



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

**“ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO  
EN EL DESEMPEÑO DE UN PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO  
SOMETIDO A CARGA LATERAL MONOTÓNICA”**

---

**AUTOR:** Juan Pablo Sánchez Pazmiño

**TUTOR:** Ing. Mg. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

**Ambato - Ecuador**

**Febrero - 2021**

## **CERTIFICACIÓN**

En mi calidad de tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema **“ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL DESEMPEÑO DE UN PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDO A CARGA LATERAL MONOTÓNICA”**, elaborado por el Sr. Juan Pablo Sánchez Pazmiño, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1804335436, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Enero 2021

---

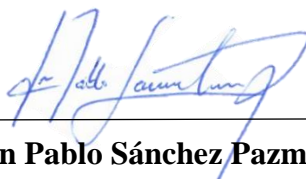
**Ing. Mg. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo**

**TUTOR**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

Yo, Juan Pablo Sánchez Pazmiño, con C.I. 1804335436, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL DESEMPEÑO DE UN PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDO A CARGA LATERAL MONOTÓNICA”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo de investigación, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Febrero 2021



---

**Juan Pablo Sánchez Pazmiño**

**C.I. 1804335436**

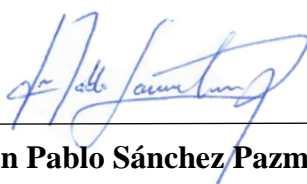
**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y proceso de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este Trabajo Experimental dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Febrero 2021



---

**Juan Pablo Sánchez Pazmiño**

**C.I. 1804335436**

**AUTOR**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental realizado por el estudiante Juan Pablo Sánchez Pazmiño de la Carrera de Ingeniería Civil, bajo el tema: **“ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL DESEMPEÑO DE UN PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDO A CARGA LATERAL MONOTÓNICA”**.

Ambato, Febrero 2021

Para constancia firman:

---

**Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre**  
**Miembro del Tribunal**

---

**Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**  
**Miembro del Tribunal**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo, está dedicado principalmente a mis padres Wilman y Patricia, gracias a quienes he podido llegar a cumplir muchas de mis metas y que, con su esfuerzo y sacrificio diario, me han brindado la posibilidad de crecer personal, espiritual y profesionalmente.

Al amor de mi vida, a mi esposa Salomé, quien ha sido una gran compañera de vida y mi motivación para seguir poniendo a prueba mis límites y llegar a ser alguien mejor cada día.

A mi hermano Francisco que ha sido mi inspiración toda mi vida.

Finalmente, quiero dedicarle este trabajo a mis abuelitos y abuelitas, Francisco, Jorge, Leonor y Eloísa, que, aunque a dos de ellos ya no los puedo ver, siempre están conmigo apoyándome en cada paso que doy.

## **AGRADECIMIENTO**

Principalmente quiero agradecer a mi esposa, padres, hermano y mis primos por su apoyo incondicional en cada paso de mi vida universitaria.

Un especial agradecimiento a todas aquellas personas que fueron participes de cada momento en mi experiencia universitaria, a mis amigos y compañeros de quienes aprendí el verdadero significado de la lealtad y amistad. Gracias a todos los estudiantes que confiaron en mí, por esa maravillosa experiencia de la representación estudiantil que, más allá de la defensa de los estudiantes frente a dificultades personales y académicas, fue un gran aprendizaje, en donde algunos actores de la comunidad estudiantil me mostraron ejemplos de superación, y me demostraron que con dedicación, determinación y esfuerzo se puede realizar cosas increíbles. Gracias a las autoridades de la universidad quienes siempre tuvieron las puertas abiertas a la comunidad estudiantil y a su representación para trabajar conjuntamente en un solo enfoque, mejorar la calidad de la educación.

Finalmente, un inmenso agradecimiento a mis tutores, a la Ing. Betzabeth Suquillo y al Ing. Christian Medina, quienes han sido mis mentores y mi guía en esta travesía de aprendizaje y a quienes admiro y respeto mucho, no solamente por su amplio conocimiento en esta hermosa carrera llamada Ingeniería Civil, sino también por su alta calidad profesional y su compromiso por la formación de excelentes profesionales.

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

### ÍNDICE DE PÁGINAS PRELIMINARES

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO .....	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE GENERAL DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE GENERAL DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN EJECUTIVO.....	xxi
SUMMARY.....	xxii

### CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.1.1 Antecedentes .....	1
1.1.2 Justificación .....	4
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	5
1.1.3.1 Interacción Pórtico – Mampostería.....	5
1.1.3.2 Patologías .....	6
1.1.3.2.1 Columna Corta.....	6
1.1.3.2.2 Piso Blando .....	7



1.1.3.3	Modelos de Representación de la Mampostería .....	8
1.1.3.3.1	Modelo del Puntal Simple .....	8
1.1.3.3.2	Modelo del Triple Puntal .....	18
1.1.3.4	Niveles de Desempeño .....	20
1.1.3.5	Análisis Elástico No lineal (Pushover).....	21
1.1.4	Hipótesis .....	22
1.2	Objetivos .....	22
1.2.1	Objetivo General .....	22
1.2.2	Objetivos Específicos .....	22
<b>CAPÍTULO II.....</b>		<b>24</b>
<b>METODOLOGÍA .....</b>		<b>24</b>
2.1	<b>Materiales y Equipos.....</b>	<b>24</b>
2.2	<b>Métodos .....</b>	<b>24</b>
2.2.1	<b>Nivel o tipo de investigación .....</b>	<b>24</b>
2.2.2	<b>Selección de los modelos de Estudio .....</b>	<b>25</b>
2.2.3	<b>Plan de procesamiento y análisis de información.....</b>	<b>25</b>
2.2.4	<b>Propiedades de los Materiales del modelo .....</b>	<b>27</b>
2.2.6	<b>Prediseño de los elementos estructurales del pórtico A .....</b>	<b>31</b>
2.2.6.2	<b>Prediseño de columna .....</b>	<b>39</b>
2.2.7	<b>Modelación del pórtico con los diferentes elementos, Frame-Shell, Frame (Puntal Simple) y Frame (Puntal Triple).....</b>	<b>42</b>
2.2.7.1	<b>Configuración del archivo de Etabs para modelación.....</b>	<b>42</b>
2.2.7.2	<b>Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería .....</b>	<b>71</b>
2.2.8	<b>Configuración de pórticos para generar posibles patologías .....</b>	<b>73</b>

<b>CAPÍTULO III</b> .....	74
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b> .....	74
<b>3.1 Análisis y discusión de resultados</b> .....	74
<b>3.1.1 Análisis estático lineal comparativo</b> .....	74
<b>3.1.1.1 Modelos con pórticos completamente llenos de mampostería</b> .....	74
<b>3.1.1.1.1 Período de Vibración</b> .....	74
<b>3.1.1.1.2 Derivas</b> .....	76
<b>3.1.1.1.3 Desplazamientos</b> .....	79
<b>3.1.1.1.4 Fuerzas Cortantes</b> .....	82
<b>3.1.1.1.5 Rigidez</b> .....	85
<b>3.1.1.2 Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería</b> .....	87
<b>3.1.1.2.1 Período de Vibración</b> .....	87
<b>3.1.1.2.2 Derivas</b> .....	89
<b>3.1.1.2.3 Desplazamientos</b> .....	92
<b>3.1.1.2.4 Fuerzas Cortantes</b> .....	94
<b>3.1.1.2.5 Rigidez</b> .....	98
<b>3.1.2 Análisis estático no lineal comparativo</b> .....	102
<b>3.1.2.1 Modelos con pórticos completamente llenos de mampostería</b> .....	102
<b>3.1.2.1.1 Desplazamientos</b> .....	102
<b>3.1.2.1.2 Resistencia</b> .....	104
<b>3.1.2.1.3 Rigidez</b> .....	105
<b>3.1.2.1.4 Curvas de Capacidad de los pórticos completamente lleno de mampostería</b> .....	107
<b>3.1.2.2 Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería</b> .....	107
<b>3.1.2.2.1 Desplazamientos</b> .....	107
<b>3.1.2.2.2 Resistencia</b> .....	109

<b>3.1.2.2.3 Rigidez.....</b>	<b>111</b>
<b>3.1.2.2.4 Curvas de Capacidad de los pórticos parcialmente lleno de mampostería .....</b>	<b>112</b>
<b>3.1.3 Comportamiento, mecanismo de daño y patologías de pórticos parcial y totalmente llenos con mampostería .....</b>	<b>114</b>
<b>3.2 Verificación de Hipótesis .....</b>	<b>124</b>
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>125</b>
<b>4.1 Conclusiones .....</b>	<b>125</b>
<b>4.2 Recomendaciones .....</b>	<b>127</b>
<b>MATERIAL DE REFERENCIA.....</b>	<b>128</b>
<b>Referencias Bibliográficas.....</b>	<b>128</b>

## ÍNDICE GENERAL DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Factor de reducción por daño en el panel de mampostería.....	11
<b>Tabla 2:</b> Niveles de desempeño para esructuras .....	20
<b>Tabla 3:</b> Estimación de altura de losa .....	32
<b>Tabla 4:</b> Datos para determinar la carga muerta ejercida por la losa.....	33
<b>Tabla 5:</b> Carga muerta de la losa.....	33
<b>Tabla 6:</b> Datos para estimar la carga ejercida por la pared Tipo 1 (completa) ....	34
<b>Tabla 7:</b> Datos para estimar la carga ejercida por la pared Tipo I (completa).....	34
<b>Tabla 8:</b> Datos para prediseño de columna .....	39
<b>Tabla 9:</b> Determinación de k.....	62
<b>Tabla 10:</b> Datos necesarios para la definición del Espectro de Respuesta según la NEC 2015.....	63
<b>Tabla 11:</b> Período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs .....	74
<b>Tabla 12:</b> Análisis de resultados de período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución.....	75
<b>Tabla 13:</b> Derivas de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	76
<b>Tabla 14:</b> Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	76
<b>Tabla 15:</b> Análisis de resultados de derivas expresados en porcentaje de disminución.....	78
<b>Tabla 16:</b> Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	79
<b>Tabla 17:</b> Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	79
<b>Tabla 18:</b> Análisis de resultados de desplazamientos para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución.....	81
<b>Tabla 19:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	82

<b>Tabla 20:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	82
<b>Tabla 21:</b> Análisis de resultados de las Fuerzas Cortantes para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución.....	84
<b>Tabla 22:</b> Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	85
<b>Tabla 23:</b> Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	85
<b>Tabla 24:</b> Análisis de resultados de la Rigidez para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución .....	87
<b>Tabla 25:</b> Período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs .....	87
<b>Tabla 26:</b> Análisis de resultados de período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución ..	88
<b>Tabla 27:</b> Derivas de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	89
<b>Tabla 28:</b> Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	89
<b>Tabla 29:</b> Análisis de resultados de derivas para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución .....	91
<b>Tabla 30:</b> Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería.....	92
<b>Tabla 31:</b> Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	92
<b>Tabla 32:</b> Análisis de resultados de desplazamientos para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución.....	94
<b>Tabla 33:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería.....	95
<b>Tabla 34:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	95
<b>Tabla 35:</b> Análisis de resultados de las Fuerzas Cortantes para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución ..	97

<b>Tabla 36:</b> Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	98
<b>Tabla 37:</b> Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	98
<b>Tabla 38:</b> Análisis de resultados de la Rigidez para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución.....	100
<b>Tabla 39:</b> Comparación de aciertos de los puntales Simple y Triple – Pórticos Completamente llenos con Mampostería .....	101
<b>Tabla 40:</b> Comparación de aciertos de los puntales Simple y Triple – Pórticos Parcialmente llenos con Mampostería .....	101
<b>Tabla 41:</b> Desplazamientos del Análisis no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería.....	102
<b>Tabla 42:</b> Análisis comparativo de desplazamientos del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de disminución .....	103
<b>Tabla 43:</b> Resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería.....	104
<b>Tabla 44:</b> Análisis comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de disminución .....	105
<b>Tabla 45:</b> Rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería.....	105
<b>Tabla 46:</b> Análisis comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de aumento .....	106
<b>Tabla 47:</b> Desplazamientos del Análisis no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería.....	108
<b>Tabla 48:</b> Análisis comparativo de desplazamientos del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución .....	109
<b>Tabla 49:</b> Resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería.....	109

<b>Tabla 50:</b> Análisis comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución .....	110
<b>Tabla 51:</b> Rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	111
<b>Tabla 52:</b> Análisis comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución....	112

## ÍNDICE GENERAL DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Efecto de columna corta.....	7
<b>Figura 2:</b> Efecto de piso blando .....	8
<b>Figura 3:</b> Puntal diagonal.....	9
<b>Figura 4:</b> Panel Perforado .....	11
<b>Figura 5:</b> Clasificación visual de daño en un panel de mampostería.....	12
<b>Figura 6:</b> Posición del Puntal. Adaptada de Al-Chaar.....	13
<b>Figura 7:</b> Puntal diagonal equivalente de compresión .....	14
<b>Figura 8:</b> Puntal diagonal equivalente de compresión excéntrico .....	15
<b>Figura 9:</b> Puntal diagonal equivalente de compresión para paredes perforadas ..	15
<b>Figura 10:</b> Distancia de la rótula de la viga .....	16
<b>Figura 11:</b> Posición y tipos de rótulas plásticas. Adaptada de Al-Chaar.....	17
<b>Figura 12:</b> Configuración de las zonas rígidas en la unión viga-columna.....	17
<b>Figura 13:</b> Modelos de puntales considerados en el estudio preliminar .....	18
<b>Figura 14:</b> Esquema del método para el Análisis Estático No lineal.....	21
<b>Figura 15:</b> Curva de Capacidad - Pushover .....	22
<b>Figura 16:</b> Curva Esfuerzo vs. Deformación de la mampostería.....	28
<b>Figura 17:</b> Curva Esfuerzo vs. Deformación del concreto.....	29
<b>Figura 18:</b> Configuración de pórticos para análisis comparativo .....	30
<b>Figura 19:</b> Estructura tipo de donde forma parte el pórtico para prediseño .....	31
<b>Figura 20:</b> Mosaico de cargas para determinar el Área tributaria de la viga.....	35
<b>Figura 21:</b> Prediseño de viga (Dimensiones en metros) .....	39
<b>Figura 22:</b> Área tributaria de columna.....	40
<b>Figura 23:</b> Configuración de ejes.....	42
<b>Figura 24:</b> Propiedades del Concreto definidos en Etabs .....	43
<b>Figura 25:</b> Propiedades del acero definidos en Etabs .....	44
<b>Figura 26:</b> Propiedades de la mampostería definidos en Etabs .....	45
<b>Figura 27:</b> Propiedades no lineales de la mampostería definidos en Etabs .....	46
<b>Figura 28:</b> Sección de columnas definidos en Etabs.....	47
<b>Figura 29:</b> Sección de vigas definidos en Etabs .....	48
<b>Figura 30:</b> Geometría del pórtico con el Puntal Simple.....	49



<b>Figura 31:</b> Sección del Puntal Simple definido en Etabs.....	50
<b>Figura 32:</b> Sección del Puntal Simple definido en Etabs (Section Designer).....	51
<b>Figura 33:</b> Geometría del pórtico con el Triple Puntal .....	54
<b>Figura 34:</b> Sección del Puntal Central definido en Etabs .....	55
<b>Figura 35:</b> Sección del Puntal Central definido en Etabs (Section Designer) .....	56
<b>Figura 36:</b> Sección del Puntales Laterales definidos en Etabs.....	56
<b>Figura 37:</b> Sección de Puntales Laterales definido en Etabs (Section Designer)	57
<b>Figura 38:</b> Patrones de Carga.....	57
<b>Figura 39:</b> Patrón de carga sísmica estática (Sx) .....	58
<b>Figura 40:</b> Definición del Espectro de Respuesta en Etabs .....	64
<b>Figura 41:</b> Modelo Frame Shell con pórticos completamente lleno de mampostería .....	65
<b>Figura 42:</b> Modelo Puntal Simple con pórticos completamente llenos de mampostería .....	65
<b>Figura 43:</b> Modelo Triple Puntal con pórticos completamente llenos de mampostería .....	66
<b>Figura 44:</b> Modelo tradicional de Sobrecarga.....	66
<b>Figura 45:</b> Asignación de zonas rígidas de los pórticos.....	67
<b>Figura 46:</b> Definición de no linealidad para la mampostería por el método de fibras.....	68
<b>Figura 47:</b> Definición de las rótulas plásticas para los puntales .....	69
<b>Figura 48:</b> Definición de rótulas plásticas para columnas .....	70
<b>Figura 49:</b> Definición de rótulas plásticas para vigas .....	70
<b>Figura 50:</b> Modelo Frame Shell con pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	71
<b>Figura 51:</b> Modelo Puntal Simple con pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	71
<b>Figura 52:</b> Modelo Triple Puntal con pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	72
<b>Figura 53:</b> Modelo tradicional de Sobrecarga con pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	72

<b>Figura 54:</b> Período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs .....	75
<b>Figura 55:</b> Derivas de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	77
<b>Figura 56:</b> Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	77
<b>Figura 57:</b> Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	80
<b>Figura 58:</b> Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	80
<b>Figura 59:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	83
<b>Figura 60:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería.....	83
<b>Figura 61:</b> Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	86
<b>Figura 62:</b> Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería .....	86
<b>Figura 63:</b> Período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs .....	88
<b>Figura 64:</b> Derivas de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	90
<b>Figura 65:</b> Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	90
<b>Figura 66:</b> Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería.....	93
<b>Figura 67:</b> Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	93
<b>Figura 68:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	96
<b>Figura 69:</b> Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	96

<b>Figura 70:</b> Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	99
<b>Figura 71:</b> Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	99
<b>Figura 72:</b> Diagrama comparativo de los desplazamientos del análisis no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería.....	103
<b>Figura 73:</b> Diagrama comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería.....	104
<b>Figura 74:</b> Diagrama comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería .....	106
<b>Figura 75:</b> Curvas de Capacidad de los pórticos completamente llenos de mampostería .....	107
<b>Figura 76:</b> Diagrama comparativo de los desplazamientos del análisis no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	108
<b>Figura 77:</b> Diagrama comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	110
<b>Figura 78:</b> Diagrama comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	111
<b>Figura 79:</b> Curvas de Capacidad de los pórticos parcialmente llenos de mampostería .....	112
<b>Figura 80:</b> Pórticos Modelos para el estudio del comportamiento, mecanismo de daño y patologías de los pórticos parcial y completamente llenos con mampostería .....	114
<b>Figura 81:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-A).....	115
<b>Figura 82:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-B).....	116
<b>Figura 83:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-C).....	117
<b>Figura 84:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-D).....	119

<b>Figura 85:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-E).....	120
<b>Figura 86:</b> Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-F).....	122

## RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo se estudió la influencia causada por la mampostería de relleno en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a una carga lateral monotónica, en el cual se trabajó en dos etapas. La primera consta de la comparación de los modelos del triple puntal o Multi-strut con el puntal simple, planteando diferentes modelos matemáticos y mediante el uso de un software de elementos finitos, con los que se compararon las propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad, determinando la carga de rotura, los desplazamientos y el mecanismo de daño de cada uno de los modelos planteados, mediante la aplicación del método del Pushover según el FEMA 440 y del análisis lineal. En la segunda etapa, se estudió las posibles patologías generadas por la presencia de mampostería en los pórticos de hormigón armado, mediante la aplicación del método del Pushover según el FEMA 440, los niveles de desempeño según la propuesta del Comité VISIÓN 2000 y el uso de los puntales según los resultados de la primera etapa.

Los resultados mostraron una clara evidencia de la influencia de la mampostería en el comportamiento estructural de un pórtico de hormigón armado, además de las diferencias que existen en el análisis estructural con y sin elementos matemáticos que representen a la mampostería, dejando claro que el modelo tradicional que toma en cuenta a la mampostería como una sobrecarga, ignora ciertos parámetros como un aumento en la rigidez del 99.3 por ciento, y la disminución de derivas y desplazamientos del 98.37 y 98.56 por ciento respectivamente, en un pórtico de tres vanos y tres pisos.

## SUMMARY

In this project, the influence caused by infill masonry on the performance of a reinforced concrete frame subjected to a monotonic lateral load was studied, in which it was carried out in two stages. The first stage consists of the comparison of the triple strut or Multi-strut models with the simple strut, using different mathematical models and using finite element software, with which the properties of resistance, stiffness and ductility were compared, determining the breaking load, the displacements and the failure mechanism of each of the proposed models, by applying the Pushover method according to FEMA 440 and linear analysis. In the second stage, the possible pathologies generated by the presence of masonry in the reinforced concrete porches were studied, by applying the Pushover method according to FEMA 440, the performance levels according to the VISION 2000 Committee proposal and the use of the props according to the results of the first stage.

The results showed a clear evidence of the influence of masonry on the structural behavior of a reinforced concrete frame, in addition to the differences that exist in the structural analysis with and without mathematical elements that represent masonry, making it clear that the traditional model which considers masonry as an overload, ignores certain parameters such as an increase in stiffness of 99.3 percent, and a decrease in drifts and displacements of a 98.37 and 98.56 percent respectively, in a 3-span and 3-story reinforced concrete frame.

# CAPÍTULO I

## MARCO TEÓRICO

### 1.1 Antecedentes Investigativos

#### 1.1.1 Antecedentes

Carrillo J. y González G., realizaron un estudio de la interacción pórtico mampostería, con el fin de determinar la influencia que posee la mampostería en el comportamiento inelástico de los pórticos de hormigón. El estudio menciona que dicha interacción produce una gran incertidumbre al momento de modelarlo analíticamente, ya que no existen los resultados experimentales suficientes que determinen el comportamiento exacto de la estructura, por lo que a la mampostería generalmente solo se la suele toma en cuenta como una sobrecarga de efecto uniforme al momento de representarla y añadirla en el cálculo y diseño estructural. Para determinar dicha influencia, utilizaron puntales excéntricos equivalentes, los cuales representaron a la mampostería, y se aplicó un procedimiento estático no lineal (Pushover). Dicho método se basa en el desarrollo de rótulas plásticas que muestran las propiedades no lineales del sistema estructural. Finalmente, en este estudio, luego de haber realizado el análisis correspondiente, se determinó que los rellenos de mampostería pueden afectar considerablemente la resistencia, rigidez, el amortiguamiento, período y desplazamientos de la estructura. Así mismo, se determinó que la mampostería tiene un aporte beneficioso al comportamiento inelástico de la estructura para un sismo con un período de retorno no superior al de diseño, puesto a que se disminuyen los daños y los desplazamientos hasta este punto, sin embargo, para demandas sísmicas considerablemente altas, cerca del punto de capacidad última, la pueden llevar al colapso prematuro de la misma, ocasionado por el origen de fallas locales

en las vigas o columnas, producidas por un cambio de las propiedades dinámicas de la edificación.[1]

Rochel R. realizó un estudio de la influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporticadas, con el objetivo de determinar la incidencia que los muros de mampostería poseen ante el comportamiento de la estructura, la causa de los daños ocasionados por éstos y criticar los sistemas constructivos actuales. En el estudio se menciona que generalmente a la mampostería no se lo considera como un elemento del sistema estructural, lo cual podría alterar sustancialmente su comportamiento, derivando en posibles torsiones en sitios en donde no se haya previsto, pudiendo causar el colapso total de la estructura. Para determinar dicha incidencia, se incorporó los muros de mampostería al análisis, por medio de puntales equivalentes con las características de los materiales de la zona, para lo cual se hizo investigaciones acerca de las propiedades de dichos materiales, como el módulo de elasticidad, de corte y relación de poisson, la resistencia a la compresión y deformaciones unitarias últimas, para que el modelo matemático represente adecuadamente el comportamiento real de la estructura. Posteriormente se realizó una comparación de tres modelos compuestos por un pórtico de 4 ejes y dos pisos; el primero sin mampostería, el segundo con mampostería en las luces centrales; y el tercero con mampostería en todas las luces. A estos pórticos, se les aplicó una carga monotónica de 5 y 6 toneladas en la primera planta y en la segunda planta alta, respectivamente. Finalmente se concluyó que los pórticos de hormigón son seriamente afectados por muros de mampostería de arcilla cuando se les adosan confinándolo, además de que éstos dotan de un incremento considerable en la rigidez de los pórticos. Asimismo, se pudo determinar que cuando los muros tienen una configuración simétrica la rigidez de la estructura se incrementa de manera uniforme, ya que, al ser la configuración de los muros asimétrica, se presenta un desplazamiento desfavorable del centro de rigidez de la estructura que conlleva a una torsión indeseable. [2]



Aroquipa H. realizó una investigación sobre la modelación del comportamiento inelástico de mampostería reforzada en pórticos de concreto armado propuesto por el ASCE 41-13 (puntal equivalente), con el propósito de mitigar ciertas deficiencias que presentan los muros de mampostería cuando están sometidos a cargas cíclicas, mostrando técnicas de modelación que puedan utilizar los ingenieros estructurales para tener en cuenta la interacción pórtico-mampostería en sus modelos matemáticos, hecho que en la actualidad aún no lo realizan. Para desarrollar este estudio, se utilizó el método del puntal equivalente diagonal para muros de mampostería propuesto por el ASCE 41-13. Dicha evaluación se realizó por medio de un análisis estático no lineal (Pushover), con puntales equivalentes excéntricos, produciendo el desarrollo de rótulas plásticas que captan las propiedades no lineales del sistema estructural. Finalmente, mediante una comparación de los resultados arrojados de los modelos con y sin rellenos de mampostería, se concluyó que los elementos denominados como no estructurales, pueden afectar considerablemente a la resistencia, rigidez, el amortiguamiento, período y los desplazamientos. Además, se pudo concluir que, para un sismo de diseño, los muros de mampostería pueden favorecer el comportamiento inelástico de las estructuras, reduciendo el daño a los elementos estructurales y los desplazamientos ocurridos hasta este nivel; sin embargo, para un sismo superior al de diseño puede provocar el colapso prematuro de la estructura, ocasionado por la creación de fallas locales en los elementos estructurales o por un cambio de las propiedades dinámicas de la estructura. [3]

Cornejo D. elaboró un estudio acerca de la influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta, durante el terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016 en Pedernales, Ecuador, con el objetivo de determinar patologías y principales modos de falla que las estructuras sufren durante las sollicitaciones sísmicas, según la configuración que éstas tengan. Para el desarrollo de este estudio, se modeló edificios de 3, 8 y 12 pisos, con y sin mampostería para comparar el comportamiento de los mismos, con la influencia de los rellenos de mampostería. Para representar la mampostería se utilizó el método del puntal diagonal equivalente, y se aplicó el análisis de carga paso a paso, también conocido como Pushover, evaluando las rótulas plásticas que puedan

presentarse. Finalmente, se concluyó que, es importante considerar en el diseño de estructuras a la mampostería como un elemento de aporte de rigidez al sistema estructural, que sirve para favorecer el comportamiento inelástico de las estructuras para un sismo con un período de retorno no mayor al de diseño. [4]

### **1.1.2 Justificación**

En todo el mundo, se elaboran estructuras de hormigón armado de diferentes tipos, entre las más comunes se encuentra el sistema aperturado relleno con mampostería, el cual, posee una interacción que produce una gran incertidumbre al momento de modelarlo analíticamente, ya que no existen los resultados experimentales suficientes que determinen el comportamiento exacto de la estructura, por lo que a la mampostería solo se la toma en cuenta como una sobrecarga de efecto uniforme al momento de representarla y añadirla en el cálculo y diseño estructural. [1]

Un estudio realizado en Colombia menciona que generalmente a la mampostería no se lo considera como un elemento del sistema estructural, lo cual podría alterar sustancialmente su comportamiento, derivando en posibles torsiones en sitios en donde no se haya previsto, pudiendo causar el colapso total de la estructura. [2] Así mismo, una investigación realizada en Perú determinó que existe una modificación rápida y continua de la rigidez y resistencia de todo el sistema estructural debido a la mampostería, por lo que se considera esencial una buena representación a dicho fenómeno. [3]

En Ecuador la mampostería es muy utilizada dentro de la construcción de edificaciones como un elemento secundario en la estructura, la cual no está diseñada para soportar cargas sísmicas, por lo tanto, el proyectista no lo considera como un elemento resistente activo, lo que influye en el desempeño operacional de la estructura posterior a un evento sísmico. [4]

El objeto de este trabajo es determinar la interacción que puede tener la mampostería de relleno con los pórticos de hormigón armado, con lo cual se podría llegar a predecir la formación de patologías prematuras en la estructura. Además, se podrá determinar si el mecanismo de daño de dicho pórtico es el mismo que de uno sin mampostería, beneficiando a la ingeniería, en el tema de seguridad estructural, utilizando modelos matemáticos que se acerquen a la realidad.

