

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO ANALÍTICO DE LA INCIDENCIA DE LA
MAMPOSTERÍA ARQUITECTÓNICA ELABORADA EN
BLOQUE EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TRES
ARQUITECTURAS SELECCIONADAS EN HORMIGÓN
ARMADO (2 Y 4 PISOS) DE LA CIUDAD DE QUITO.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO EN
INGENIERÍA CIVIL, MENCIÓN ESTRUCTURAS**

FABIO GUSTAVO CHECA FLORES

checafloresfabio@outlook.com

JORDAN JAVIER JARAMILLO JARAMILLO

jordanjavier04@gmail.com

DIRECTOR: ING. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE MSc.

patricio.placencia@epn.edu.ec

CODIRECTOR: PhD. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, abril 2022

DECLARATORIA

En nuestro derecho y deber, nosotros, FABIO GUSTAVO CHECA FLORES y JORDAN JAVIER JARAMILLO JARAMILLO, declaramos por medio de este documento que:

El siguiente trabajo fue realizado por propia autoría de quienes suscriben, producto de nuestra auténtica investigación y conjuntamente del material bibliográfico que se referencia en todo el documento, en beneficio de la sociedad y de la Ingeniería civil.

Se declara que la Escuela Politécnica Nacional, según la Ley de Propiedad Intelectual, puede darles el uso a los derechos correspondientes según lo establecen los reglamentos vigentes.

FABIO GUSTAVO CHECA FLORES

JORDAN JAVIER JARAMILLO JARAMILLO

CERTIFICACIÓN

En honor a la verdad, certifico que el siguiente trabajo titulado como: **“ESTUDIO ANALÍTICO DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA ARQUITECTÓNICA ELABORADA EN BLOQUE EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TRES ARQUITECTURAS SELECCIONADAS EN HORMIGÓN ARMADO (2 Y 4 PISOS) DE LA CIUDAD DE QUITO.”** Se desarrolló por los señores FABIO GUSTAVO CHECA FLORES y JORDAN JAVIER JARAMILLO JARAMILLO, bajo la supervisión de mi persona.

Ing. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE Msc.

DEDICATORIA

Una extraordinaria voluntad, una fuerte determinación y un enorme esfuerzo son algunas de las muchas cualidades que la una persona debe poseer para crear algo con éxito. Esas cualidades no son innatas de alguien, sin que esta haya sido educada de tal manera para adquirirlos.

Por esta razón dedico mi trabajo, mis actividades y mi existir a mi Mamá Mónica Flores y a mi Papá Patricio Checa, quienes formaron en mí, esas y muchas más características para llegar hasta este punto y afrontar la vida como un hombre de bien debe hacerlo.

Dedico este trabajo a mi hermana Marilú quien me ha mostrado el gran amor de hermanos y siempre ha estado presente en mi vida.

Dedico mi trabajo a mi familia, amig@s y a mi mascota, quienes forman parte importante en mi corazón y aportaron directa e indirectamente para mi progreso profesional y personal.

Por qué las personas no se hacen solas, y cito un texto que leí hace poco: “Una persona ascienden cuando cumple sus logros, pero aquel que asistió para ello, trasciende con él”.

Para todos ustedes los amo y los bendigo.

Fabio

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo sobre todo a mis padres, ya que, sin su apoyo moral y económico nada de esto hubiese sido posible, por estar siempre presionándome y guiándome de la mejor manera en esta etapa de mi vida. A mis hermanas que siempre me han brindado su consejo y sabiduría, espero que siempre se cumplan sus metas.

A mis sobrinos, Mateo, Nicole, Micaela, Emilio y Juan Fernando, les quiero dedicar este trabajo para que sirva de ejemplo que los sueños se cumplen, sobre todo cuando te esfuerzas y trabajas con amor y dedicación. Nunca se rindan, sé que no es ni será fácil, pero tenemos la suerte de pertenecer a una familia muy unida e increíble, los amo con mi vida.

Se lo dedico también a aquellas personas que han pasado por mi vida, las que se han ido y las que se han quedado, por brindarme sabiduría, amor y experiencia, me ha enriquecido no solo como estudiante y futuro profesional, sino también como persona.

Jordan Jaramillo

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la vida por la familia que tengo y a mis papás por la vida y bendiciones que he recibido.

Agradezco a mi familia por su amor y apoyo en toda mi vida, nunca me ha faltado nada y lo he tenido todo con ustedes. Agradezco el apoyo emocional, económico, y académico que me han dado y el amor por los deportes y por la música, que son parte de quien soy ahora.

Para: Patricio, Mónica, Marilú, Jon, Joaquín.

Agradezco a mis amig@s y compañer@as quienes han estado presente en gran parte de mi vida y con cariño brindaron su apoyo sincero durante estos años.

Para: Daniel, Pao, Lili, Pau, Joselyn, Emilio, Andrés, Cesar, Anderson, Luis.

Agradezco a mi mascota que con su inocencia brinda paz y amor a todos que le rodea.

Para: Miu Mau Mau

Agradezco a mis profesores y tutores que con paciencia e inteligencia conducen el conocimiento con sabiduría para formar profesionales excepcionales.

Fabio

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a **Dios** por haberme bendecido con una **familia maravillosa**, la cual siempre ha sido un apoyo y sustento a lo largo de esta maravillosa etapa, por lo cual les tengo y siempre les tendré mucha gratitud y cariño.

A mis padres Roberto Jaramillo y Patricia Jaramillo, les agradezco por ser el apoyo que cualquier hijo desearía tener y por todo el cariño incondicional que me dan, gracias a ustedes, no sólo he conseguido ser el profesional que me he propuesto ser, sino que también me han criado para ser un gran ser humano con valores, siempre marcados por los principios de solidaridad, gratitud y sobre todo amor. Gracias por enseñarme a nunca rendirme a pesar de los problemas que se puedan suscitar a lo largo del camino, por mostrarme que, si las cosas se hacen con amor, por más complicado que parezca, siempre tienen solución. Les agradezco por todo, estoy muy orgulloso que sean mis padres los amo demasiado.

A mis hermanas María Fernanda y María José, que son la guía más preciada que tengo en mi vida, gracias por siempre estar ahí para mí, gracias por nunca rendirse y ser de esos seres maravillosos que siempre hacen las cosas con bondad y amor, las amo con toda mi alma.

A mi cuñado Ing. Juan Carlos Espinosa, gracias por todos los consejos que me has dado a lo largo del camino, quiero que sepas que te considero un modelo a seguir y que te estaré eternamente agradecido por las oportunidades y apoyo que me has brindado.

A mis amigos, a los que estuvieron en los momentos más difíciles, muchas gracias por levantarme cuando más lo necesitaba, por brindarme ese apoyo y no dejarme decaer.

Por último, pero no menos importante, **quiero agradecerme a mí mismo**, por nunca rendirme y siempre creer, por dejar de lado muchas cosas, con la única finalidad de cumplir mis metas, por plantearme cada vez nuevos y más complejos objetivos de vida y, sobre todo, por cada día ser un mejor ser humano.

Jordan Jaramillo

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.1.1 GENERAL.....	3
1.1.2 ESPECÍFICOS.....	3
1.2 ALCANCE.....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	5
1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	6
1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	7
CAPÍTULO II.....	8
MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 MAMPUESTO.....	8
2.2 MAMPUESTOS DE HORMIGÓN.....	8
2.2.1. CLASIFICACIÓN.....	9
2.2.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	10
2.3 MAMPOSTERÍA ARQUITECTÓNICA.....	10
2.4 MORTERO.....	11
2.5 MÉTODOS DE MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA.....	12
2.5.1 MICRO-MODELOS.....	12
2.5.1.1 TIPOS DE MODELADO DE MAMPOSTERIA POR ELEMENTOS FINITOS.....	13
2.5.1.1.1 Modelos con elementos área.....	13
2.5.1.1.2 Modelos con elementos área y Barra.....	14
2.5.2. MACRO-MODELOS.....	14
2.6 MODOS DE FALLA DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO.....	15
2.6.1 FALLA POR FLEXIÓN.....	16
2.6.2 FALLA DE CORTE POR DESLIZAMIENTO.....	17
2.6.3 FALLA DE CORTE.....	18
2.6.4 FALLA DE APLASTAMIENTO POR COMPRESIÓN DIAGONAL.....	18
2.7 PATOLOGÍA ESTRUCTURAL: PISO BLANDO.....	19
CAPÍTULO III.....	23
METODOLOGÍA.....	23
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PLAN.....	23
3.1.1 UBICACIÓN DE LOS PROYECTOS.....	23
3.1.2 PROPUESTAS ARQUITECTÓNICAS.....	23
3.2 ESTIMACIÓN DE CARGAS.....	30
3.2.1 CARGAS PERMANENTES (MUERTA).....	30
3.2.2 CARGA VIVA.....	30
3.2.3 CARGA DE GRANIZO.....	31
3.2.4 COMBINACIONES DE CARGA.....	31
3.3 PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ELEMENTOS.....	32
3.3.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES.....	32
3.3.2 MAMPOSTERÍA.....	33
3.3.2.1 PUNTAL EQUIVALENTE.....	35
3.3.3 VIGAS BANDA.....	42
3.3.4 LOSAS.....	44
3.3.5 COLUMNAS.....	56
3.4 ANÁLISIS SÍSMICO.....	61
3.4.1 FACTOR DE IMPORTANCIA (I).....	61
3.4.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R).....	61
3.4.3 RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL (η).....	62
3.4.4 ZONA SÍSMICA.....	62
3.4.5 FACTORES DE SITIO.....	64
3.4.6 PERIODO CRÍTICO.....	65

3.4.7	FACTOR EN EL ESPECTRO PARA EL DISEÑO ELÁSTICO (r).....	65
3.4.8	ACELERACIÓN ESPECTRAL S_a (T_a).....	66
3.4.9	IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN	66
3.4.10	PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	69
3.4.11	ESPECTRO DISEÑO NEC	70
3.5	MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS	71
3.6	ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO.....	77
3.7	ANÁLISIS DINÁMICO	85
3.8	DERIVA DE PISO	85
3.9	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	87
CAPÍTULO 4.....		97
ANÁLISIS DE RESULTADOS		97
4.1	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	97
4.2	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	178
4.3	ANÁLISIS DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA EN BASE A LOS RESULTADOS	189
4.4	DIAGNÓSTICO.....	191
CAPÍTULO 5.....		196
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		196
5.1	CONCLUSIONES.....	196
5.2	RECOMENDACIONES	200
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		202
ANEXOS		206

LISTA DE TABLAS

Tabla No. 1	Clases de bloques de hormigón según su uso.....	9
Tabla No. 2	Tipos de bloques de hormigón según su densidad.....	9
Tabla No. 3	Resistencia mínima neta a compresión simple en bloques de hormigón	10
Tabla No. 4	Normas internacionales respecto a piso blando.....	22
Tabla No. 5	Datos de arquitectura seleccionada 1	24
Tabla No. 6	Datos de arquitectura seleccionada 2	26
Tabla No. 7	Carga muerta asignada a arquitectura 1	30
Tabla No. 8	Carga muerta asignada a arquitectura 2	30
Tabla No. 9	Combinaciones de carga según NEC	31
Tabla No. 10	Fórmulas para el cálculo de la resistencia a corte de la mampostería.....	34
Tabla No. 11	Propiedades de las mamposterías a utilizar en los modelos	36
Tabla No. 12	Mínima altura en vigas propuesta por ACI 318.....	42
Tabla No. 13	Requisitos mínimos en función del número de pisos NEC-VIVIENDA.....	43
Tabla No. 14	Altura mínima según condición de apoyo para losas macizas en una dirección	44
Tabla No. 15	Mínimo espesor para losas en dos direcciones apoyadas en vigas en todos sus lados	45
Tabla No. 16	Propiedades de la sección crítica de cada nudo	49
Tabla No. 17	Datos para chequeo punzonamiento en losas planas	54
Tabla No. 18	Cálculo de las propiedades de la sección crítica del nudo interno de losa plana.....	54
Tabla No. 19	Acciones obtenidas en ETABS en nudo en análisis	54
Tabla No. 20	Cálculo del momento desbalanceado en la sección	55
Tabla No. 21	Cálculo y comprobación de corte por punzonamiento.....	55
Tabla No. 22	Datos de columna para modelo 1.....	57
Tabla No. 23	Acciones en columna central y de borde de modelo 1.....	57
Tabla No. 24	Datos de columna para modelo 2.....	58
Tabla No. 25	Acciones en columna central y de borde de modelo 2.....	58
Tabla No. 26	Datos de columna para modelo 3.....	59
Tabla No. 27	Acciones en columna central y de borde de modelo 3.....	60
Tabla No. 28	Resumen de secciones para modelación de estructuras	60
Tabla No. 29	Coefficiente de importancia según la categoría de la estructura.....	61
Tabla No. 30	Coefficiente R utilizado en cada estructura.	62
Tabla No. 31	Valores de factor Z dependiendo de la zona sísmica	63
Tabla No. 32	Valores de (Fa) según tipo de perfil de subsuelo y factor Z.....	64
Tabla No. 33	Valores de (Fd) según tipo de perfil de subsuelo y factor Z	64
Tabla No. 34	Valores de (Fs) según tipos de perfil de subsuelo y factor Z.	65
Tabla No. 35	Factor “r”	65
Tabla No. 36	Irregularidades en planta	67
Tabla No. 37	Irregularidades en altura.....	68
Tabla No. 38	Factores “Ct y α ” dependiendo del tipo de estructura.....	69

