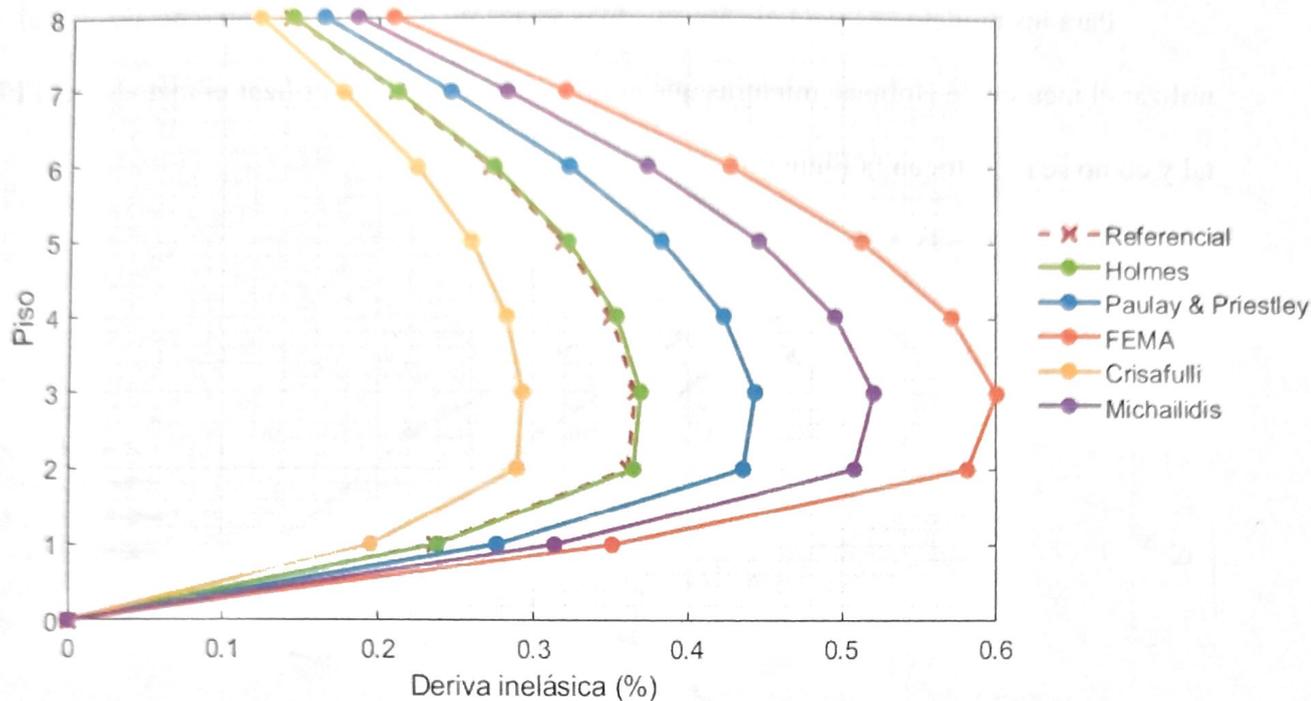


Figura 66. Derivas inelásticas por piso en “X” – Modelo 4

Fuente: Propia

Para el modelo #3 y el modelo #4, los valores más cercanos al referencial se dan al utilizar el método de Holmes presentando un aumento del 1.65% y 0.98%, mientras que, el valor más alejado se da al aplicar el método del FEMA con un aumento del 77.02% y del 63.93%.