### **1.1.3 Fundamentación Teórica**

#### **1.1.3.1 Interacción Pórtico – Mampostería**

Según Belda A., en ciertas ocasiones las construcciones están sometidas a excitaciones provocadas por el viento, o un sismo, lo cual ocasiona una interacción entre la estructura y la mampostería, misma que en principio, podría ser favorable, ya que, el relleno colaboraría con la resistencia de la estructura, pero se ha observado que este panorama cambia cuando el sismo es fuerte, la mampostería en vez de contribuir favorablemente en la resistencia a la estructura, puede producir fallos prematuros o patologías. En muchos casos, a los denominados “elementos no estructurales” no se los toma en cuenta en el diseño estructural y en el análisis sísmico, donde es vital conocer con la mayor precisión posible las rigideces y masas que posee la estructura para poder determinar correctamente los períodos de vibración [5]

De acuerdo con Rashid H. y Khatun S., las estructuras son modeladas solo con elementos frame, sin tomar en cuenta a la mampostería como un elemento del modelo, sino solamente como una sobrecarga, ya que esto facilita y agiliza el análisis. Ésto puede obviar ciertos efectos causados por la mampostería. Según su estudio, para las estructuras

modeladas sin mampostería, se pudo determinar por medio de una comparación que, de los resultados del Análisis Estático Equivalente, se obtuvo valores más altos para deflexión y momento que en los del Análisis del Espectro de Respuesta. Sin embargo, cuando la mampostería fue incluida en los modelos, los resultados se invirtieron. Además, se observó que el incremento del momento depende del incremento de mampostería en los pórticos, por consecuencia, cuando todos los vanos estuvieron repletos de mampostería, se reflejó un momento máximo, y se obtuvo resultados más conservadores en el Análisis de Espectro de Respuesta que en los del Análisis Estático Equivalente. [6]

### **1.1.3.2 Patologías**

#### **1.1.3.2.1 Columna Corta**

Uno de los problemas más comunes en la construcción es la generación de “**columnas cortas**”. Según la NEC – SE – HM, la columna corta se produce cuando existen muros o paredes integrados a las columnas, dejando una altura libre, la cual, es el claro producto de las paredes interrumpidas, produciendo una falla a corte en forma de “x” como se muestra a continuación en la Figura 1. La NEC recomienda que dichas columnas cortas deberán poseer una resistencia igual o superior al cortante que se obtiene al formarse rótulas plásticas en los extremos de la altura libre de la columna corta. Para ello, propone ciertos requisitos de diseño como se detallan a continuación:

- Disminución del espaciamiento máximo entre estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal, sin exceder de 100 mm,
- Diseño por capacidad de las columnas cortas, así como el chequeo de su estabilidad y la capacidad de distorsión global de la edificación, las cuales deberán ser similares a los de una edificación regular.
- Aplicación de confinamiento especial en toda la altura libre de la columna. En caso de ser menor que 4 veces la istancia transversal en la dirección de las fuerzas sísmicas, el

valor de la cuantía  $\rho_s$  no podrá ser menor que 0.01 y ninguna combinación de carga deberá producir fuerzas axiales mayores que  $0.2 f'_c A_g$ . [7]

**Figura 1:**Efecto de columna corta



**Fuente:** A. Bartolomé, C. Rivera, M. Durán, A. Muños y D. Quiun, Estudio Experimental de una Técnica de Reforzamiento para Edificaciones Existentes con Problemas de Columna Corta

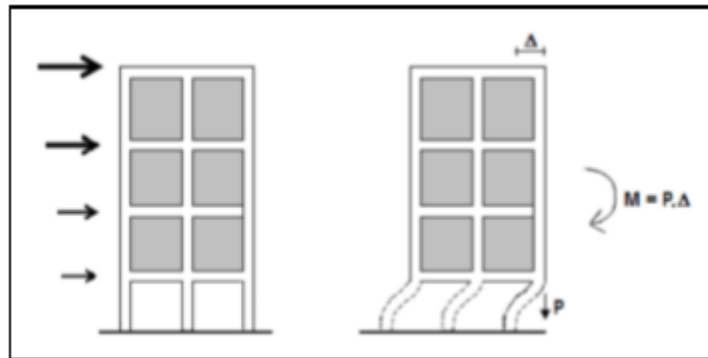
### 1.1.3.2.2 Piso Blando

Otro problema muy común, es la generación de “**piso blando**”, el cual, la normativa NEC – SE – DS lo define como aquel “piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.” [8]

Un estudio realizado en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí - Ecuador, en colaboración con la Universidad del Zulia – Venezuela, tomando como referencia las consecuencias por el terremoto de Pedernales en 2016, explican que generalmente este problema se da muy recurrentemente en aquellos edificios, cuya planta baja está destinada para parqueadero vehicular, restaurantes, áreas verdes, lobbies, y demás ambientes en donde solamente existan columnas, y en los pisos superiores construyan cerramientos con mampostería, lo que produce un aumento de la rigidez en los pisos superiores con relación

a la planta baja, tomando en cuenta que lo ideal, es que exista una mayor rigidez en las plantas inferiores, para evitar fallas catastróficas como las mostradas en la Figura 2. [9]

**Figura 2:** Efecto de piso blando



**Fuente:** D. Páez, J. Zabala y Y. Rodríguez, Piso Blando, Una Falla Común en el Terremoto De Pedernales [8]

Es por eso la necesidad del este estudio, porque al momento de modelar sin mampostería no se reflejan las posibles patologías ocasionadas por la influencia de la misma, tales como la columna corta o el piso blando, mismas que son muy comunes en nuestro medio, como en edificios residenciales, o comerciales, los cuales, por lo general, cuentan con parqueadero en la planta baja.

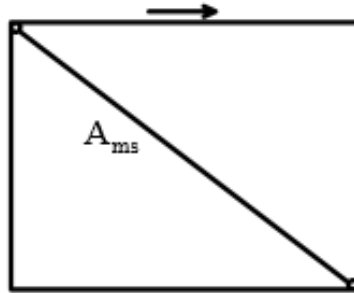
### 1.1.3.3 Modelos de Representación de la Mampostería

#### 1.1.3.3.1 Modelo del Puntal Simple

Acorde a Crisafulli, basado en un estudio de Polyakov menciona que las paredes de mampostería que sirven para rellenar pórticos sujetos a cargas laterales pueden ser equivalentes a un puntal diagonal como se muestra en la Figura 3, y que éste posee un

ancho efectivo, el cual, correspondería a un tercio de la longitud de la pared de mampostería representada. [10]

**Figura 3:** Puntal diagonal



**Fuente:** F. J. Crisafulli y A. J. Carr, Proposed Macro-Model for the analysis of infilled frame structures

[11]

### Ancho del puntal diagonal equivalente

Según el FEMA 356, en el capítulo 7, menciona que la rigidez elástica en el plano de la mampostería de relleno anterior a su rotura será representada por un puntal diagonal de compresión equivalente con un ancho “a” como se muestra en la Ecuación 1, además, recalca que dicho puntal, deberá poseer el mismo espesor y módulo de elasticidad que el de la pared a la que representa. En cuanto a la rigidez de rotura, se la determinará mediante un análisis no lineal. [12]

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad \text{Ec. 1}$$

En donde:

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 2}$$

$h_{col}$ , altura de la columna entre los ejes de las vigas en [in].

$h_{inf}$ , altura de la pared compuesta de mampostería de relleno en [in].

$E_{fe}$ , Modulo de elasticidad de las columnas en [ksi].

$E_{me}$ , Módulo de elasticidad de la mampostería en [ksi].

$I_{col}$ , Momento de Inercia de la Columna en [ $in^4$ ].

$L_{inf}$ , longitud de la pared compuesta de mampostería de relleno en [in].

$r_{inf}$ , longitud diagonal de la pared compuesta de mampostería de relleno en [in].

$t_{inf}$ , espesor de la pared compuesta de mampostería de relleno y del puntal equivalente en [in].

$\Theta$ , ángulo cuya tangente es la relación entre la altura y longitud de la pared en [rad].

$\lambda_1$ , coeficiente usado para determinar el ancho del puntal equivalente. [13]

### **Factores de reducción por aberturas y daños en los paneles de mampostería de relleno**

En caso de tener perforaciones o daños, como se muestra en las Figuras 4 y 5, respectivamente, el ancho del puntal deberá ser reducido usando la siguiente ecuación:

$$a_{red} = a(R1)_i(R2)_i \quad \text{Ec. 3}$$

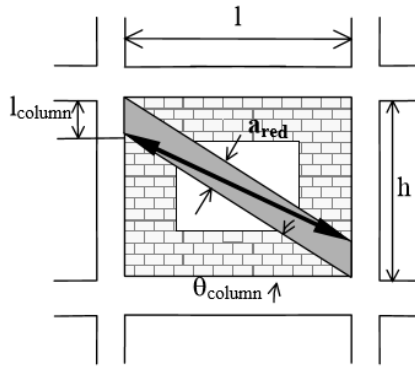
En donde,

$(R1)_i$ , es un factor de reducción por la presencia de secciones abiertas o perforaciones existentes en la pared (véase Figura 4). Dicho factor está definido de la siguiente manera:

$$(R1)_i = 0.6 \left( \frac{A_{abierta}^2}{A_{panel}} \right) - 1.6 \left( \frac{A_{abierta}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad \text{Ec. 4}$$



**Figura 4:** Panel Perforado



**Fuente:** G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures [14]

Donde,

$A_{panel}$ , es el área definida por la multiplicación de “h” y “l” [in<sup>2</sup>]

$A_{abierta}$ , es el área de la sección abierta [in<sup>2</sup>]

Nota: Al reducir el ancho del puntal por considerar las secciones abiertas no se representa la distribución del esfuerzo como debería ocurrir, ya que de esta forma se está simplificando para calcular la capacidad global de la estructura. Para considerar los efectos locales, se debe modelar el panel perforado utilizando puntales para representar con más precisión los posibles campos de tensión, así como se indica en la Figura 9.

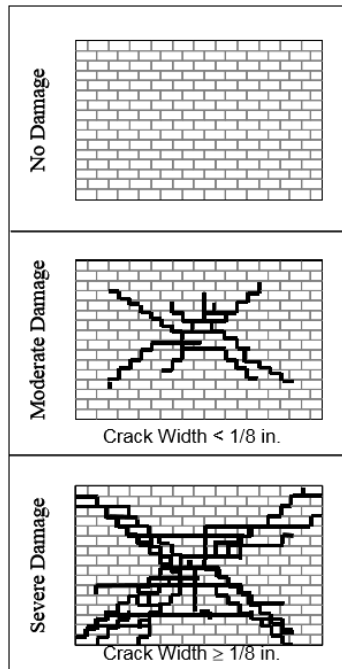
$(R_2)_i$ , es el factor de reducción para la presencia de daños de acuerdo con la Tabla 1 y la Figura 5.

**Tabla 1:** Factor de reducción por daño en el panel de mampostería

h/t	(R <sub>2</sub> ) <sub>i</sub> para el tipo de daño	
	Moderado	Severo
≤ 21	0.7	0.4
>21	<i>Requiere Reparación</i>	

**Fuente:** G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures [14]

**Figura 5:** Clasificación visual de daño en un panel de mampostería



**Fuente:** G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures [14]

Donde,

$h/t$ , representa a la esbeltez del panel de mampostería [in].

Nota: Si la relación de esbeltez es mayor a 21,  $(R_2)_i$  no estará definido y se requerirá una reparación. Para aquellos paneles de mampostería que no tengan daño, el factor adoptará un valor de 1.

### **Excentricidad del puntal diagonal equivalente**

Para tomar en cuenta la excentricidad del puntal diagonal equivalente, tal como se muestra a continuación en la Figura 6 se deberán utilizar las siguientes ecuaciones:

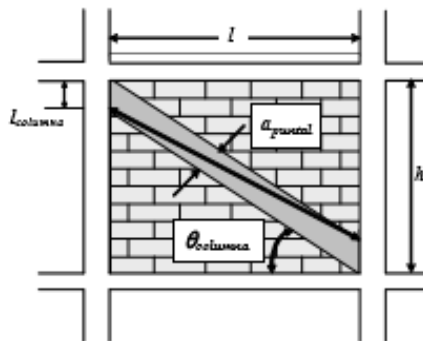
$$l_{columna} = \frac{a}{\cos \theta_{columna}} \quad \text{Ec. 5}$$

$$tg \theta_{columna} = \frac{h - \frac{a}{\cos \theta_{columna}}}{l} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde,

$\theta_{columna}$ , es el ángulo formado entre el borde del puntal y la viga, como se muestra en la Figura 6.

**Figura 6:** Posición del Puntal. Adaptada de Al-Chaar



**Fuente:** J. Carrillo y G. González, Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico del pórtico de concreto [1]

De esta manera, la fuerza ejercida por la mampostería, representada por medio del puntal diagonal, será transmitida directamente hacia las columnas.

### Resistencia del puntal diagonal equivalente

Para determinar la resistencia del puntal, se requiere saber la carga necesaria para alcanzar la resistencia a compresión, y estará definida como  $R_p$ , ésta gobernará la resistencia de la rótula plástica del elemento.

$$R_p = a t_{net} f'_m \quad \text{Ec. 7}$$

Donde,

$a$ , es el ancho del puntal (dependiendo del caso, se puede colocar el  $a_{red}$ ) [in]

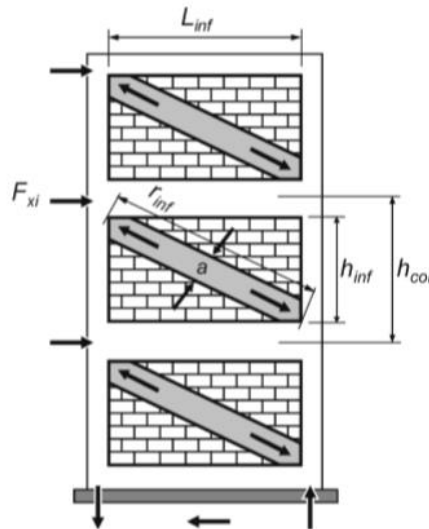
$t_{net}$ , es el espesor neto del panel de mampostería

$f'_m$ , es la resistencia a la compresión de la mampostería [Psi]

### Tipos de configuraciones del puntal diagonal equivalente

En la Figura 7 se muestra la representación del puntal diagonal equivalente con cada uno de sus componentes descritos anteriormente.

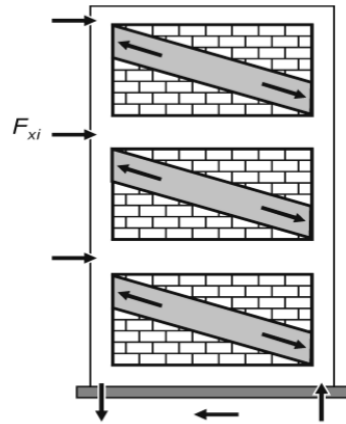
**Figura 7:** Puntal diagonal equivalente de compresión



**Fuente:** Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Cap.7, Pp. 7-26 [12]

En algunos casos, el puntal diagonal deberá ser representado excéntricamente para considerar ciertos efectos ocurridos durante la aplicación de fuerzas en las columnas y en vigas, como se muestra en la Figura 8. [12]

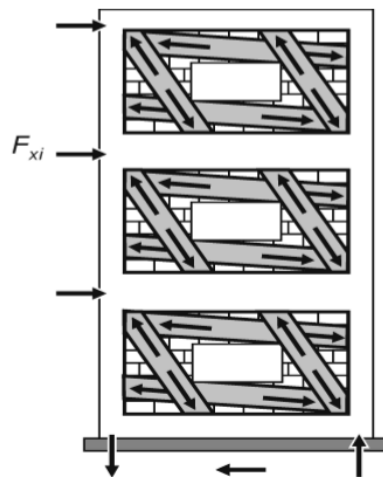
**Figura 8:** Puntal diagonal equivalente de compresión excéntrica



**Fuente:** Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Cap.7, Pp. 7-26 [12]

Finalmente, la representación de la mampostería en situaciones donde presenten espacios como, por ejemplo, ventanas o puertas, las cuales serán representados como muestra a continuación la Figura 9. [12]

**Figura 9:** Puntal diagonal equivalente de compresión para paredes perforadas



**Fuente:** Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Cap.7, Pp. 7-26 [12]

### Configuración de las rótulas plásticas

Para las rótulas plásticas de las columnas, se deberá utilizar la distancia de “ $l_{columna}$ ”, definida anteriormente en la Ecuación 5, y éstas serán rótulas de axial-momento y cortante. En cuanto a las rótulas plásticas de las vigas, las cuales serán rótulas de momento y cortante, deberán ubicarse según se define a continuación:

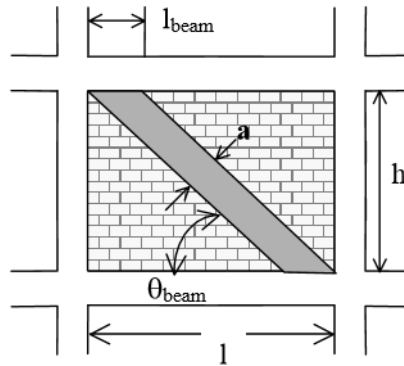
$$l_{viga} = \frac{a}{\sin \theta_{viga}} \quad \text{Ec. 8}$$

$$tg \theta_{viga} = \frac{h}{l - \frac{a}{\sin \theta_{viga}}} \quad \text{Ec. 9}$$

En donde,

$\theta_{viga}$ , es el ángulo entre el puntal y la viga como se muestra en la Figura 10

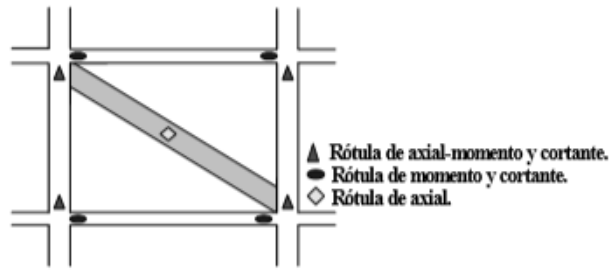
**Figura 10:** Distancia de la rótula de la viga



**Fuente:** G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures [14]

Finalmente, la rótula plástica del puntal diagonal deberá ser una rótula de axial, la cual estará localizada en la mitad del mismo. En la Figura 11, se muestra la cantidad mínima, la posición y el tipo de rótulas plásticas que se requiere para poder captar las acciones inelásticas que tendrá un pórtico con mampostería.

**Figura 11:** Posición y tipos de rótulas plásticas. Adaptada de Al-Chaar

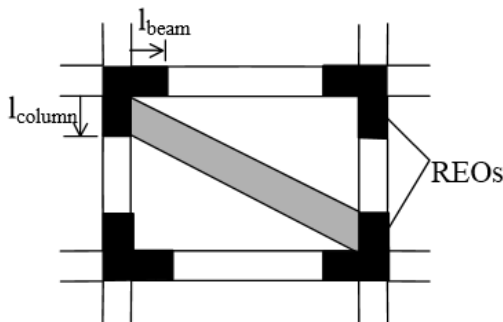


**Fuente:** J. Carrillo y G. González, Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico del pórtico de concreto [1]

### Configuración de las zonas rígidas en las uniones viga-columna

De acuerdo con Chaar, es necesario incorporar las zonas rígidas en las uniones viga-columna, ya que los elementos del pórtico (vigas y columnas) que rodea a la mampostería representada por el puntal diagonal en el modelo matemático, serán demasiado flexibles. Por tal motivo, las zonas rígidas estarán en la unión viga-columna a una distancia de “ $l_{\text{viga}}$ ” desde la cara de la columna, para las vigas; y para las columnas hasta una distancia “ $l_{\text{columna}}$ ” desde la cara de la viga. Dichas distancias son aquellas definidas anteriormente en las ecuaciones 8 y 5, respectivamente, y quedarán localizadas como se muestra en la Figura 12. [14]

**Figura 12:** Configuración de las zonas rígidas en la unión viga-columna



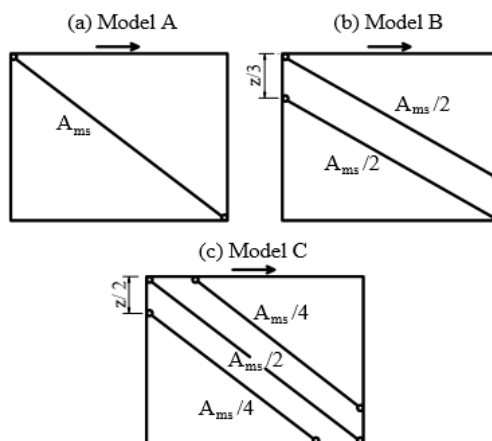
**Fuente:** G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures [14]

### 1.1.3.3.2 Modelo del Triple Puntal

De acuerdo con Crisafulli, el puntal simple representaría de forma general la influencia de la mampostería de relleno en un pórtico, sin embargo, no podría los efectos locales que resultan de la interacción pórtico – mampostería, por consecuencia los momentos de flexión y fuerzas cortantes de los elementos que conforman el pórtico en cuestión, no serían muy realistas y la ubicación de rótulas plásticas potenciales no podrían predecirse de forma adecuada. Bajo este concepto, dicho modelo ha sido modificado por distintos autores llegando a modelos que puedan cubrir las deficiencias que el puntal simple posee, como es el caso del triple puntal, a estos se los ha denominado como “Multi-strut models”. [10]

Crisafulli en, en un estudio preliminar, se focaliza en la rigidez de la estructura y las acciones inducidas en el pórtico que rodea a la mampostería, al utilizar un modelo multi-strut como se muestra en la Figura 13, la cual muestra tres modelos de puntales y se señala que el área total del puntal de mampostería  $A_{ms}$ , fue el mismo en todos los casos y que su separación entre puntales en los modelos B y C fueron adoptados como la fracción de la longitud de contacto  $z$ , definida por Stafford Smith en 1966. [11]

*Figura 13: Modelos de puntales considerados en el estudio preliminar*



Fuente: F. J. Crisafulli y A. J. Carr, Proposed Macro-Model for the analysis of infilled frame structures

[11]



El valor de  $A_{ms}$  representado en la Figura 13, corresponde al área total del puntal equivalente.

Para obtener el valor de la separación entre los puntales, se deberá usar la siguiente ecuación (Ec. 3) que describe a “z”, descrito anteriormente en la Figura 13

$$z = \frac{\pi}{2 \lambda_h} h \quad \text{Ec. 10}$$

en donde:

$$\lambda_h = h \left[ \frac{E_m t \sin \theta}{4 E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 11}$$

h, altura del piso

t, espesor de la mampostería,

$E_c$ , módulo elástico del concreto,

$I_c$ , momento de inercia de las columnas,

$h_m$ , altura de la pared compuesta por mampostería.

Crisafulli también menciona que los modelos presentados en la Figura 13 solamente servirán para cargas estáticas, ya que para considerar una carga cíclica se deberán hacer ciertas modificaciones y consideraciones en el modelo. [11]

Finalmente, el mismo autor, aclara que las propiedades requeridas para definir los puntales equivalentes, dependerá del tipo de análisis a realizarse, es decir, para un análisis lineal elástico, se necesitará conocer, el área, la longitud y el módulo de elasticidad; y para un análisis no lineal, se necesita como adicional, la relación fuerza axial – desplazamiento. [13]

### 1.1.3.4 Niveles de Desempeño

Los niveles de desempeño son aquellos que señalan un límite de daño, basado en posibles agravios en los elementos estructurales y no estructurales, amenaza que puede representar la seguridad de las personas habitantes de la estructura a consecuencia de dichos agravios, y el funcionamiento de la estructura luego de un evento sísmico. [15]

### Niveles de Desempeño para las estructuras

Según la propuesta del Comité VISIÓN 2000, se definen 4 niveles de desempeño los cuales brevemente se describen a continuación en la Tabla 2.

**Tabla 2:** Niveles de desempeño para estructuras

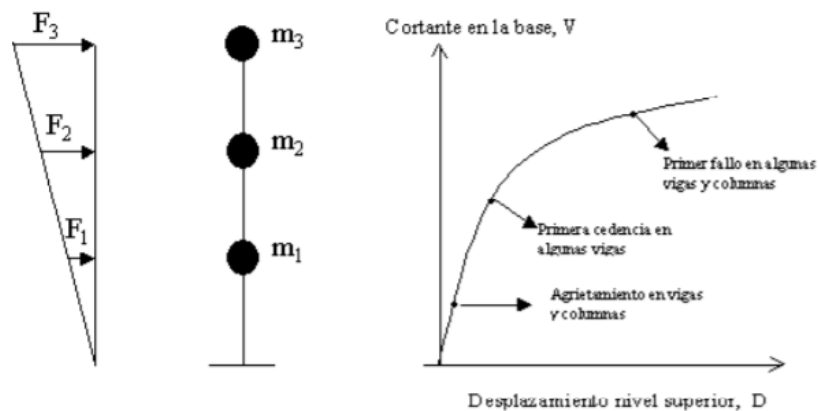
<b>Niveles de Desempeño</b>	<b>Descripción</b>
Totalmente Operacional	No ocurren daños.
	La Estructura permanece completamente segura.
	No se requieren reparaciones.
Operacional	Daños moderados en los elementos no estructurales.
	Daños leves en los elementos estructurales.
	No se compromete la seguridad de la estructura, la que puede ser ocupada inmediatamente después del sismo.
	Se requieren reparaciones menores.
Seguridad	Daño grave en elementos no estructurales.
	Daño moderado en elementos estructurales.
	La rigidez lateral de la estructura y resistencia se ven reducidos en gran porcentaje.
	Todavía se tiene un margen de seguridad al colapso que puede impedir la ocupación inmediata.
	Daños pueden ser o no reparables dependiendo la justificación económica.
Se garantiza la vida de los ocupantes.	
Próximo al Colapso	La estructura está muy cercana a colapsar.
	Daño extenso en elementos estructurales y no estructurales.
	Los servicios de evacuación se ven afectados por falla local.
	La estructura apenas soporta carga gravitacional.
La estructura puede no ser reparable según el punto de vista económico.	

**Fuente:** R. L. D. Bonnet, Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda [15]

### 1.1.3.5 Análisis Elástico No lineal (Pushover)

Es un método para estudiar y determinar la capacidad de una estructura, sometida a cargas distribuidas en toda la altura de la edificación. Dichas fuerzas se incrementarán de forma monotónica hasta que la estructura al fin llegue a su máxima capacidad, permitiendo observar paso a paso su modo de fallo de sus elementos conformantes (vigas, columnas, muros, etc.). En la Figura 14 se puede evidenciar un esquema sobre el Análisis Estático No lineal Pushover. [15]

**Figura 14:** Esquema del método para el Análisis Estático No lineal

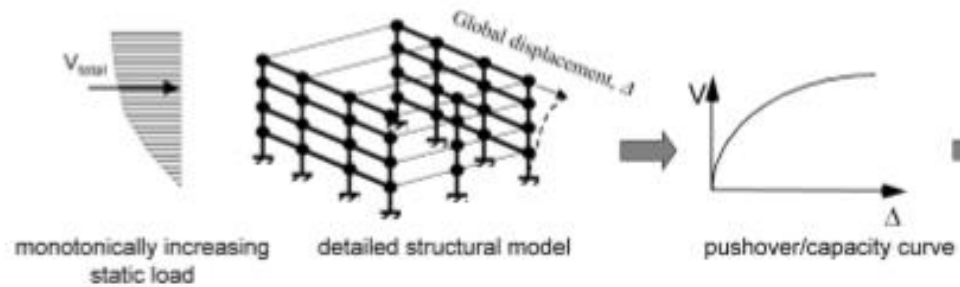


**Fuente:** R. L. D. Bonnet, Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda [15]

### Curva de Capacidad

Según el FEMA 440, el Pushover, o curvas de capacidad, son la base de los procedimientos no lineales estáticos, que básicamente muestran una relación inelástica no lineal fuerza – deformación para una estructura a nivel global, como se muestra en la Figura 15. [16]

**Figura 15:** Curva de Capacidad - Pushover



**Fuente:** Federal Emergency Management Agency, FEMA 440 [16]

#### 1.1.4 Hipótesis

La mampostería de relleno influencia en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica.

### 1.2 Objetivos

#### 1.2.1 Objetivo General

Estudiar de la influencia de la mampostería de relleno en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica.

#### 1.2.2 Objetivos Específicos

Estudiar el comportamiento y el mecanismo de daño que tiene un pórtico de hormigón armado parcial y completamente lleno con mampostería.

Realizar un análisis comparativo entre el modelo del puntal simple con el modelo del triple puntal, como modelos matemáticos de representación de la mampostería de relleno.

Determinar las patologías que pueden ocurrir en un pórtico de hormigón armado parcial y completamente lleno con mampostería.

## **CAPÍTULO II**

### **METODOLOGÍA**

#### **2.1 Materiales y Equipos**

- Computadora
- Software de elementos finitos (Etabs V 16.2.1)
- Papel
- Impresora
- Material bibliográfico

#### **2.2 Métodos**

##### **2.2.1 Nivel o tipo de investigación**

El presente trabajo experimental cuenta con los siguientes tipos de investigación: exploratorio, descriptivo y de campo.

- Exploratorio porque en la ciudad de Ambato no se han realizado estudios sobre la influencia de la mampostería de relleno en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica.
- Descriptiva, porque se describen los resultados obtenidos y se los compara con los diferentes modelos establecidos en el presente trabajo.

- De campo, porque se utiliza información de estudios realizados en diferentes partes del mundo sobre la influencia que tiene la mampostería sobre los pórticos de hormigón armado.

### **2.2.2 Selección de los modelos de Estudio**

- Descripción general de los pórticos: Pórticos en 2 dimensiones de 1 a 3 pisos, con 1 y 3 vanos y con configuraciones varias en el relleno de mampostería.
- Total de modelos a realizarse: Se realizará un total de 22 modelos, 4 modelos con una misma configuración de 3 niveles, 3 vanos, cada uno con 1 criterio distinto para representar a la mampostería, con elementos finitos (Elemento Shell), con el puntal simple, con el puntal triple y por último con la mampostería como sobrecarga. Asimismo, 4 modelos con la misma configuración explicada anteriormente, pero con todos sus pórticos parcialmente llenos con mampostería hasta las  $\frac{3}{4}$  partes de su altura. A dichos modelos se les analizará lineal y no linealmente, dando un subtotal de 16 modelos para la fase comparativa. Finalmente, 6 modelos con una configuración específica para generar la patología de piso blando y columna corta, con el método más representativo obtenido en este estudio.

### **2.2.3 Plan de procesamiento y análisis de información**

El siguiente proceso detallado a continuación, será el cual se utilizará en este estudio para dar cumplimiento a los objetivos propuestos en el presente trabajo:

- I. Determinar una configuración para realizar el análisis comparativo de los modelos descritos en este trabajo.

- II. Realizar un prediseño de los elementos estructurales que conforman el pórtico para el análisis comparativo.
- III. Modelar cada uno de los pórticos con elementos Frame-Shell (Modelo de referencia), Frame (puntal simple), Frame (puntal triple) y Frame (Sobrecarga)
- IV. Realizar un análisis estático lineal para cada uno de los modelos.
- V. Realizar un análisis estático no lineal para cada uno de los modelos.
- VI. Comparar los resultados de resistencia, rigidez y ductilidad de los modelos de Frame-Shell (modelo de referencia), puntal simple, puntal triple o Multi-strut y sobrecarga, determinando la carga de rotura, desplazamientos y mecanismo de daño de cada uno de los modelos planteados con el fin de determinar el modelo de puntal más representativo.
- VII. Determinar la configuración de cada uno de los pórticos en 2 dimensiones, utilizando configuraciones arquitectónicas típicas del medio ecuatoriano en la mampostería, que produzca patologías como piso blando y columna corta.
- VIII. Realizar un análisis del comportamiento, mecanismo de daño y patologías de los pórticos de hormigón parcial y completamente llenos con mampostería con el uso del puntal más representativo.
- IX. Analizar los resultados y concluir.

A continuación, se presentará el desarrollo de todos los puntos detallados anteriormente en el numeral 2.2.3, así como los datos y cálculos típicos necesarios para la obtención de los distintos elementos conformantes de los modelos.



## 2.2.4 Propiedades de los Materiales del modelo

### Resistencia de la mampostería $f'_m$

Para obtener la resistencia de la mampostería, se tomarán los datos del estudio realizado por Castro [17] ya que fue realizado con materiales y métodos utilizados en nuestro medio (Ecuador, Ambato). Por lo tanto, se ha adoptado:

$$f'_m = 3.7 \text{ [MPa]}$$

$$f'_m = 3.7 * 10.197 = 37.73 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

### Módulo de elasticidad de la mampostería

En cuanto al módulo de elasticidad de la mampostería se lo calculará según indica la NEC-SE-MP [18]

$$E_m = 750 * f'_m$$

$$E_m = 750 * 3.7 \text{ [MPa]}$$

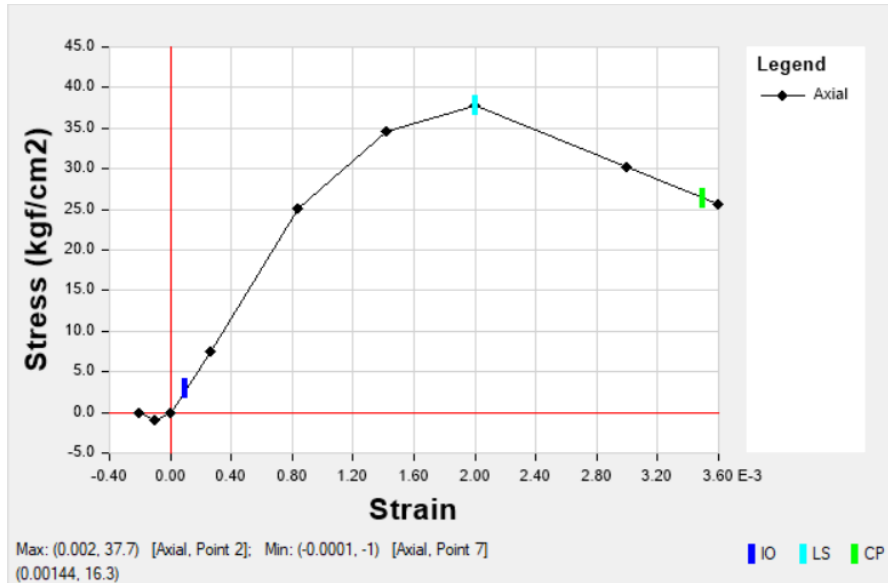
$$E_m = 2775 \text{ [MPa]}$$

$$E_m = 2775 * 10.197 = 28296.675 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

### Curva Esfuerzo vs Deformación de la mampostería

Adoptando los datos que se encuentran en el FEMA 356 en su capítulo 7 (Masonry), se pudo construir la curva de esfuerzo vs deformación que representa a la mampostería que se puede observar en la Figura 15, con un esfuerzo máximo de 37.7 [kg/cm<sup>2</sup>] a una deformación de 0.003 [m/m] y una deformación última de 0.0036 [m/m].