Tabla No. 39	Valores de k	80
Tabla No. 40	Datos sísmicos modelo 1	80
Tabla No. 41	Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 1	80
Tabla No. 42	Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 1	81
Tabla No. 43	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin mampostería – modelo 1	81
Tabla No. 44	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con mampostería – modelo 1	81
Tabla No. 45	Datos sísmicos modelo 2	82
Tabla No. 46	Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 2	82
Tabla No. 47	Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 2	82
Tabla No. 48	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin mampostería – modelo 2	83
Tabla No. 49	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con mampostería – modelo 2	83
Tabla No. 50	Datos sísmicos modelo 3	83
Tabla No. 51	Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 3	84
Tabla No. 52	Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 3	84
Tabla No. 53	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin mampostería – modelo 3	84
Tabla No. 54	Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con mampostería – modelo 3	84
Tabla No. 55	Deriva de piso límite permitida – NEC-SE-DS	86
Tabla No. 56	Inercias agrietadas recomendadas en NEC-SE-DS	86
Tabla No. 57	Inercias agrietadas utilizadas	87
Tabla No. 58	Resumen de secciones y área de acero colocada en columnas y vigas – modelo 1	97
Tabla No. 59	Chequeo de columna fuerte – viga débil y punzonamiento en nudos del modelo 1	98
Tabla No. 60	Radio de participación de masas modales modelo 1 – sin mampostería	99
Tabla No. 61	Derivas -modelo 1 analizado sin mampostería – centro de masas	100
Tabla No. 62	Derivas – modelo 1 analizado sin mampostería – esquinas	100
Tabla No. 63	Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas – modelo 1	103
Tabla No. 64	Comparación de derivas inelásticas en modelos – modelo 1	107
Tabla No. 65	Reducción de deriva al incorporar la mampostería al modelo– modelo 1	109
Tabla No. 66	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso – mampostería de buena calidad – modelo 1	110
Tabla No. 67	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Segundo piso – mampostería de buena calidad – modelo 1	111
Tabla No. 68	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso – mampostería de mediana calidad – modelo 1	112
Tabla No. 69	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Segundo piso – mampostería de mediana calidad – modelo 1	113
Tabla No. 70	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 1 – mampostería de buena calidad	114
Tabla No. 71	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 1- mampostería de buena calidad	115
Tabla No. 72	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 1 – mampostería de mediana calidad	116

Tabla No. 73	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 1- mampostería de mediana calidad.....	117
Tabla No. 74	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 sin retirar mampostería de buena calidad	118
Tabla No. 75	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 sin retirar mampostería de buena calidad	119
Tabla No. 76	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 sin retirar mampostería de buena calidad	119
Tabla No. 77	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 retirando mampostería de buena calidad	120
Tabla No. 78	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de buena calidad	120
Tabla No. 79	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de buena calidad	120
Tabla No. 80	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad	121
Tabla No. 81	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad	121
Tabla No. 82	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad	121
Tabla No. 83	Resumen de secciones y áreas de acero colocado en columnas y vigas- modelo 2	122
Tabla No. 84	Chequeo de columna fuerte- viga débil y punzonamiento en nudos modelo 2.....	123
Tabla No. 85	Radio de participación de masas modales modelo 2 – sin mampostería	124
Tabla No. 86	Derivas en el centro de masas – modelo 2 sin mampostería	124
Tabla No. 87	Derivas - modelo 2 analizado sin mampostería- esquinas	125
Tabla No. 88	Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas plásticas.....	127
Tabla No. 89	Comparación de derivas inelásticas en modelos- modelo 2.....	129
Tabla No. 90	Reducción de derivas al incorporar la mampostería al modelo- modelo 2.....	131
Tabla No. 91	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso-mampostería de buena calidad-modelo 2.....	132
Tabla No. 92	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas-Segundo piso-mampostería de buena calidad-modelo 2.....	133
Tabla No. 93	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso-mampostería de media calidad-modelo 2.....	135
Tabla No. 94	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas-Segundo piso- mampostería de media calidad-modelo2.....	136
Tabla No. 95	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 2 -mampostería de buena calidad	137
Tabla No. 96	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 2- mampostería de buena calidad	138
	Fuente: Elaboración propia	138
Tabla No. 97	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 2 -mampostería de media calidad	140
Tabla No. 98	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 2- mampostería de media calidad	141
	Fuente: Elaboración propia.....	141

Tabla No. 99	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 sin retirar mampostería de buena calidad	142
Tabla No. 100	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 sin retirar mampostería de buena calidad	142
Tabla No. 101	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2 sin retirar mampostería de buena calidad	143
Tabla No. 102	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 retirando mampostería de buena calidad	143
Tabla No. 103	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 retirando mampostería de buena calidad	144
Tabla No. 104	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2 retirando mampostería de buena calidad	144
Tabla No. 105	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 retirando mampostería de mediana calidad	145
Tabla No. 106	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 retirando mampostería de mediana calidad	145
Tabla No. 107	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2 retirando mampostería de mediana calidad	145
Tabla No. 108	Resumen secciones y área de acero colocada en columnas y vigas – modelo 3	146
Tabla No. 109	Chequeo de columna fuerte – viga débil y punzonamiento en nudos del modelo 3	147
Tabla No. 110	Radio de participación de masas modales modelo 3 – sin mampostería	148
Tabla No. 111	Derivas – modelo 3 analizado sin mampostería – centro de masas	148
Tabla No. 112	Derivas – modelo 3 analizado sin mamposterías – esquinas	149
Tabla No. 113	Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas – modelo 3	151
Tabla No. 114	Comparación de derivas inelásticas en modelos – modelo 3	154
Tabla No. 115	Reducción de deriva al incorporar la mampostería al modelo – modelo 3	156
Tabla No. 116	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – primer piso – mampostería de buena calidad – modelo 1	157
Tabla No. 117	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – segundo piso – mampostería de buena calidad – modelo 3	158
Tabla No. 118	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – tercer piso – mampostería de buena calidad – modelo 3	159
Tabla No. 119	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – cuarto piso – mampostería de buena calidad – modelo 3	160
Tabla No. 120	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – primer piso – mampostería de mediana calidad – modelo 3	161
Tabla No. 121	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – segunda planta – mampostería de mediana calidad – modelo 3	162
Tabla No. 122	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – tercer piso – mampostería de buena calidad – modelo 3	163
Tabla No. 123	Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – cuarto piso – mampostería de mediana calidad – modelo 3	164
Tabla No. 124	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 3 – mampostería de buena calidad	166
Tabla No. 125	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 3 – mampostería de buena calidad	167

Tabla No. 126 buena calidad	Verificación a corte en mampostería tipo Shell tercer piso – Modelo 3 – mampostería de	168
Tabla No. 127 buena calidad	Verificación a corte en mampostería tipo Shell cuarto piso – Modelo 3- mampostería de	169
Tabla No. 128 mediana calidad.	Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 3 – mampostería de	170
Tabla No. 129 mediana calidad	Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 3 – mampostería de	171
Tabla No. 130 mediana calidad	Verificación a corte en mampostería tipo Shell tercer piso – Modelo 3 – mampostería de	172
Tabla No. 131 mediana calidad	Verificación a corte en mampostería tipo Shell cuarto piso – Modelo 3 – mampostería de	173
Tabla No. 132 calidad	Comprobación piso blando NEC15-IBC USA- Modelo 3 sin retirar mampostería de buena	174
Tabla No. 133 calidad	Comprobación piso blando Perú E.30-2016- Modelo 3 sin retirar mampostería de buena	174
Tabla No. 134 calidad	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 3 sin retirar mampostería de buena	175
Tabla No. 135 calidad	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 3 retirando mampostería de buena	175
Tabla No. 136 calidad	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de buena	176
Tabla No. 137 calidad	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de buena	176
Tabla No. 138 mediana calidad	Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 3 retirando mampostería de	177
Tabla No. 139 calidad	Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de mediana	177
Tabla No. 140 calidad	Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de mediana	178

LISTA DE FIGURAS

Figura No. 1	Esquema Mampuestos de hormigón – bloque de hormigón hueco	8
Figura No. 2	Muro basado en modelo de elementos finitos	13
Figura No. 3	Muro modelado con elementos tipo barra y área.....	14
Figura No. 4	Esquema de Macro-modelo	14
Figura No. 5	Ilustración de mecanismo de falla a flexión por cargas laterales.	17
Figura No. 6	Falla de corte por deslizamiento en mampostería no reforzada	17
Figura No. 7	Falla por corte en mampostería no reforzada	18
Figura No. 8	Falla por compresión diagonal de aplastamiento en esquinas de mampostería	19
Figura No. 9	Ilustración de conceptos de piso blando.....	20
Figura No. 10	Efectos momentos de segundo orden con piso blando en el primer piso	21
Figura No. 11	Arquitectura seleccionada número uno.....	24
Figura No. 12	Vista en planta de arquitectura seleccionada número 1	25
Figura No. 13	Arquitectura seleccionada número dos - modelo dos pisos	27
Figura No. 14	Arquitectura seleccionada número dos – modelo cuatro pisos	27
Figura No. 15	Vista en planta de arquitectura seleccionada número 2	29
Figura No. 16	Esquema del puntal equivalente como representación de la mampostería.	36
Figura No. 17	Ejemplos de porciones de losa a ser incluidas en el cálculo de I_b	46
Figura No. 18	Ejemplo de franja de losa	47
Figura No. 19	Condiciones de nudo en losas planas.....	48
Figura No. 20	Chequeo columna fuerte - viga banda débil.....	55
Figura No. 21	Diagrama de interacción columna C1-A1	58
Figura No. 22	Diagrama de interacción columna C2-A2.....	59
Figura No. 23	Diagrama de interacción columna C3-A2.....	60
Figura No. 24	Valores para la relación de amplificación espectral	62
Figura No. 25	Mapa de zonificación sísmica y valores de Z por cada zona	63
Figura No. 26	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	70
Figura No. 27	Definición del material hormigón $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ en el programa.....	71
Figura No. 28	Definición del material de acero de refuerzo $F_y:4200 \text{ kg/cm}^2s$	72
Figura No. 29	Ejemplo de definición del material "Mampostería buena"	73
Figura No. 30	Definición de secciones tipo Viga y Columna para modelo 1	74
Figura No. 31	Ejemplo de definición de sección tipo "Frame" para uso como puntal equivalente de altura 41 cm y espesor 17 cm	75
Figura No. 32	Ejemplo de definición de elementos tipo "Shell" para uso de mampostería, espesor 17 cm.	75
Figura No. 33	Definición de los patrones de carga y combinaciones	76
Figura No. 34	Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 sin mampostería para el desarrollo del análisis	76
Figura No. 35	Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 con mampostería tipo "Puntal equivalente" para el desarrollo del análisis	77
Figura No. 36	Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 con mampostería tipo "Shell" para el desarrollo del análisis	77