Tabla 29. Derivas inelásticas máximas en “X” del Modelo 3 y Modelo #4

Datos	Modelo #3			Modelo #4		
	Deriva inelástica (%)	Deriva inelástica referencial (%)	Diferencia (%)	Deriva inelástica (%)	Deriva inelástica referencial (%)	Diferencia (%)
Holmes	0.3318	0.3264	1.65	0.3696	0.3660	0.98
Paulay & Priestley	0.3978	0.3264	21.88	0.4434	0.3660	21.15
FEMA	0.5778	0.3264	77.02	0.6000	0.3660	63.93
Crisafulli	0.2958	0.3264	-9.38	0.2934	0.3660	-19.84
Michailidis	0.4740	0.3264	45.22	0.5202	0.3660	42.13
Promedio	0.4154	0.3264	27.28	0.4453	0.3660	21.67

Fuente: Propia

5.1.3. Rigidez

Para los casos presentados en la Figura 67, los que más se acercaron al valor referencial fue al determinar el ancho del puntal mediante los métodos propuestos por Holmes y Paulay & Priestley, mientras que, para la Figura 68, los más cercanos se dan al utilizar los métodos antes mencionados con la inclusión del método de Crisafulli. El más alejado se dio al aplicar el método propuesto por el FEMA.

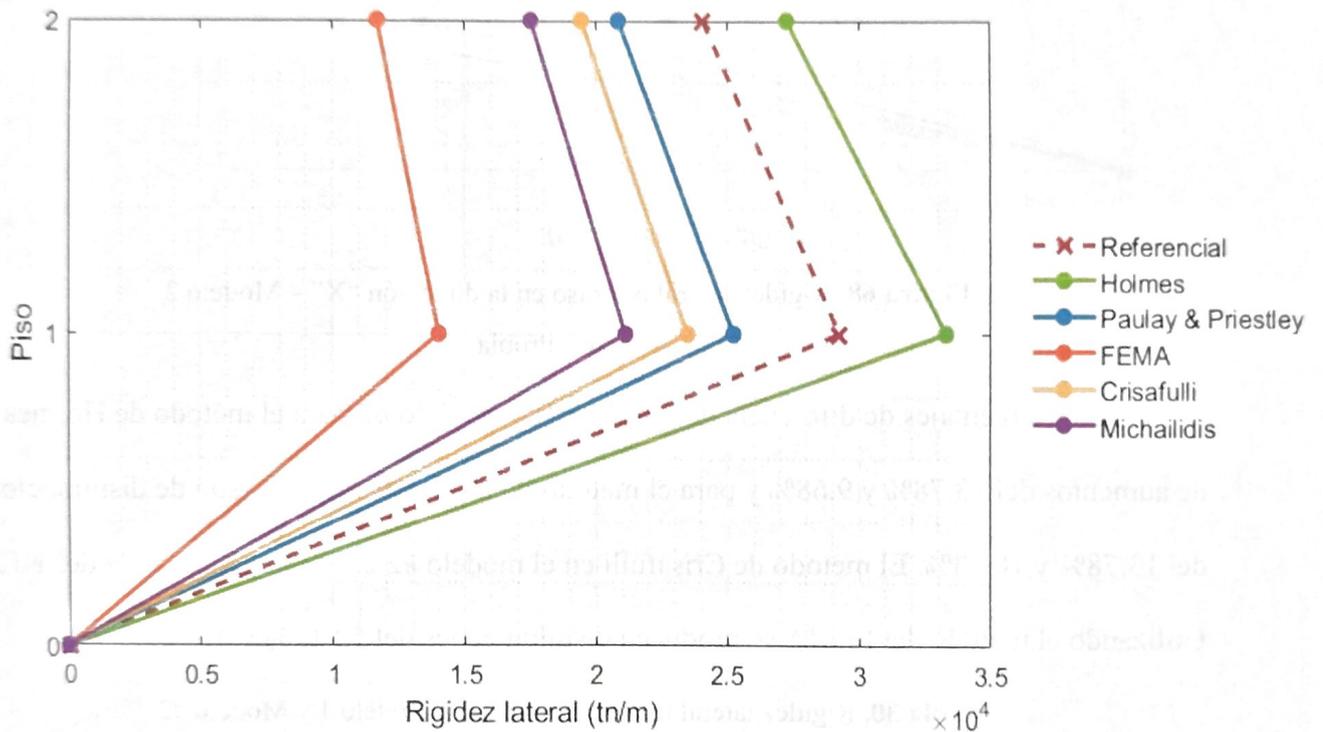


Figura 67. Rigidez lateral por piso en la dirección "X" – Modelo 1

Fuente: Propia

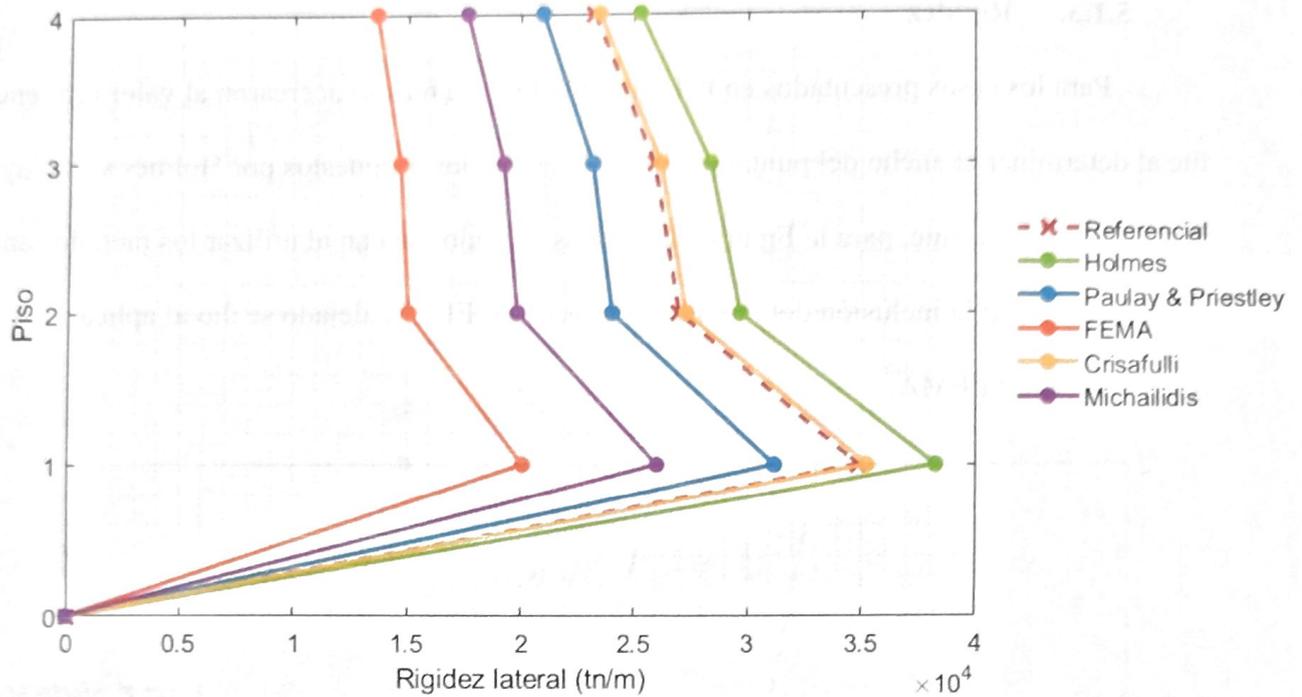


Figura 68. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 2

Fuente: Propia

Los porcentajes de diferencia del modelo #1 y modelo #2 para el método de Holmes son de aumentos del 13.78% y 9.68% y para el método de Paulay & Priestley son de disminuciones del 13.78% y 10.53%. El método de Crisafulli en el modelo #2 existe una diferencia del 1.12%. Utilizando el método del FEMA se producen disminuciones del 52.12% y 42.35%.