**Figura 16:** Curva Esfuerzo vs. Deformación de la mampostería



**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### Resistencia del concreto $f'_c$

Para obtener resultados de acuerdo con la realidad de nuestro país, se utilizará la resistencia mínima del hormigón dotado por la NEC – SE – HM para elementos estructurales.

$$f'_c = 21 \text{ [MPa]}$$

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

### Módulo elástico del concreto

Para el módulo de elasticidad del concreto, se lo obtendrá como muestra la NEC – SE – HM, basado en la NEC – SE – DS:

$$E_c = 4.7 * f'_c^{1/2} \text{ [GPa], en donde } f'_c, \text{ está expresado en [MPa]}$$

$$E_c = 4.7 * 21^{1/2}$$

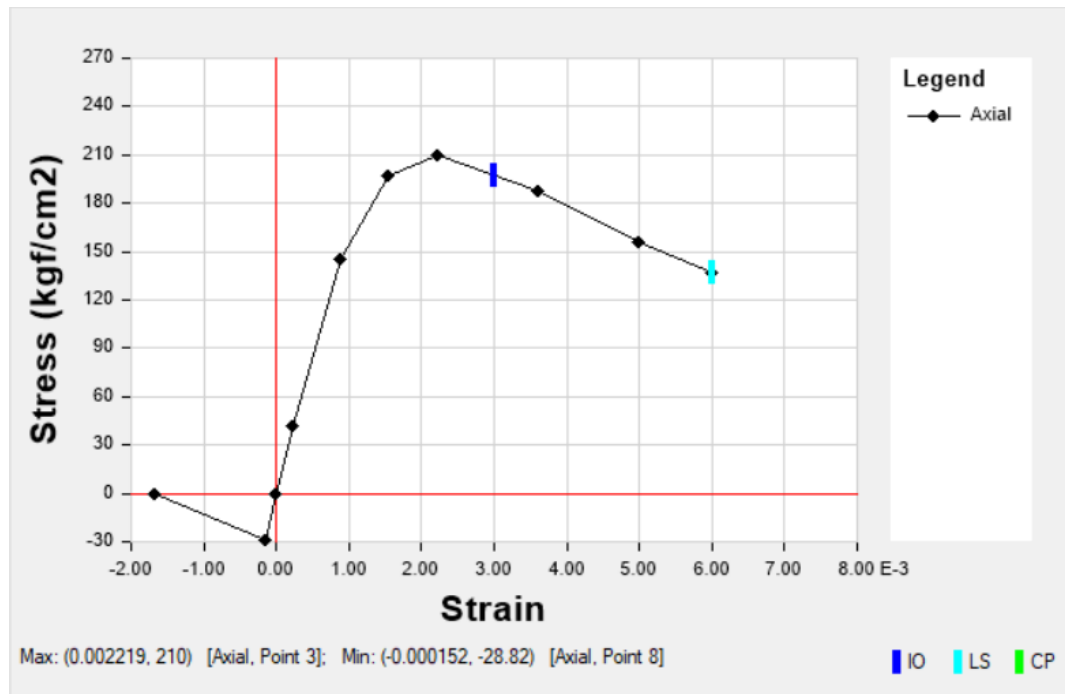
$$E_c = 21.53 \text{ [GPa]}$$

$$E_c=219544.9 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

### Curva Esfuerzo vs. Deformación del concreto

La curva de Esfuerzo vs. Deformación ha sido tomada directamente del programa Etabs V16.2.1, como se muestra en la Figura 16, que indica un esfuerzo máximo de 210 [kg/cm<sup>2</sup>] a una deformación de 0.0022 [m/m] y una deformación última de 0.006 [m/m].

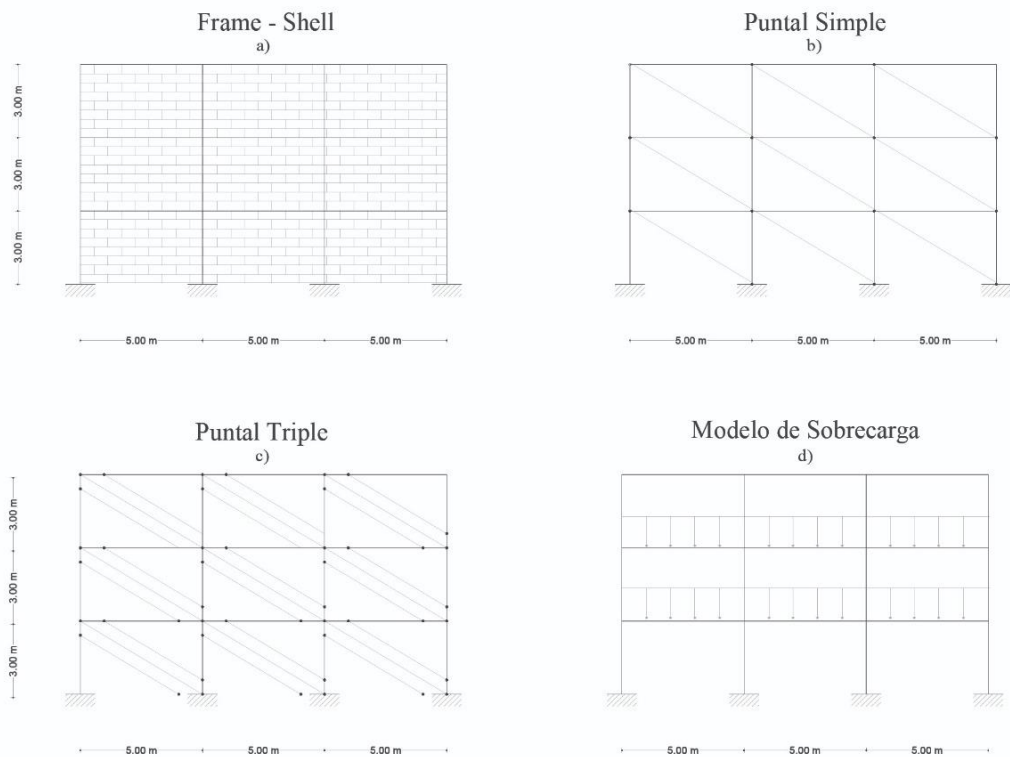
**Figura 17:** Curva Esfuerzo vs. Deformación del concreto



**Fuente:** Etabs V 16.2.1

## 2.2.5 Configuración de pórtico para análisis comparativo de los modelos con elementos Frame-Shell, Frame (Puntal Simple), Frame (Puntal Triple) y Modelo de Sobrecarga

**Figura 18:** Configuración de pórticos para análisis comparativo



**Fuente:** Autor

Se ha escogido un pórtico compuesto por 3 niveles, con entrepisos de 3 metros de altura y 3 vanos con una luz de 5 metros, tomando en cuenta el sistema estructural aperticado. Estos pórticos serán destinados para la primera parte del estudio, que tiene como fin escoger el puntal más representativo, por medio de una comparación de los resultados arrojados por los modelos con muros total y parcialmente llenos de mampostería (en total

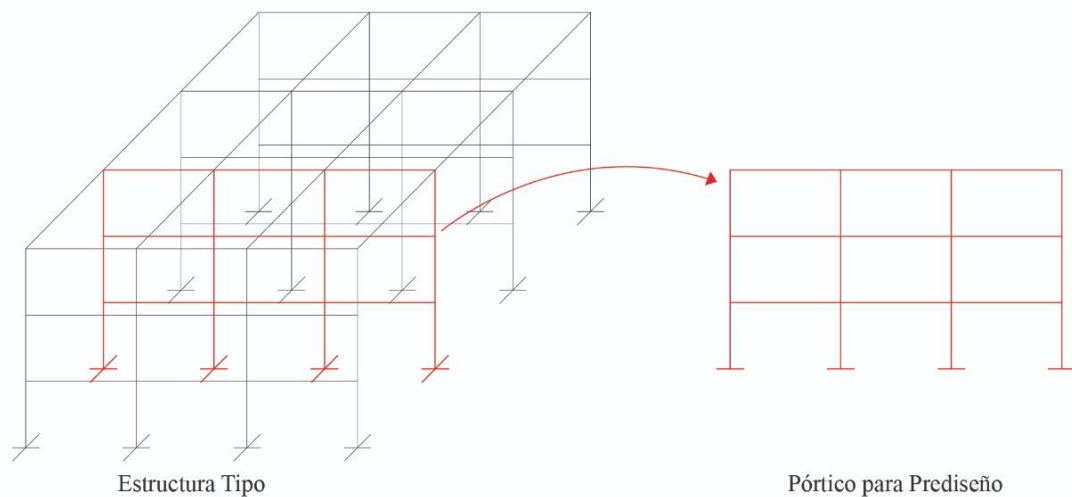
8 modelos), siendo el modelo Frame Shell el modelo de referencia. En la siguiente parte de este estudio se procederá a estudiar el resto de los modelos con configuraciones arquitectónicas que generen posibles patologías, como piso blando y columna corta.

### 2.2.6 Prediseño de los elementos estructurales del pórtico A

Para el prediseño de los diferentes elementos, se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

- I. Para efectos prácticos, el prediseño se realizará como un pórtico que forma parte de una estructura regular, es decir, con 4 ejes en sentido X, 4 ejes en sentido Y, con luces de 5 metros, y 3 niveles, con alturas de 3 metros, como se muestra en la Figura 19.

**Figura 19:** Estructura tipo de donde forma parte el pórtico para prediseño



**Fuente:** Autor

II. Carga viva

- a. Se ha tomado una carga de 200 kg/m<sup>2</sup>, de acuerdo con la NEC-SE-CG (cargas no sísmicas), Sobrecargas mínimas, para una ocupación de Residencias: Hoteles y residencias multifamiliares y unidades educativas, dado que son estructuras que se ajustan a las necesidades de este estudio.
- b. Se ha considerado una carga de 70 kg/m<sup>2</sup>, de acuerdo con NEC-SE-CG (cargas no sísmicas), para una ocupación de Cubierta plana.

III. Carga muerta

- a. La carga muerta de la losa se determinará como se muestra a continuación:

Para estimar la carga muerta ejercida por la losa, se requieren estimar su altura, como se muestra en la Tabla 3.

**Tabla 3:** Estimación de altura de losa

$hmín = \frac{ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9\beta}$		$hmín = \frac{500cm(0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 9\frac{500cm}{500cm}}$	
<i>ln</i>	500		[cm]
<i>lm</i>	500		[cm]
$\beta = ln/lm$	1.00		$\frac{cm}{cm}$
<i>hmín</i>	12.22		[cm]
<i>hasumida</i>	<b>20</b>		[cm]
<i>NOTA: h no debe ser menor que 9 cm</i>			

**Fuente:** Autor

Según los cálculos realizados se obtuvo que la losa debería tener una altura mínima de 12.22 cm, por lo tanto, y dadas las dimensiones del tablero, en este estudio se trabajará con una altura de 20 cm.

El peso de la losa se estima con los datos mostrados en Tabla 4 y se calcula como se detalla a continuación:

**Tabla 4:** Datos para determinar la carga muerta ejercida por la losa

<i>Elemento</i>	<i>Unidad</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso Específico kg/m<sup>3</sup></i>
<i>P. propio Loseta</i>		1	0.05	1	2400
<i>P. propio Nervios</i>		0.1	0.15	3.6	2400
<i>P. propio Bloques (alivianado)</i>	8				8
<i>P. propio Alisado Superior</i>		1	0.015	1	1900
<i>P. propio Alisado Inferior</i>		1	0.015	1	1900
<i>P. propio acabados</i>		1	0.015	1	1600

**Fuente:** Autor

$$P/m^2 = \text{Espesor}_{\text{elemento}}[m] * h_{\text{elemento}}[m] * \text{Longitud}_{\text{elemento}}[m] * \text{Peso Esp}_{\text{elemento}}[\text{kg}/\text{m}^3]$$

$$P \text{ loseta}/m^2 = 1[m] * 0.05[m] * 1[m] * 2400[\text{kg}/\text{m}^3]$$

$$P \text{ loseta}/m^2 = 120[\text{kg por cada m}^2]$$

Siguiendo el mismo procedimiento para los demás elementos, se obtiene los valores que se muestran en la Tabla 5.

**Tabla 5:** Carga muerta de la losa

<i>Elemento</i>	<i>Unidad</i>	<i>Espesor (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso Específico kg/m<sup>3</sup></i>	<i>Peso/m<sup>2</sup></i>
<i>P. propio Loseta</i>		1	0.05	1	2400	120
<i>P. propio Nervios</i>		0.1	0.15	3.6	2400	129.6
<i>P. propio Bloques (alivianado)</i>	8				8	64
<i>P. propio Alisado Superior</i>		1	0.015	1	1900	28.5
<i>P. propio Alisado Inferior</i>		1	0.015	1	1900	28.5
<i>P. propio acabados</i>		1	0.015	1	1600	24
					<b>CM</b>	<b>394.6 kg/m<sup>2</sup></b>

**Fuente:** Autor

La carga muerta producida por la losa es de 394.6 kg por cada m<sup>2</sup>.

- b. La carga por las paredes se determina como se muestra a continuación, según los datos que se muestran en la Tabla 6:

**Tabla 6:** Datos para estimar la carga ejercida por la pared Tipo 1 (completa)

Tipo	Ancho [m]	Altura [m]	Espesor [m]	Peso Espec. [kg/m <sup>3</sup> ]
I	1.00	3.00	0.15	1200.00

Fuente: Autor

Nota: El peso específico de la mampostería, se tomará de la NEC – SE – CG (cargas no sísmicas), y será considerada como bloque hueco de hormigón con un valor de 12 kN/m<sup>3</sup>.

$$P_{pared} = Longitud_p [m] * Altura_p [m] * Espesor_p [m] * Peso Específico [kg/m^3]$$

$$P_{pared} = 1[m] * 3[m] * 0.15 [m] * 1200 [kg/m^3]$$

$$P_{pared} = 540.00 [kg/m]$$

### 2.2.6.1 Prediseño de viga

**Tabla 7:** Datos para estimar la carga ejercida por la pared Tipo I (completa)

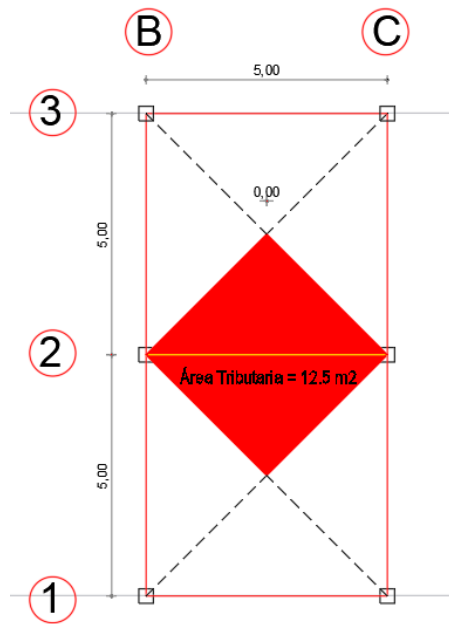
Parámetros para Prediseño de Viga		
Variable	Dato	Unidad
Carga Viva (CV)	200	kg/m
Carga Muerta losa (CMlosa)	394.6	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Pared (CMpared)	540	kg/m
Área Tributaria	12.5	m <sup>2</sup>
LUZ	5	m
# pisos sobre viga	2	u
f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
γ hormigón	2400	kg/m <sup>3</sup>

Fuente: Autor



Para determinar el área tributaria, se utilizará un mosaico de cargas, tal como se muestra en la Figura 20.

**Figura 20:** Mosaico de cargas para determinar el Área tributaria de la viga



**Fuente:** Autor

### Carga última

$$U = 1.2(CM_{losa} + CM_{pared}) + 1.6CV = \left[ \frac{kg}{m^2} \right]$$

$$U = 1.2(394.6 + 540) + 1.6(200) = \left[ \frac{kg}{m^2} \right]$$

$$U = 968 \left[ \frac{kg}{m^2} \right]$$

$$qu = \frac{U * \text{Área Trib}}{Luz} = \left[ \frac{kg}{m} \right]$$

$$qu = \frac{968 * 12.5}{5} = \left[ \frac{kg}{m} \right]$$

$$qu = 2420.00 \left[ \frac{kg}{m} \right]$$

### **Momento de carga gravitacional**

$$M_{CG} = \frac{qu * L^2}{10} = [T * m]$$

$$M_{CG} = \frac{2420 * 5^2}{10} = [T * m]$$

$$M_{CG} = 6050.00 [kg * m] = 6.05 [T * m]$$

### **Momento por sismo**

$$M_{Sismo} = 0.3 * M_{CG} = [T * m]$$

$$M_{Sismo} = 0.3 * 6.05 [T * m]$$

$$M_{Sismo} = 1.815 [T * m]$$

### Momento Último

$$M_U = M_{CG} + M_{Sismo} = [T * m]$$

$$M_U = 6.05 + 1.82 = [T * m]$$

$$M_U = 7.87 [T * m]$$

### Base de la viga

$$b = \frac{L}{18.5} [cm]$$

$$b = \frac{500}{18.5} [cm]$$

$$b = 27.03 [cm]$$

$$b \approx 30.00 [cm]$$

### Peralte de la viga

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * f'c * w * (1 - 0.59w)}} [cm]$$

$$d = \sqrt{\frac{787000}{0.9 * 30 * 210 * 0.2 * (1 - 0.59 * 0.2)}} [cm]$$

$$d = 28.04 [cm]$$

### Altura de la viga

$$H = d + r' + r [cm]$$

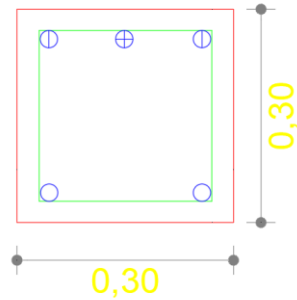
$$H = 28.04 + 1.5 + 1.5 [cm]$$

$$H = 31.04 [cm]$$

$$H \approx 30 [cm]$$

Por lo tanto, las dimensiones de la viga serán de 30 cm en su base por 30 cm de altura, como se muestra en la Figura 21.

**Figura 21:** Prediseño de viga (Dimensiones en metros)



**Fuente:** Autor

Nota: El armado observado en la Figura 21, es solamente representativo.

### 2.2.6.2 Prediseño de columna

Para elaborar el prediseño de las columnas, se tienen los siguientes datos mostrados en la Tabla 8.

**Tabla 8:** Datos para prediseño de columna

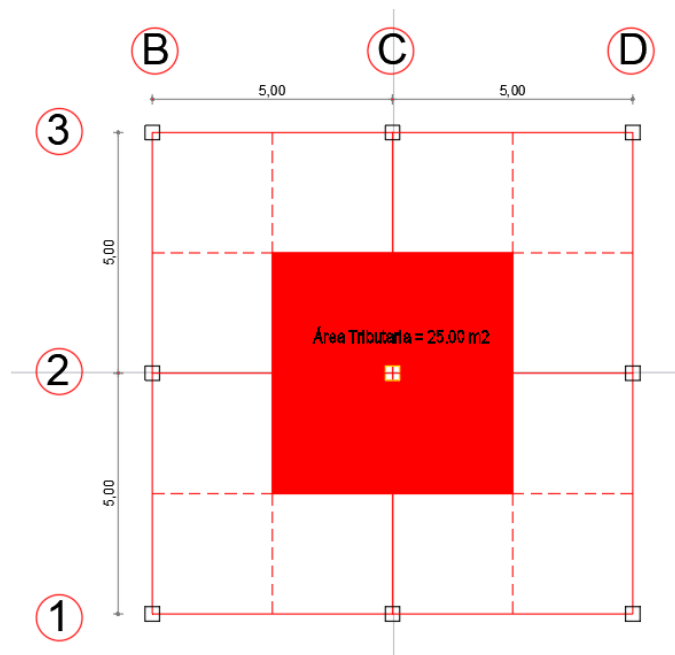
<b>Parámetros para Prediseño de Columna</b>		
<b>Variable</b>	<b>Dato</b>	<b>Unidad</b>
$f'c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$Fy=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$U$	968	kg/m <sup>2</sup>
$Atrib$	25	m <sup>2</sup>
$\#Pisos$	3	u
$\rho$	0.01	
$\emptyset$	0.7	

**Fuente:** Autor

Nota: El dato denominado como U es el mismo dato calculado en el prediseño de vigas.

Para determinar el área tributaria de la columna, se utiliza el siguiente criterio, reflejado en la Figura 22, en donde se muestra un diagrama de la distribución de áreas.

**Figura 22:** Área tributaria de columna



**Fuente:** Autor

### Carga última

$$Pu = U * A_{Trib} * \#Pisos = [kg]$$

$$Pu = 968 * 25 * 3 = [kg]$$

$$Pu = 72600 [kg]$$

### Área gruesa

$$Ag = \frac{Pu}{0,85 * \emptyset * [0,85 * f'c * (1 - \rho) + \rho * Fy]} = [cm^2]$$

$$Ag = \frac{72600}{0,85 * 0,7 * [0,85 * 210 * (1 - 0,01) + 0,01 * 4200]} = [cm^2]$$

$$Ag = 557,88 [cm^2]$$

Nota: La norma establece que no debería haber secciones menores de 30x30 centímetros para columnas (equivalente a un área de 900 cm<sup>2</sup>)

$$\therefore Ag = 900 [cm^2]$$

### Dimensiones de columna

$$b = h = \sqrt{Ag} = [cm]$$

$$b = h = \sqrt{900} = [cm]$$

$$b = h = 30 [cm]$$

## 2.2.7 Modelación del pórtico con los diferentes elementos, Frame-Shell, Frame (Puntal Simple) y Frame (Puntal Triple)

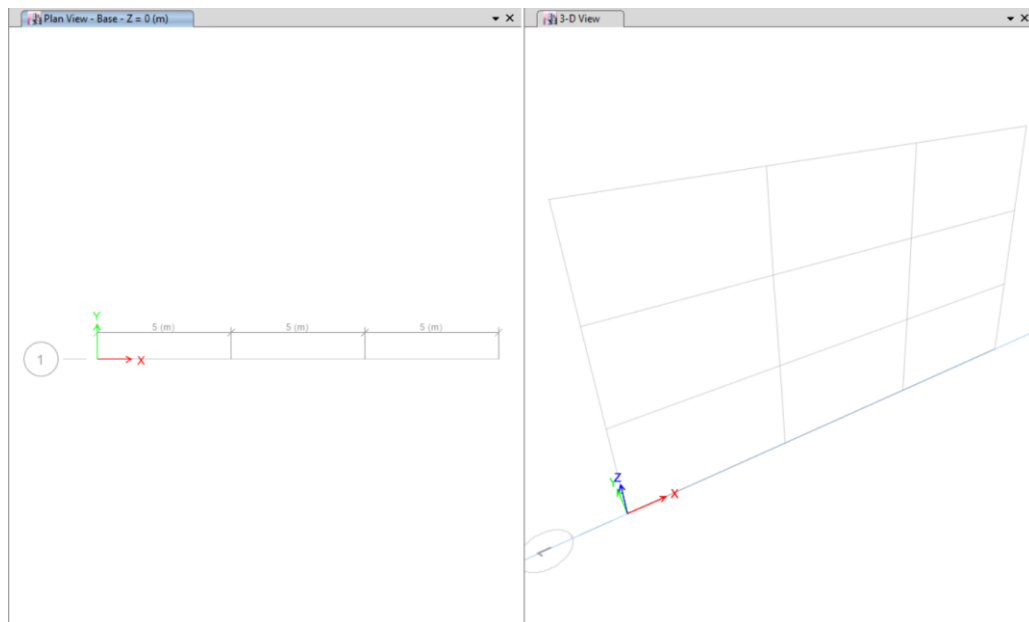
Todos los pórticos del presente trabajo se modelarán en el Software Etabs V 16.2.1, para lo cual, en este numeral se detallará el procedimiento de definición de los tres tipos de modelos de representación de la mampostería, más el modelo tradicional que considera a la mampostería como sobrecarga.

### 2.2.7.1 Configuración del archivo de Etabs para modelación

#### Configuración de ejes

Dado a que se trata de un pórtico de dos dimensiones, con 4 ejes en X (A, B, C y D) y 1 en Y (1), la malla queda como se muestra en la Figura 23.

**Figura 23:** Configuración de ejes



**Fuente:** Autor



## Definición de materiales

- Concreto: Como se había mencionado, para este trabajo, se utilizará un concreto con una resistencia  $F'c = 210$  [kg/cm<sup>2</sup>], por lo cual a continuación, en la Figura 24 se muestra los datos usados para la definición del mencionado material, en el software.

**Figura 24:** Propiedades del Concreto definidos en Etabs

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in Etabs software. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:**
  - Material Name:
  - Material Type:
  - Directional Symmetry Type:
  - Material Display Color:
  - Material Notes:
- Material Weight and Mass:**
  - Specify Weight Density  Specify Mass Density
  - Weight per Unit Volume:  kgf/cm<sup>3</sup>
  - Mass per Unit Volume:  kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E:  kgf/cm<sup>2</sup>
  - Poisson's Ratio, U:
  - Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C
  - Shear Modulus, G:  kgf/cm<sup>2</sup>
- Design Property Data:**
  -
- Advanced Material Property Data:**
  - 
  - 
  -

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

**Fuente:** Autor

- Acero: Con el propósito de realizar el apropiado diseño de los elementos estructurales, se deberá definir un acero, el cual será uno con una resistencia  $F_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ , el cual se define en la Figura 25.

**Figura 25:** Propiedades del acero definidos en Etabs

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  kgf/cm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E:  kgf/cm<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

**Fuente:** Autor

- Mampostería: Este material, se lo definirá como Concreto, con el fin de que el software Etabs, permita la creación de rótulas plásticas, y se pueda realizar el

análisis no lineal. Asimismo, se colocarán las propiedades correspondientes a un bloque como mampuesto, con una resistencia  $F'm = 37.7$  [kg/cm<sup>2</sup>], como se observa en la Figura 26.

**Figura 26:** Propiedades de la mampostería definidos en Etabs

Material Property Data

**General Data**

Material Name: fm 37.7 kg/cm<sup>2</sup>

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0012 kgf/cm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.000001 kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 28296.68 kgf/cm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 11790.28 kgf/cm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

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

OK Cancel

**Fuente:** Autor

- Definición de la mampostería para el análisis no lineal: En cuanto a la no linealidad del material, se ha tomado los datos de la tabla 7-9 del FEMA 356 en

su capítulo 7 (Masonry), con la cual podríamos definir la curva esfuerzo – deformación de no linealidad del material, como se muestran en las Figuras 16 y 27.

**Figura 27:** Propiedades no lineales de la mampostería definidos en Etabs

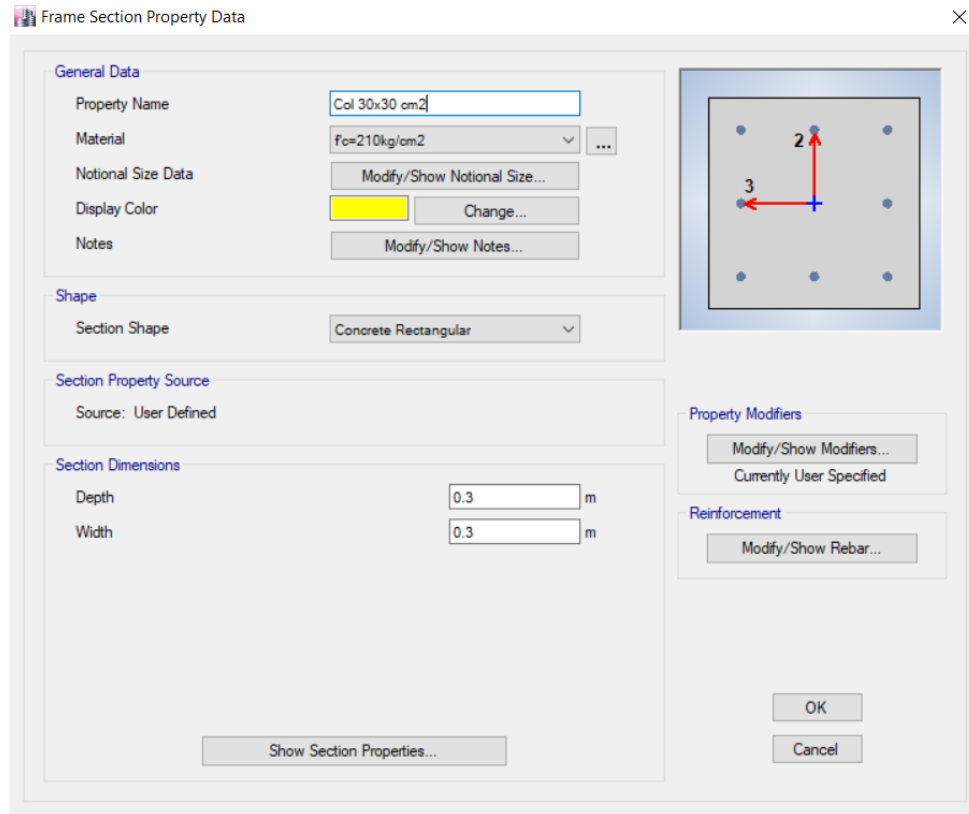
	Tension	Compression	
IO	0.01	0.001	m/m
LS	0.02	0.002	m/m
CP	0.05	0.003	m/m

**Fuente:** Autor

## Definición de secciones

- Columnas: Para las columnas, se la definirá con una sección de 30x30 [cm] de acuerdo con el prediseño realizado anteriormente. A continuación, en la Figura 28 se muestra como se ha definido dicho elemento.