Figura No. 37	Espectros utilizados para modelación de estructura	85
Figura No. 38	Secuencia de obtención de curva Pushover.....	88
Figura No. 39	Espectro de capacidad ilustración.....	89
Figura No. 40	Espectro de demanda ilustración	89
Figura No. 41	Punto de desempeño de la estructura.....	90
Figura No. 42	Creación de casos de carga del tipo "Estático no lineal"	92
Figura No. 43	Definición del caso CGNL.....	92
Figura No. 44	Definición del caso Pushover	93
Figura No. 45	Definición de rótulas plásticas en columnas	95
Figura No. 46	Definición de rótulas plásticas en vigas.....	96
Figura No. 47	Curva de capacidad Arquitectura 1 – Modelo 1 (Sin mampostería)	101
Figura No. 48	Punto de desempeño de modelo 1	102
Figura No. 49	Secuencia de formación de rótulas plásticas – modelo 1.....	104
Figura No. 50	Desplazamiento y derivas inelásticas dirección X – modelo 1	108
Figura No. 51	Desplazamientos y derivas inelásticas dirección Y – modelo 1.....	108
Figura No. 52	Curva de capacidad Arquitectura 2 – Modelo 1 (Sin mampostería)	125
Figura No. 53	Punto de desempeño – Modelo 1.....	126
Figura No. 54	Secuencia de formación de rótulas plásticas	127
Figura No. 55	Desplazamiento y derivas inelásticas dirección X.....	130
Figura No. 56	Desplazamientos y derivas inelásticas dirección Y	130
Figura No. 57	Curva de capacidad Arquitectura 2 – Modelo 3 (Sin mampostería)	150
Figura No. 58	Punto de desempeño de modelo 3	150
Figura No. 59	Secuencia de formación de rótulas plásticas – modelo 3.....	151
Figura No. 60	Desplazamientos dirección X – modelo 3.....	155
Figura No. 61	Desplazamientos dirección Y – modelo 3.....	155
Figura No. 62	Variación en el periodo de vibración natural de las estructuras.....	179
Figura No. 63	Cortante basal aplicado a los modelos	180
Figura No. 64	Cortante absorbido por la MA de buena calidad	181
Figura No. 65	Cortante absorbido (%) por la MA de buena calidad	182
Figura No. 66	Cortante absorbido por la MA de mediana calidad	183
Figura No. 67	Cortante absorbido (%) por la MA de mediana calidad.....	183
Figura No. 68	Mampostería tipo Shell de buena calidad que excede su resistencia.....	184
Figura No. 69	Mampostería tipo Shell de mediana calidad que excede su resistencia.....	184
Figura No. 70	Mampostería tipo puntal equivalente de buena calidad	185
Figura No. 71	Mampostería tipo puntal equivalente de mediana calidad	186
Figura No. 72	Desplazamientos en dirección X	187
Figura No. 73	Desplazamientos en dirección Y	187
Figura No. 74	Derivas inelásticas dirección X	188
Figura No. 75	Derivas inelásticas dirección Y	189

Figura No. 76 enchape	Comparación de curvas de capacidad en mampostería reforzada mediante técnica del	192
Figura No. 77	Requisitos mínimos para considerar al muro de mampostería como confinado	193
Figura No. 78	Ejemplo de piezas especiales para mampostería reforzada.....	194
Figura No. 79	Curvas de desempeño de construcciones no convencionales.....	194

RESUMEN

El siguiente trabajo es un estudio teórico que analiza la incidencia que tiene la mampostería elaborada en bloque hueco de hormigón de 15 cm utilizada con fines arquitectónicos y divisorios, en el comportamiento sísmico de tres arquitecturas seleccionadas, dos de dos plantas y una de cuatro plantas, en las cuales se realizó un análisis estático lineal, dinámico lineal y estático no lineal. A este análisis se incorpora el proceso de determinar y evaluar el diseño estructural considerando la utilización de losas planas con vigas banda, siendo este tipo de sistema el más usado en el país. Este proceso se evaluó de forma breve, basados en el texto de recomendaciones de diseño presentado por el Ing. Patricio Placencia para losas planas con vigas banda, con la finalidad de entender la problemática que se pueda presentar por la utilización de este tipo de losas y vigas; además, se presentan opciones de sistemas estructurales no convencionales como solución al problema que suscita la utilización de sistemas aporticados con losas planas con vigas banda.

En los resultados obtenidos se puede apreciar la incidencia que produce la utilización de mamposterías de buena y mediana calidad en la rigidez estructural, así como la formación de pisos blandos, producto de una mala distribución arquitectónica tanto en planta como en elevación de las mismas. Esto se revisó con base en criterios de permisibilidad de piso blando de la norma ecuatoriana, así como también de normas extranjeras; adicionalmente, se evaluaron los esfuerzos obtenidos en los muros de mampostería divisorios y se ha determinado el porcentaje de estos que podrían fallar ante un evento sísmico.

Para determinar la incidencia de la mampostería se modeló a las estructuras en el software ETABS, la mampostería fue modelada por medio del método del puntal equivalente y a través de la utilización de elementos tipos Shell, comparando los resultados obtenidos por cada método, permitiendo al lector decidir sobre la mejor opción de modelación para la inclusión de mamposterías al análisis estructural de sistemas de pórticos de hormigón armado.

ABSTRACT

The following work is a theoretical study that analyzes the use of masonry made from 15 cm hollow concrete block used for architectural and dividing purposes, in seismic behavior of three selected architectures; two with two floors and one with four floors, to which linear static, linear dynamic and nonlinear static analysis is carried out. This analysis incorporates the process of determining and evaluating structural design, considering the use of flat concrete slabs with band beams; this type of system being the most used in the country. This process was briefly evaluated, based on the text of design recommendations presented by engineer Patricio Placencia for flat concrete slabs with band beams, in order to understand the problems that may arise by the use of the aforementioned method of construction with slabs and beams. In addition, non-conventional structural options are presented as a solution to the problem that arises from the use of framed systems with flat slabs and band beams.

The results obtained show the impact of the use of good and medium quality masonry on structural stiffness, as well as the formation of soft floors, as a result of poor architectural distribution both in plan and elevation of the masonry. This was reviewed based on the soft floor permissibility criteria of the Ecuadorian standard, as well as foreign standards; additionally, the stresses obtained in the dividing masonry walls have been evaluated and the percentage of these that will fail in a seismic event has been determined.

To determine the incidence of the masonry, the structures were modeled in ETABS software; the masonry was modeled by means of the equivalent strut method and by using Shell type elements, comparing the results obtained by each method, allowing the reader to decide on the best modeling option for the inclusion of masonry in the structural analysis of reinforced concrete portal frame systems.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Gran parte de pérdidas económicas y humanas que provienen de la ocurrencia de un sismo son resultado de un deficiente comportamiento sísmico de las estructuras, las cuales llegan a tener daños que pueden ocasionar colapso parcial o total del inmueble; a pesar de que las normativas de construcción continúan evolucionando y mejorándose día a día con base a la experiencia que se ha obtenido de eventos sísmicos pasados, investigaciones, pruebas de laboratorio, etc. Se ha podido evidenciar que continúan ocurriendo fallas estructurales con resultados fatales en muchos países del mundo. (Barbat et al., 1995)

Ecuador, al estar situado en la zona del anillo de fuego del pacífico, lugar donde se libera aproximadamente un 90 por ciento de la energía sísmica del planeta, es una de las zonas más afectadas por sismos de gran magnitud, aun más por sus índices de vulnerabilidad constructiva y por ende de riesgo (Aguirre & Gallegos, 2018).

“En la ciudad de Quito cerca del 91.8 por ciento de estructuras para vivienda tienen como principal material el hormigón armado, de las cuales el 81.6 por ciento utiliza bloques como mampostería de relleno para las paredes” (El Comercio, 2019).

La mampostería arquitectónica (MA) es utilizada como elemento divisorio o de fachada en las construcciones como viviendas, hospitales, etc. usualmente se encuentra ubicada en el eje entre dos columnas. Los materiales más utilizados para la elaboración de la MA pueden ser bloques, ladrillos, bloques huecos, ladrillo hueco, etc. (Oller et al., 1998).

A pesar de la innovación en la producción de los materiales que conforman la MA, los métodos de cálculo para predecir el efecto que tiene la MA en el comportamiento de la estructura ante un sismo no ha tenido el mismo desarrollo, siendo así que se omite su presencia en los modelos computacionales que se realizan, simplemente se le considera como una sobrecarga uniforme para la estructura, esto se debe a que existe un desconocimiento generalizado del

comportamiento que este tipo de elementos de mampostería tiene y por ende existe un problema al diseñar de forma óptima (Oller et al., 1998).

El problema real con la MA en varias partes del mundo sobre todo en el diseño de pórticos de hormigón armado, es que, comúnmente estos son tomados como elementos no estructurales, sin colocarlos en los análisis estructurales ni en los diseños (Abdelkareem et al., 2013) .

Este problema se ha derivado frecuentemente en los últimos años de construcciones en fallas en las estructuras por tener diseños de pisos blandos donde ese ha visto que la MA interrumpe el desempeño de "elementos estructurales" dejando de funcionar de manera que no cumplen con su capacidad de resistencia (Kaminetsky, 1991)

El propósito y dirección de esta investigación es determinar hasta qué punto influye la MA en el comportamiento de tres propuestas de estructuras "típicas" de la ciudad de Quito de 2 y 4 pisos, considerando algunos escenarios que se pueden presentar durante un sismo, y así evidenciar que la MA es la responsable de la formación de la patología conocida como piso blando, que tiene como consecuencia principal el colapso de las estructuras.

Además, con la finalidad de probar la hipótesis del estudio y cumplir con los objetivos planeados se realizarán los modelos computacionales necesarios y el diseño estructural de cada arquitectura planteada, para en un paso posterior modelar la MA junto al diseño estructural y evidenciar el cambio que surja en el comportamiento de la estructura al someterla al sismo de diseño que plantea la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC).

Una vez ingresados los datos del diseño estructural y modelada la MA se comparará los resultados de las tres arquitecturas al tratarlas como esqueletos y añadiendo la mampostería. Con los resultados obtenidos de ambas modelaciones y la comparación del cambio del comportamiento de la estructura, se procederá a plantear posibles soluciones a los problemas que se encuentren, enfatizando estas últimas para evitar que se presente la patología conocida como piso blando.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GENERAL

Analizar la incidencia que tiene la mampostería arquitectónica de dos tipos de calidad distintas elaborada con bloque de hormigón de 15 cm, en el comportamiento sísmico de tres arquitecturas seleccionadas para la ciudad de Quito, dos estructuras de dos pisos y una de cuatro pisos, mediante la aplicación del método denominado "puntal equivalente".

1.1.2 ESPECÍFICOS

- Plantear dos arquitecturas de vivienda para la ciudad de Quito, la primera con dos pisos de altura y la segunda con dos y cuatro pisos de altura.
- Determinar el diseño estructural de vigas banda y columnas que corresponde a las arquitecturas de las viviendas analizadas, basados en la aplicación de los códigos de construcción NEC-VIVIENDA Y NEC-SE-HM, sin considerar la influencia de la mampostería arquitectónica.
- Comparar periodos naturales de vibración y derivas de piso, de los resultados obtenidos al modelar las estructuras seleccionadas, cuando se considera y no se considera la mampostería arquitectónica.
- Investigar en bibliografía el método recomendado para la aplicación del puntal equivalente y su implementación en los modelos.
- Determinar las secciones de elementos tipo "Frame" para la aplicación del método de puntal equivalente en cada mampostería.
- Hallar en la bibliografía dos módulos de elasticidad distintos para la mampostería arquitectónica, uno experimental y otro teórico, para modelar dos casos de mampostería por cada estructura.

- Determinar las acciones que se produzcan en las paredes de mampostería arquitectónica por el método del puntal equivalente y modelando la mampostería como elementos tipo Shell.
- Comparar la resistencia de la mampostería con las acciones obtenidas.
- Determinar la ocurrencia del fenómeno de piso blando con base a los resultados obtenidos.
- Proponer posibles soluciones ante el efecto de ocurrencia del piso blando en la estructura basado de la información resultante obtenida de las modelaciones.

1.2 ALCANCE

El presente estudio se enmarca en la modelación estructural en el programa ETABS de tres casos de edificaciones de hormigón armado, dos de dos pisos y uno de cuatro pisos, previamente seleccionadas; donde se representará a la mampostería arquitectónica elaborada en bloque de hormigón por medio del método del “Puntal Equivalente” y otro caso con elementos tipo “Shell”, y así determinar la influencia que tiene esta con el comportamiento sísmico de la estructura. En este estudio se implementarán dos diferentes módulos de elasticidad de mampostería en los modelos, es decir, variarán sus propiedades mecánicas y se propondrá la comparación entre modelos en los cuales se toma en cuenta la mampostería y en los que no se toma en cuenta la mampostería, basándose en los procesos de: análisis estático lineal, análisis dinámico lineal. A la vez, se comparará las acciones obtenidas en la mampostería para determinar la posible ocurrencia del fenómeno de piso blando.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Los movimientos telúricos son desastres naturales que comúnmente golpean a diferentes ciudades en el mundo, de manera que se producen pérdidas sociales tanto como económicas y de infraestructura civil. En consecuencia, la reducción del riesgo sísmico y sobre todo la vulnerabilidad de las construcciones, simboliza un trabajo de gran importancia social. Es en este punto donde el Ingeniero Civil interviene como responsable, ya que es el profesional encargado del diseño, cálculo y supervisión de la correcta construcción de las edificaciones (Espinosa, 2018).