Tabla 30. Rigidez lateral máxima en “X” del Modelo 1 y Modelo #2

Datos	Modelo #1			Modelo #2		
	Rigidez (tn/m)	Rigidez referencial (tn/m)	Diferencia (%)	Rigidez (tn/m)	Rigidez referencial (tn/m)	Diferencia (%)
Holmes	33300.397	29267.14	13.78	38219.372	34846.58	9.68
Paulay & Priestley	25233.028	29267.14	-13.78	31176.351	34846.58	-10.53
FEMA	14012.952	29267.14	-52.12	20090.628	34846.58	-42.35
Crisafulli	23480.314	29267.14	-19.77	35236.684	34846.58	1.12
Michailidis	21110.991	29267.14	-27.87	26000.14	34846.58	-25.39
Promedio	23427.54	29267.14	19.95	30144.64	34846.58	13.49

Fuente: Propia

Para los modelos #3 y #4 el caso que más se acercó a los valores referenciales fue al utilizar el método de Holmes, mientras que el más alejado se dio al utilizar el método del FEMA, tal y como se muestra en la Figura 69 y la Figura 70.

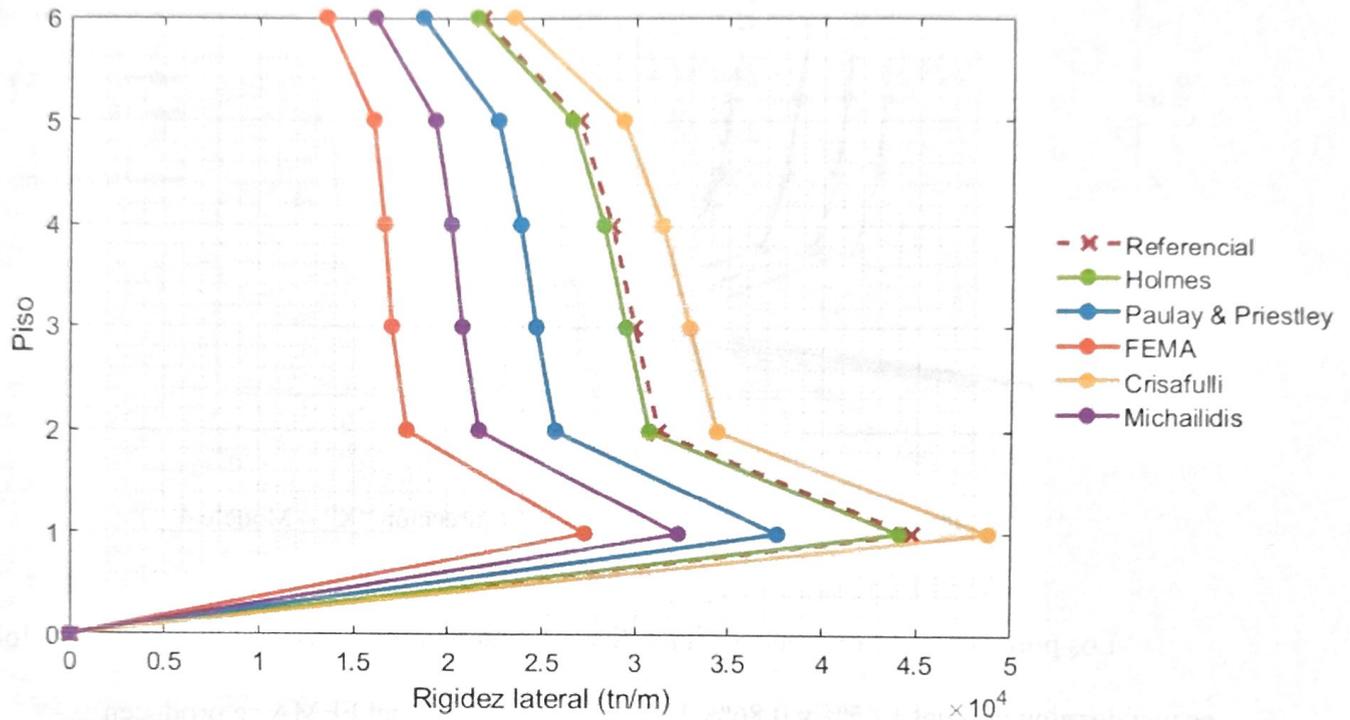


Figura 69. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 3