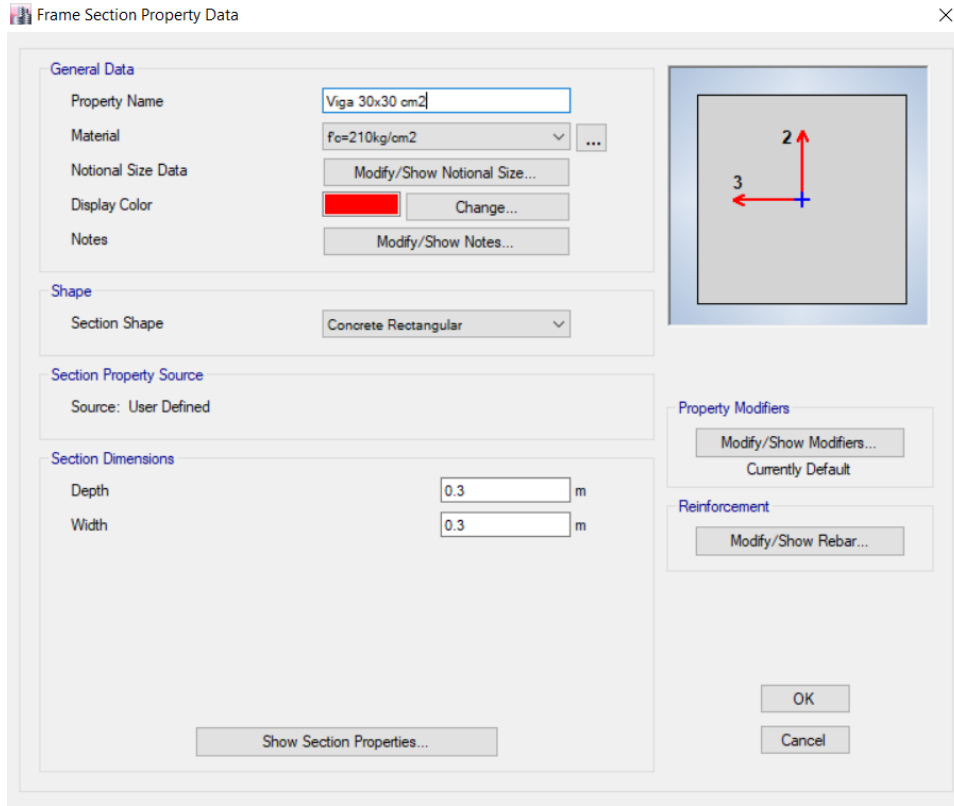
**Figura 28:** Sección de columnas definidos en Etabs



**Fuente:** Autor

- Vigas: Con base en el prediseño realizado anteriormente, se han definido vigas de 30x30 [cm] como se muestra en la Figura 29.

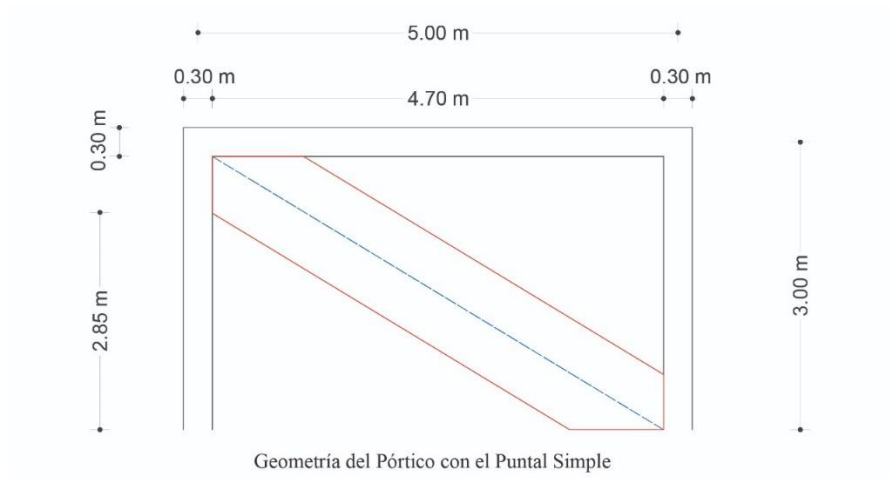
**Figura 29:** Sección de vigas definidos en Etabs



**Fuente:** Autor

- Puntal Simple: Para definir este elemento, se deberá calcular el ancho del puntal, utilizando las ecuaciones 2 y 1, sabiendo que el espesor de la mampostería es de 15 [cm], y que el pórtico tiene una geometría como se muestra en la Figura 30.

**Figura 30:** Geometría del pórtico con el Puntal Simple



**Fuente:** Autor

$$\theta = \text{arc tg} \left( \frac{2.85}{4.7} \right)$$

$$\theta = 0.545 \text{ [rad]}$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 2}$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{402.48 \text{ [ksi]} * 5.91 \text{ [in]} * \sin (2 * 0.545 \text{ [rad]})}{4 * 3093.49 \text{ [ksi]} * 1621.69 \text{ [in}^4\text{]} * 112.20 \text{ [in]}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\lambda_1 = 0.0119 \text{ [in}^{-1}\text{]}$$

$$a = 0.175 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad \text{Ec. 1}$$

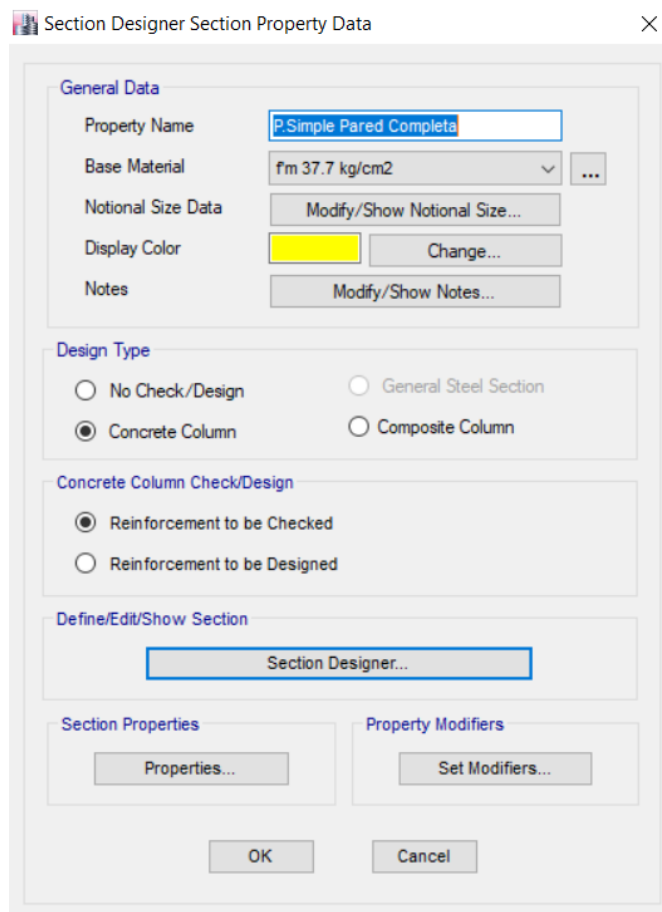
$$a = 0.175 * (0.0119 \text{ [in}^{-1}\text{]} * 118.11 \text{ [in]})^{-0.4} * 216.40 \text{ [in]}$$

$$a = 33.04 [in] = 83.93 [cm]$$

$$a = 0.839 [m]$$

Por lo tanto, la sección del puntal simple se puede definir como muestra la Figura 31 y 32.

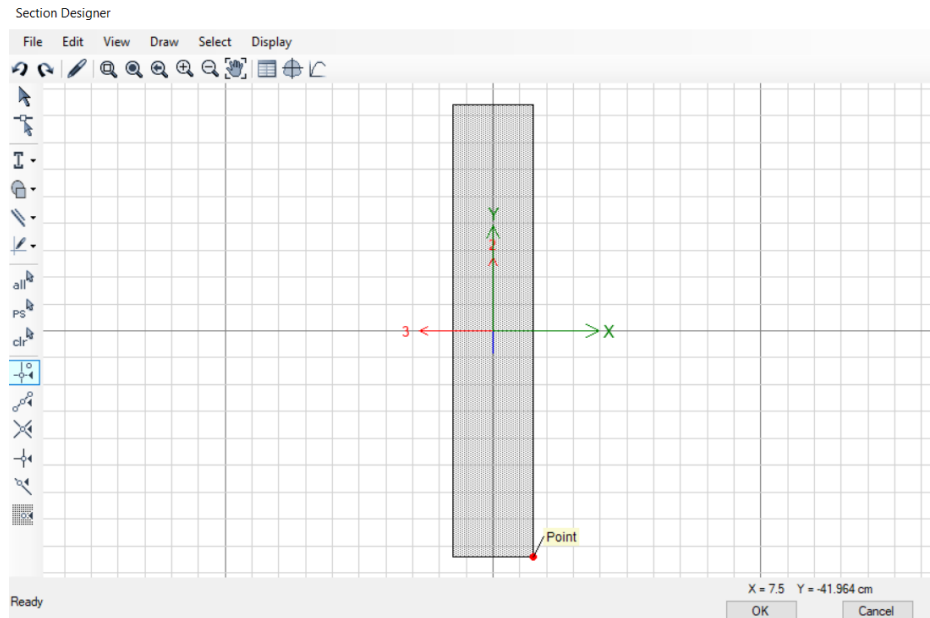
**Figura 31:** Sección del Puntal Simple definido en Etabs



**Fuente:** Autor



**Figura 32:** Sección del Puntal Simple definido en Etabs (Section Designer)



**Fuente:** Autor

- Triple Puntal: Para definir su sección, se deberá utilizar el área del puntal simple, y con ello se podrá obtener las secciones para el Puntal Central y los puntales laterales que conforman el Triple puntal, de acuerdo con la Figura 18 (c). Además, se deberán utilizar las fórmulas 11 y 10 para determinar la distancia existente entre los puntales.

Área del Puntal Simple:

$$A_{ms} = a * r_{inf}$$

$$A_{ms} = 0.839 [m] * 5.497 [m]$$

$$A_{ms} = 4.613 [m^2]$$

Área del Puntal Central:

$$\frac{A_{ms}}{2} = \frac{4.613}{2}$$

$$\frac{A_{ms}}{2} = 2.307 [m^2]$$

Área de los Puntales Laterales:

$$\frac{A_{ms}}{4} = \frac{4.613}{4}$$

$$\frac{A_{ms}}{4} = 1.153 [m^2]$$

Distancia entre puntales:

$$\lambda_h = h \left[ \frac{E_m t \sin \theta}{4 E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 11}$$

$$\lambda_h = 118.11 [in] \left[ \frac{402.48 [ksi] * 5.91 [in] * \sin (0.545 [rad])}{4 * 3093.49 [ksi] * 1621.69 [in^4] * 112.20 [in]} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\lambda_h = 3.213 (\text{adimensional})$$

$$z = \frac{\pi}{2 \lambda_h} h \quad \text{Ec. 10}$$

$$z = \frac{\pi}{2 * 3.213} 118.11 [in]$$

$$z = 57.741[in]$$

$$\frac{z}{2} = \frac{57.741}{2} [in]$$

$$\frac{z}{2} = 28.870 [in]$$

$$\frac{z}{2} = 0.73 [m]$$

Ancho del Puntal Central:

$$a_{pc} = \frac{A_{ms}/2}{r_{inf}}$$

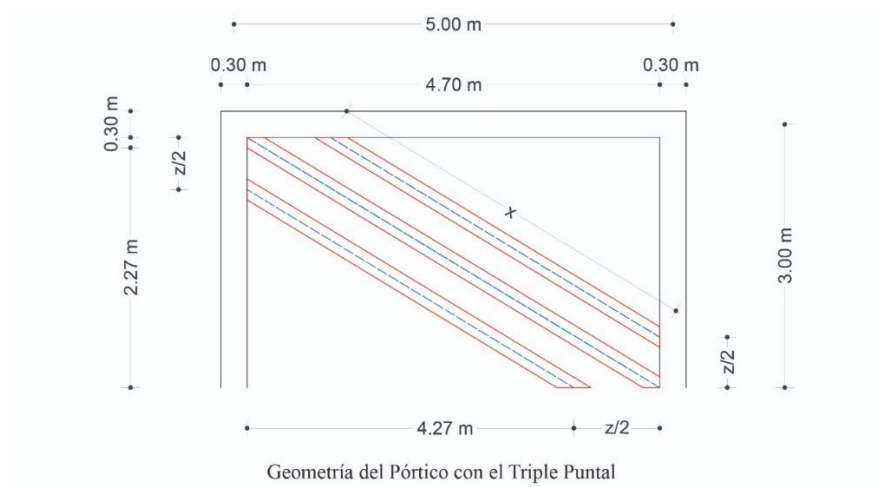
$$a_{pc} = \frac{2.31 [m^2]}{5.497 [m]}$$

$$a_{pc} = 0.419 [m]$$

Ancho de los Puntales Laterales: Para determinar el ancho de dichos puntales, se requiere calcular la longitud de los mismos, con base en la distancia  $z/2$  obtenida

anteriormente y como se muestra en la Figura 33, la cual muestra la Geometría del pórtico con el Triple Puntal.

**Figura 33:** Geometría del pórtico con el Triple Puntal



**Fuente:** Autor

Longitud de los Puntales Laterales:

$$X = \sqrt{(2.2667 [m])^2 + (4.2667 [m])^2}$$

$$X = 4.831 [m]$$

Por lo tanto, el ancho de los Puntales Laterales se define como:

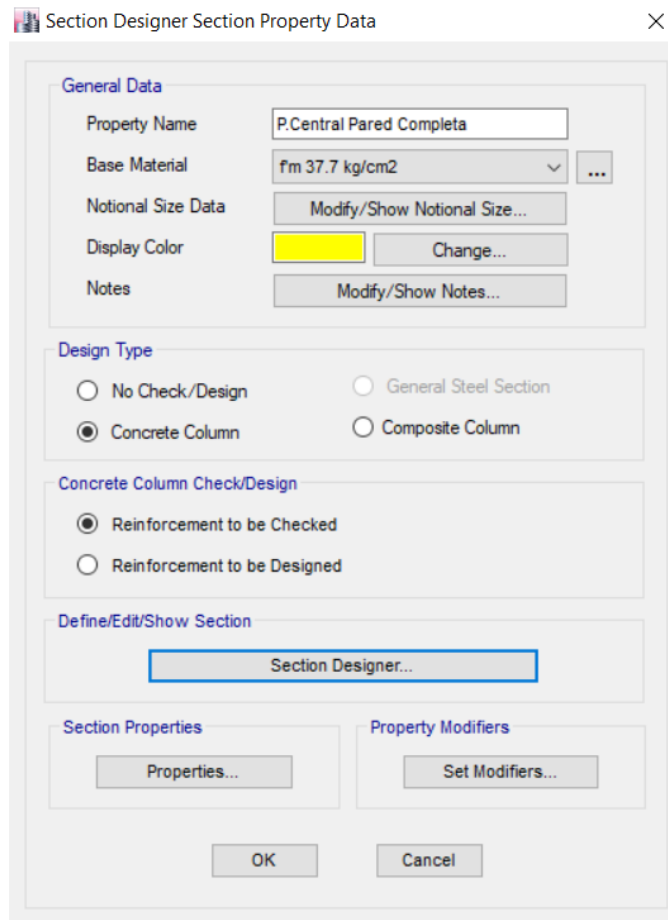
$$a_{pl} = \frac{A_{ms}/4}{X}$$

$$a_{pc} = \frac{1.15 [m^2]}{4.831 [m]}$$

$$a_{pc} = 0.239 [m]$$

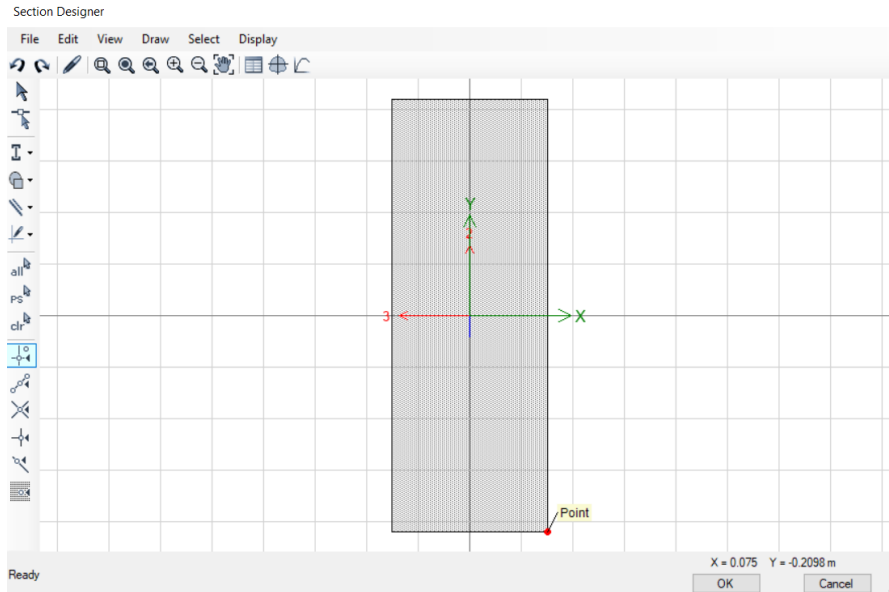
Finalmente, las secciones de los elementos que conforman el triple puntal son definidos en el Software como se muestra en la Figura 34 y 35 para el Puntal Central; y 36 y 37 para los Puntales Laterales.

**Figura 34:** Sección del Puntal Central definido en Etabs



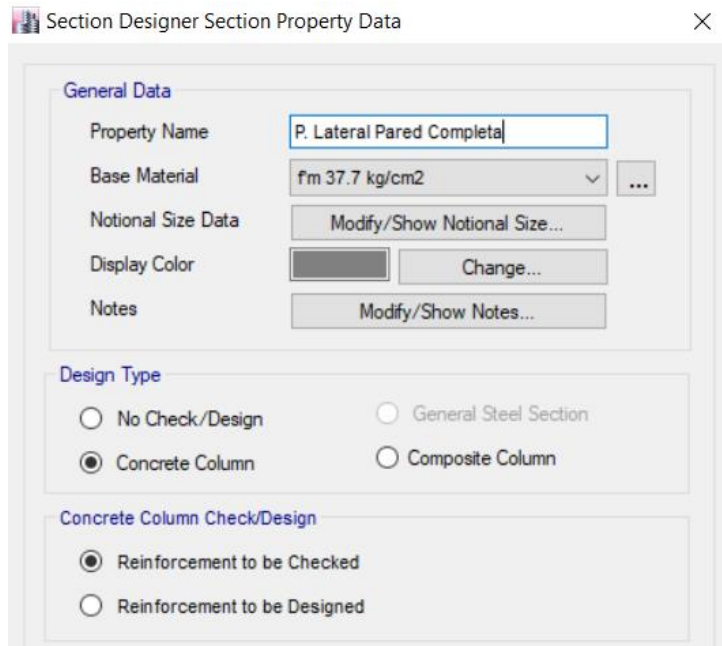
**Fuente:** Autor

**Figura 35:** Sección del Puntal Central definido en Etabs (Section Designer)



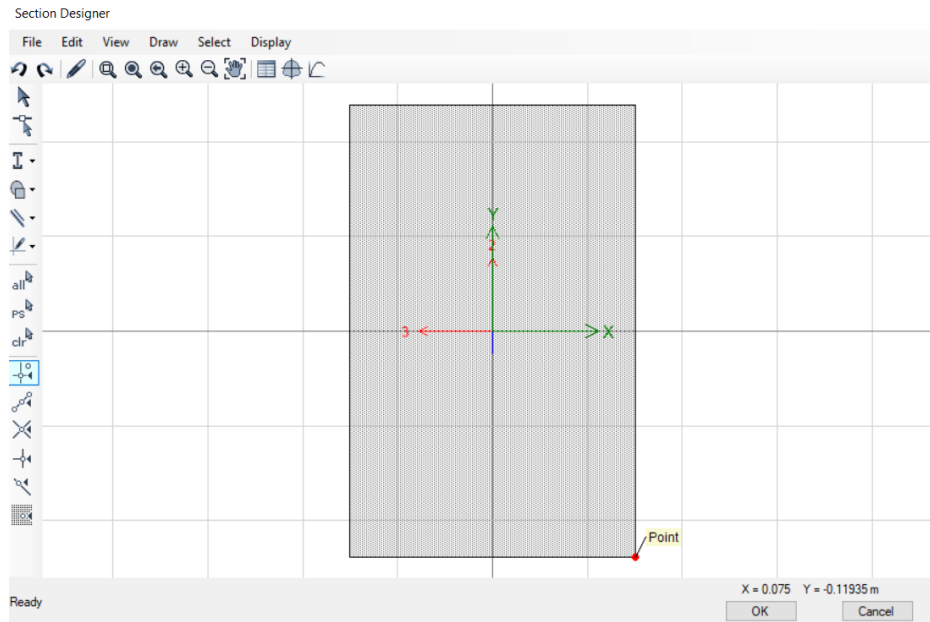
**Fuente:** Autor

**Figura 36:** Sección del Puntales Laterales definidos en Etabs



**Fuente:** Autor

**Figura 37:** Sección de Puntales Laterales definido en Etabs (Section Designer)

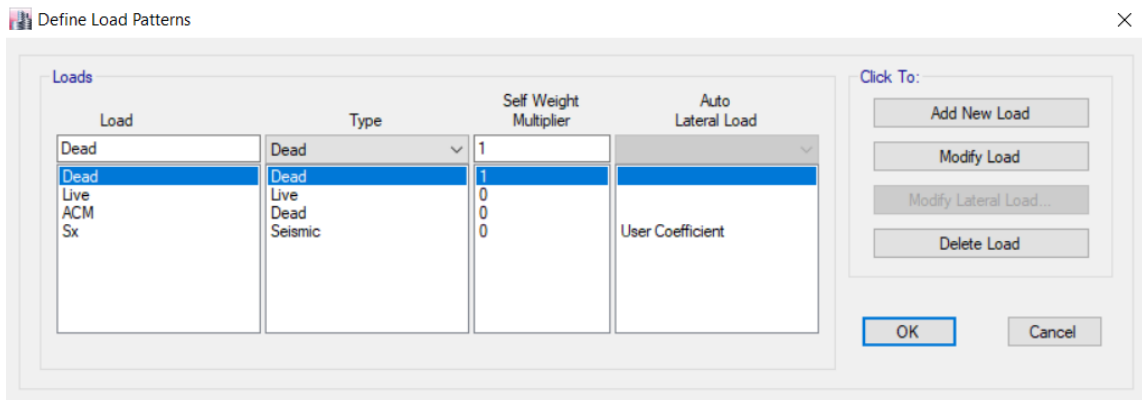


**Fuente:** Autor

## Definición de Patrones de Carga

Para el presente trabajo se han definido 4 patrones de carga como se muestra en la Figura 38.

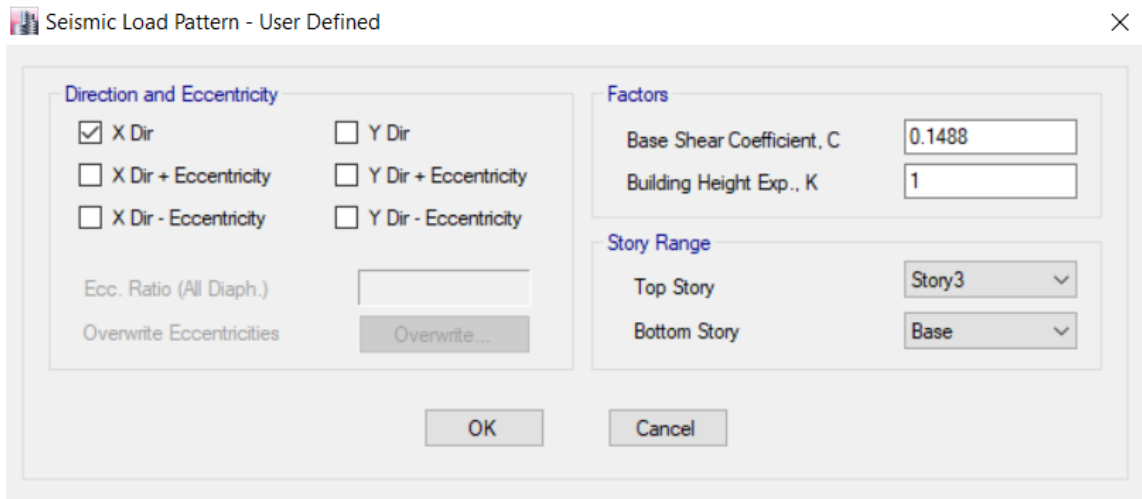
**Figura 38:** Patrones de Carga



**Fuente:** Autor

Patrón de Carga Sísmica Estática Sx: Para este patrón de carga se ha definido como se muestra a continuación en la Figura 39.

**Figura 39:** Patrón de carga sísmica estática (Sx)



**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Figura 39, existen dos variables que necesitan ser definidas, C y K. En donde C es un coeficiente que se lo obtiene con la Formula del cortante Basal (sin multiplicar por la carga reactiva W la cual es igual a la Carga muerta total de la estructura D), que se encuentra en la NEC – SE – DS [7]. K un coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

En cuanto al coeficiente C

$$C (\%g) = \frac{I * Sa}{R * \phi_p \phi_e}$$

En donde,



I, es el factor de Importancia [7]

Sa, es el Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura. [7].

R, es el Factor de reducción de resistencia sísmica [7]

$\phi_p$ , es el Coeficiente de configuración en Planta [7]

$\phi_e$ , es el Coeficiente de configuración en elevación [7]

Para las variables R,  $\phi_p$  y  $\phi_e$ , se los puede definir usando los criterios que provee la NEC – SE – DS [7], en sus capítulos 6.3.4. y 5.2, respectivamente.

Para la variable Sa, se deberá realizar una serie de cálculos de acuerdo con lo indicado en la NEC – SE – DS [7]. Dicha variable, posee una dependencia que corresponde al Período de vibración de la estructura, como se muestra a continuación:

$$\text{Si } T_a \leq \left( T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \right), \text{ entonces } S_a = \eta * z * F_a, \text{ sino } S_a = \eta * z * F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

En donde,

Tc, es el período límite de vibración.

En donde,

Fs, es el coeficiente de amplificación de suelo que considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Fe, es el Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fa, es el Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto.

Nota: Todos estos datos serán escogidos para una Zona Sísmica “V” y con un suelo tipo “C”.

Ta, es el período fundamental de vibración de la estructura calculado como:

$$Ta = Ct * hn^{\alpha}$$

En donde,

Ct y  $\alpha$ , son coeficientes que depende del tipo de edificio. [7]

hn, es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros. [7]

Por lo tanto, el período fundamental es:

$$Ta = Ct * hn^{\alpha}$$

$$Ta = 0.055 * 9[m]^{0.9}$$

$$Ta = 0.397[s]$$

Y el período límite es:

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

$$T_c = 0.55 \cdot 1.11 \cdot \frac{1.11}{1.2}$$

$$T_c = 0.565 \text{ [s]}$$

$$T_a = 0.397 \text{ [s]} < T_c = 0.565 \text{ [s]}$$

Entonces  $S_a$  se calcula como:

$$S_a = \eta * z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904 \text{ (%g)}$$

Por lo tanto:

$$C \text{ (%g)} = \frac{I * S_a}{R * \phi_p \phi_e}$$

$$C (\%g) = \frac{1 * 1.1904}{8 * 1 * 1}$$

$$C (\%g) = \mathbf{0.1488}$$

Asimismo, para K, existe una dependencia con el período  $T_a$ , como se indica en el capítulo 6.3.5. de la NEC – SE – DS, como se muestra en la Tabla 9

**Tabla 9:** Determinación de k

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

**Fuente:** NEC-SE-DS [7]

Entonces:

$$T_a = 0.397[s] < 0.5 [s]$$

Por lo tanto:

$$\mathbf{K = 1}$$

## Definición del Espectro de Respuesta

Para definir el Espectro de Respuesta, se deberá acoger todos los datos dotados por la NEC – SE – DS, que corresponden a un suelo tipo C y una zona sísmica V y demás datos que fueron definidos anteriormente como los factores de Importancia, Reducción y configuración en planta y elevación. En la Figura 40 se muestra como se ha definido dicho espectro, de acuerdo con los datos presentados en la Tabla 10

**Tabla 10:** Datos necesarios para la definición del Espectro de Respuesta según la NEC 2015

ESPECTRO DE DISEÑO NEC 2015		
VARIABLE	DATOS	NEC-SE-DS
<i>Ubicación</i>	Ambato	
<i>Sist. Estructural</i>	Aporticado HA, Vigas Descolgadas	
<i>Suelo</i>	C	3.2.1
<i>Ocupación</i>	Vivienda	
<i>Z(%g)</i>	0.4	3.1.1.
<i>Fa</i>	1.2	3.2.2.a.
<i>Fd</i>	1.11	3.2.2.b.
<i>Fs</i>	1.11	3.2.2.c.
<i><math>\eta</math></i>	2.48	3.3.1.
<i>r</i>	1	3.3.1.
<i>Ct</i>	0.055	6.3.3.a.
<i><math>\alpha</math></i>	0.9	6.3.3.a.
<i>hn(m)</i>	9	
<i>Ta 1 (s)</i>	0.3974	
<i>To (s)</i>	0.1027	
<i>Tc (s)</i>	0.5647	
<i>Sa (%g)</i>	1.1904	
REDUCCION ACELERACION		
<i>I</i>	1	4.1
<i>R</i>	8	6.3.4
<i><math>\emptyset p</math></i>	1	5.2.2
<i><math>\emptyset e</math></i>	1	5.2.2
<i>C(%g)</i>	0.1488	
<i>k</i>	1	

Fuente: Autor

**Figura 40:** Definición del Espectro de Respuesta en Etabs

Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: NEC 2015

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters:

- Zone Coefficient, Z: 0.4
- $\eta$  Coefficient: 2.48
- Site Factor, Fa: 1.2
- Site Factor, Fd: 1.11
- Soil Type: C
- Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs: 1.11
- Importance Factor, I: 1
- Response Modification Factor, R: 8

Define Function:

Period	Acceleration
0	0.1488
0.1	0.1488
0.2	0.1488
0.3	0.1488
0.4	0.1488
0.5	0.1488

Plot Options:

- Linear X - Linear Y
- Linear X - Log Y
- Log X - Linear Y
- Log X - Log Y

Function Graph:

E-3

Y-axis: 0, 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175

X-axis: 0.0, 1.5, 3.0, 4.5, 6.0, 7.5, 9.0, 10.5, 12.0, 13.5, 15.0

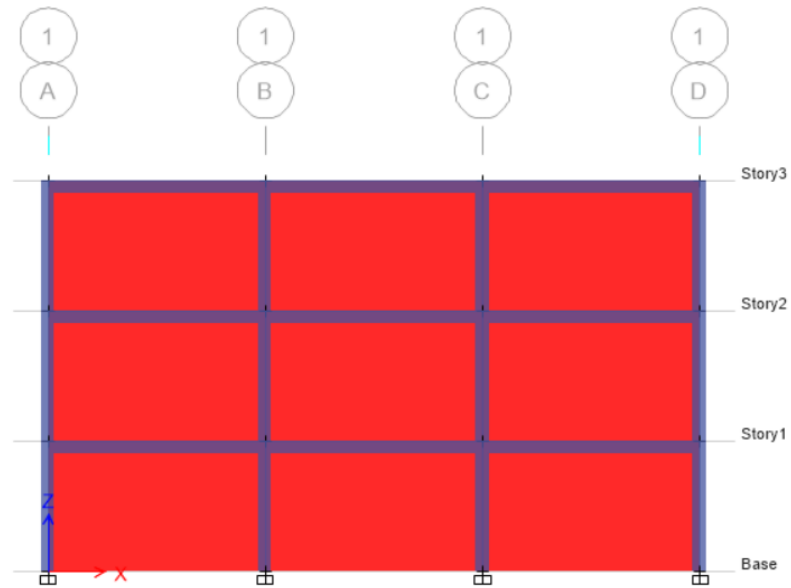
OK Cancel

**Fuente:** Autor

## **Modelación de pórticos con las diferentes representaciones de mampostería**

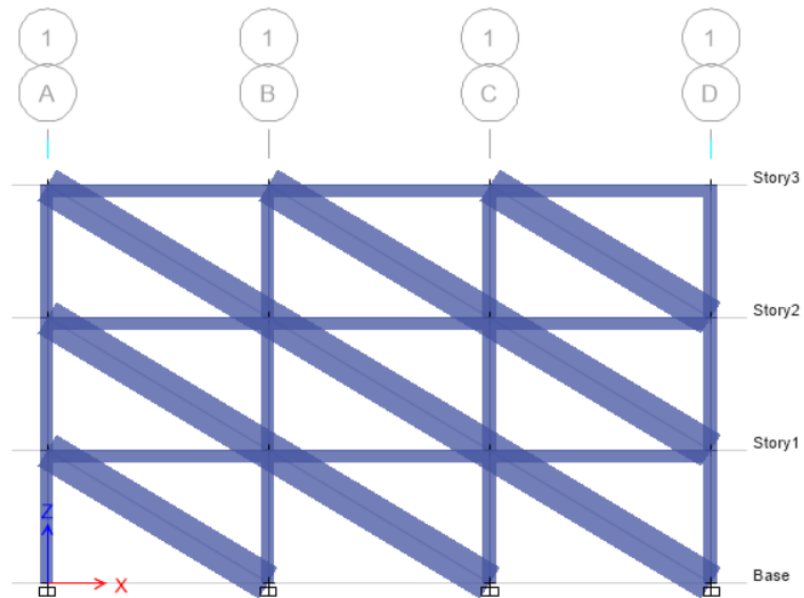
Finalmente, después de haber definido todos los parámetros necesarios, se pueden modelar los distintos pórticos, por lo cual en las Figuras 41, 42, 43 y 44 se presentan las representaciones Frame Shell (pórtico de referencia), Puntal Simple, Puntal Triple y Sobrecarga, respectivamente, con muros de mampostería completamente llenos.