El siguiente trabajo de titulación pretende analizar la influencia que produce la mampostería no reforzada elaborada en bloque utilizada con fines arquitectónicos en la respuesta sísmica de estructuras de hormigón con sistemas tipo pórtico con viga banda, ante el posible suceso de un sismo de diseño. Se realizarán los modelos respectivos de las arquitecturas seleccionadas y se procederá al diseño estructural de vigas banda y columnas de acuerdo con lo establecido en los códigos ecuatorianos de construcción: NEC-VIVIENDA Y NEC-SE-HM, para posteriormente compararlos con modelos donde se tome en cuenta la mampostería de relleno y de esta forma evaluar el nivel de incidencia de estos en el comportamiento sísmico de las estructuras. Además, plantear la importancia de la inclusión de la mampostería en los modelos de esqueletos estructurales de los programas de modelación (ETABS) con el fin de entender el fenómeno de piso blando y proponer recomendaciones para que los modelos puedan abarcar la mayor cantidad de información que ayude a mejorar la comprensión sobre el comportamiento de este tipo de estructuras en el país, en vista de que la interacción pórtico-relleno puede modificar significativamente los diseños convencionales. Existen métodos y herramientas para que este tipo de elementos sean tomados en cuenta y de esta forma cuantificar la influencia positiva o negativa de esa interacción (J. Carrillo & Gonzáles, 2007).

“Es importante realizar el análisis de la incidencia de la mampostería a causa de las observaciones que se pudieron hacer posterior a la ocurrencia del sismo de 2016 en la costa ecuatoriana, donde se pudo apreciar un deficiente comportamiento de este tipo de estructuras compuestas de pórticos de hormigón armado y mampostería de relleno” (Páez, 2017).

1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

El análisis de las estructuras propuestas se las realizará mediante el análisis lineal, análisis dinámico lineal y análisis de los esfuerzos generados en la mampostería, este último se utilizará para determinar las solicitaciones al cual estaría sometida la mampostería y evaluar su resistencia ante dichas acciones.

La inclusión de la mampostería en los modelos se lo puede realizar por medio de dos grupos de métodos: los métodos de macro y micro modelos. “Los métodos de macro-modelos son métodos analíticos simples que han mostrado tener resultados muy cercanos a la realidad y a través de numerosos experimentos se ha mostrado su validez. Los métodos de micro-modelos son utilizados para mostrar a detalle el comportamiento de la mampostería dentro del pórtico, estos métodos requieren un esfuerzo computacional bastante grande ya que su análisis es más elaborado” (Agudelo & López, 2009).

Para la elaboración de la tesis se usarán: el método del puntal, que corresponde a un macro-modelo, el método del puntal equivalente considera las aberturas que pueda tener la mampostería para la predicción del modelo y se compararán los resultados modelando la mampostería como elementos tipo Shell en el software estructural. Se modelarán dos escenarios donde la calidad de la mampostería elaborada en bloque sea: calidad aceptable y calidad buena.

1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Conocer los efectos que la mampostería de bloque podría tener en el comportamiento sísmico de una estructura puede ayudar a los profesionales de construcción a tomar mejores decisiones al momento de realizar el diseño estructural de los elementos, a ejecutar un modelamiento más preciso de la estructura para predecir su comportamiento, incluso a tomar acción respecto a mejorar la unión de los muros de mampostería con el sistema estructural. Por ello esta investigación pretende generar información con base en estudios analíticos, para que sea usada en modelos estructurales convencionales de futuras construcciones, y remodelaciones de viviendas, para mejorar la calidad de construcción y por ende dar mayor seguridad a la población civil.

CAPÍTULO II

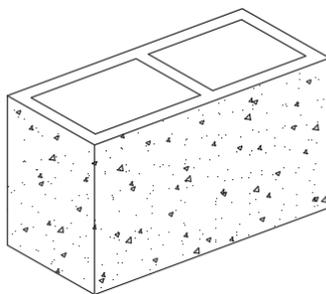
MARCO TEÓRICO

2.1 MAMPUESTO

Un material mampuesto se define como un elemento de construcción que se emplea en una obra de mampostería elaborado de materiales como cal, arena, concreto y silicato de calcio, arcilla, etc., con una variedad de tamaños, formas y colores (Hendry, 2001) . En Ecuador, la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) plantea tales mampuestos con sus requerimientos de aceptación y métodos de ensayos con el fin de ser normalizados.

A continuación, se muestra una ilustración de un bloque típico utilizado para la construcción de muros de mampostería.

Figura No. 1 Esquema Mampuestos de hormigón – bloque de hormigón hueco



Fuente: Elaboración propia dibujo en AutoCAD

2.2 MAMPUESTOS DE HORMIGÓN

“Mampuesto de hormigón se lo conoce como un mampuesto con forma de paralelepípedo prefabricado y elaborado con hormigón simple o cemento hidráulico, áridos finos y áridos gruesos como: grava, arena, piedra partida, piedra pómez, granulados volcánicos y otros materiales inorgánicos inertes, todos estos materiales a unión con el agua” (NTE INEN 3066, 2016). La Norma Técnica Ecuatoriana presenta un criterio de distinción entre bloque hueco de hormigón y bloque sólido de hormigón, el primero tiene un área de superficie de carga menor al 75 % mientras que en el bloque sólido es mayor o igual al 75 %.

2.2.1. CLASIFICACIÓN

La Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN 3066, 2016) tiene dos tipos de clasificaciones, de acuerdo a su uso que se dará a la mampostería y de acuerdo a la densidad del hormigón.

Tabla No. 1 Clases de bloques de hormigón según su uso

Clase	Uso
A	Mampostería estructural
B	Mampostería no estructural
C	Alivianamientos en losas

Fuente: NTE INEN 3066 “Bloques de hormigón, requisitos y métodos de ensayo”

Los bloques clase “A” son utilizados como elemento estructural con el criterio de pared portante, los bloques no estructurales, es decir, de clase “B” se usan como divisor entre espacios físicos y de soporte de su propio peso.

Tabla No. 2 Tipos de bloques de hormigón según su densidad

Tipo	Densidad del hormigón (kg/m³)
Liviano	< 1 680
Mediano	1 680 a 2 000
Normal	> 2 000

Fuente: NTE INEN 3066 “Bloques de hormigón, requisitos y métodos de ensayo”

2.2.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Para conocer la clase de bloque A, B o C a usar es necesario realizar ensayos de resistencia a la compresión del mampuesto de hormigón, el cual debe cumplir con lo estipulado en la NTE, proponiendo resistencias mínimas como se muestra en la siguiente tabla. La cual debe estar basada en el método de ensayo de 3 bloques que se describe en dicha Norma en su anexo E.

Tabla No. 3 Resistencia mínima neta a compresión simple en bloques de hormigón

Descripción	Resistencia neta mínima a la compresión simple (MPa)*		
	Clase A	Clase B	Clase C
Promedio de 3 bloques	13,8	4,0	1,7
Por bloque	12,4	3,5	1,4
* 1 MPa = 10,2 kg/cm ²			

Fuente: NTE INEN 3066 “Bloques de hormigón, requisitos y métodos de ensayo”

2.3 MAMPOSTERÍA ARQUITECTÓNICA

La mampostería arquitectónica MA es conocida como un conjunto de mampuestos colocados de forma ordenada y unidos por medio de mortero de pega, de tal forma que el conjunto va a formar un muro. Este tiene que soportar únicamente su propio peso, es la razón por la cual se lo considera un muro no estructural. Estos muros serán clasificados de acuerdo a su ubicación, pueden ser muros de fachada, es decir que están ubicados por el frente de la edificación o divisorios; en otras palabras, están ubicados dentro de la edificación y cumplen con la finalidad de dividir un espacio, en cualquier caso solo cumple funciones de arquitectura en la estructura (J. Carrillo, 2004).

“Los muros de mampostería no estructural son utilizados para separar espacios físicos en edificaciones, por lo que solo deben soportar cargas ejercidas por su propio peso” (NTE INEN 3066, 2016).

Por lo descrito anteriormente, los calculistas consideran a la MA como un relleno que solo se distribuye como carga uniforme en la estructura, no la consideran en el comportamiento de la estructura, son consideradas como elementos que no aportan rigidez y no afectan a la ductilidad lateral de la estructura. Sin embargo, este supuesto podría considerarse erróneo ya que puede conducir a que el diseño sea poco seguro y deficiente. Se ha podido comprobar que en varios sismos en Latinoamérica la presencia de la MA en el pórtico altera su comportamiento de forma considerable, más aún cuando se lo distribuye de forma irregular en altura o debido a que durante un sismo la MA de la planta baja de la estructura falle debido a las solicitaciones y dejen de aportar rigidez al sistema, al ocurrir este fenómeno de piso blando puede conllevar al colapso parcial o total del inmueble.

Por otro lado, no es correcto afirmar que la presencia de la MA como muros de división o como muros de fachada es siempre nocivo para el buen comportamiento de la estructura. Esto es que, en ciertas ocasiones, una distribución uniforme y homogénea de los muros puede ayudar a que la estructura tenga un comportamiento adecuado y favorecer su resistencia, de manera que los muros pueden incluso aumentar la resistencia inicial del sistema estructural entre un 200 % y 500 % y su rigidez original entre 20 y 200 veces en comparación con el sistema que considera pórticos (Agudelo & López, 2009).

2.4 MORTERO

“Al mortero se lo define como una pasta combinada y conformada por materiales con características cementantes, aditivos y agregados, que al combinarlos con agua dan lugar a una masa plástica” (Porrás et al., 2016). Se puede formar varios tipos de mortero, que se diferencian entre sí por la composición o utilidad que otorga a la construcción. Se pueden tener morteros de revestimiento, morteros de relleno o mortero de pega. Para efectos de esta investigación se tratará en el presente capítulo el mortero de pega, al ser la mezcla que se utiliza para unir las piezas en la construcción de muros de mampostería no estructural. “El mortero más común que

se utiliza en la construcción es el que está conformado por arena, cemento y agua ya que brinda excelente resistencia gracias a su proceso de secado rápido y su dureza” (Porras et al., 2016).

Se conoce como mortero de pega a la pasta que une a las piezas o elementos que conforman la mampostería como pueden ser piezas cerámicas o de hormigón, se coloca entre las juntas tanto horizontales como verticales entre mampuestos. Entre sus características principales podemos encontrar:

- Buena plasticidad y consistencia, ya que debe ser colocada de manera adecuada en las juntas entre las piezas de mampostería (Herrera & Madrid, n.d.).
- Poseer buena capacidad para retener el agua, pues se debe asegurar que las piezas de mampostería no mermen humedad y de esta manera pueda desarrollar la resistencia adecuada del mortero (Herrera & Madrid, n.d.).

2.5 MÉTODOS DE MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

Para el análisis de la mampostería (Lourenco, 1996) propone tres tipos de aproximaciones de modelos que toma en cuenta el nivel de precisión, la simplicidad de análisis y el enfoque de la estructura a analizar, estos son micro-modelos detallados, micro-modelos simplificados y macro-modelos, los cuales son los métodos más aceptados entre varios autores.

A continuación, se explicará su enfoque, su interpretación como modelo en la realidad, los parámetros que usa y, por tanto, la precisión de cada uno.

2.5.1 MICRO-MODELOS

Un micro-modelo estructural se basa en la modelación a nivel o escala de los elementos que conforman el sistema; es decir, se ensamblan todos estos elementos (unidades de mampostería y juntas) de manera discreta (García & Díaz, 2012).

Este tipo de modelación es necesaria cuando se requiere un entendimiento más detallado del comportamiento local de las estructuras de mampostería, pues es más completo y exacto.

Por los dos tipos de modelación que se dará a continuación es notable que su aplicación tiene un enfoque de importancia mayor a elementos y detalles estructurales, pero también puede ser aplicable en edificios modernos de concreto o bloques de silicato-calcio donde las aberturas en los muros de las ventanas y puertas resultan en pilares con pocas unidades de mampuesto (Lourenco, 1996). Esta herramienta de precisión tiene un coste computacional y de tiempo mayor que los macro-modelos.