Fuente: Propia

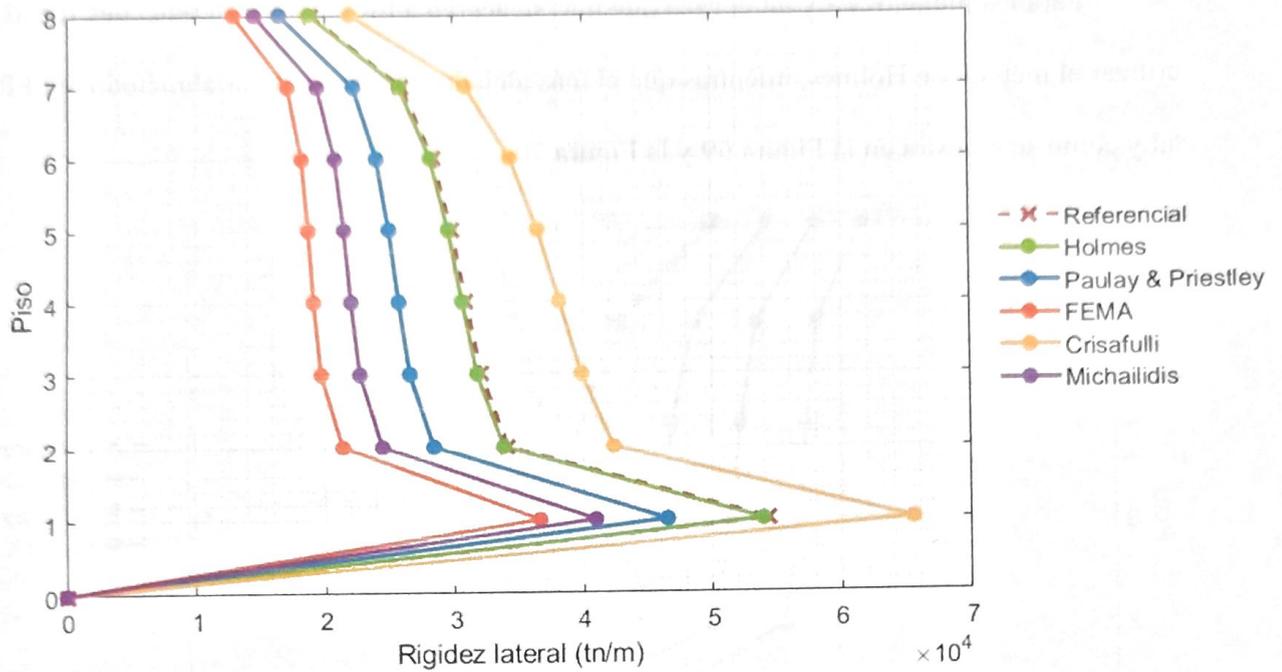


Figura 70. Rigidez lateral por piso en la dirección “X” – Modelo 4

Fuente: Propia

Los porcentajes de diferencia del modelo #3 y modelo #4 utilizando el método de Holmes es una disminución del 1.45% y 0.86%. Utilizando el método del FEMA se producen disminuciones del 38.98% y 32.66%.

Tabla 31. Rigidez lateral máxima en “X” del Modelo 3 y Modelo #4

Datos	Modelo #3			Modelo #4		
	Rigidez (tn/m)	Rigidez referencial (tn/m)	Diferencia (%)	Rigidez (tn/m)	Rigidez referencial (tn/m)	Diferencia (%)
Holmes	44090.899	44739.85	-1.45	53915.855	54384.43	-0.86
Paulay & Priestley	37603.461	44739.85	-15.95	46494.572	54384.43	-14.51
FEMA	27300.466	44739.85	-38.98	36625.002	54384.43	-32.66
Crisafulli	48778.37	44739.85	9.03	65518.595	54384.43	20.47
Michailidis	32309.965	44739.85	-27.78	40955.128	54384.43	-24.69
Promedio	38016.63	44739.85	15.03	48701.83	54384.43	10.45