**Figura 41:** Modelo Frame Shell con pórticos completamente lleno de mampostería



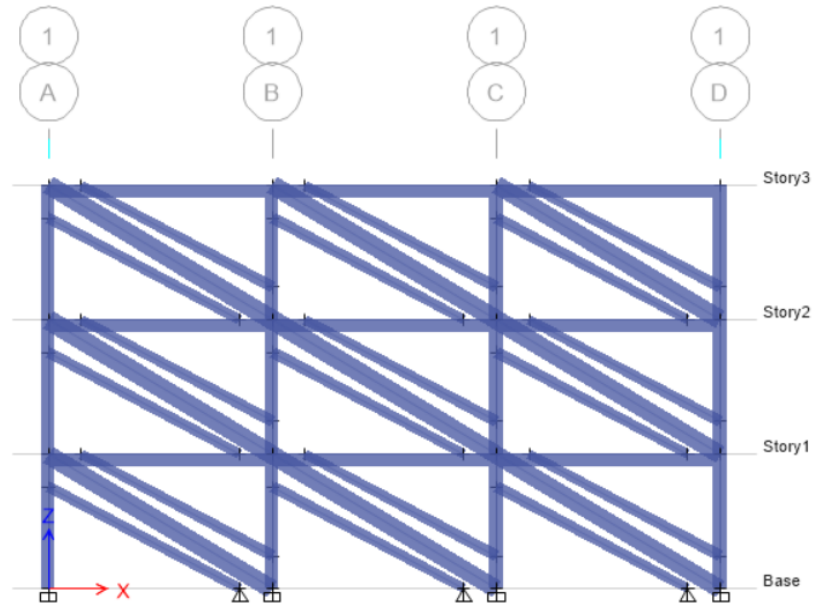
**Fuente:** Autor

**Figura 42:** Modelo Puntal Simple con pórticos completamente llenos de mampostería



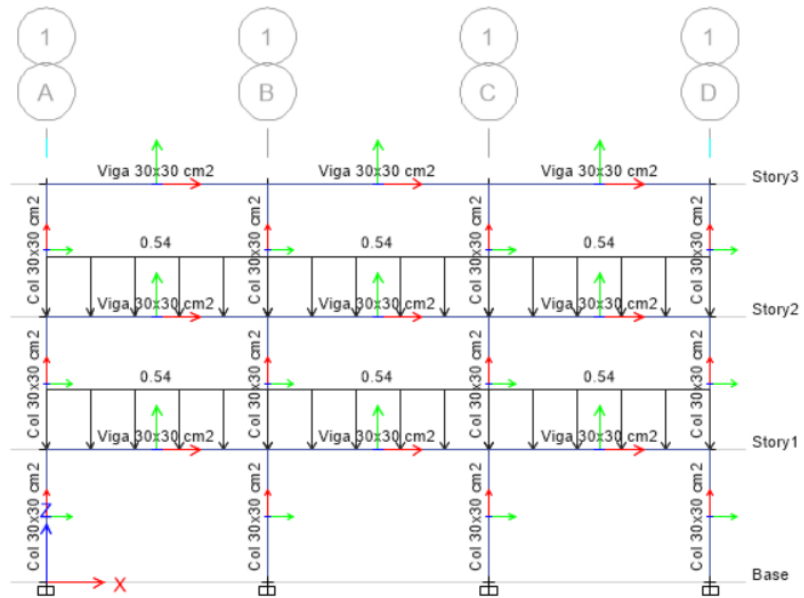
**Fuente:** Autor

**Figura 43:** Modelo Triple Puntal con pórticos completamente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 44:** Modelo tradicional de Sobrecarga



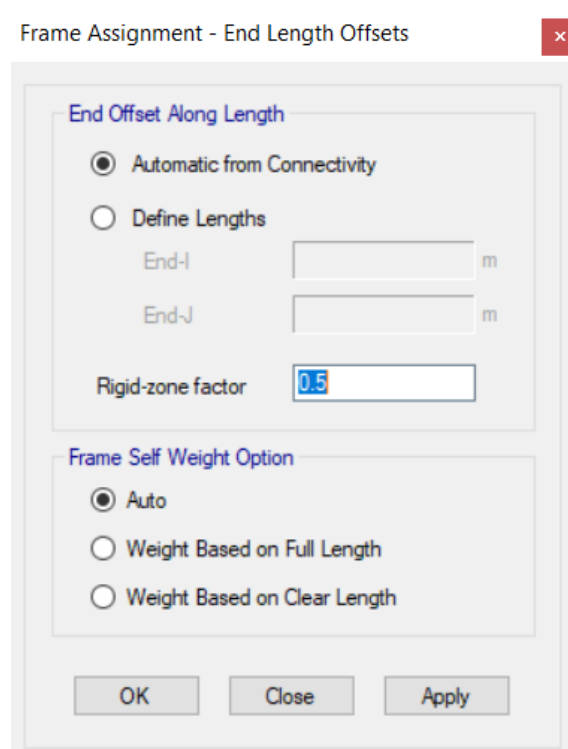
**Fuente:** Autor



## Asignación de zonas rígidas

En cuanto a las zonas rígidas, se las ha definido como se muestra en la Figura 45.

**Figura 45:** Asignación de zonas rígidas de los pórticos



Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I  m

End-J  m

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

Auto

Weight Based on Full Length

Weight Based on Clear Length

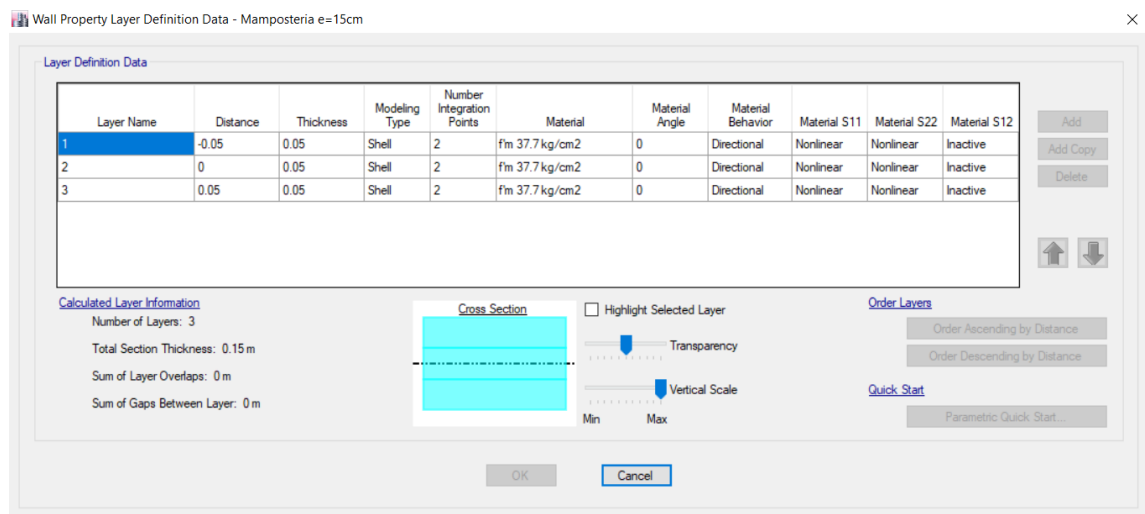
OK Close Apply

**Fuente:** Autor

## Definición de no lineal para mampostería en Modelo Frame Shell por el método de fibras

Para el modelo Frame Shell para el análisis no lineal, se utilizará el método de las fibras, las cuales quedan definidas como se indica a continuación en la Figura 46.

**Figura 46:** Definición de no linealidad para la mampostería por el método de fibras



Fuente: Autor

## Definición de rótulas plásticas para los puntales

En cuanto a las rótulas plásticas de los puntales, se han acogido los criterios del FEMA 356, en su capítulo 7 (Masonry), Tabla 7-9, para definir los desplazamientos y criterios de aceptación. En cuanto a la resistencia última fue tomada de los ensayos realizados por Castro. C. con un valor de 18.76 [T] como se muestra en la Figura 47. Finalmente, dicha rótula plástica es solamente para carga axial y se ubica al 50% de la longitud de los puntales como se recomienda en la bibliografía recopilada en este trabajo.

**Figura 47:** Definición de las rótulas plásticas para los puntales

**Displacement Control Parameters**

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-1.1	-0.0035
D-	-1.1	-0.0035
C-	-1.1	-0.0035
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.0035
D	1.1	0.0035
E	1.1	0.0035

Symmetric

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

Drops To Zero  
 Is Extrapolated

**Scaling for Force and Disp**

Use Yield Force    Force SF    Positive: 18.7594    Negative: 18.7594    tonf  
 Use Yield Disp    Disp SF    Positive: 0.001    Negative: 0.001    m  
(Steel Objects Only)

**Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)**

Immediate Occupancy    Positive: 0.0001    Negative: -0.0001  
 Life Safety    Positive: 0.002    Negative: -0.002  
 Collapse Prevention    Positive: 0.0035    Negative: -0.0035  
 Show Acceptance Criteria on Plot

**Type**

Force - Displacement  
 Stress - Strain  
 Hinge Length:   
 Relative Length

**Hysteresis Type and Parameters**

Hysteresis: Isotropic  
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK    Cancel

Fuente: Autor

### Definición de rótulas plásticas para columnas y vigas

Para definir las rótulas para las columnas y vigas se ha adoptado los criterios del ASCE 41-13 de acuerdo con las Tablas 10-8 y 10-7, respectivamente, como se muestra en las Figuras 48 y 49.

**Figura 48:** Definición de rótulas plásticas para columnas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom  
 M2  P-M2  Parametric P-M2-M3  
 M3  P-M3  
 M2-M3  P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition  
 Condition i - Flexure  Condition iii - Shear  
 Condition ii - Flexure/Shear  Condition iv - Development

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

P and V Values From  
 Case/Combo GRAV  User Value  
V2  tonf V3  tonf

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$   
 From Current Design  User Value

OK Cancel

Fuente: Autor

**Figura 49:** Definición de rótulas plásticas para vigas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom  
 M2  
 M3

Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

V Value From  
 Case/Combo GRAV  User Value  
V2  tonf

Reinforcing Ratio  $(p - p') / p_{balanced}$   
 From Current Design  User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

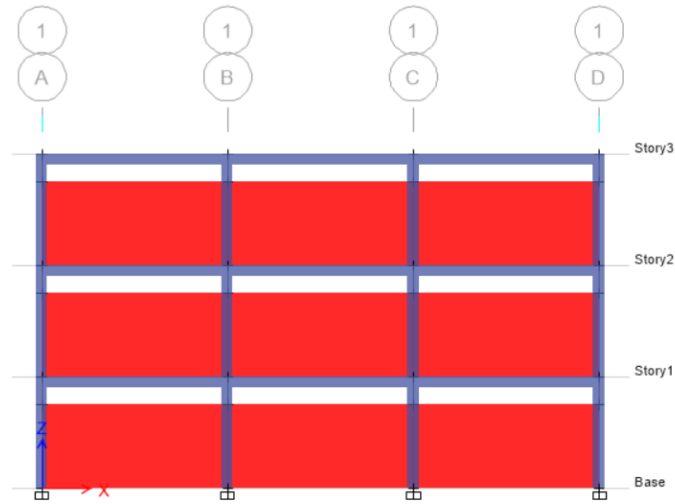
OK Cancel

Fuente: Autor

### 2.2.7.2 Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería

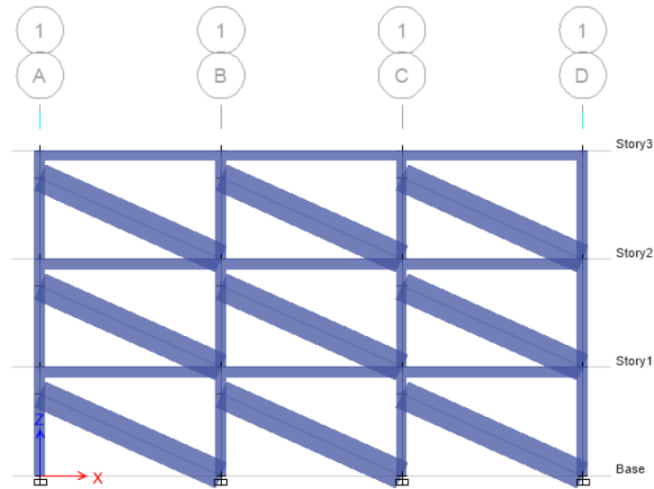
Para este numeral se presentan los modelos de los 4 pórticos restantes parcialmente llenos con mampostería hasta las tres cuartas partes de su altura total, como se muestra en las Figuras 50, 51, 52 y 53.

**Figura 50:** Modelo Frame Shell con pórticos parcialmente llenos de mampostería



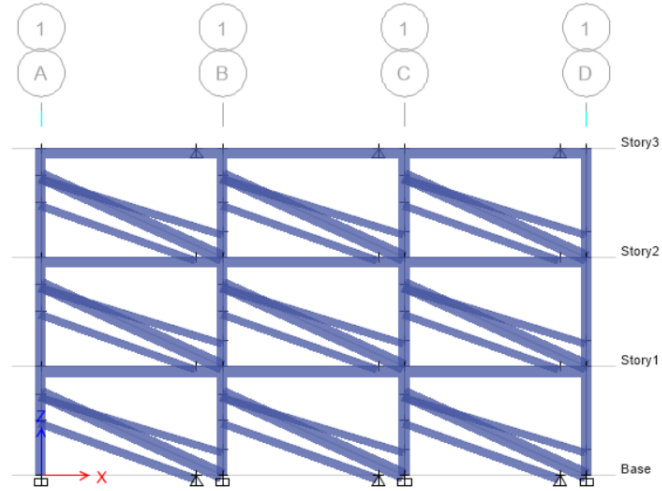
**Fuente:** Autor

**Figura 51:** Modelo Puntal Simple con pórticos parcialmente llenos de mampostería



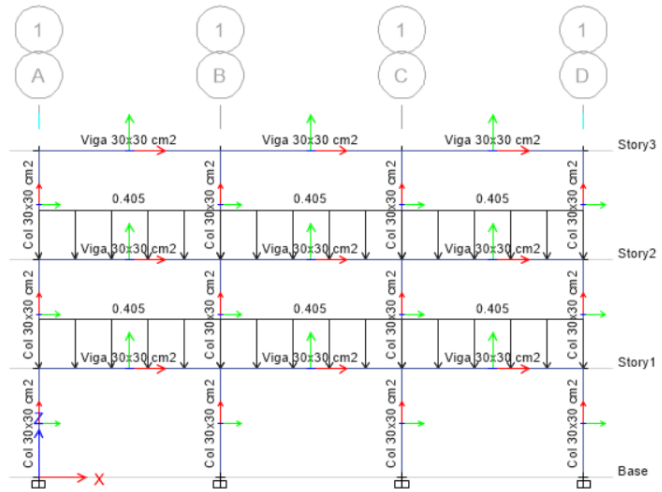
**Fuente:** Autor

**Figura 52:** Modelo Triple Puntal con pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 53:** Modelo tradicional de Sobrecarga con pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

### **2.2.8 Configuración de pórticos para generar posibles patologías**

Para determinar cada uno de los pórticos, se ha considerado configuraciones arquitectónicas que puedan generar patologías como columna corta y piso blando, dado que como se ha mencionado anteriormente, son patologías muy recurrentes en los diseños arquitectónicos de nuestro país. Dichas configuraciones se han elaborado, tomando como referencia a edificios residenciales, de parqueaderos y centro comerciales, los cuales cuentan con parqueaderos en la planta baja, dejando los pórticos sin mampostería con una configuración que podría generar piso blando. Asimismo, se ha tomado como referencia a centros educativos que en varias ocasiones presentan ventanas en la parte superior del área del pórtico, dejando una luz libre que podría producir una columna corta.

Cabe mencionar que se han elaborado pórticos con configuraciones de mampostería simples, ya que, el presente trabajo pretende ser un punto de partida para futuras investigaciones complementarias, en donde se analicen otro tipo de configuraciones, tomando en cuenta diferentes escenarios.

## CAPÍTULO III

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1 Análisis y discusión de resultados

##### 3.1.1 Análisis estático lineal comparativo

La manera del análisis que se detalla posteriormente se lo realiza con porcentajes de aumento y disminución, obtenidos con referencia a los resultados del modelo de Frame Shell, de tal manera que, el modelo que tenga el menor porcentaje (el más cercano al modelo de referencia) será el que mejor represente las distintas variables que se analizan en el presente análisis lineal. Por lo tanto, después de haber analizado la estructura mediante el programa ETABS, en la cual se desarrollaron varios modelos representativos de la mampostería, se han obtenido los siguientes resultados, los cuales son presentados en las secciones posteriores.

##### 3.1.1.1 Modelos con pórticos completamente llenos de mampostería

###### 3.1.1.1.1 Período de Vibración

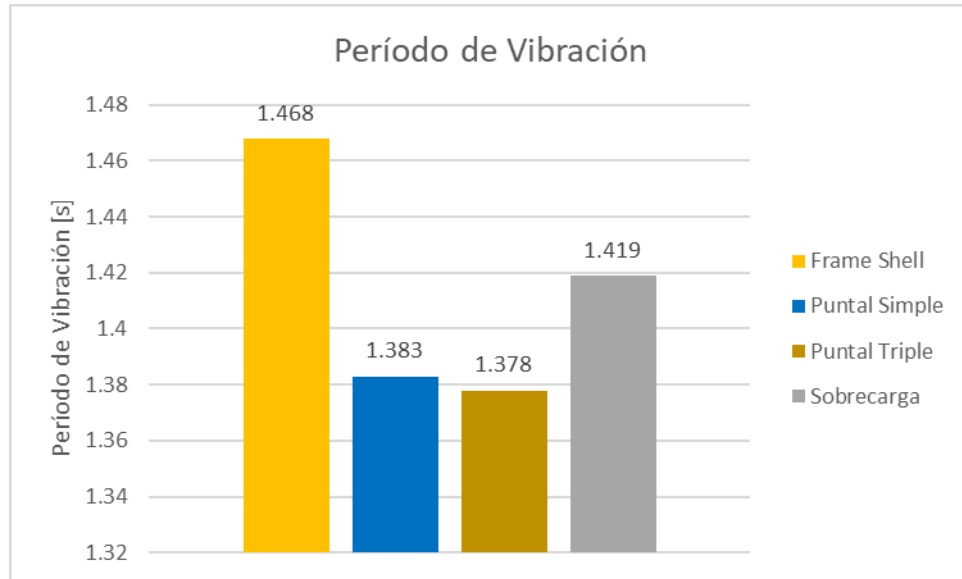
**Tabla 11:** Período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs

Período de Vibración					
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades
<i>T<sub>a</sub></i>	1.468	1.383	1.378	1.419	[s]

Fuente: Autor



**Figura 54:** Período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs



Fuente: Autor

**Tabla 12:** Análisis de resultados de período de vibración para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

Período de Vibración				
Datos	Frame Shell Vs.			Comentario
	P. Simple (%)	P. Triple (%)	Sobrecarga (%)	
<i>Ta</i>	5.79%	6.13%	3.34%	Porcentajes de Disminución

Fuente: Autor

Tal como se muestra en la Tabla 12, el modelo de puntal más cercano a los resultados del modelo de referencia es el Puntal Simple con una diferencia porcentual del 5.79% del período de vibración. Sin embargo, el modelo de Sobrecarga es el modelo que mejor representa y se acerca a los resultados obtenidos por el modelo de referencia con una diferencia del 3.34%, debido a que el período de vibración depende de la masa, y los puntales solamente representan un porcentaje de la masa completa de los muros de mampostería.

### 3.1.1.1.2 Derivas

En cuanto a las derivas se obtuvieron los siguientes resultados reflejados en las Tablas 13, 14 y Figuras 55 y 56.

**Tabla 13:** Derivas de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería

Derivas - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	$\Delta Ex$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	-	0
Sentido X; 1er Piso	0.000022	0.000093	0.000093	0.001342	-	3
Sentido X; 2do Piso	0.000019	0.000076	0.000076	0.001483	-	6
Sentido X; 3er Piso	0.000011	0.000046	0.000046	0.000676	-	9

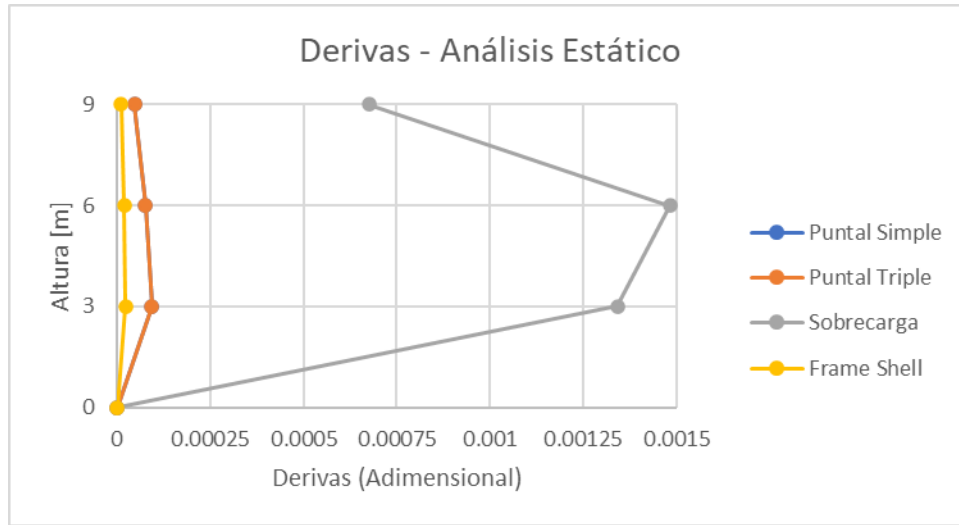
Fuente: Autor

**Tabla 14:** Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería

Derivas - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	$\Delta Ex$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	-	0
Sentido X; 1er Piso	0.000064	0.000084	0.000084	0.001186	-	3
Sentido X; 2do Piso	0.000059	0.000067	0.000067	0.001296	-	6
Sentido X; 3er Piso	0.000039	0.000038	0.000038	0.000567	-	9

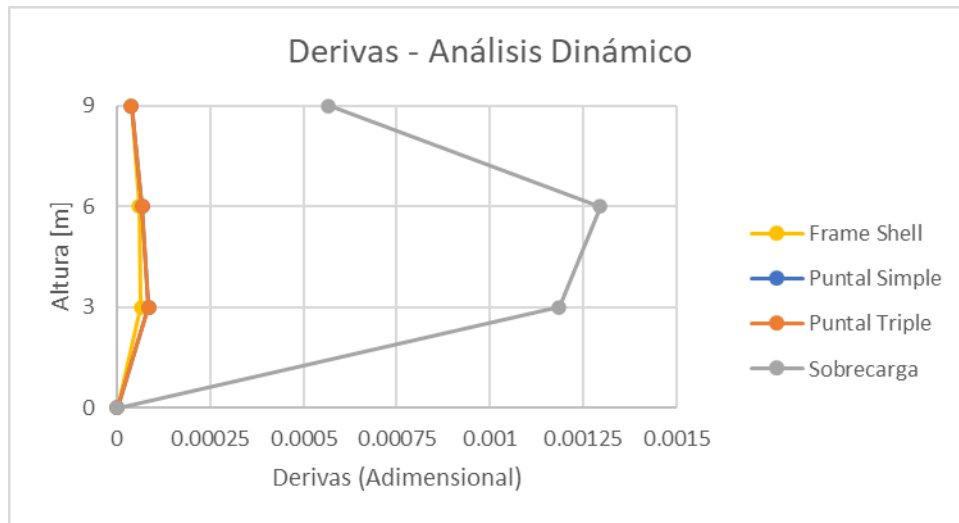
Fuente: Autor

**Figura 55:** Derivas de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 56:** Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 15 se presenta el análisis de la comparación de las derivas de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 15:** Análisis de resultados de derivas expresados en porcentaje de disminución

<b>Derivas</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	76.34%	76.34%	98.36%	
Sentido X; 2do Piso	75.00%	75.00%	98.72%	
Sentido X; 3er Piso	76.09%	76.09%	98.37%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	23.81%	23.81%	94.60%	
Sentido X; 2do Piso	11.94%	11.94%	95.45%	
Sentido X; 3er Piso	-2.63%	-2.63%	93.12%	

**Fuente:** Autor

En cuanto a los resultados obtenidos a las derivas, ambos modelos conformados con puntales son excepcionalmente iguales, mismos que representan de forma más correcta las derivas representadas por el modelo de referencia, a diferencia del modelo de sobrecarga, el cual está alejado con un porcentaje de casi 100%, lo que demuestra la poca confiabilidad que puede poseer trabajar con el modelo tradicional de sobrecarga al momento de obtener derivas en un análisis estructural.

### 3.1.1.1.3 Desplazamientos

Los desplazamientos determinados se reflejan en las Tablas 16, 17 y Figuras 57 y 58.

**Tabla 16:** Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería

Desplazamientos - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	$\delta$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[mm]	0
Sentido X; 1er Piso	0.065	0.279	0.278	4.027	[mm]	3000
Sentido X; 2do Piso	0.122	0.49	0.489	8.472	[mm]	6000
Sentido X; 3er Piso	0.156	0.593	0.593	10.499	[mm]	9000

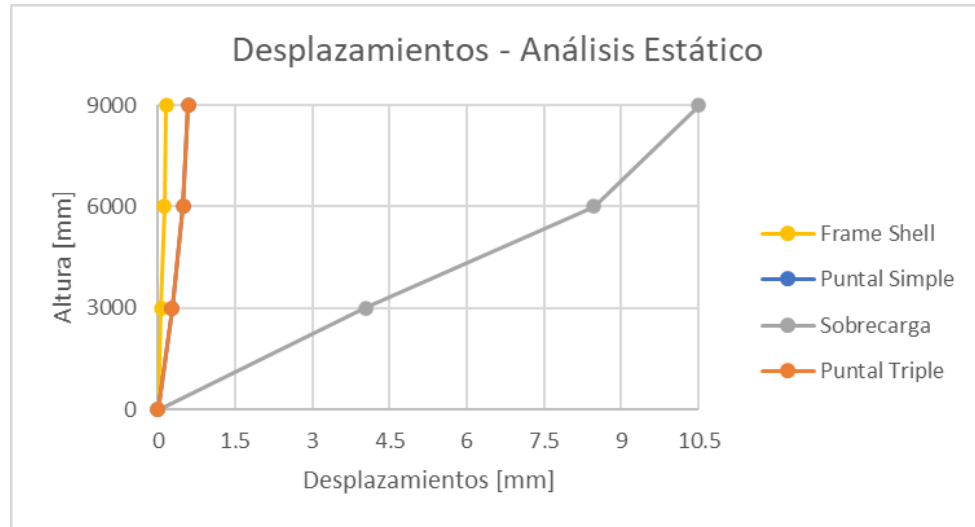
Fuente: Autor

**Tabla 17:** Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería

Desplazamientos - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	$\delta$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[mm]	0
Sentido X; 1er Piso	0.064	0.253	0.251	3.559	[mm]	3000
Sentido X; 2do Piso	0.123	0.436	0.434	7.427	[mm]	6000
Sentido X; 3er Piso	0.162	0.517	0.517	9.088	[mm]	9000

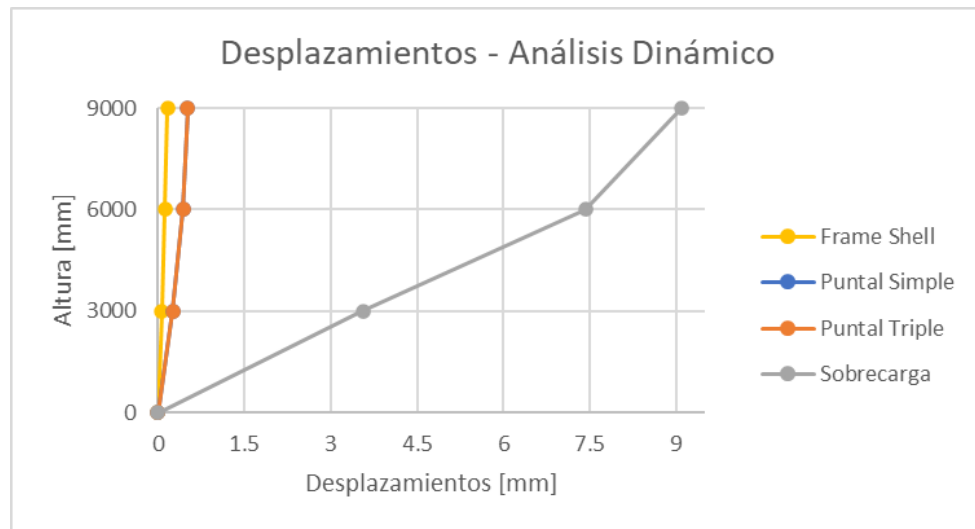
Fuente: Autor

**Figura 57:** Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 58:** Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 18 se presenta el análisis de la comparación de los desplazamientos de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 18:** Análisis de resultados de desplazamientos para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Desplazamientos</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	76.70%	76.62%	98.39%	
Sentido X; 2do Piso	75.10%	75.05%	98.56%	
Sentido X; 3er Piso	73.69%	73.69%	98.51%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	74.70%	74.50%	98.20%	
Sentido X; 2do Piso	71.79%	71.66%	98.34%	
Sentido X; 3er Piso	68.67%	68.67%	98.22%	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 18, el Puntal Triple es el modelo que mejor representa los desplazamientos descritos por el modelo de referencia con una diferencia porcentual de entre un 68% y un 76% aproximadamente, en comparación con los resultados obtenidos por el Puntal Simple, mismos que presentan desplazamientos menores con una diferencia de menos del 1% en todos los pisos. En cuanto al modelo de sobrecarga, presenta resultados muy alejados al modelo de referencia, debido a que los muros de mampostería aportan cierta resistencia a los desplazamientos de la estructura, y por lo tanto influye en las derivas como se mostró en las Figuras 55 y 56.