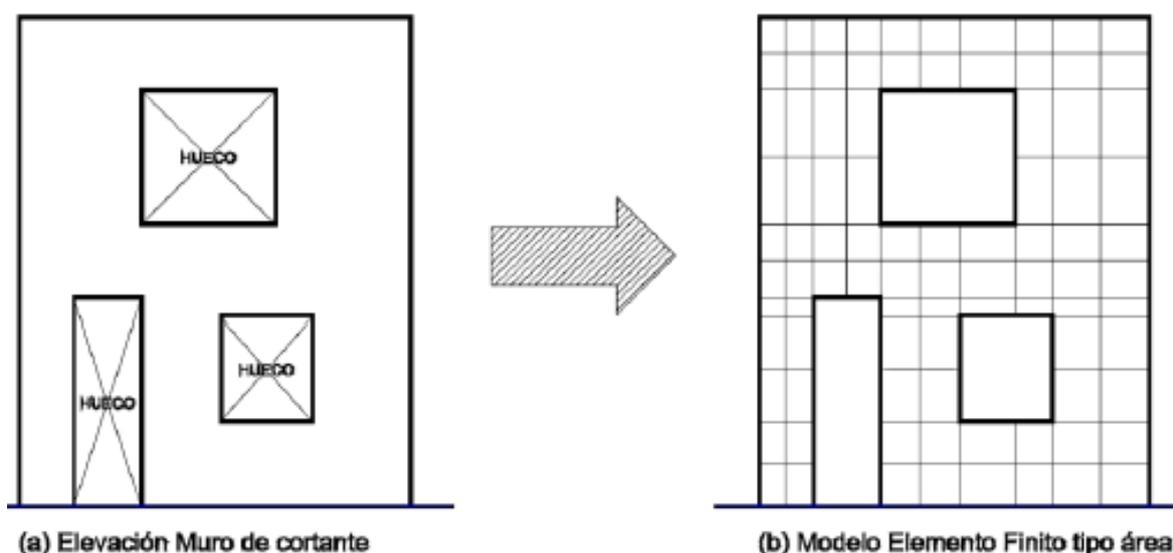
2.5.1.1 TIPOS DE MODELADO DE MAMPOSTERIA POR ELEMENTOS FINITOS

Para estas modelaciones lo más común es utilizar elementos tipo área o tipo barra, incluso ambos; según requiera el modelo para su máxima representación de la realidad.

2.5.1.1.1 Modelos con elementos área

En este modelo todos los elementos que constituyen el muro, incluido vigas y columnas, son modelados con elementos tipo área que al momento de generar una estructura de varios pisos requiere una malla de elementos compleja a ser distribuida como se ve en la figura 2 y su coste de tiempo no es óptimo (Guamán & Ortega, 2018).

Figura No. 2 Muro basado en modelo de elementos finitos

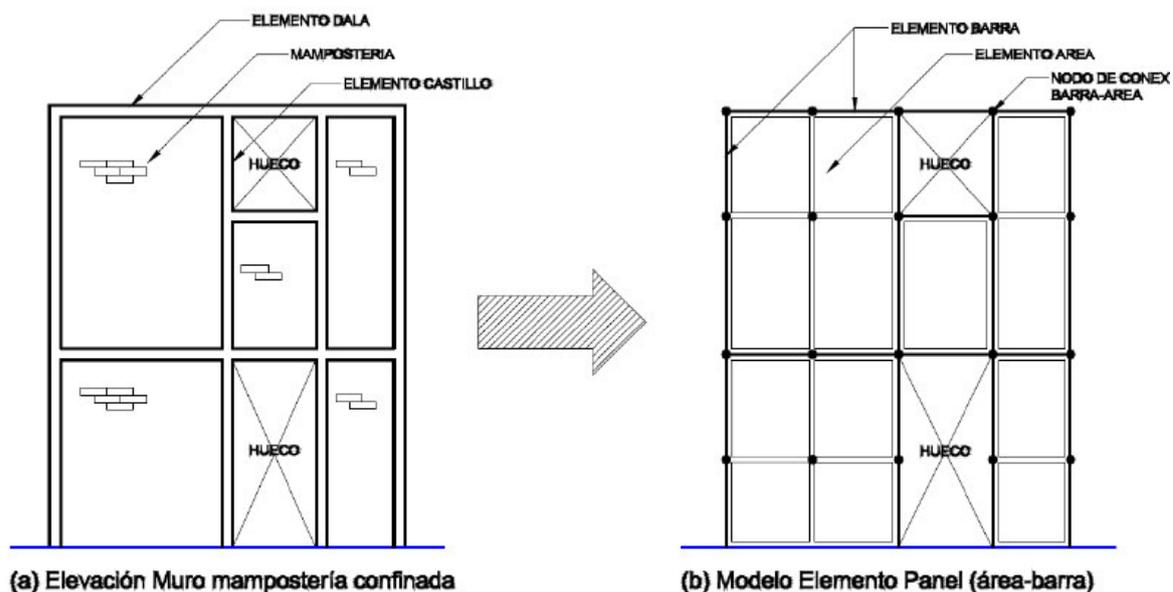


Fuente: "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" (Wilson, 1998)

2.5.1.1.2 Modelos con elementos área y barra

Cuando la geometría del muro no es tan simple se recomienda modelar las columnas y vigas como elementos tipo barra y la mampostería como elementos tipo área (Guamán & Ortega, 2018).

Figura No. 3 Muro modelado con elementos tipo barra y área

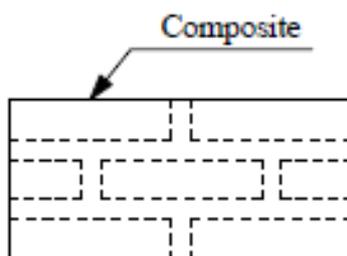


Fuente: “Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures” (Wilson, 1998)

2.5.2. MACRO-MODELOS

En este tipo de modelación se asume que la unidad de mampuesto, el mortero y la cara interna unidad-mortero se encuentran como un solo sistema continuo.

Figura No. 4 Esquema de macro-modelo



Fuente: “Computational Strategy for Masonry Structures” (Lourenco, 1996)

En esta aproximación no se tiene una distinción entre elementos individuales como unidades de mampuesto y juntas, pues la mampostería se toma como un sistema homogéneo, anisótropo y continuo. Los macro-modelos se aplican cuando la estructura está compuesta por paredes sólidas que sean lo suficientemente grandes para que las tensiones en ellas sean uniformes. Este tipo de modelación es más utilizada porque su tiempo requerido es menor al igual que la memoria computacional utilizada (Lourenco, 1996).

Los macro-modelos por su naturaleza representan una combinación entre sencillez y precisión, con el objetivo de analizar estructuras grandes como construcciones completas con varios paneles de mampostería de relleno. Estos modelos se caracterizan por la utilización de una combinación de elementos de dos nodos de tipo resortes axiales, cortantes y de flexión, todo dependerá de la complejidad de la formulación (Lang et al., 2014).

El modelo de “puntal equivalente” o “diagonal equivalente”, propuesto por Polyakov y Holmes en los años 60’, es el modelo más simple de macro-modelo. Para este modelo la mampostería es representada por un puntal de compresión y el marco de alrededor se modela como elementos tipo “Frame”. “Este método permite al calculista tomar en cuenta de forma aproximada la rigidez de la mampostería y las fuerzas axiales en el marco de hormigón armado, sin embargo, no permite al calculista predecir los efectos locales, esfuerzos de cortante y momentos en el marco y esfuerzos que se puedan producir en la mampostería” (Guamán & Ortega, 2018).

2.6 MODOS DE FALLA DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO

Las propiedades de la mampostería arquitectónica (MA), al ser un material compuesto por unidades de mampuesto y mortero de pega, son diferentes puesto que estas propiedades están en función de la orientación del mortero de pega creándose aquí un plano de debilidad donde ocurrirán fisuraciones y por consiguiente fallas en el sistema-mampostería (Quinteros et al., 2014).

(Quinteros et al., 2014) Afirman que los modos de falla reales dependen de 3 factores que se presentan en todo tipo de mampostería, los cuales son: “ a) Falla que depende de la relación entre dimensiones del panel cuando se considera que tiene agujeros (ventanas o puertas que interrumpen la continuidad del elemento) y cuando se considera sin ningún agujero el cual representa continuidad en el panel; b) Falla que depende de las propiedades y parámetros del material; c) Falla que depende de la carga vertical aplicada”.

Por otra parte (F J Crisafulli, 1997) afirma que el modo de falla total del panel de mampostería usualmente está dado por uno o varios tipos de fallos simples, por esta razón es difícil de predecir y esto depende de varios factores; entre ellos, la rigidez relativa del pórtico y del panel de relleno, la resistencia de los componentes que lo conforman y las dimensiones de la estructura, entre otros.

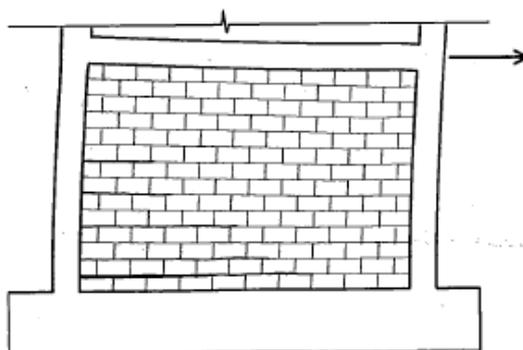
La mampostería no reforzada puede presentar los siguientes tipos de falla:

2.6.1 FALLA POR FLEXIÓN

“Se presenta en primera instancia en muros de mampostería no estructural esbeltos, cuando se generan esfuerzos de tracción importantes en las columnas de confinamiento que rodean al muro de MA, ocasionando que los aceros longitudinales de la columna fluyan por tracción y además se producirá una falla por compresión en el talón comprimido del muro” (Astroza I. & Schmidt A., 2004; Paulay & Priestley, 1992).

Este tipo de falla predomina en pórticos rellenos de mampostería de varios pisos y en columnas débiles en los pórticos (F J Crisafulli, 1997).

Figura No. 5 Ilustración de mecanismo de falla a flexión por cargas laterales.



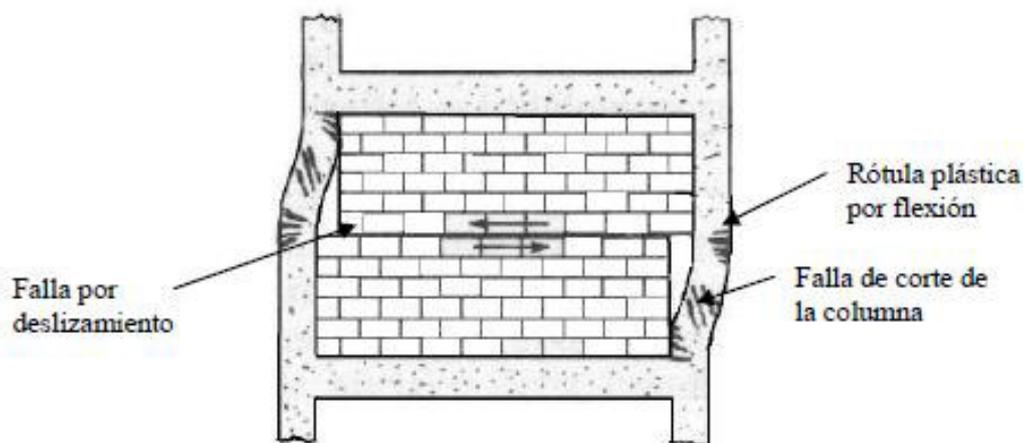
Fuente: “Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills” (F J Crisafulli, 1997)

2.6.2 FALLA DE CORTE POR DESLIZAMIENTO

Falla que se genera principalmente en muros donde la junta horizontal entre piezas de mampostería en el que se coloca el mortero presenta una falla de adherencia por cortante, ocasionando que exista un deslizamiento entre dos porciones de muro. Este deslizamiento da paso a la ocurrencia del mecanismo de falla de “columna corta” en los pilares (Astroza I. & Schmidt A., 2004).

Inicialmente, todo el corte es absorbido por el muro de mampostería, pero al momento de presentarse la falla, el incremento en los desplazamientos producido por el deslizamiento del muro genera momentos y cortantes extras en la columna (Paulay & Priestley, 1992).