Fuente: Propia

CONCLUSIONES

- Se determinó que el ancho del puntal tiene influencia en la respuesta sísmica de estructuras aporricadas con mampostería de relleno, debido a que las variaciones en el ancho del puntal suponen un cambio directo en los desplazamientos, derivas, periodos fundamentales y rigideces laterales, por lo que, es idóneo la selección de un ancho de puntal adecuado que nos permita tener una mejor representación de la mampostería.
- Se comparó el ancho del puntal equivalente obtenido mediante el método de elementos finitos con el obtenido a través de ecuaciones propuestas por diversos autores. Se consideraron mamposterías de 3 metros de alto con distintos largos y secciones de columnas, evidenciando que el método propuesto por Holmes proporciona un ancho de puntal más cercano al valor referencial cuando la mampostería posee una relación alto – largo de 1:1 y 1:25. Mientras que, el método propuesto por Paulay & Priestley proporciona un ancho de puntal más cercano al valor referencial cuando la mampostería posee una relación alto – largo de 1:50 y 1:75.
- Se modelaron estructuras aporricadas de hormigón armado de 2,4,6 y 8 niveles, implementado en cada uno de ellos 6 distintos anchos del puntal, cuyos valores se encuentran desde los 555 milímetros hasta los 2258 milímetros. El comportamiento de las edificaciones fue valorado mediante un análisis sísmico lineal.
- Se constató la respuesta sísmica (Periodo fundamental, desplazamiento, deriva inelástica, rigidez lateral) de las edificaciones propuestas, obteniendo que para el modelo #1 los resultados más cercanos a los valores referenciales se dieron al utilizar la ecuación de Holmes con diferencias menores al 13.78%. Para el modelo #2 los resultados más cercanos a los valores referenciales se dieron al utilizar ya sea las ecuaciones de Holmes, Crisafulli y Paulay & Priestley con diferencias menores al 12.47%. Para el modelo #3 los valores más cercanos al

referencial se dan al utilizar las ecuaciones de Holmes y Crisafulli con diferencias menores al 9.38%. Para el modelo #4 los valores más cercanos al referencial se dan al utilizar las ecuaciones de Holmes con diferencias menores al 5%. En todos los modelos considerados, la ecuación propuesta por el FEMA presenta los resultados más alejados de los valores de referencia, con diferencias mayores al 50%.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda verificar la influencia del ancho del puntal equivalente mediante la aplicación de modelos con tres puntales, con el fin de disponer de una variedad de resultados que nos permita su comparación, además de incorporar de esta manera los efectos locales que provoca la mampostería en los elementos de las estructuras.
- Se sugiere el modelamiento de mamposterías de distintas alturas y espesores, de modo que se pueda evaluar la sensibilidad de estos parámetros en la obtención del ancho del puntal equivalente.
- Al considerar la interacción pórtico – mampostería mediante el método de puntales, se sugiere para mamposterías con relaciones alto - largo de 1:1 y 1:25 el uso del ancho propuesto por la ecuación de Holmes. Para mamposterías con relaciones alto - largo de 1:50 y 1:75 se sugiere el uso del ancho propuesto por la ecuación de Paulay & Priestley, pues estos presentan un mejor acercamiento al compararlos con los resultados obtenidos mediante un análisis con elementos finitos.
- Se recomienda realizar un análisis no lineal, que permita verificar los posibles modos de falla originados por las variaciones del ancho del puntal, además, de comparar las curvas de capacidad de cada uno de los casos.
- Se recomienda la realización de estudios experimentales que permitan disponer de información más certera acerca de las propiedades mecánicas de la mampostería de Manta, esto con el fin de elaborar un modelamiento más adecuado de la mampostería de relleno.