### 3.1.1.1.4 Fuerzas Cortantes

En cuanto a las Fuerzas Cortantes determinadas, se reflejan en las Tablas 19, 20 y Figuras 59 y 60.

**Tabla 19:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería

Fuerzas Cortantes - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	u					
Sentido X; 1er Piso	-5.8392	-3.3068	-3.2786	-4.7343	[T]	0
	-5.324	-3.3068	-3.2786	-4.7343	[T]	3
Sentido X; 2do Piso	-4.7908	-2.6522	-2.6302	-3.5352	[T]	3
	-3.7605	-2.6522	-2.6302	-3.5352	[T]	6
Sentido X; 3er Piso	-2.694	-1.343	-1.3335	-1.1369	[T]	6
	-1.1485	-1.343	-1.3335	-1.1369	[T]	9

Fuente: Autor

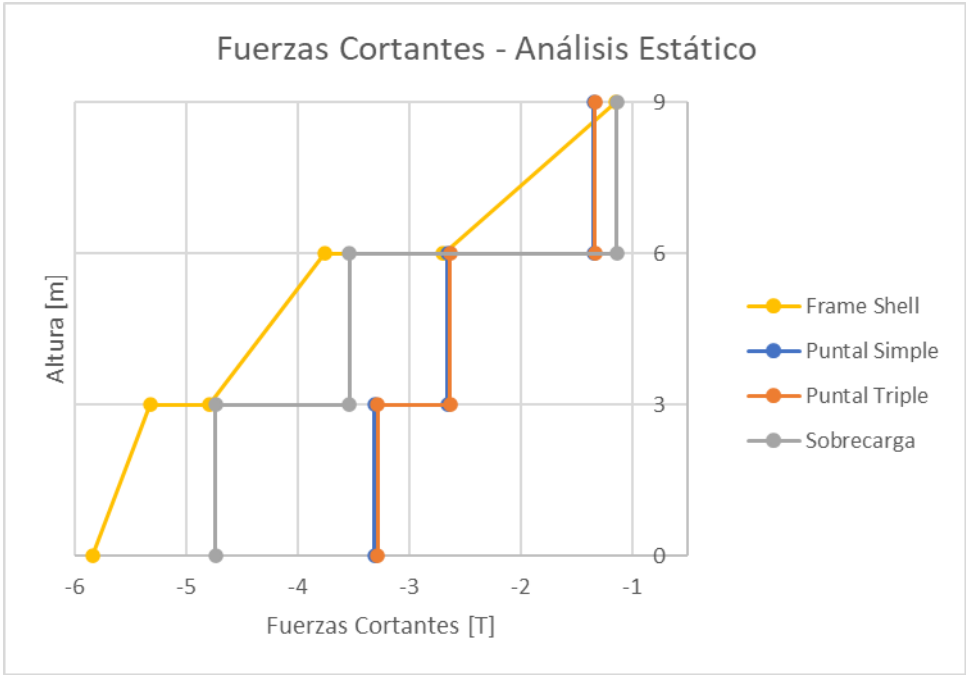
**Tabla 20:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería

Fuerzas Cortantes - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	u					
Sentido X; 1er Piso	6.1325	2.9896	2.9595	4.2088	[T]	0
	6.1325	2.9896	2.9595	4.2088	[T]	3
Sentido X; 2do Piso	5.1104	2.3188	2.2992	3.1200	[T]	3
	5.1104	2.3188	2.2992	3.1200	[T]	6
Sentido X; 3er Piso	3.0662	1.0608	1.0552	0.9307	[T]	6
	3.0662	1.0608	1.0552	0.9307	[T]	9

Fuente: Autor

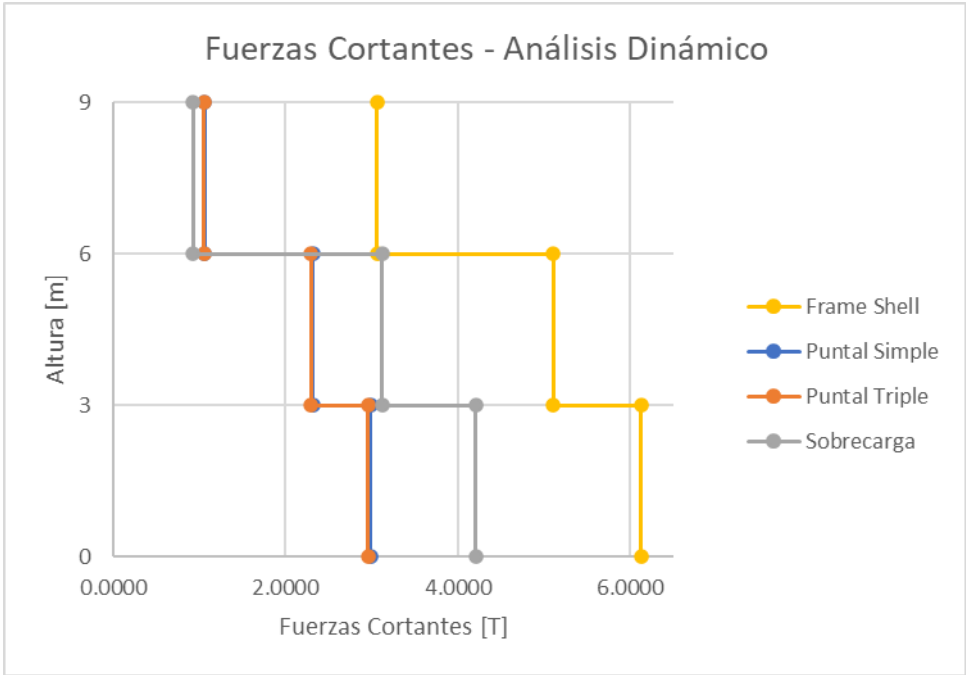


**Figura 59:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 60:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 21 se presenta el análisis de la comparación de las fuerzas cortantes de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de disminución.

**Tabla 21:** Análisis de resultados de las Fuerzas Cortantes para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Fuerzas Cortantes</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; 1er Piso	43.37%	43.85%	18.92%	Porcentajes de Disminución
	37.89%	38.42%	11.08%	
Sentido X; 2do Piso	44.64%	45.10%	26.21%	
	29.47%	30.06%	5.99%	
Sentido X; 3er Piso	50.15%	50.50%	57.80%	
	-16.94%	-16.11%	1.01%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; 1er Piso	51.25%	51.74%	31.37%	Porcentajes de Disminución
	51.25%	51.74%	31.37%	
Sentido X; 2do Piso	54.63%	55.01%	38.95%	
	54.63%	55.01%	38.95%	
Sentido X; 3er Piso	65.40%	65.59%	69.65%	
	65.40%	65.59%	69.65%	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 21, el modelo con los resultados más parecidos a los del modelo de referencia es el de sobrecarga, debido a que las fuerzas cortantes tienen una influencia directa con la masa, a diferencia de los puntales que solamente tendrán una fracción de la masa que representa a la mampostería, tal como sucedió con el período de vibración. Sin embargo, el puntal más representativo es el Puntal Simple, con fuerzas cortantes mayores que difieren de los resultados del Puntal Triple con menos del 1%.

### 3.1.1.1.5 Rigidez

La rigidez de cada uno de los modelos ha sido determinada, se reflejan en las Tablas 22, 23 y Figuras 61 y 62.

**Tabla 22:** Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería

Rigidez - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	u					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[T/m]	0
Sentido X; 1er Piso	90618.387	13531.33886	13510.326	1176.359	[T/m]	3
Sentido X; 2do Piso	84357.522	12107.00882	10450.809	795.032	[T/m]	6
Sentido X; 3er Piso	80488.596	11146.667	8735.698	560.876	[T/m]	9

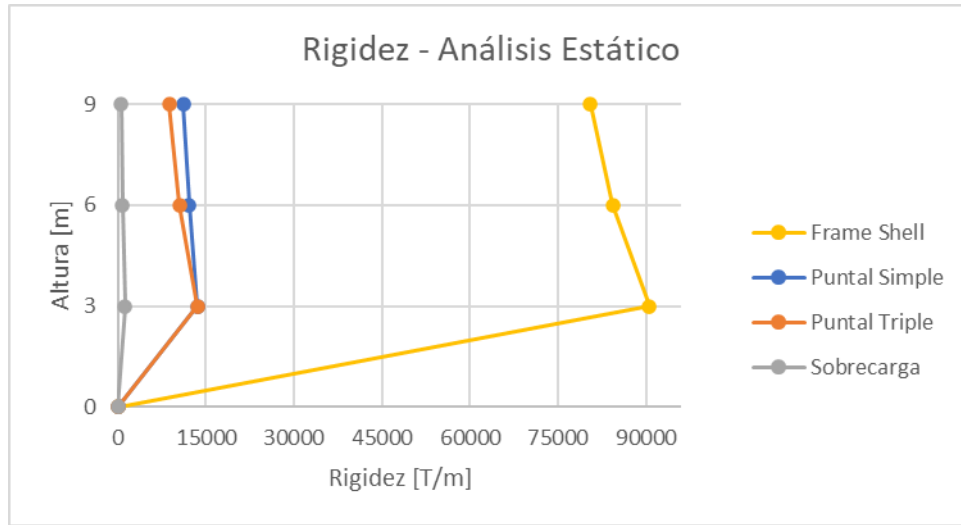
Fuente: Autor

**Tabla 23:** Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería

Rigidez - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	u					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[T/m]	0
Sentido X; 1er Piso	95819.76	13542.104	13521.363	1183.299	[T/m]	3
Sentido X; 2do Piso	86616.7322	12093.13	10317.866	802.702	[T/m]	6
Sentido X; 3er Piso	78621.34154	10940.43	8233.719	547.919	[T/m]	9

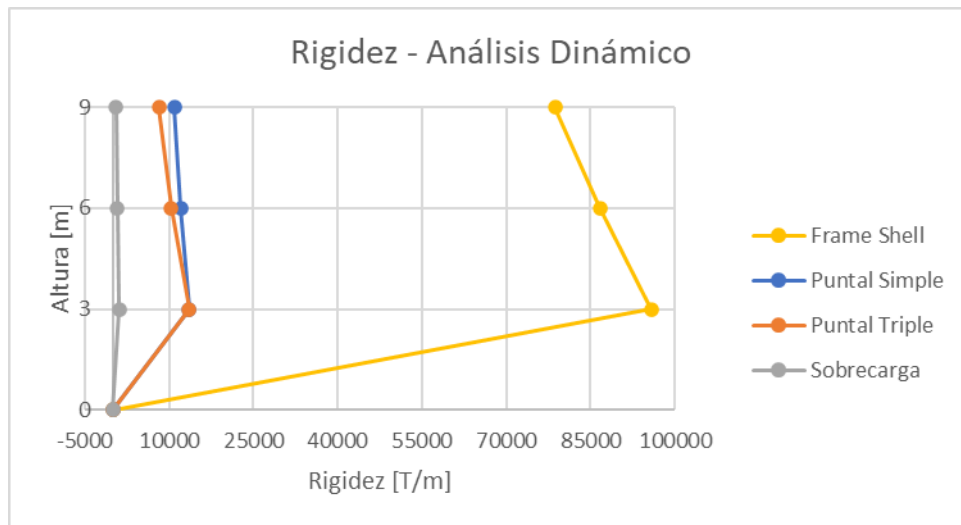
Fuente: Autor

**Figura 61:** Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos totalmente llenos de mampostería



Fuente: Autor

**Figura 62:** Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos totalmente llenos de mampostería



Fuente: Autor

Adicionalmente en la Tabla 24 se presenta el análisis de la comparación de las fuerzas cortantes de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 24:** Análisis de resultados de la Rigidez para pórticos totalmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Rigidez</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Disminución
Sentido X; 1er Piso	85.07%	85.09%	98.70%	
Sentido X; 2do Piso	85.65%	87.61%	99.06%	
Sentido X; 3er Piso	86.15%	89.15%	99.30%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Disminución
Sentido X; 1er Piso	85.87%	85.89%	98.77%	
Sentido X; 2do Piso	86.04%	88.09%	99.07%	
Sentido X; 3er Piso	86.08%	89.53%	99.30%	

**Fuente:** Autor

Según la Tabla 24, el modelo que más se acerca a los resultados de rigidez del modelo de referencia es el modelo del Puntal Simple y presenta resultados de rigidez mayores con una diferencia pequeña (entre el 1% y 4% aproximadamente) frente al Puntal Triple. El modelo de sobrecarga presenta una diferencia de casi el doble a los resultados del modelo de referencia, lo cual demuestra que la mampostería representada como una sobrecarga ignora evidente aportación de rigidez a la estructura por parte de la mampostería.

### 3.1.1.2 Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería

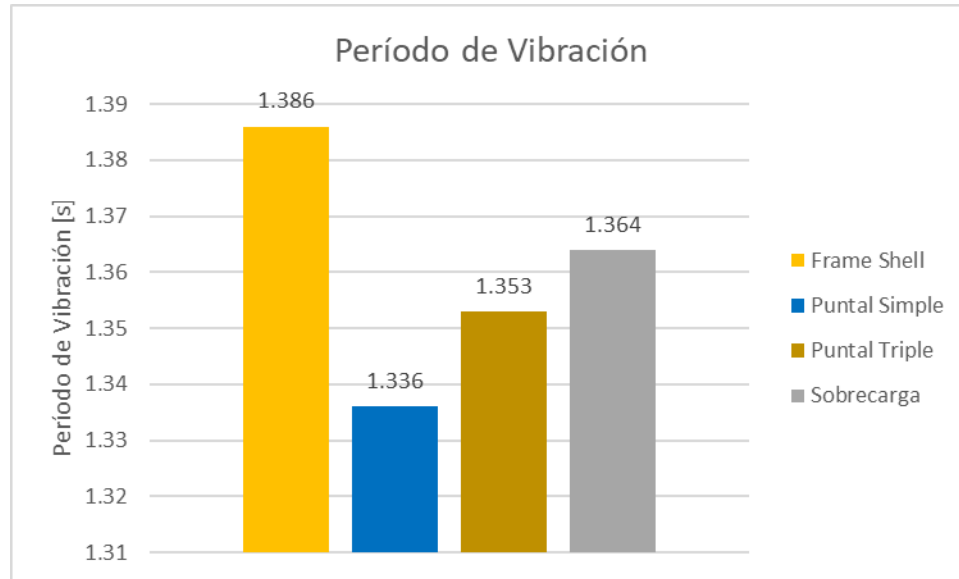
#### 3.1.1.2.1 Período de Vibración

**Tabla 25:** Período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs

<b>Período de Vibración</b>					
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell</b>	<b>P. Simple</b>	<b>P. Triple</b>	<b>Sobrecarga</b>	<b>Unidades</b>
<i>Ta</i>	1.386	1.336	1.353	1.364	[s]

**Fuente:** Autor

**Figura 63:** Período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería obtenidos por Etabs



Fuente: Autor

**Tabla 26:** Análisis de resultados de período de vibración para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

Período de Vibración				
Datos	Frame Shell Vs.			Comentario
	P. Simple (%)	P. Triple (%)	Sobrecarga (%)	
<i>Ta</i>	3.61%	2.38%	1.59%	Porcentajes de Disminución

Fuente: Autor

Tal como se muestra en la Tabla 26, el modelo de puntal que más se acerca a los resultados de período de vibración obtenidos del modelo de referencia es el Puntal Triple con un 2.38%. Sin embargo, el modelo de Sobrecarga es el que mejor representa el período de vibración con un diferencial porcentual del 1.59%, debido a que el período depende de la masa, y los puntales solamente representan un porcentaje de la masa completa de los muros de mampostería.

### 3.1.1.2.2 Derivas

En cuanto a las derivas se obtuvieron los siguientes resultados reflejados en las Tablas 27, 28 y Figuras 64 y 65.

**Tabla 27:** Derivas de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Derivas - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	$\Delta Ex$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	-	0
Sentido X; 1er Piso	0.000074	0.000147	0.000144	0.001175	-	3
Sentido X; 2do Piso	0.00006	0.000121	0.000122	0.001316	-	6
Sentido X; 3er Piso	0.000032	0.000074	0.000073	0.000633	-	9

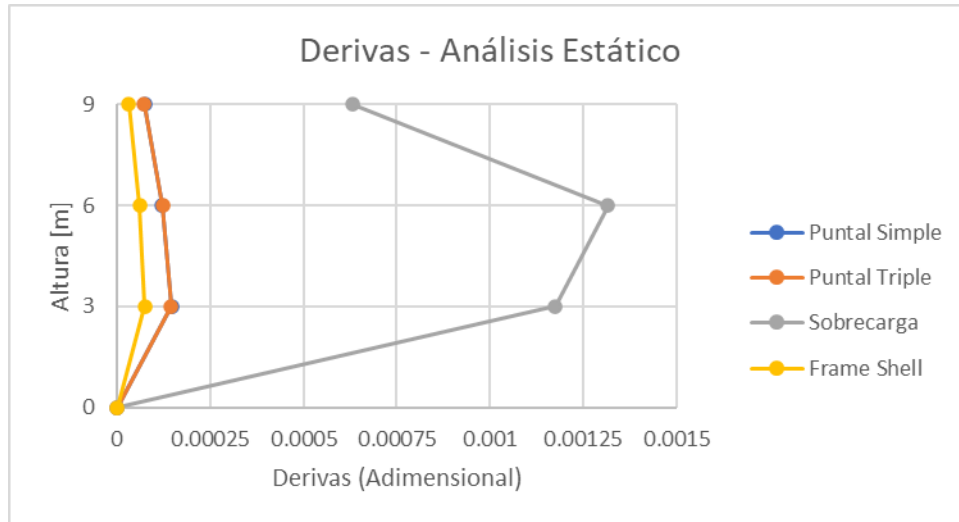
**Fuente:** Autor

**Tabla 28:** Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Derivas - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura [m]
	$\Delta Ex$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	-	0
Sentido X; 1er Piso	0.000242	0.000133	0.00013	0.001035	-	3
Sentido X; 2do Piso	0.000225	0.000106	0.000108	0.001147	-	6
Sentido X; 3er Piso	0.000188	0.00006	0.00006	0.000531	-	9

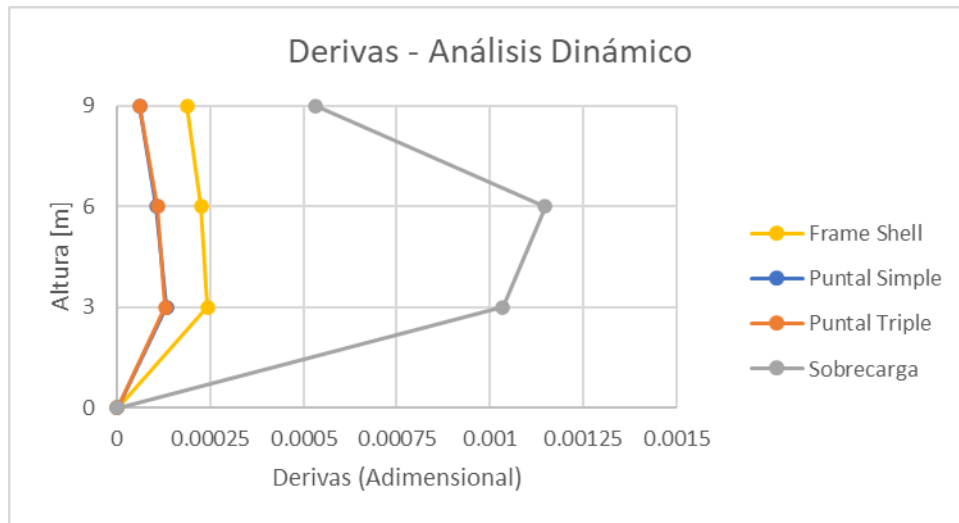
**Fuente:** Autor

**Figura 64:** Derivas de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 65:** Derivas de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor



Adicionalmente en la Tabla 29 se presenta el análisis de la comparación de las derivas de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 29:** Análisis de resultados de derivas para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Derivas</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	49.66%	48.61%	93.70%	
Sentido X; 2do Piso	50.41%	50.82%	95.44%	
Sentido X; 3er Piso	56.76%	56.16%	94.94%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Disminución
Sentido X; 1er Piso	45.04%	46.28%	-327.69%	
Sentido X; 2do Piso	52.89%	52.00%	-409.78%	
Sentido X; 3er Piso	68.09%	68.09%	-182.45%	

**Fuente:** Autor

En cuanto a los resultados obtenidos de las derivas, se puede observar que, en la mayoría de los pisos, el Puntal Triple representa mejor a la mampostería que el Puntal Simple y que el modelo de sobrecarga, el cual está alejado con un porcentaje de casi 100%.

### 3.1.1.2.3 Desplazamientos

Los desplazamientos determinados se reflejan en las Tablas 30, 31 y Figuras 66 y 67.

**Tabla 30:** Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Desplazamientos - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	$\delta$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[mm]	0
Sentido X; 1er Piso	0.065	0.441	0.432	3.526	[mm]	3000
Sentido X; 2do Piso	0.122	0.782	0.777	7.473	[mm]	6000
Sentido X; 3er Piso	0.156	0.957	0.949	9.369	[mm]	9000

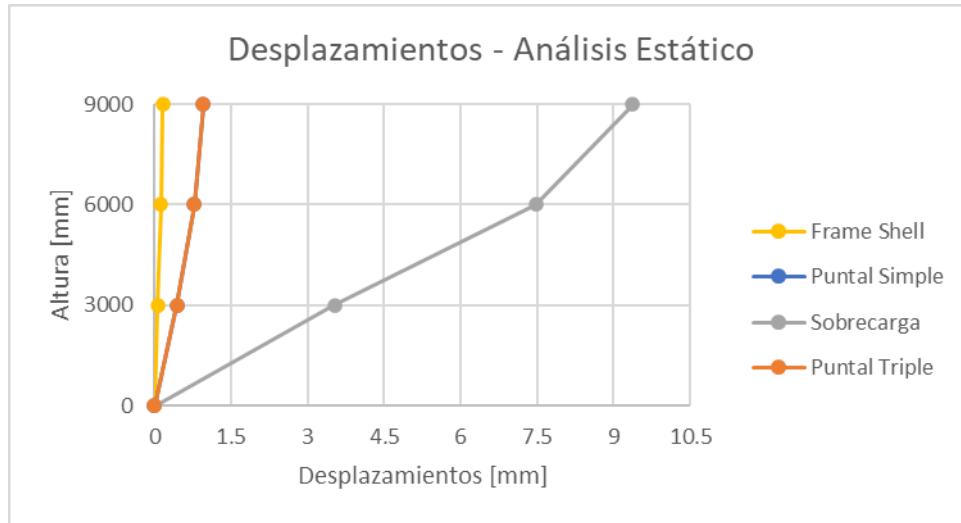
Fuente: Autor

**Tabla 31:** Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Desplazamientos - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	$\delta$					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[mm]	0
Sentido X; 1er Piso	0.242	0.399	0.389	3.106	[mm]	3000
Sentido X; 2do Piso	0.467	0.696	0.689	6.532	[mm]	6000
Sentido X; 3er Piso	0.655	0.834	0.826	8.089	[mm]	9000

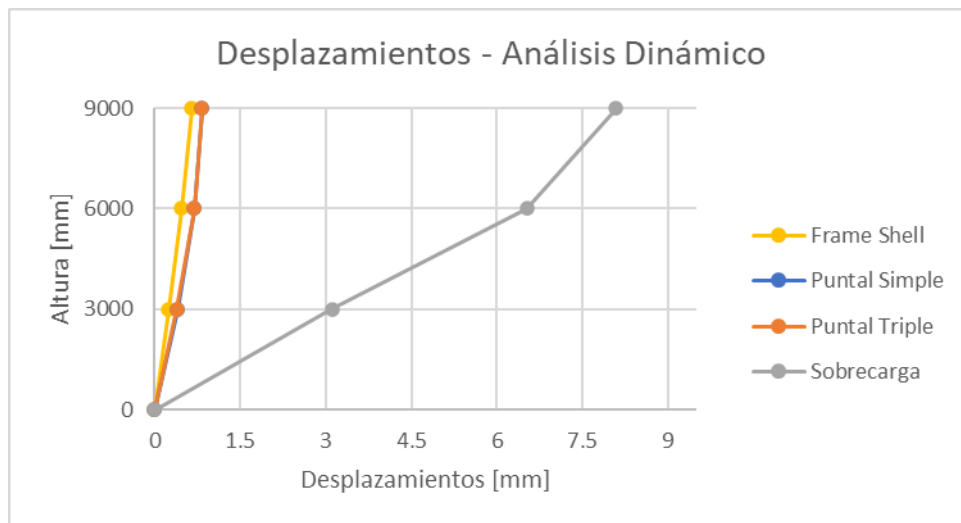
Fuente: Autor

**Figura 66:** Desplazamientos de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 67:** Desplazamientos de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 32 se presenta el análisis de la comparación de los desplazamientos de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 32:** Análisis de resultados de desplazamientos para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Desplazamientos</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	85.26%	84.95%	98.16%	
Sentido X; 2do Piso	84.40%	84.30%	98.37%	
Sentido X; 3er Piso	83.70%	83.56%	98.33%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Aumento
Sentido X; 1er Piso	39.35%	37.79%	92.21%	
Sentido X; 2do Piso	32.90%	32.22%	92.85%	
Sentido X; 3er Piso	21.46%	20.70%	91.90%	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 32, el Puntal Triple es el modelo que representa mejor los desplazamientos descritos con el modelo de referencia, con una diferencia muy pequeña en cuanto a los resultados reflejados con un modelo de Puntal Simple. En cuanto al modelo de sobrecarga, presenta resultados muy alejados al modelo de referencia, debido a que los muros de mampostería aportan cierta resistencia a los desplazamientos de la estructura, y por lo tanto influye en las derivas como se mostró en las Figuras 65 y 66.

#### **3.1.1.2.4 Fuerzas Cortantes**

En cuanto a las Fuerzas Cortantes determinadas, se reflejan en las Tablas 33, 34 y Figuras 68 y 69.

**Tabla 33:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería

<b>Fuerzas Cortantes - Análisis Estático</b>						
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell</b>	<b>P. Simple</b>	<b>P. Triple</b>	<b>Sobrecarga</b>	<b>Unidades</b>	<b>Altura [m]</b>
	<b>u</b>					
Sentido X; 1er Piso	-4.9584	-3.1455	-3.1518	-4.1317	[T]	0
	-4.5364	-3.1455	-3.1518	-4.1317	[T]	3
Sentido X; 2do Piso	-4.0626	-2.5119	-2.5214	-3.1269	[T]	3
	-3.2186	-2.5119	-2.5214	-3.1269	[T]	6
Sentido X; 3er Piso	-2.271	-1.2446	-1.2606	-1.1174	[T]	6
	-1.0049	-1.2446	-1.2606	-1.1174	[T]	9

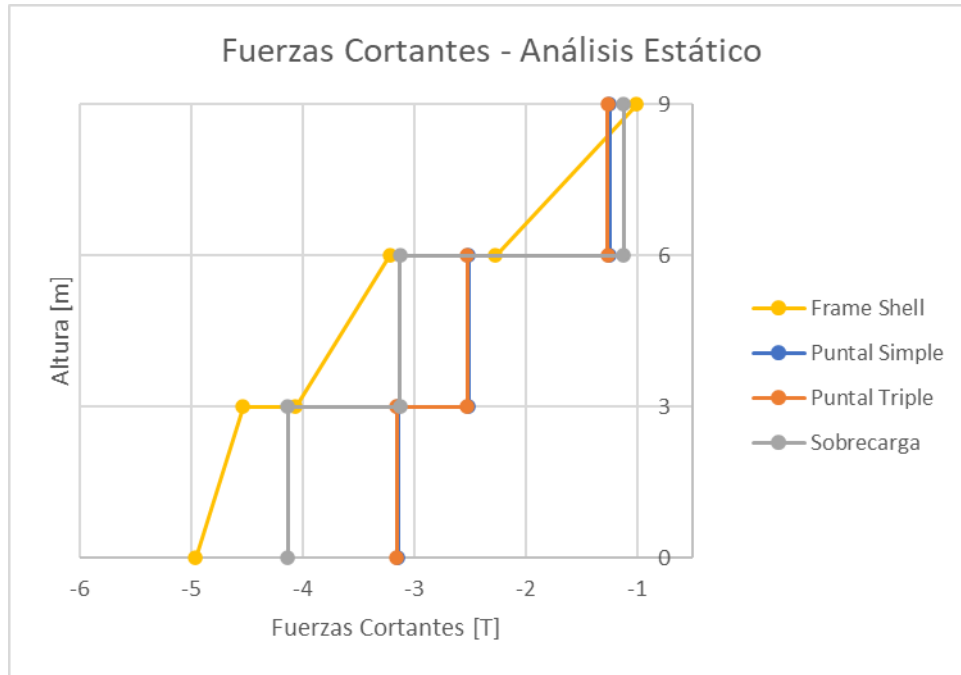
**Fuente:** Autor

**Tabla 34:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería

<b>Fuerzas Cortantes - Análisis Dinámico</b>						
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell</b>	<b>P. Simple</b>	<b>P. Triple</b>	<b>Sobrecarga</b>	<b>Unidades</b>	<b>Altura [m]</b>
	<b>u</b>					
Sentido X; 1er Piso	5.2285	2.8501	2.8434	3.6603	[T]	0
	5.2285	2.8501	2.8434	3.6603	[T]	3
Sentido X; 2do Piso	4.3571	2.1960	2.2052	2.7507	[T]	3
	4.3571	2.1960	2.2052	2.7507	[T]	6
Sentido X; 3er Piso	2.6143	0.9828	0.9969	0.9226	[T]	6
	2.6143	0.9828	0.9969	0.9226	[T]	9

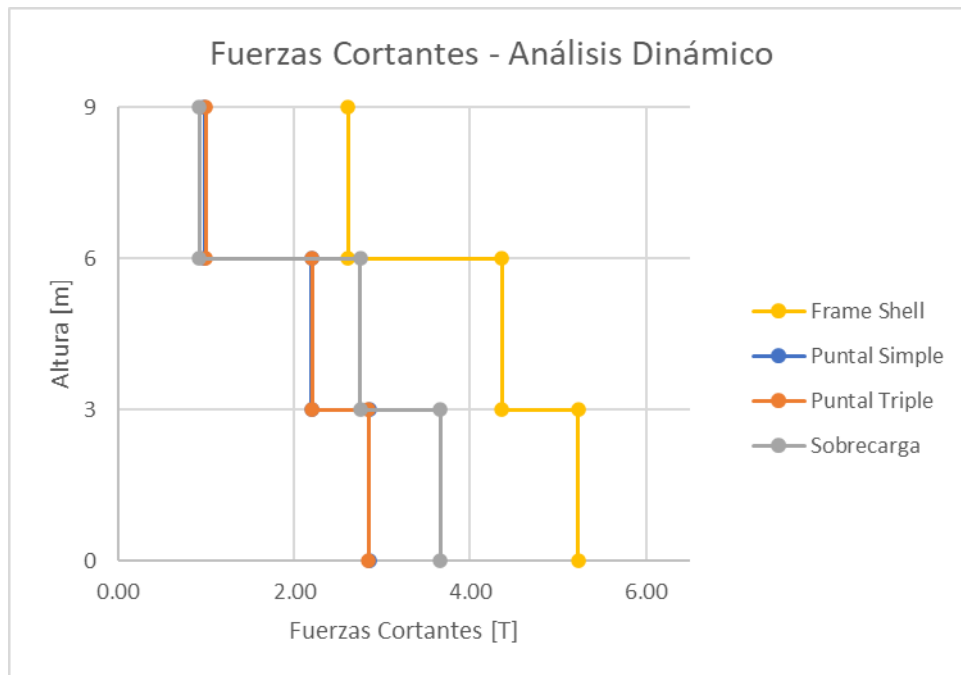
**Fuente:** Autor

**Figura 68:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 69:** Fuerzas Cortantes de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 35 se presenta el análisis de la comparación de las fuerzas cortantes de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de disminución.