Figura No. 6 Falla de corte por deslizamiento en mampostería no reforzada

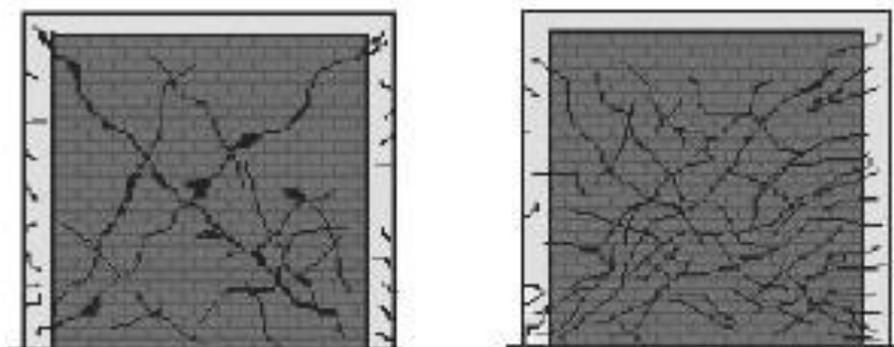


Fuente: “Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño”, Astroza & Schmidt, 2004.

2.6.3 FALLA DE CORTE

“Este tipo de falla se presenta como consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el muro y la baja capacidad de disipación de dichos esfuerzos por parte de la mampostería, se caracteriza por la presencia de un agrietamiento diagonal en el paño de albañilería, como se muestra a continuación” (Astroza I. & Schmidt A., 2004).

Figura No. 7 Falla por corte en mampostería no reforzada

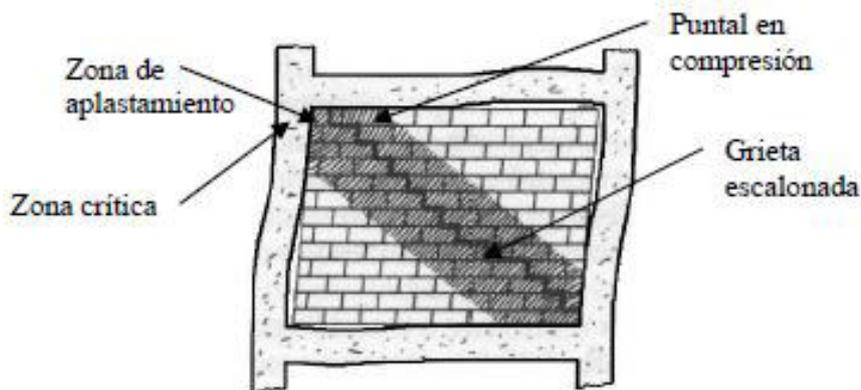


Fuente: Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño, Astroza & Schmidt, 2004.

2.6.4 FALLA DE APLASTAMIENTO POR COMPRESIÓN DIAGONAL

Falla que surge cuando el muro de mampostería arquitectónico se separa de los elementos de confinamiento como lo son vigas y columnas, produciendo un efecto llamado puntal de compresión a lo largo de una diagonal en el muro, que tiene como consecuencia la aparición de elevadas tensiones de compresión en las esquinas del muro de mampostería. Dicho efecto de puntal es el responsable de que la mampostería falle por aplastamiento y está ligado generalmente con mampostería arquitectónica que ha sido construida con piezas de mampuesto de baja resistencia, que trabajará junto con un pórtico con juntas débiles y elementos de confinamiento fuertes (Agudelo & López, 2009; Astroza I. & Schmidt A., 2004).

Figura No. 8 Falla por compresión diagonal de aplastamiento en esquinas de mampostería



Fuente: “Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño”, Astroza & Schmidt, 2004

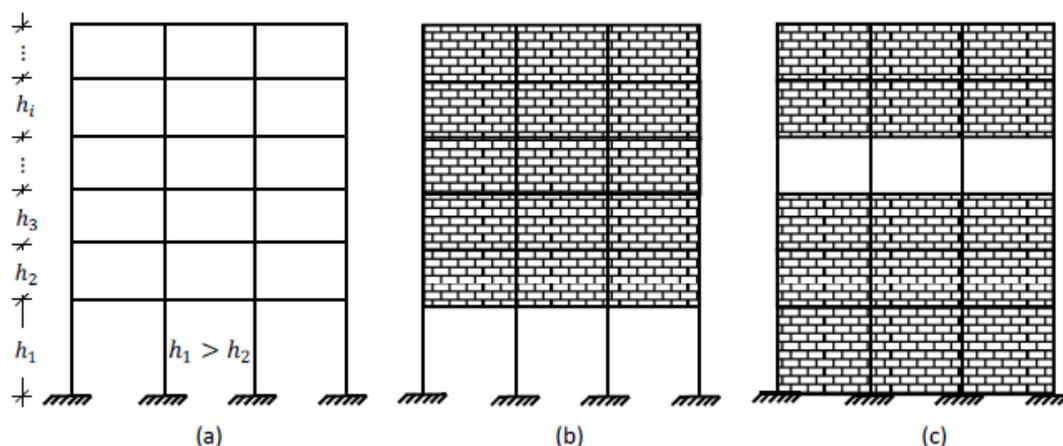
2.7 PATOLOGÍA ESTRUCTURAL: PISO BLANDO

El piso blando se puede observar usualmente en el primer piso de estructuras, donde los elementos verticales que lo conforman (columnas y mampostería) están presentes en menor cantidad que en pisos superiores (Páez et al., 2018).

Un piso blando surge como consecuencia de la diferencia de rigideces laterales entre ese piso y el piso o pisos inmediatamente superiores a este, de tal forma que el piso blando tendrá una menor rigidez lateral que su piso adyacente. Este fenómeno surge por la práctica común entre constructores de disponer espacios para uso de lobbies, restaurantes, locales comerciales, buscando así soluciones de espacios, ya que es “beneficioso visualmente y rentable” pese a que las normas sismorresistentes recomiendan no construir de esta manera (Páez et al., 2018).

Existe otra irregularidad que puede generar el piso blando la cual es la diferencia de altura entre pisos consecutivos (Mota, 2017), pero el estudio de esta es propósito de otra tesis.

Figura No. 9 Ilustración de conceptos de piso blando



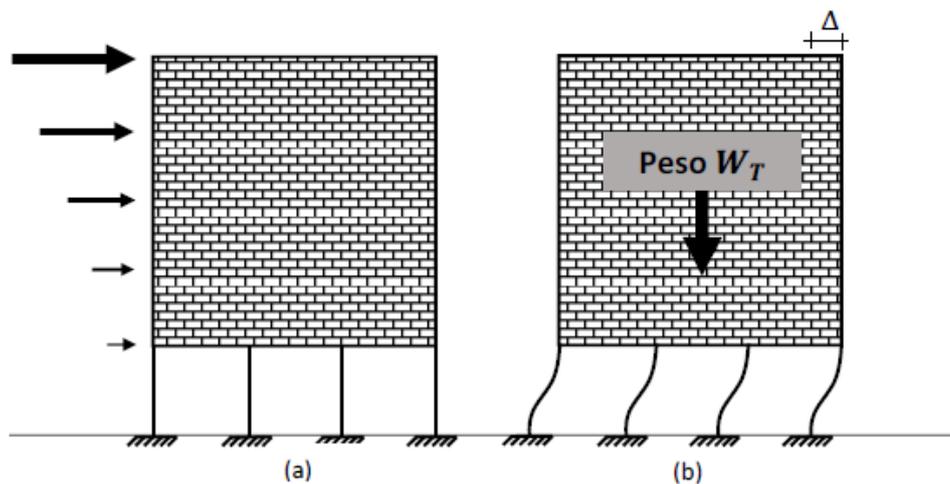
Tipos de pisos blandos: (a) por diferencia de alturas entre pisos; (b) por la presencia de cerramientos rígidos solo en plantas superiores a la primera; (c) por interrupción de elementos verticales.

Fuente: “Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado con el primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energía” (Mota, 2017).

Efecto de Piso Blando ante sismos

“En una estructura con la patología de piso blando, cuando existe sobre esta acciones sísmicas graves o incluso sismos moderados, la estructura experimenta desplazamientos (Δ) muy elevados los cuales producen daños que se concentran en los extremos de las columnas de ese piso pues la parte del edificio que está por encima del piso blando se comporta como un sólido rígido de un peso determinado (WT), que desplaza una cantidad Delta generando momentos de segundo orden (Efecto P-Delta) por lo cual se asocia al piso blando o disminución de rigideces laterales en un piso a este comportamiento” (Mota, 2017).

Figura No. 10 Efectos momentos de segundo orden con piso blando en el primer piso



(a) Edificio sin deformaciones; (b) edificio deformado lateralmente

Fuente: “Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado con el primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energía” (Mota, 2017).

Comparación del fenómeno de piso blando conforme a normativas de varios países.

“Según el Uniform Building Code (UBC) desarrollado por el ICBO (International Conference of Building Officials) y la International Building Code (IBC) desarrollado por el International Code Council (ICC), encargados de elaborar normas, códigos, herramientas que puedan ser de utilidad para los ingenieros en la construcción, para poder considerar la existencia del fenómeno de piso blando se la debe establecer en función de la rigidez lateral de cada piso K_i ” (Janampa Ochoa & Fernandez Davila, 2018).

Es por ello que en esta sección se establecerán los criterios de aceptación de algunas normas nacionales como internacionales, donde se comparará tanto la rigidez lateral de pisos K_i , como la distorsión lateral de piso Δ_i .

Tabla No. 4 Normas internacionales respecto a piso blando

Norma	Condición	
NEC-15 IBC-USA	$K_i < 0.70 K_{i+1}$	(1)
	$K_i < 0.80 \left[\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right]$	(2)
Peruana E.030-2016	$\frac{\Delta_i}{h_i} > 1.4 \frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}}$	(3)
	$\frac{\Delta_i}{h_i} > 1.25 \left[\frac{\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}}}{3} \right]$	(4)
México	$K_{i+1} > 1.5K_i$	(5)
	$K_i < 0.67K_{i+1}$	(6)
Colombia	$K_i < 0.6K_{i+1}$	(7)
	$K_i < 0.7 \left[\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right]$	(8)

Fuente: Janampa Ochoa & Fernandez Davila, 2018

“Ki” implica la rigidez lateral de la estructura que se analiza y se calcula con las siguientes expresiones:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta_i} \quad (9)$$

$$\Delta_i = D_i - D_{i-1} \quad (10)$$

Donde:

Vi: representa la fuerza cortante de entrepiso que actúa en el nivel que se analiza.

D: es el desplazamiento de entrepiso de nivel de estudio.

h: corresponde a la altura de entrepiso en nivel de estudio.

i: piso en análisis de la estructura.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PLAN

3.1.1 UBICACIÓN DE LOS PROYECTOS

Para propósitos de la presente tesis se ha escogido como lugar de estudio a la ciudad de Quito, siendo esta ciudad un sitio con elevado grado de amenaza sísmica, que se ha podido evidenciar a lo largo de su historia. Estudios revelan que, en promedio cada cincuenta años, la capital de Ecuador ha presentado algún sismo ya sea en las fallas locales o en alguna falla vecina cercana o lejana, que ha producido daño en las estructuras de la ciudad (Valverde et al., 2001).

“La ciudad de Quito en un 80 % de su suelo es de tipo cangahua, que es un suelo constituido por cenizas y tobas con capas de limos arenosos o arcillas que llegan a formar capas de suelo de un espesor de hasta 30 m” (Valverde et al., 2001), por lo que en el estudio de microzonificación sísmica de Quito realizado por el Ingeniero Valverde, se ha encontrado que el 80 % del suelo de la ciudad pertenece a una zona denominada S2, que corresponde a depósitos de cangahua (El comercio, 2012; Ojeda, n.d.; Valverde et al., 2001).

Para la ciudad de Quito la mayor parte de su suelo puede clasificarse como suelo tipo D según la norma NEC-SE-DS, que corresponde a suelos de baja resistencia o malos, poseen una resistencia al corte de 0.5 kg/cm² a 1 kg/cm²; son suelos que tienden a amplificar los efectos de las ondas producidos por el sismo (Aguilar, 2017).