REFERENCIAS

- Abdelkareem, K., Abdel Sayed, F., Ahmed, M., & AL-Mekhlafty, N. (2013). Equivalent strut width for modeling r.c. infilled frames [Ancho del puntal equivalente para modelar pórticos de concreto reforzado rellenos]. *Journal of Engineering Sciences*, 41(3), 851-866. doi:10.21608/jesaun.2013.114763
- Abdulla, K., Cunningham, L., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model [Simulación del comportamiento de paredes de mampostería usando un micro-modelo simplificado]. *Engineering Structures*, 151, 349-365. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>
- Carrillo, C. (2008). *Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento [Tesis de Grado, Universidad de las Fuerzas Armadas]*. Repositorio Institucional. Retrieved from <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1617>
- Ceballos, A. (2019). *¡Derivas!. ¿Porque las Chequeamos?* Retrieved from <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/derivas>
- Chopra, A. (2014). *Dinamica de Estructuras* (4 ed.). Pearson.
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills [Comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado con mampostería de relleno]*. Retrieved from <https://ir.canterbury.ac.nz/items/555c4500-83a7-43fc-9d96-0c32fb79ac7d>
- Crisafulli, F., Carr, A., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures [Modelado Analítico de estructuras de marco rellenos]. *Bulletin of the New Zealand*

Society for Earthquake Engineering, 33(1), 30-47.

doi:<https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>

- El-Dakhkhni, W., & Mohamed, E. (2004). Strength and stiffness prediction of masonry infill panels [Predicción de resistencia y rigidez de paneles de mampostería]. *Earthquake Engineering*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/265352961_STRENGTH_AND_STIFFNESS_PREDICTION_OF_MASONRY_INFILL_PANELS
- Falcao, R., Varum, H., & Castro, J. (2023). Influence of Masonry Infill Walls on the Seismic Assessment of Non-Seismically Designed RC Framed Structures [Influencia de los muros de relleno de mampostería en la evaluación sísmica de estructuras con marco RC no diseñadas sísmicamente]. *Buildings*, 13(5). doi:<https://doi.org/10.3390/buildings13051148>
- Guzmán, R., Canedo, J., & Jaldín, L. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia. *Brazilian Journal of Development*, 8(9), 63426-63444. doi:<https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/download/52347/39117/130065>
- Hendry. (2003). *Design of masonry structures [Diseño de estructuras de mampostería]*. E & FN Spon. Retrieved from <https://thearchiblog.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/02/architecture-ebook-design-of-masonry-structures.pdf>
- Mehrabi, Shing, B., Schuller, & Noland. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 122(3), 228-237.

- Messaoudi, A., Chebili, R., Mohamed, H., & Rodrigues, H. (2022). Influence of Masonry Infill Wall Position and Openings in the Seismic Response of Reinforced Concrete Frames [Influencia de la posición y aberturas de los muros rellenos de mampostería en la respuesta sísmica de pórticos de concreto reforzado]. *Applied Sciences*, 12(19), 1-22. doi:<https://doi.org/10.3390/app12199477>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico: Diseño Sismo-resistente*. Ecuador.
- NEC-SE-MP. (2015). *Mampostería estructural*. Ecuador.
- Pachano, F. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental [Tesis de Maestría, Escuela Politécnica Nacional]*. Repositorio Institucional. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19734>
- Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills [Pórticos rellenos: Desarrollo en la evaluación del efecto rigidizador de los rellenos]. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(6), 675-693. doi:<http://dx.doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.675>
- Paulay, & Priestley. (1992). *Diseño sísmico de estructura de hormigón y mampostería*. John Wiley & Sons, Inc. Retrieved from https://www.academia.edu/31645700/SEISMIC_DESIGN_OF_REINFORCED_CONCRETE_AND_MASONRY_BUILDINGS_A_WILEY_INTERSCIENCE_PUBLICATION
- Saavedra, C. (2016, Octubre 29). *Verificación del cortante basal*. Retrieved from <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>

Torrise, G. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Mampostería* [Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Cuyo]. Retrieved from https://www.researchgate.net/profile/Gonzalo-Torrise/publication/303190229_Analisis_y_diseno_de_estructuras_de_hormigon_armado_y_mamposteria/links/57389d3f08ae9ace840cf3d1/Analisis-y-diseno-de-estructuras-de-hormigon-armado-y-mamposteria.pdf