**Tabla 35:** Análisis de resultados de las Fuerzas Cortantes para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Fuerzas Cortantes</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; 1er Piso	36.56%	36.44%	16.67%	Porcentajes de Disminución
	30.66%	30.52%	8.92%	
Sentido X; 2do Piso	38.17%	37.94%	23.03%	
	21.96%	21.66%	2.85%	
Sentido X; 3er Piso	45.20%	44.49%	50.80%	
	-23.85%	-25.45%	-11.20%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; 1er Piso	45.49%	45.62%	29.99%	Porcentajes de Disminución
	45.49%	45.62%	29.99%	
Sentido X; 2do Piso	49.60%	49.39%	36.87%	
	49.60%	49.39%	36.87%	
Sentido X; 3er Piso	62.41%	61.87%	64.71%	
	62.41%	61.87%	64.71%	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 35, el modelo con los resultados más parecidos a los del modelo de referencia es el de sobrecarga, debido a que las fuerzas cortantes tienen una influencia directa con la masa, a diferencia de los puntales que solamente tendrán una fracción de la masa que representa a la mampostería. Sin embargo, el puntal más representativo en este caso es el Puntal Triple, con una diferencia muy pequeña en relación al Puntal Simple.

### 3.1.1.2.5 Rigidez

La rigidez de cada uno de los modelos ha sido determinada, se reflejan en las Tablas 36, 37 y Figuras 70 y 71.

**Tabla 36:** Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Rigidez - Análisis Estático						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	u					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[T/m]	0
Sentido X; 1er Piso	22403.316	7875.252	8116.331	1172.421	[T/m]	3
Sentido X; 2do Piso	20730.625	6707.071	6224.308	792.039	[T/m]	6
Sentido X; 3er Piso	19791.112	5564.795	4967.411	589.067	[T/m]	9

Fuente: Autor

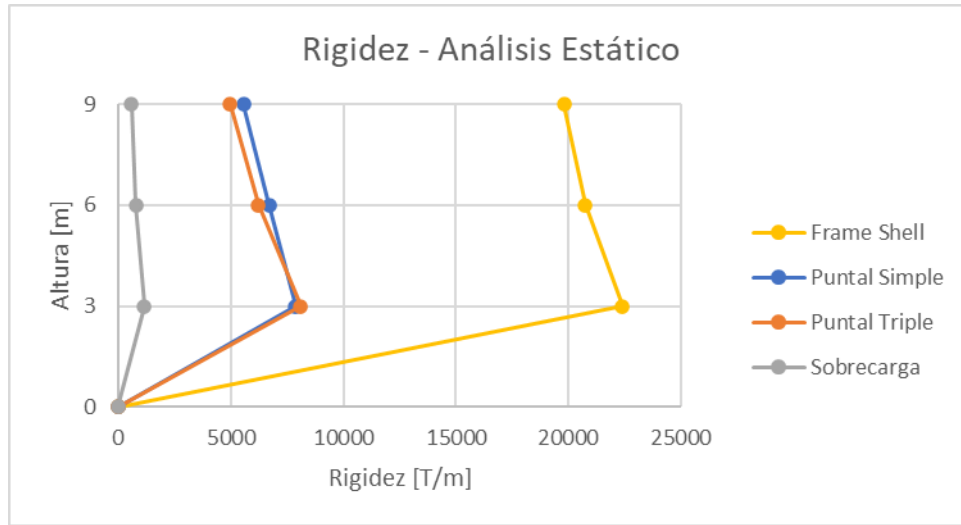
**Tabla 37:** Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Rigidez - Análisis Dinámico						
Datos	Frame Shell	P. Simple	P. Triple	Sobrecarga	Unidades	Altura
	u					
Sentido X; Base	0	0	0	0	[T/m]	0
Sentido X; 1er Piso	21605.39107	7884.892	8127.239	1178.977	[T/m]	3
Sentido X; 2do Piso	19364.832	6658.411	6150.985	799.391	[T/m]	6
Sentido X; 3er Piso	13905.59745	5322.642	4661.289	579.598	[T/m]	9

Fuente: Autor

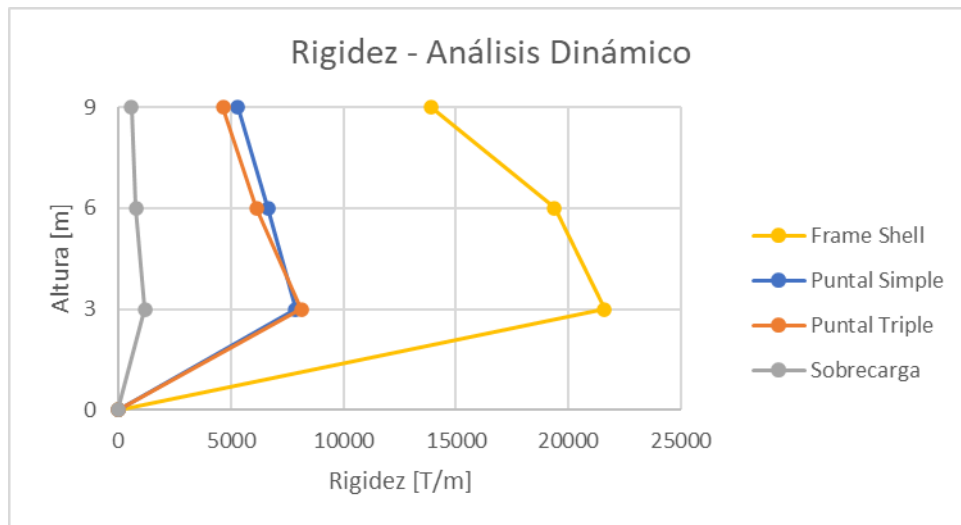


**Figura 70:** Rigidez de Análisis lineal estático para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

**Figura 71:** Rigidez de Análisis lineal dinámico para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 38 se presenta el análisis de la comparación de las fuerzas cortantes de cada uno de los modelos con el modelo de referencia (Frame Shell) en porcentaje de aumento.

**Tabla 38:** Análisis de resultados de la Rigidez para pórticos parcialmente llenos de mampostería expresados en porcentaje de disminución

<b>Rigidez</b>				
<b>Datos</b>	<b>Frame Shell Vs.</b>			<b>Comentario</b>
	<b>P. Simple (%)</b>	<b>P. Triple (%)</b>	<b>Sobrecarga (%)</b>	
<b>Análisis Estático</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Disminución
Sentido X; 1er Piso	64.85%	63.77%	94.77%	
Sentido X; 2do Piso	67.65%	69.98%	96.18%	
Sentido X; 3er Piso	71.88%	74.90%	97.02%	
<b>Análisis Dinámico</b>				
Sentido X; Base	0.00%	0.00%	0.00%	Porcentajes de Disminución
Sentido X; 1er Piso	63.50%	62.38%	94.54%	
Sentido X; 2do Piso	65.62%	68.24%	95.87%	
Sentido X; 3er Piso	61.72%	66.48%	95.83%	

**Fuente:** Autor

Según la Tabla 38, el modelo que mejor representa la rigidez es el del Puntal Simple, con una diferencia pequeña frente al Puntal Triple y finalmente con una diferencia de casi el doble a los resultados del modelo de referencia le sigue el modelo de sobrecarga, lo cual demuestra que la mampostería aporta a la rigidez de la estructura.

### **Interpretación del análisis lineal de los modelos comparativos**

A continuación, en las tablas 39 y 40 se presenta un resumen de los resultados en forma de check, el que pretende resaltar las variables en los que cada puntal se acercó más al modelo de referencia.

**Tabla 39:** Comparación de aciertos de los puntales Simple y Triple – Pórticos Completamente llenos con Mampostería

<b>Pórtico Completamente Lleno con Mampostería</b>		
<b>Variable\Elemento</b>	<b>Puntal Simple</b>	<b>Puntal Triple</b>
Período de Vibración	X	
Derivas	X	X
Desplazamientos		X
Fuerzas Cortantes	X	
Rigidez	X	

**Fuente:** Autor

**Tabla 40:** Comparación de aciertos de los puntales Simple y Triple – Pórticos Parcialmente llenos con Mampostería

<b>Pórtico Parcialmente Lleno con Mampostería</b>		
<b>Variable\Elemento</b>	<b>Puntal Simple</b>	<b>Puntal Triple</b>
Período de Vibración		X
Derivas		X
Desplazamientos		X
Fuerzas Cortantes		X
Rigidez	X	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con los resultados del análisis lineal presentados anteriormente y de acuerdo con las tablas 39 y 40, se determinó que el Puntal Simple representa a la mampostería de mejor manera que el Puntal Triple cuando se trata de pórticos completamente llenos de mampostería. Pero al presentarse el caso de pórticos parcialmente llenos de mampostería el modelo más representativo es el Puntal Triple. Finalmente, se pudo determinar que el modelo de Sobrecarga ignora muchas de las modificaciones en cuanto a derivas, desplazamientos y rigidez que la mampostería evidentemente infiere en el comportamiento lineal de la estructura.

### 3.1.2 Análisis estático no lineal comparativo

Para el análisis estático no lineal de los modelos indicados anteriormente, se ha utilizado el método del Push Over, en donde la estructura es empujada por una carga monotónica que representa al cortante basal distribuido en cada uno de sus niveles en dirección X hasta llegar a la falla de sus elementos.

#### 3.1.2.1 Modelos con pórticos completamente llenos de mampostería

##### 3.1.2.1.1 Desplazamientos

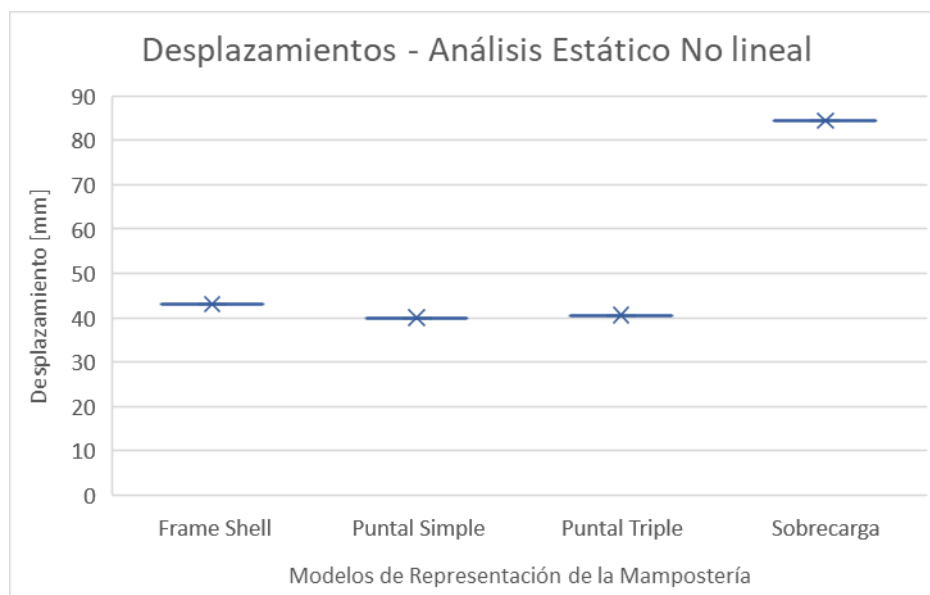
En la Tabla 41 se puede ver los resultados de cada uno de los modelos en cuanto a desplazamientos, mismos que están expresados en unidades de milímetros. Asimismo, en la Figura 72, se muestra un análisis comparativo de dichos resultados.

**Tabla 41:** Desplazamientos del Análisis no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería

<b>Desplazamientos</b>		
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>
<b>Frame Shell</b>	43.139	[mm]
<b>Puntal Simple</b>	40.031	[mm]
<b>Puntal Triple</b>	40.566	[mm]
<b>Sobrecarga</b>	84.507	[mm]

Fuente: Autor

**Figura 72:** Diagrama comparativo de los desplazamientos del análisis no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente en la Tabla 42 se presentan un análisis comparativo de los desplazamientos representados en porcentajes de aumento.

**Tabla 42:** Análisis comparativo de desplazamientos del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de disminución

Desplazamientos			
Modelo	Resultados	Unidad	Observación
<b>Puntal Simple</b>	7.20%	[mm]	Porcentaje de Disminución
<b>Puntal Triple</b>	5.96%	[mm]	
<b>Sobrecarga</b>	-95.89%	[mm]	

**Fuente:** Autor

Según los resultados de la Tabla 42, el puntal que mejor representa los desplazamientos es el Puntal Triple, con un 5.96% de disminución en sus desplazamientos con referencia al modelo de referencia, mientras que el modelo de sobrecarga se aleja a los resultados con un porcentaje del 95.89%.

### 3.1.2.1.2 Resistencia

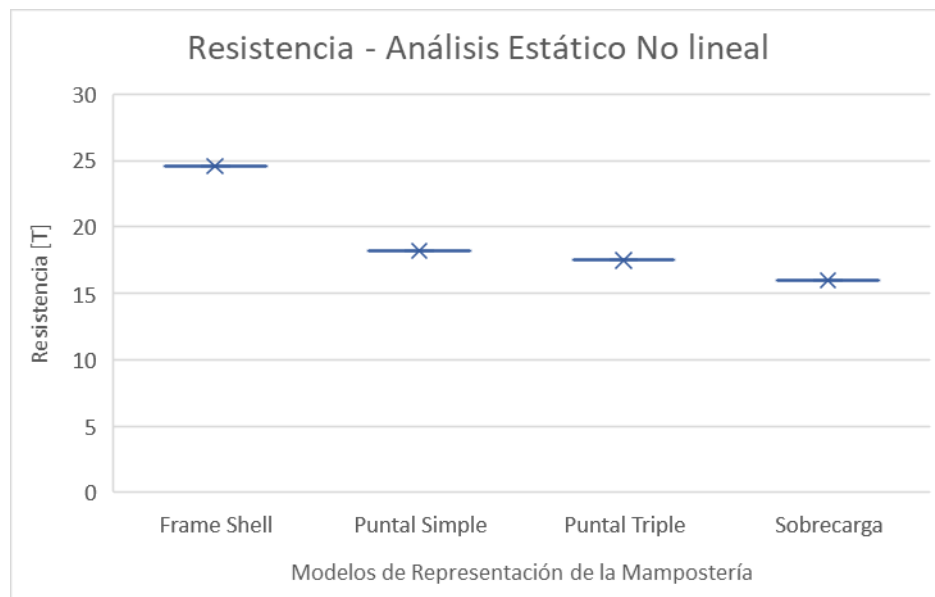
A continuación, en la Tabla 43 y Figura 73, se puede observar los resultados de resistencia obtenidos para cada uno de los 4 modelos de representación de la mampostería.

**Tabla 43:** Resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería

Resistencia		
Modelo	Resultados	Unidad
Frame Shell	24.5782	[T]
Puntal Simple	18.1712	[T]
Puntal Triple	17.4796	[T]
Sobrecarga	15.9495	[T]

Fuente: Autor

**Figura 73:** Diagrama comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería



Fuente: Autor

Adicionalmente, en la Tabla 44, se muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos representados en porcentaje de disminución.

**Tabla 44:** Análisis comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de disminución

<b>Resistencia</b>			
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>	<b>Observación</b>
<b>Puntal Simple</b>	26.07%	[T]	Porcentaje de Disminución
<b>Puntal Triple</b>	28.88%	[T]	
<b>Sobrecarga</b>	35.11%	[T]	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 44, el Puntal Simple posee una mejor representación en cuanto a la resistencia del pórtico, con una diferencia porcentual del 26.07%, respecto al modelo de referencia, siendo éste el más bajo de todos los demás, mientras que el modelo de sobrecarga disminuye en un 35.11% su resistencia.

### 3.1.2.1.3 Rigidez

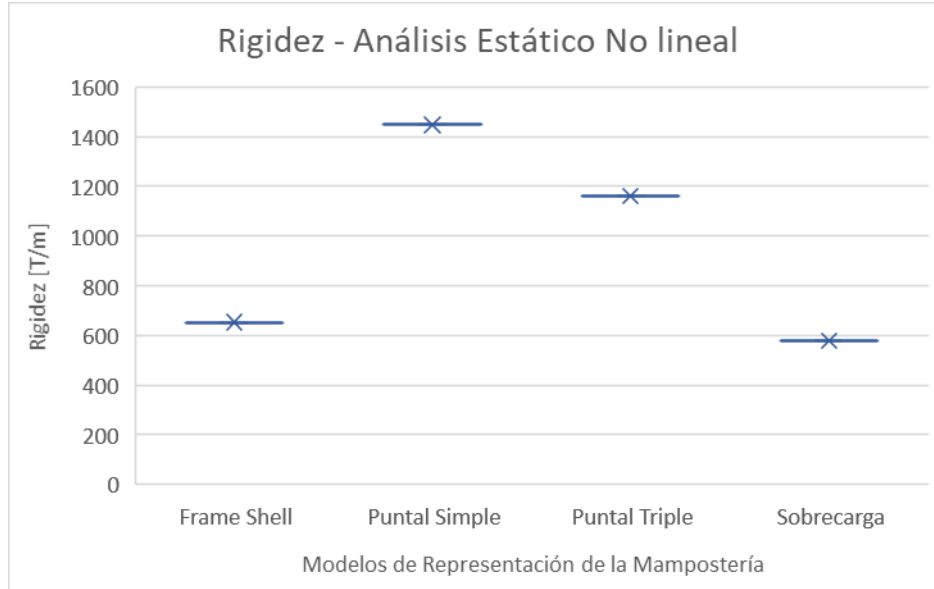
En la Tabla 45 y Figura 74 se pueden apreciar los valores de rigidez para cada uno de los modelos propuestos y un diagrama comparativo respectivamente.

**Tabla 45:** Rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería

<b>Rigidez</b>		
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>
<b>Frame Shell</b>	652.26667	[T/m]
<b>Puntal Simple</b>	1447.6372	[T/m]
<b>Puntal Triple</b>	1160.2356	[T/m]
<b>Sobrecarga</b>	578.73333	[T/m]

**Fuente:** Autor

**Figura 74:** Diagrama comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente, en la Tabla 46, se muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos representados en porcentaje de disminución.

**Tabla 46:** Análisis comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos completamente llenos de mampostería en porcentajes de aumento

<b>Rigidez</b>			
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>	<b>Observación</b>
<b>Puntal Simple</b>	121.94%	[T/m]	Porcentaje de Aumento
<b>Puntal Triple</b>	77.88%	[T/m]	
<b>Sobrecarga</b>	-11.27%	[T/m]	

**Fuente:** Autor

Según la Tabla 45, el modelo de puntal más representativo a la rigidez es el Puntal Triple, con un porcentaje de aumento del 77.88% respecto al modelo de referencia. Es necesario

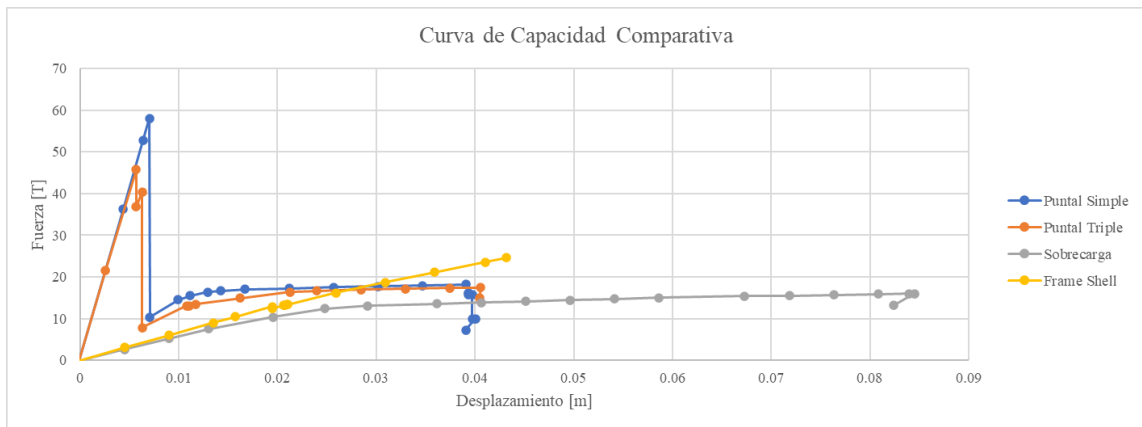


aclarar que los valores de rigidez pueden verse alterados, debido a las rótulas plásticas de los puntales, lo cual se explica a continuación en las Curvas de Capacidad.

#### 3.1.2.1.4 Curvas de Capacidad de los pórticos completamente lleno de mampostería

Como se puede observar en la Figura 75, la cual muestra las curvas de capacidad de los 4 modelos. Es importante recalcar que los picos que muestran las curvas correspondientes a los puntales se deben a su rótula que trabaja únicamente a carga axial, la cual de forma inicial dota al puntal de una mayor resistencia y rigidez, por lo que para la presente comparación se han obviado los resultados que conforman dichos picos.

**Figura 75:** Curvas de Capacidad de los pórticos completamente llenos de mampostería



Fuente: Autor

### 3.1.2.2 Modelos con pórticos parcialmente llenos de mampostería

#### 3.1.2.2.1 Desplazamientos

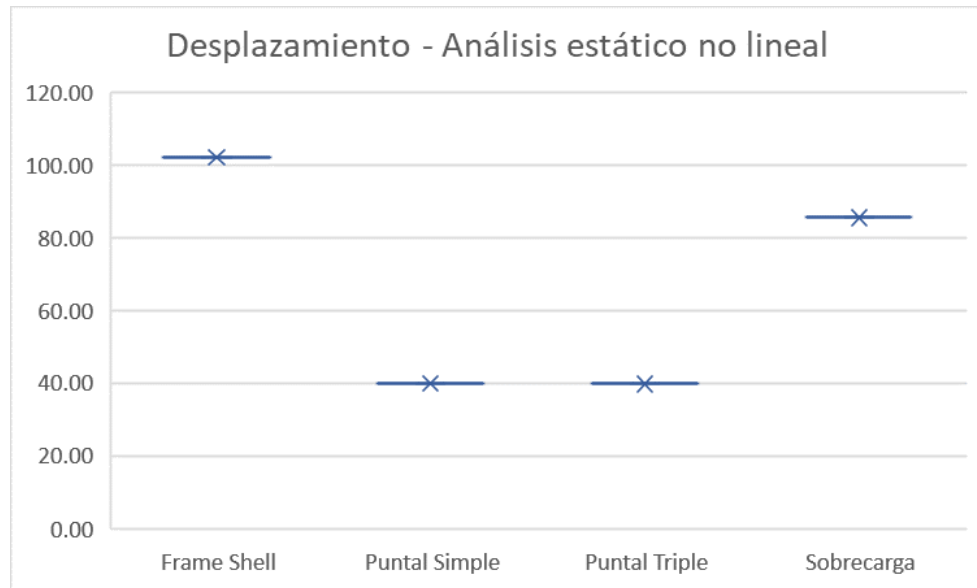
En la Tabla 47 se puede ver los resultados de cada uno de los modelos en cuanto a desplazamientos, mismos que están expresados en unidades de milímetros. Asimismo, en la Figura 76, se muestra un análisis comparativo de dichos resultados.

**Tabla 47:** Desplazamientos del Análisis no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Desplazamientos		
Modelo	Resultados	Unidad
Frame Shell	101.97	[mm]
Puntal Simple	39.83	[mm]
Puntal Triple	39.71	[mm]
Sobrecarga	85.50	[mm]

Fuente: Autor

**Figura 76:** Diagrama comparativo de los desplazamientos del análisis no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería



Fuente: Autor

Adicionalmente en la Tabla 48 se presentan un análisis comparativo de los desplazamientos representados en porcentajes de aumento.

**Tabla 48:** Análisis comparativo de desplazamientos del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución

<b>Desplazamientos</b>			
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>	<b>Observación</b>
<b>Puntal Simple</b>	60.94%	[mm]	Porcentaje de Disminución
<b>Puntal Triple</b>	61.06%	[mm]	
<b>Sobrecarga</b>	16.15%	[mm]	

**Fuente:** Autor

Según los resultados de la Tabla 48, el puntal que mejor representa los desplazamientos es el Puntal Simple, con una reducción de los desplazamientos del 60.94% respecto al modelo de referencia, mientras que el Puntal Triple presenta una disminución de un 61.06%. Sin embargo, se puede mencionar que el modelo de Sobrecarga se acerca más a los resultados del modelo de referencia con una disminución de tan solo el 16.15%.

### 3.1.2.2.2 Resistencia

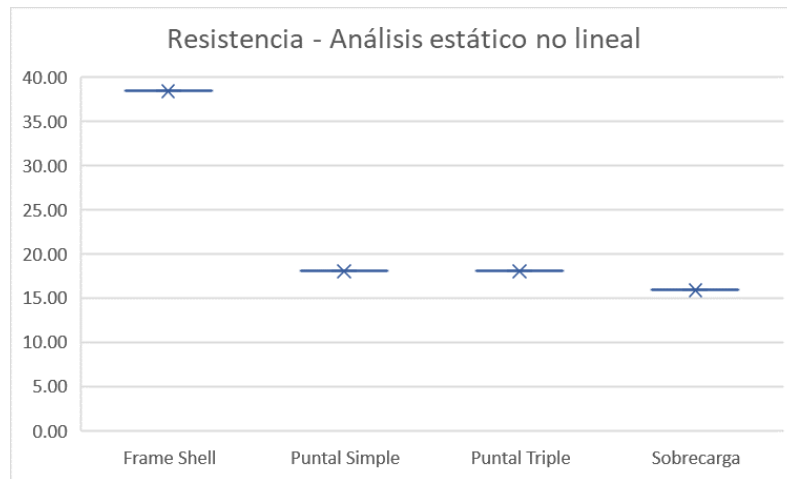
A continuación, en la Tabla 49 y Figura 77, se puede observar los resultados de resistencia obtenidos para cada uno de los 4 modelos de representación de la mampostería.

**Tabla 49:** Resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería

<b>Resistencia</b>		
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>
<b>Frame Shell</b>	38.37	[T]
<b>Puntal Simple</b>	18.02	[T]
<b>Puntal Triple</b>	18.02	[T]
<b>Sobrecarga</b>	15.87	[T]

**Fuente:** Autor

**Figura 77:** Diagrama comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

Adicionalmente, en la Tabla 50, se muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos representados en porcentaje de disminución.

**Tabla 50:** Análisis comparativo de la resistencia del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución

Resistencia			
Modelo	Resultados	Unidad	Observación
<b>Puntal Simple</b>	53.02%	[T]	Porcentaje de Disminución
<b>Puntal Triple</b>	53.02%	[T]	
<b>Sobrecarga</b>	58.64%	[T]	

**Fuente:** Autor

De acuerdo con la Tabla 50, los dos puntales son excepcionalmente iguales en la representación de la resistencia del pórtico, con un porcentaje de 53.02%, mientras que el modelo de sobrecarga disminuye en un 58.64% su resistencia.

### 3.1.2.2.3 Rigidez

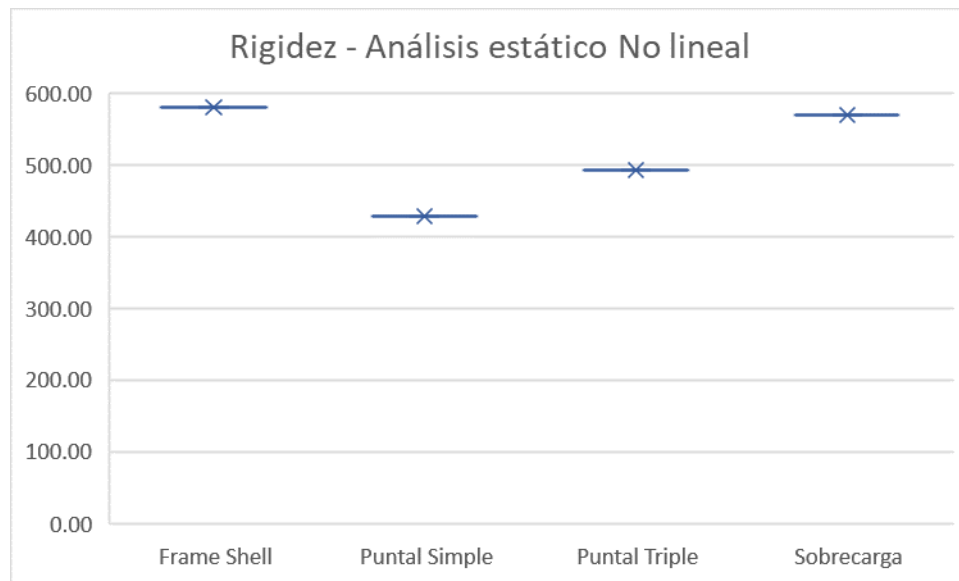
En la Tabla 51 y Figura 78 se pueden apreciar los valores de rigidez para cada uno de los modelos propuestos y un diagrama comparativo respectivamente.

**Tabla 51:** Rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería

Rigidez		
Modelo	Resultados	Unidad
Frame Shell	579.87	[T/m]
Puntal Simple	428.19	[T/m]
Puntal Triple	491.99	[T/m]
Sobrecarga	569.40	[T/m]

Fuente: Autor

**Figura 78:** Diagrama comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería



Fuente: Autor

Adicionalmente, en la Tabla 52, se muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos representados en porcentaje de disminución.