3.1.2 PROPUESTAS ARQUITECTÓNICAS

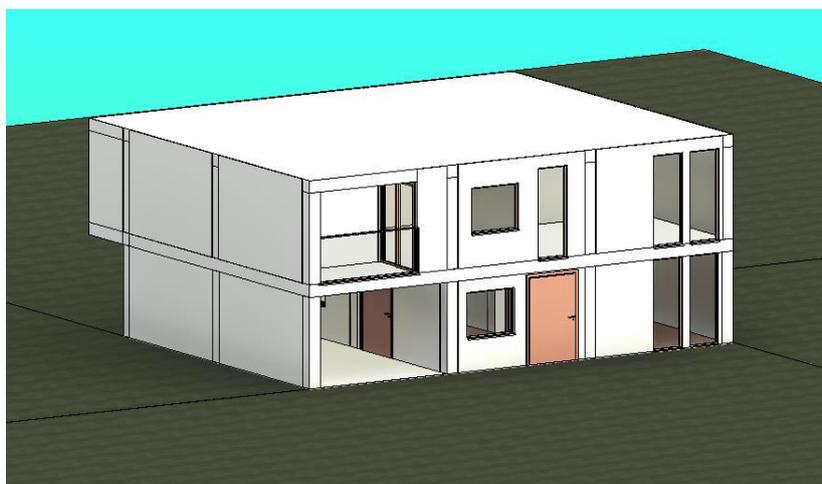
Para el proyecto de investigación se utilizarán dos arquitecturas típicas que se encuentran en procesos reales de planeación para la ciudad de Quito y sus arquitecturas se presentará en el Anexo I y II.

La primera arquitectura “Vivienda Unifamiliar” corresponde a una vivienda de 2 plantas que tiene como sistema estructural: columnas y vigas banda, su uso es destinado a vivienda unifamiliar. Dentro de las características principales de la arquitectura escogida están las siguientes:

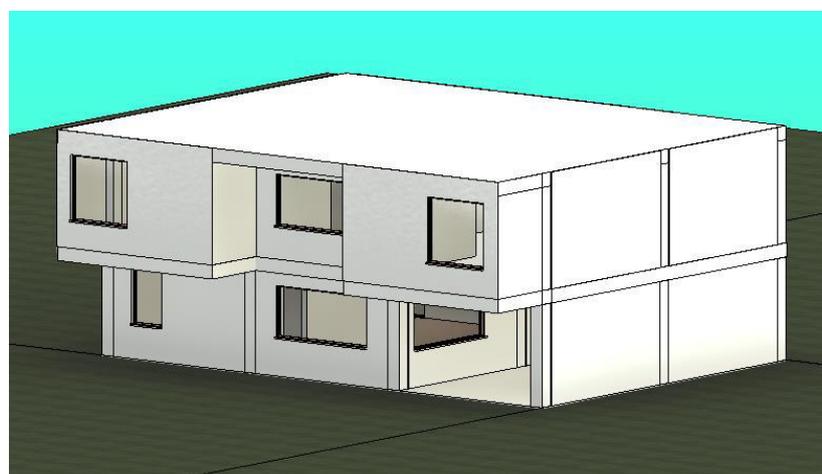
Tabla No. 5 Datos de arquitectura seleccionada 1

Arquitectura 1			
Tipo: Vivienda unifamiliar			
Nro. de pisos	Altura de entrepiso	Área de construcción	Relación de aspecto
2	2.5m	206.5 m ²	1.18

Figura No. 11 Arquitectura seleccionada número uno.



a) Vista frontal

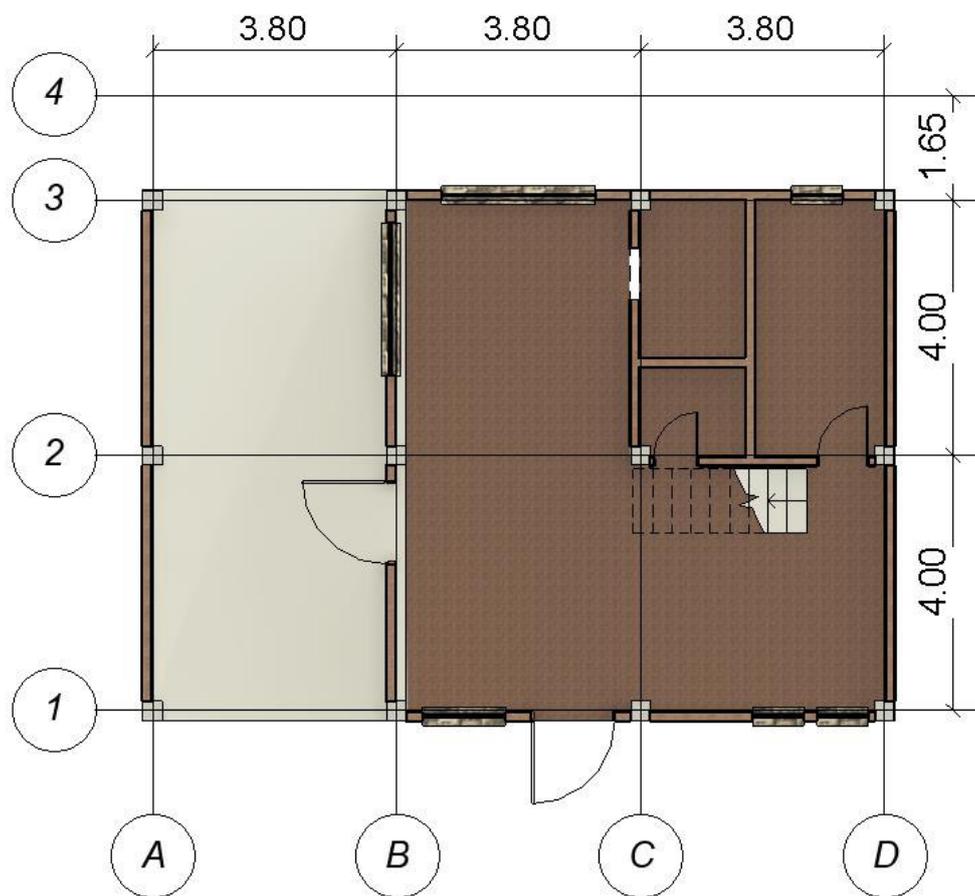


b) Vista posterior

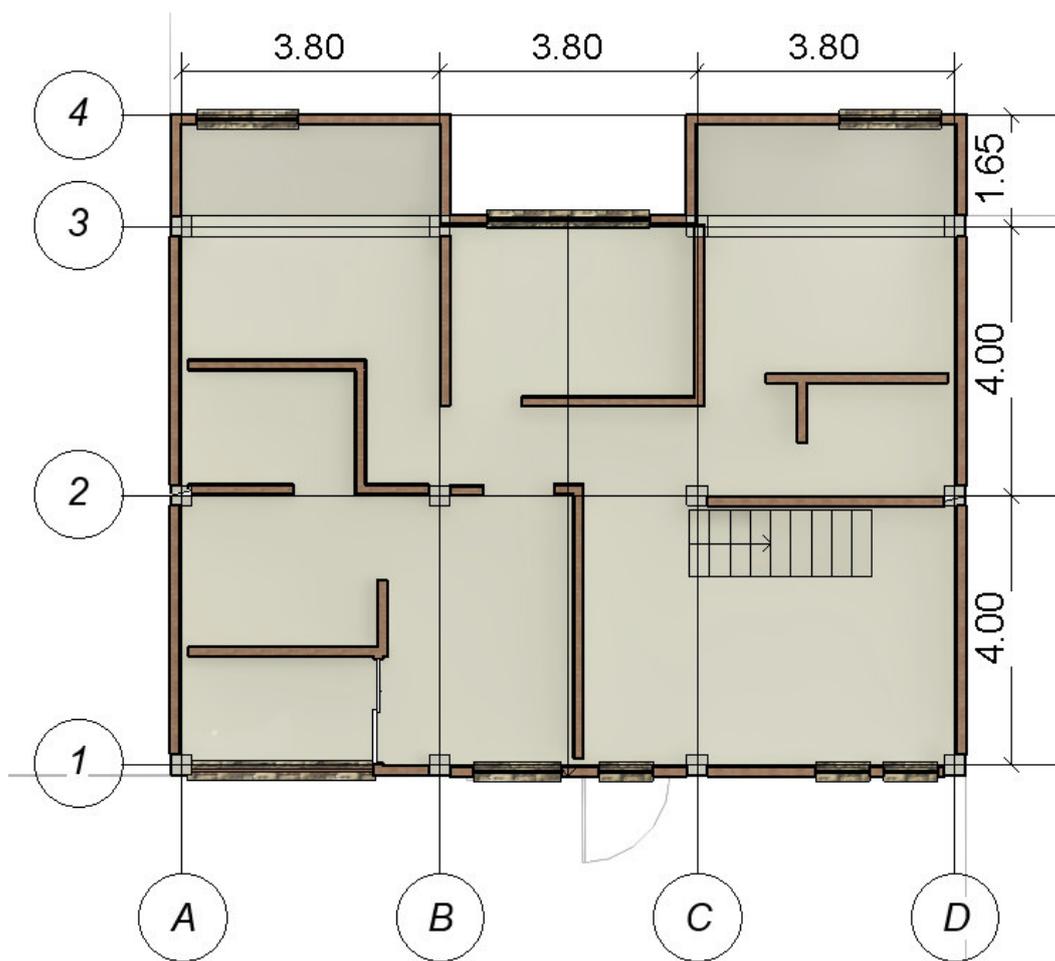
Fuente: Elaboración propia

Se seleccionó esta arquitectura ya que la mampostería no es regular entre pisos en la edificación, como se puede apreciar en la figura 12, no son continuas al siguiente piso, al tener en la parte inferior zonas destinadas a uso social hay poca cantidad de paredes comparado con el piso superior que es destinado a dormitorios, donde la densidad de mampostería es superior; esta característica es fundamental para los objetivos de la presente investigación, ya que es usual en estas viviendas que la parte inferior tenga poca cantidad de mampostería arquitectónica comparado con pisos superiores.

Figura No. 12 Vista en planta de arquitectura seleccionada número 1



a) Primera planta



b) Segunda planta

Fuente: Elaboración propia

La segunda arquitectura "Proyecto San Carlos" corresponde a una estructura de 2 pisos y se utilizará la misma para un edificio de cuatro pisos, su uso está destinado a viviendas multifamiliares. En las características principales de arquitectura:

Tabla No. 6 Datos de arquitectura seleccionada 2

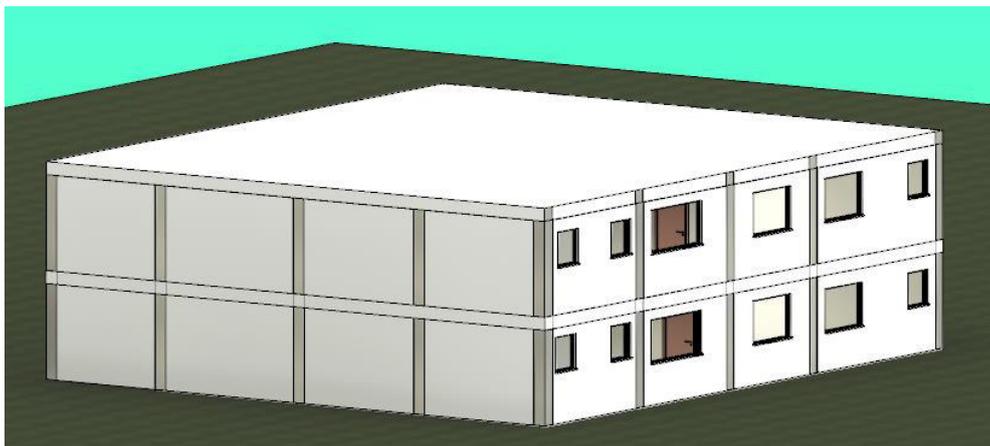
Arquitectura 2 y 3

Tipo: Vivienda multifamiliar			
Nro. de pisos	Altura de entrepiso	Área de construcción	Relación de aspecto
2	2.5m	384 m ²	1.15
4	2.5m	820 m ²	1.15