ANEXOS

ANEXO 1: Código para la aplicación de la metodología de Papiá en Matlab

```
% METODO RIGIDEZ EQUIVALENTE - PUNTAL

%% METODOLOGIA DE PAPIA
% DATOS
Ec = 19243; % MPA - Modulo elasticidad concreto
Em = [1625.7,1676.53,1716.38,1747.97,1773.55,1800.49]; %MPA - Modulo
elasticidad mamposteria
Em = 1773.55;

bc = 300; %mm - Base columna
hc = 300; %mm - Altura columna

bv = 250; %mm - Base viga
hv = 400; %mm - Altura viga

H = 3000+hv/2; %mm - Altura portico
L = [3300,4050,4800,5550,6300,7300]; %mm - Largo portico
L = 6000+bc;

Hm = 3000; %mm - Altura panel
Lm = [3000,3750,4500,5250,6000,7000]; %mm - Largo panel
Lm = 6000;

t = 150; %mm - Ancho panel

Di = 45923.75; %N/mm - Rigidez total
Df = 5434.78; %N/mm - Rigidez portico

% ANCHO PUNTAL

d = sqrt(Hm^2+Lm^2);
Ang = atand(Hm/Lm); % Angulo puntal

kd_ = Em*t/d;
kc = Ec*bc*hc/H;
kv = Ec*bv*hv/L;

Dd_s = kd_*cosd(Ang)^2;
Dd_in = (kd_/kc)*sind(Ang)^2+(kd_/(2*kv))*cosd(Ang)^2;

W = (Di-Df)/(Dd_s-Di*Dd_in+Df*Dd_in);
W
```

ANEXO 2: Código para el cálculo del puntal mediante ecuaciones de autores en Matlab

```
%% MODELOS MATEMATICOS
% DATOS
Ec = 19243; % MPA - Modulo elasticidad concreto
Em = [1625.7,1676.53,1716.38,1747.97,1773.55]; %MPA - Modulo elasticidad
mamposteria

bc = 300; %mm - Base columna
hc = 300; %mm - Altura columna

bv = 300; %mm - Base viga
hv = 400; %mm - Altura viga

H = 3000+hv/2; %mm - Altura portico
L = [3300,4050,4800,5550,6300]; %mm - Largo portico

Hm = 3000; %mm - Altura panel
Lm = [3000,3750,4500,5250,6000]; %mm - Largo panel

t = 150; %mm - Ancho panel

Ic = 2*bc*hc^3/12;
Iv = bv*hv^3/12;

% ANCHO PUNTAL
for i=1:5
    d(i) = sqrt(Hm^2+Lm(i)^2);
    Ang(i) = atand(Hm/Lm(i)); % Angulo puntal
end

% MODELO DE HOLMES
for i=1:5
    w_holmes(i)=d(i)/3;
    lambda(i) = ((Em(i)*t*sind(2*Ang(i)))/(4*Ec*Ic*Hm))^(1/4);
    w_mainstone(i) = 0.16*(lambda(i)*Hm)^(-0.3)*d(i);
    zc(i) = pi/2*((4*Ec*Ic*Lm(i))/(Em(i)*t*sind(2*Ang(i))))^(1/4);
    zv(i) = pi*((4*Ec*Iv*Lm(i))/(Em(i)*t*sind(2*Ang(i))))^(1/4);
    w_hendry(i) = 1/2*sqrt(zc(i)^2+zv(i)^2);
    w_Paulay & Priestley(i) = d(i)/4;
    w_fema(i) = 0.175*(lambda(i)*Hm)^(-0.4)*d(i);
    hz(i) = zc(i)/2;
    w_crisafulli(i) = 2*hz(i)*sind(Ang(i));
    W_michailidis(i) = 0.2*d(i);
end
w_holmes
w_mainstone
w_hendry
w_Paulay & Priestley
w_fema
w_crisafulli
W_michailidis
r=[w_holmes;w_mainstone;w_hendry;w_Paulay &
Priestley;w_fema;w_crisafulli;W_michailidis];
```