**Tabla 52:** Análisis comparativo de la rigidez del análisis estático no lineal para pórticos parcialmente llenos de mampostería en porcentajes de disminución

<b>Rigidez</b>			
<b>Modelo</b>	<b>Resultados</b>	<b>Unidad</b>	<b>Observación</b>
<b>Puntal Simple</b>	26.16%	[T/m]	Porcentaje de Disminución
<b>Puntal Triple</b>	15.16%	[T/m]	
<b>Sobrecarga</b>	1.81%	[T/m]	

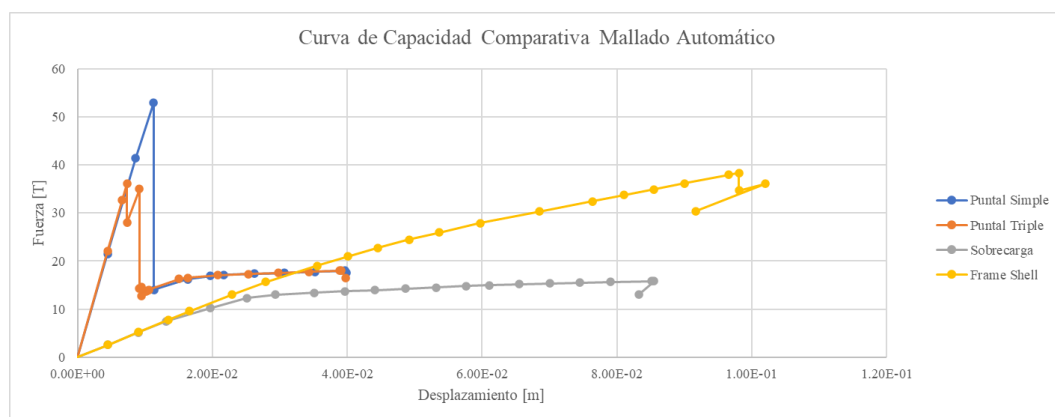
**Fuente:** Autor

Según la Tabla 52, el modelo más representativo a la rigidez es el Puntal Triple, con un porcentaje de disminución del 15.16% respecto al modelo de referencia. Sin embargo, el modelo de Sobrecarga presenta una disminución de tan solo un 1.81%.

### 3.1.2.2.4 Curvas de Capacidad de los pórticos parcialmente lleno de mampostería

Como se puede observar en la Figura 79, la cual muestra las curvas de capacidad de los 4 modelos restantes con mampostería hasta las  $\frac{3}{4}$  partes de su altura.

**Figura 79:** Curvas de Capacidad de los pórticos parcialmente llenos de mampostería



**Fuente:** Autor

### **Interpretación del análisis estático no lineal de los modelos comparativos**

De acuerdo con los resultados presentados anteriormente, el Puntal Simple, presenta un menor desplazamiento, debido a que posee una mayor rigidez, por lo que le permite alcanzar una mayor resistencia ante una carga aplicada, a diferencia del Puntal Triple y el modelo de Sobrecarga, resultando el Puntal Simple el que mejor representa a la mampostería cuando los pórticos se encuentran completamente llenos. Por otra parte, cuando los pórticos se encuentran parcialmente llenos con mampostería, la mejor representación se la lleva el Puntal Triple, que pese a tener una resistencia igual que el Puntal Simple, presenta un menor desplazamiento, por lo que posee una mayor rigidez, describiendo de mejor manera el comportamiento del pórtico parcialmente lleno con mampostería.

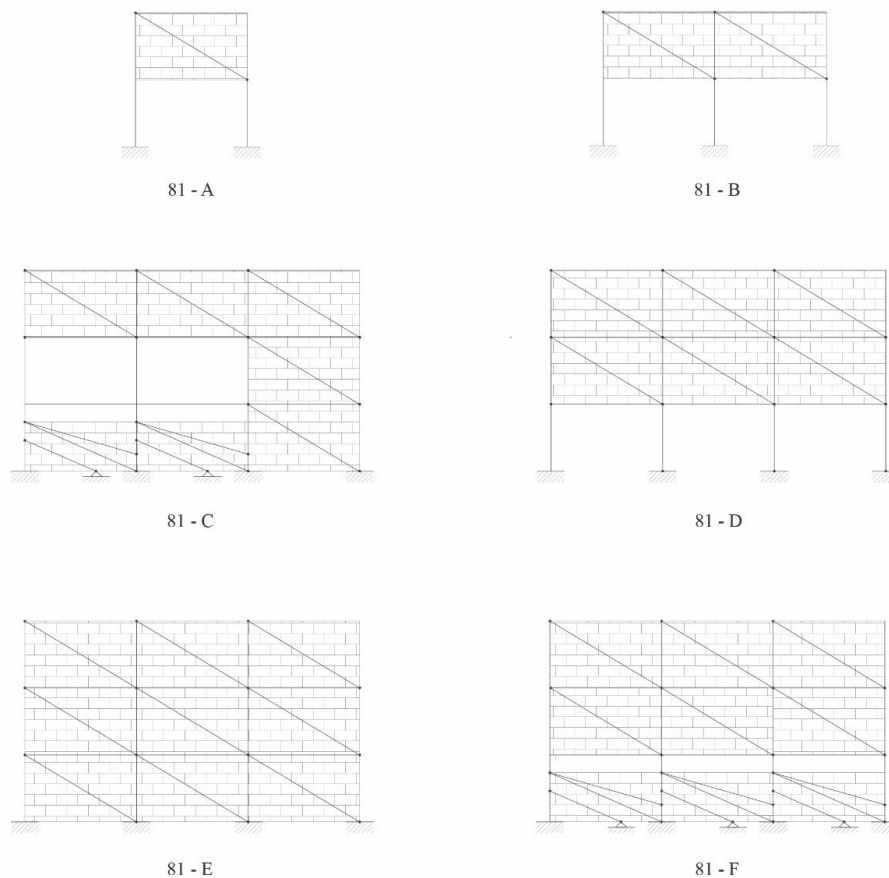
### **Interpretación de resultados comparativos**

De acuerdo con los resultados obtenidos tanto en el análisis lineal como no lineal, se puede identificar que el uso de los puntales dependerá de la configuración de la mampostería dentro del pórtico en estudio, es decir, si éste se encuentra completa o parcialmente lleno con mampostería, por lo que, para el estudio de los últimos pórticos propuestos en este estudio para analizar las patologías, se utilizará los puntales de acuerdo con este criterio.

### 3.1.3 Comportamiento, mecanismo de daño y patologías de pórticos parcial y totalmente llenos con mampostería

Para determinar el comportamiento, mecanismo de daño y posibles patologías de los pórticos completa y parcialmente llenos con mampostería, se plantearán 6 modelos con diferentes configuraciones, mismos que se muestran en la Figura 80, de acuerdo con el numeral 2.2.9. Para esta parte del estudio se aplicará el uso de los niveles de desempeño para los pórticos de hormigón, utilizando los puntales diagonales representativos para cada caso, y de esa manera poder determinar las posibles patologías que se puedan generar.

**Figura 80:** Pórticos Modelos para el estudio del comportamiento, mecanismo de daño y patologías de los pórticos parcial y completamente llenos con mampostería

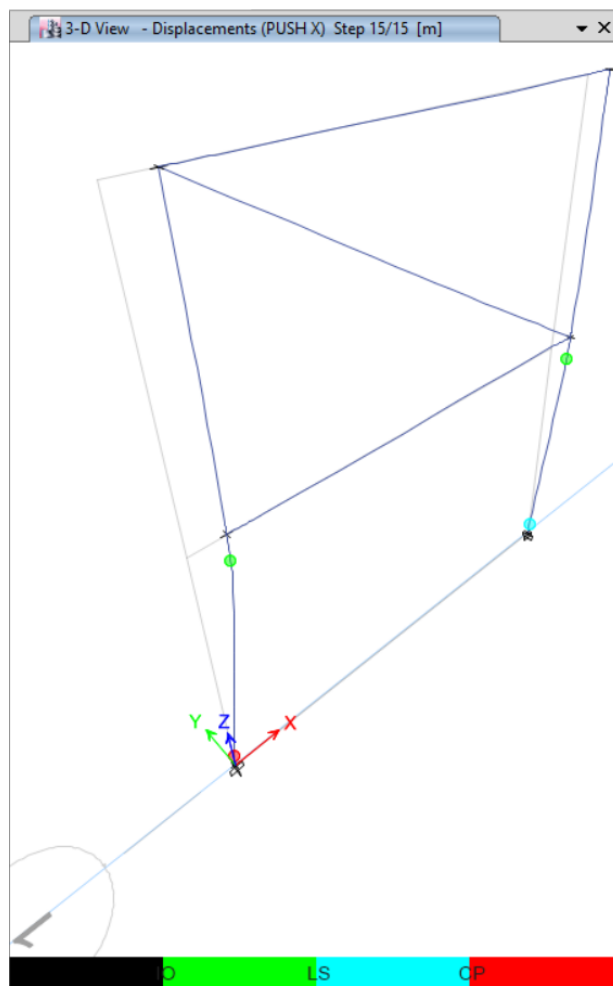


Fuente: Autor



A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados a los pórticos presentados en la Figura 80 juntamente con el análisis paso a paso, de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000.

**Figura 81:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-A)

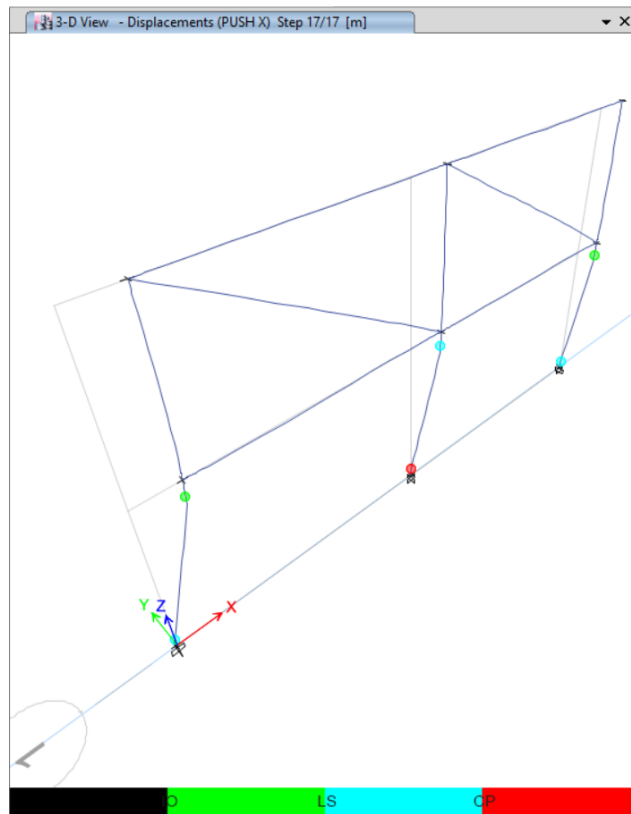


**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 81 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Las dos columnas de la planta baja empiezan mostrando daños leves en su base.
- La parte superior de las columnas de la planta baja, muestran de forma consecutiva daños leves, entrando al nivel Operacional, y sus bases entran en el nivel de Seguridad con daños moderados, desarrollando la patología de piso blando.
- Finalmente, la base de la columna A falla.

**Figura 82:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-B)

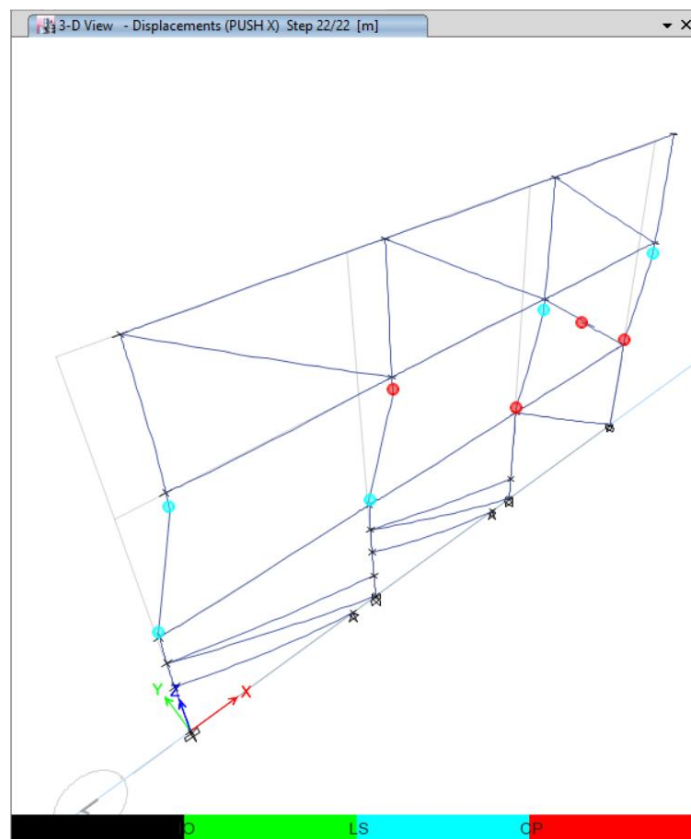


**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 82 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Empieza con daños leves en la base de las 3 columnas ubicadas en la planta baja, entrando en el nivel Operacional, mostrando el inicio de la patología de piso blando.
- La parte superior de las columnas de los ejes B, C y A ubicadas en la planta baja, entran de forma consecutiva en el nivel Operacional mostrando daños leves.
- Las bases de todas las columnas incursionan en el nivel de Seguridad, mostrando daños estructurales moderados, haciendo muy evidente una falla estructural por piso blando.
- Finalmente, la columna intermedia muestra daños moderados en la parte superior, ubicándose en el nivel Operacional y falla en su base.

**Figura 83:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-C)

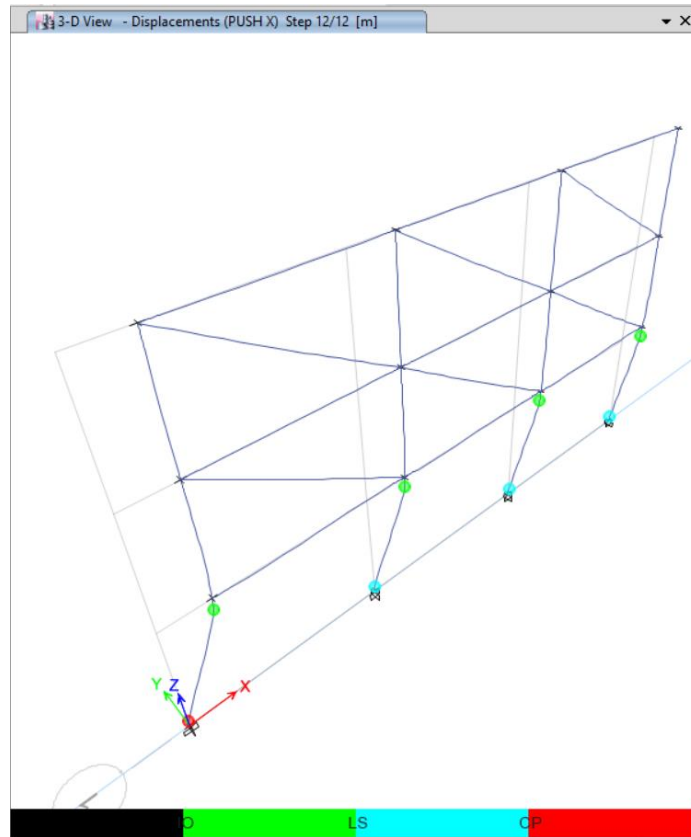


**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 83 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Comienza con daños graves en la mampostería ubicada en el tercer vano de la primera planta alta. No presenta daños estructurales.
- Las columnas B y C ubicadas en la primera planta alta, muestra daños leves tanto en su parte inferior como superior, incursionando en nivel Operacional.
- Las columnas A y D de la primera planta alta, presentan daños leves en su base, así como la parte superior de la columna del eje A y consecutivamente la cabeza de la columna D. Se evidencia el inicio de la patología de piso blando en el segundo nivel de la estructura.
- La base y cabeza de las columnas B y C incurren en el nivel de Seguridad.
- La base de la columna C incurre en el nivel de Próximo al Colapso y las demás incurren en el nivel de Seguridad.
- La parte superior de las columnas A y D muestran daños moderados y la cabeza de la columna B presenta daños graves.
- Finalmente, la base de la columna ubicada en el eje D muestra daños graves, dejando una evidente falla por piso blando.

**Figura 84:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-D)



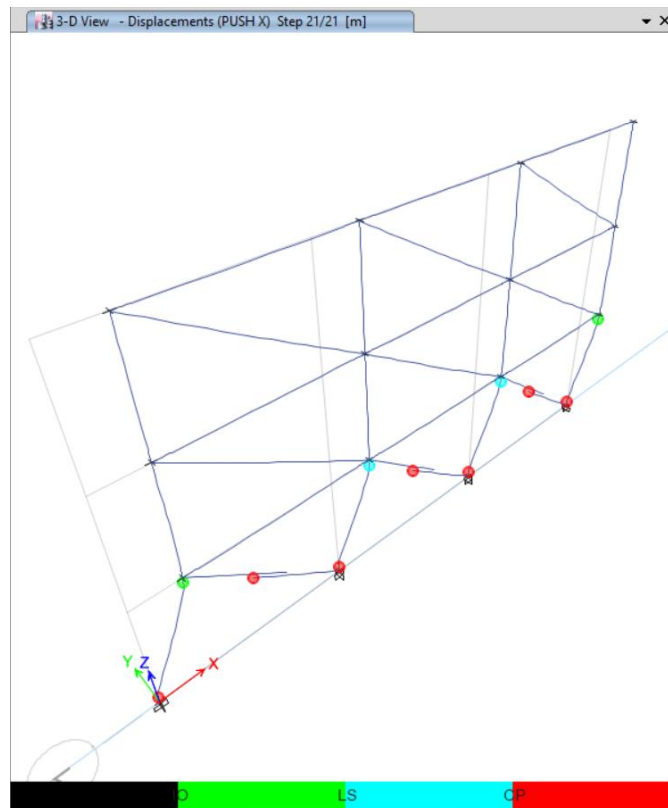
**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 84 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Empieza con daños leves en la base de las cuatro columnas y en la parte superior de las columnas ubicadas en los ejes B y C en la planta baja, entrando en el nivel Operacional.
- Las columnas de los ejes A y D ubicados en la planta baja muestran daños leves en su parte superior, ingresando al nivel Operacional y la columna del eje A en su base ingresa al nivel de Seguridad con daños moderados.
- El resto de las columnas del nivel inferior, presentan daños moderados en sus bases, entrando al nivel de Seguridad, mostrando un claro comportamiento de piso blando.

- Finalmente, la columna del eje A muestra un daño muy grave en su base, dejándola en el nivel de Próximo al Colapso.

**Figura 85:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-E)



**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 85 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Comienza con la mampostería del nivel inferior, primer vano en el nivel de Próximo al Colapso, y del segundo y tercer vano en el nivel de Seguridad, sin presentar daños en ninguno de los elementos estructurales.
- La mampostería de todos los vanos del nivel inferior entra en el nivel de Próximo al Colapso con daños muy graves y sin ningún daño en columnas y vigas, dejando a la estructura con una configuración parecida a la de piso blando.

- Las bases de todas las columnas y la cabeza de las columnas de los ejes B y C entran en el nivel Operacional con daños leves, mostrando un comportamiento parecido al de piso blando.
- La parte superior de las columnas de los extremos entran al nivel Operacional.
- La base de la columna del eje A entra en el nivel de Seguridad con daño moderado.
- La base de las columnas ubicadas en los ejes B, C y D y la parte superior de las columnas de los ejes B y C entran en el nivel de Seguridad y la base de la columna del eje A entra en el nivel de Próximo al Colapso con daño muy grave.
- Consecutivamente las bases de las columnas B, C y D van entrando en nivel de Próximo al Colapso como un efecto dominó.

### **Interpretación y análisis de resultados para los pórticos con la patología de piso blando**

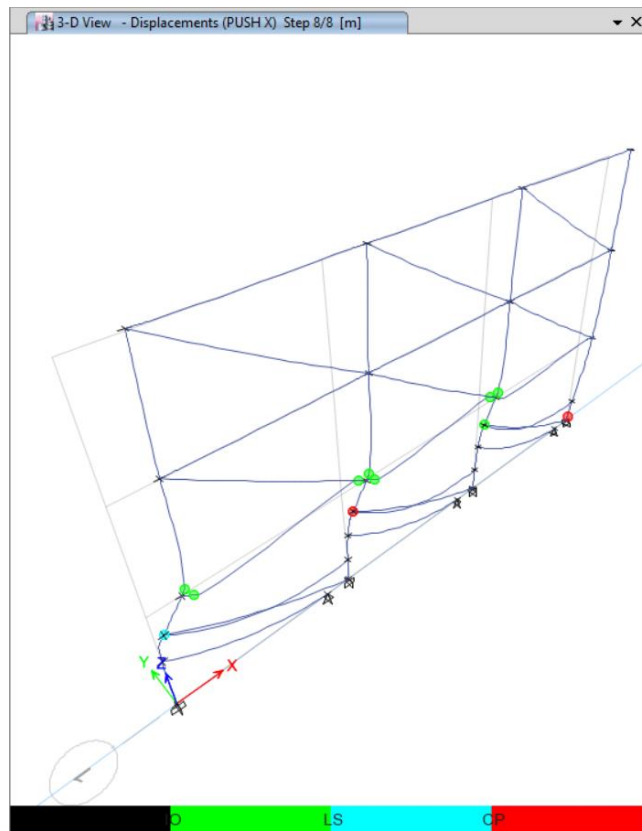
De acuerdo con los puntos descritos anteriormente, se puede evidenciar que la mampostería pudo influir desde un inicio en la base del pórtico, y en el caso del pórtico 81-C en el segundo nivel, debido a la falla de la misma en toda esta sección del pórtico, afectando directamente a los tramos inferiores de las columnas, mismas que posteriormente fallaron de forma prematura en la base antes que puedan presentarse daños en las vigas o en los tramos superiores de las mismas columnas, mostrando un claro ejemplo de Piso Blando.

De acuerdo con los resultados de los pórticos 81-D y 81-E, específicamente, se pudo determinar que pese a que uno de ellos (83-E) presentaba mampostería en el nivel inferior se produjo la patología de piso blando y con daños más graves que los presentados en el modelo 81-D, por lo que se pudo determinar que la resistencia de la mampostería juega un papel muy importante en la influencia del comportamiento y la generación de posibles patologías en los pórticos de hormigón, ya que dichos modelos cuentan con un mampuesto de bloque de baja resistencia, este llegará a fallar muy pronto, dejando a toda la sección sin la rigidez aportante por el mismo, como si no existiera ningún muro de mampostería,

pero pese a esto, le causa un daño adicional a las bases de las columnas, siendo más perjudicial la presencia de dicha mampostería.

Con el fin de poder analizar la patología de columna corta, se ha elaborado el modelo 81-F con una resistencia última de la mampostería más alta que la utilizada en los demás modelos, obtenida mediante el uso de la Ec. 7, con un resultado de 48.01 toneladas.

**Figura 86:** Diagrama de deformaciones y desempeño estructural y no estructural del pórtico (81-F)



**Fuente:** Autor

Según el análisis realizado al pórtico presentado en la Figura 86 y de acuerdo con la propuesta del Comité Visión 2000, se pudo observar lo siguiente:

- Comienza con daños graves en la base de la columna D de la planta baja.
- La columna del eje A presenta daños leves en la parte superior.
- Las columnas A y B de la planta baja incurren en los niveles de Seguridad y Operacional, respectivamente. La viga del primer vano de la primera planta alta



presenta daños leves a sus dos extremos, así como las bases de las columnas A y B en el mismo nivel.

- Finalmente, las columnas B y C de la planta baja, presentan daños muy graves y leves, respectivamente, mostrando a la patología de columna corta en las tres columnas en donde se ubicaron los puntales.

### **Interpretación y análisis de resultados para el pórtico con patología de columna corta**

De acuerdo con los resultados obtenidos del modelo 81-F, se pudo determinar que para la generación de la patología de columna corta no solamente se requeriría dejar un espacio libre de columna, sino también influirá las características físicas de la mampostería que conforme el muro. De esta manera, se pudo evidenciar que el pórtico pese a haber presentado una falla inicial en la base de la columna más alejada, formó rótulas plásticas en la zona libre, de todas las columnas en donde se ubicaron los puntales en dirección contraria a la aplicación de la carga. Asimismo, se pudo evidenciar que, debido a la falla parcial de las columnas inferiores, los esfuerzos se redistribuyeron al piso superior, ocasionando daños leves adicionales a las vigas y bases de algunas columnas.

### **3.2 Verificación de Hipótesis**

La mampostería de relleno sí influencia en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica, por lo tanto, es verdadera y verificable.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1 Conclusiones

- ✓ Se concluye que la mampostería presenta una clara influencia en el comportamiento, desempeño y mecanismo de daño de un pórtico de hormigón armado, porque al incorporar más rigidez a la estructura, disminuyen los desplazamientos y las derivas, mostrando una estructura menos dúctil de lo que se calcula normalmente, lo cual invita a la realización de un estudio y determinación de un factor de reducción  $R$  que represente correctamente el comportamiento de las estructuras en las que se incorporarán mampuestos como elementos no estructurales.
- ✓ Se concluye que para la representación de un pórtico con una sección total y parcialmente llena de mampostería se debe utilizar el puntal simple y el triple puntal, respectivamente, debido a que dichos puntales reflejarán resultados más certeros en variables de rigidez, derivas y desplazamientos.
- ✓ Se observó que generalmente el modelo tradicional de sobrecarga ignora ciertos parámetros como la rigidez, derivas y desplazamientos que la mampostería influencia en los pórticos de hormigón armado, como es el caso de un pórtico de 3 vanos 3 pisos con sus secciones completamente llenas de mampostería, en donde se ignora el aumento de la rigidez en un 99.3%, lo que ocasiona una disminución de las derivas y desplazamientos en un 98.37% y 98.56% respectivamente. Sin embargo, se puede resaltar que el modelo de sobrecarga presenta una buena representación al comportamiento de la estructura de hormigón armado, cuando se

requiere obtener las fuerzas cortantes y el período de vibración de la estructura, como es el caso del mismo pórtico antes mencionado, en donde tiene una diferencia mínima del 1.01% y del 3.34% frente a los resultados obtenidos por el modelo de referencia con respecto a las fuerzas cortantes y período de vibración, respectivamente, debido a que en dichos parámetros influirá la masa, la cual en el modelo de sobrecarga viene representado totalmente por las cargas, mientras que los puntales solamente aportarán una fracción de la masa total del muro de mampostería. Por lo tanto, el modelo de sobrecarga resulta óptimo para un diseño por fuerzas, pero deficiente para un diseño por desplazamientos.

- ✓ Se concluye que el uso de los puntales resulta muy útil para representar la influencia de la mampostería de forma directa hacia los elementos estructurales, porque representa un ahorro en el tiempo del análisis computacional, debido a que el puntal representa la zona más influyente del muro dependiendo de la dirección de aplicación de la carga hacia la estructura.
- ✓ De acuerdo con los resultados en el estudio realizado, se determinó que en el caso de la patología de columna corta se requiere no solamente un espacio libre de columna o secciones transversales deficientes, sino también que la mampostería tenga una mayor resistencia última, para que el muro pueda generar una mayor restricción a los desplazamientos laterales de las columnas y ocasionar graves daños a las mismas.
- ✓ Se observó que la patología de piso blando se puede provocar en un pórtico completamente lleno con mampostería, si la resistencia última de la mampostería es baja, porque al presentarse los mayores esfuerzos en la parte inferior de la estructura, se inhabilita a toda la mampostería del piso inferior de forma prematura, dejando a toda la base sin el porcentaje de rigidez aportado por los muros y una desproporción de rigidez entre los entrepisos, lo que finalmente desemboca en fallas graves producidas en las columnas de la planta baja, correspondientes a la patología de piso blando.

## 4.2 Recomendaciones

- ✓ Se recomienda catalogar y mencionar en la Norma Ecuatoriana de la Construcción a las estructuras aporticadas que estén compuestas con mampostería y detallar los procedimientos de estudios con las distintas representaciones de la mampostería, con el fin de poder obtener diseños más cercanos a la realidad.
- ✓ Se recomienda el desarrollo de un factor de reducción  $R$  que represente el correcto comportamiento de estas estructuras en cuando a rigidez, derivas y desplazamientos para estructuras que estén compuestas con mampostería cuando se realicen análisis con modelos tradicionales de sobrecarga.
- ✓ Se recomienda el uso de los elementos de representación de la mampostería dentro del análisis estructural de los pórticos para determinar el desarrollo de potenciales patologías en los elementos estructurales que conforman una estructura.

## MATERIAL DE REFERENCIA

### Referencias Bibliográficas

- [1] J. Carrillo y G. Gonzales, «Influencia De La Mampostería No Reforzada En El Comportamiento Inelástico De Pórticos De Concreto,» *Dyna*, Vol. 74, N° 152, Pp. 217-227, 2007.
- [2] R. Rochel, “Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporticadas: una explicación a los daños por los sismos de octubre de 1992 en Medellín”, *Revista Universidad EAFIT*, Vol. 29, N° 90, Pp.71-79, 2012.
- [3] H. Aroquipa, “Modelación Del Comportamiento Inelástico De Mampostería No Reforzada En Pórticos Deconcreto Armado Según El Asce41-13 (Puntal Equivalente)”. *El Ingeniero*, Vol.1, N°1, Pp. 4-4, 2017.
- [4] D. Cornejo, “Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016”, *Proceedings of the “Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials*, Pedernales-Ecuador, 2017.
- [5] A. Belda, “Estudio Experimental De La Influencia Del Relleno De Mampostería Sobre Pórticos De Hormigón Armado Frente A Acciones Horizontales” Máster, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia – España, 2014
- [6] M. Rashid and S. Khatun, “Effect of Infill Walls on Structural Frames”, *Internacional Conference on Mechanical, Production and Automobile Engineering (ICMPAE’2011)* Pattaya, Dec 2011
- [7] NEC-SE-HM, “Estructuras de Hormigón Armado”, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Ecuador,
- [8] NEC-SE-DS, “Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente”, Ecuador, 2014
- [9] D. Páez, J. Zabala, y Y. Rodríguez, “Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales”. *Ciencia*, Vol.19, N° 1, Pp. 59-75, 2017

- [10] F. Crisafulli, J. Carr y R. Park, “Analytical Modelling Of Infilled Frame Structures – A General Review”, Bulletin – New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33(1), Pp.30-47, 2000
- [11] F. Crisafulli y J. Carr, “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 40(2), Pp. 69-77, 2007
- [12] FEMA, “FEMA356 - Seismic Rehabilitation Prestandard - Chapter 7,” Rehabilitation, no. 2, pp. 1–26, 1992.
- [13] F. Crisafulli, “Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills”, Ph.D., University of Canterbury, New Zealand, 1997
- [14] G. Al-Chaar, “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, Engineer Research and Development Center, US Army Corps of Engineers, Houston, USA, 2002
- [15] R. L. D. Bonnet, “Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda,” pp. 47–98, 1997.
- [16] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2003
- [17] C. Castro, “Influencia de la mampostería de relleno en el comportamiento de un pórtico de estructura metálica sometido a carga lateral”, Bachelor's thesis, Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil, Ambato – Ecuador, 2019.
- [18] NEC-SE-MP, “Mampostería Estructural”, Ecuador, 2014