Figura No. 13 Arquitectura seleccionada número dos - modelo dos pisos



a) Vista frontal

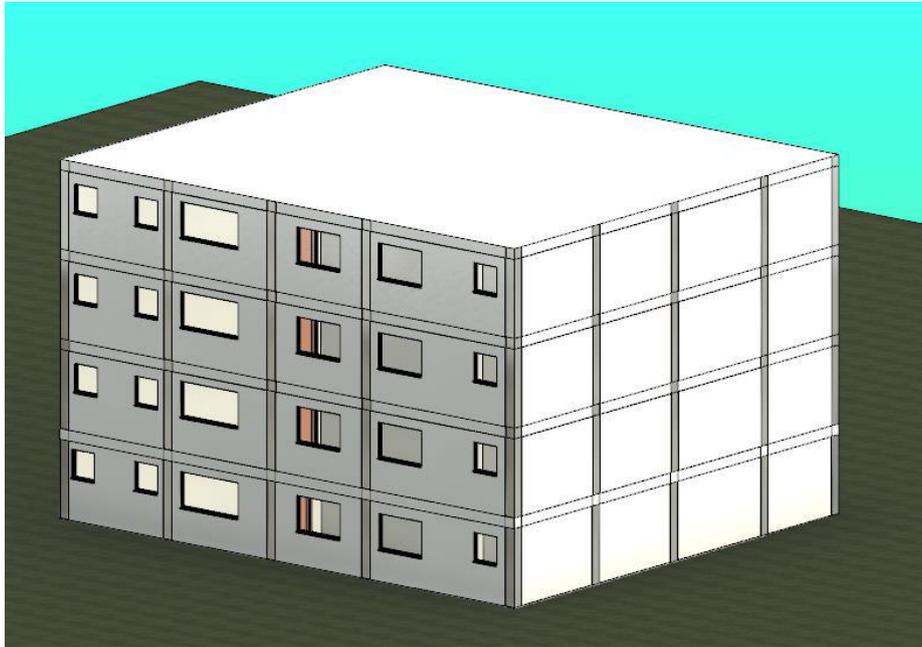


b) Vista posterior

Figura No. 14 Arquitectura seleccionada número dos – modelo cuatro pisos



a) Visto frontal

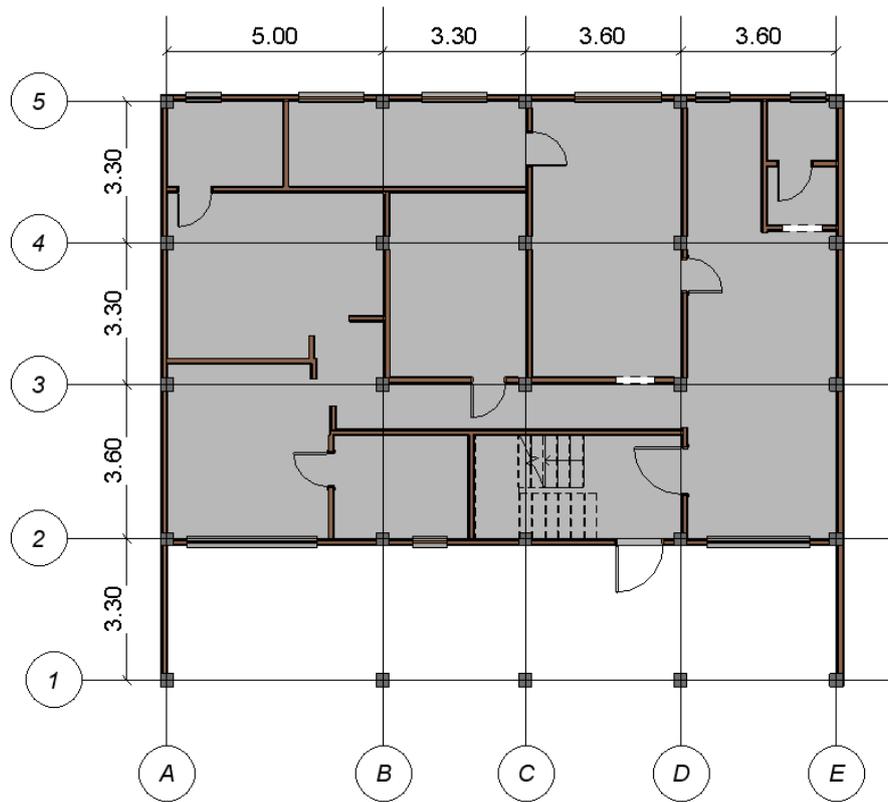


b) Vista posterior

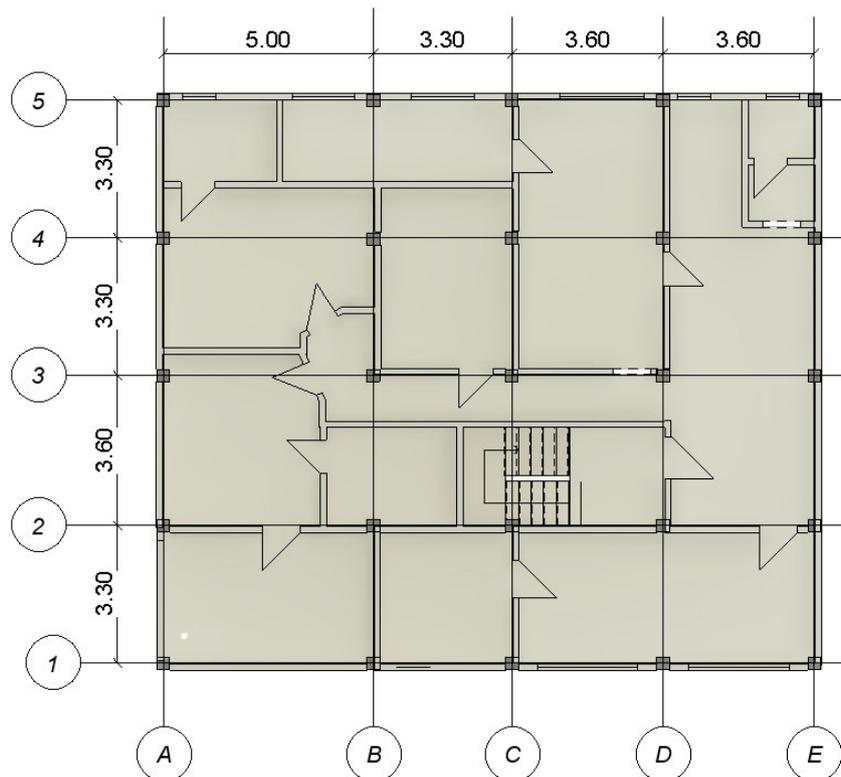
Fuente: Elaboración propia

Se seleccionó la arquitectura propuesta para la vivienda de dos plantas y el edificio de cuatro plantas debido a que la distribución de las paredes de mampostería en planta es muy parecida en todos los niveles, de esta manera se puede estudiar la influencia de la mampostería al tener una distribución uniforme en planta.

Figura No. 15 Vista en planta de arquitectura seleccionada número 2



a) Primera planta



b) Segunda planta y demás plantas

Fuente: Elaboración propia

3.2 ESTIMACIÓN DE CARGAS

3.2.1 CARGAS PERMANENTES (MUERTA)

La carga muerta hace referencia a las cargas generadas por el peso de los elementos estructurales y los no estructurales que están de forma permanente al término de la edificación, tales como muros, paredes, columnas, vigas, losas, instalaciones eléctricas y sanitarias y cualquier tipo de artefacto que cumpla con la característica de permanente.

Tabla No. 7 Carga muerta asignada a arquitectura 1

Cargas de la estructura - Planta tipo		Cargas de la estructura - Cubierta	
Mampostería	0.26 T/m ²	Losa	0.28 T/m ²
Losa	0.28 T/m ²	Instalaciones	0.04 T/m ²
Instalaciones	0.08 T/m ²	Acabados	0.15 T/m ²
Acabados	0.1 T/m ²	Carga muerta	0.47 T/m²
Carga muerta	0.72 T/m²		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 8 Carga muerta asignada a arquitectura 2

Cargas de la estructura - Planta tipo		Cargas de la estructura - Cubierta	
Mampostería	0.22 T/m ²	Losa	0.28 T/m ²
Losa	0.28 T/m ²	Instalaciones	0.04 T/m ²
Instalaciones	0.08 T/m ²	Acabados	0.15 T/m ²
Acabados	0.1 T/m ²	Carga muerta	0.47 T/m²
Carga muerta	0.68 T/m²		

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 CARGA VIVA

También conocida como sobrecarga de uso, se la define como una carga extra que se añade al peso de la estructura y que dependerá del uso que se le va a dar a la edificación, esta sobrecarga considera: pesos de personas, equipos, muebles o cualquier tipo de artefacto que esté de forma temporal en la edificación.

Para viviendas la NEC define una sobrecarga de 200 kg/m², mientras que para cubiertas no transitadas - sean planas, inclinadas o curvas - el valor será de 70 kg/m²; para cubiertas destinadas a paseo de personas 300 kg/m²; para cubiertas destinadas a la jardinería, reunión de personas o destinado a propósitos especiales, será de 480 kg/m².

3.2.3 CARGA DE GRANIZO

Para el caso de estudio de tesis, donde la ciudad de Quito está a 2850 m.s.n.m, la NEC-SE-CG especifica que se debe considerar una sobrecarga de granizo en las cubiertas, al estar a una altura superior a 1500 m.s.n.m; la sobrecarga asignada a las edificaciones, al tener una pendiente menor al 5 %, será de 100 kg/cm².

3.2.4 COMBINACIONES DE CARGA

Los componentes estructurales de una edificación deberán diseñarse de tal forma que la capacidad que posea cada elemento sea igual o mayor que las cargas mayoradas propuestas en la norma ecuatoriana NEC-SE-CG que se muestran a continuación.

Tabla No. 9 Combinaciones de carga según NEC

Combinaciones de carga NEC-SE-CG	
Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5max(Lr;S;R)
Combinación 3	1.2D+1.6max(Lr;S;R)+max(L;0.5W)
Combinación 4	1.2D+W+L+max(Lr;S;R)
Combinación 5	1.2D+E+L+0.2S
Combinación 6	0.9D+W
Combinación 7	0.9D+E

Fuente: NEC-SE-CG

Donde:

D: corresponde a las cargas muerta.

L: corresponde a cargas vivas.

S: corresponde a la carga de granizo.

E: corresponde a la carga sísmica.

Lr: corresponde a la sobrecarga de cubierta o carga viva de cubierta.

R: corresponde a la sobrecarga de lluvia o hielo.

W: corresponde a viento.

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ELEMENTOS

3.3.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

HORMIGÓN

Para el presente estudio se utilizará hormigón armado como material de construcción para todos los elementos. La NEC-15 cita que la resistencia a la compresión mínima para hormigón es de 210kg/cm², por lo que se tomará esta resistencia para la elaboración de los modelos de esta investigación.

Para calcular el módulo de elasticidad en este estudio se toma en cuenta lo que recomienda NEC-15-HM, fórmula (1) que está en la sección 3.3.3 de la norma; sin embargo, en un estudio realizado en la Escuela Politécnica Nacional por el Ing. Alejandro Cabrera, en ensayos realizados para encontrar el módulo de elasticidad de hormigones empleados en el Ecuador, encontró que la relación para hallar el módulo de elasticidad es menor, por lo que propone la ecuación (2) para hallar el valor correcto.

Fórmula que propone usar la NEC-15-HM:

$$E_c = 14000 * \sqrt{f'c} \quad (11)$$

Fórmula propuesta en la tesis del Ing. Alejandro Cabrera con base en ensayos (A. Cabrera, 2014):

$$E_c = 12400 * \sqrt{f'c} \quad (12)$$

Donde:

Ec: módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm²).

f'c: resistencia a compresión del hormigón (kg/cm²).

Por lo que para el presente trabajo se empleará la ecuación (2) para el cálculo del módulo de elasticidad, ya que concuerda de mejor manera con la realidad de los materiales de nuestro país.

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo que se utilizará son barras de acero corrugado como rige la NEC-15-HM en su capítulo 10.3 el cual indica los requisitos de las normas INEN que debe cumplir para cada tipo de acero de refuerzo, en este caso la resistencia utilizada en los modelos será de 4200 kg/cm².

3.3.2 MAMPOSTERÍA

La mampostería de bloque que se va a modelar en la presente tesis corresponde a unidades de venta que se utilizan para la construcción informal, que corresponde a las siguientes medidas 40x20x15 cm bxhxa. Al ser unidades artesanales, las unidades de mampuesto de hormigón o bloque no son elaboradas con base en especificaciones técnicas, basándose en la recomendación del Ing. Patricio Placencia y en función al menor resultado de resistencia de bloques artesanales de 40x20x15 cm presentado en la tesis de los Ingenieros López y Ushiña, se ha optado por seleccionar las siguientes propiedades de las unidades.

- a) Resistencia a la compresión por unidad de mampuesto

$$f'm = 12 \frac{kg}{cm^2}$$

- b) Peso específico de la mampostería

$$\gamma_m = 1.4 T/m^3$$

Se evaluarán dos escenarios de mampostería, el primero con una mampostería considerada buena, es decir con un módulo de elasticidad elevado y la segunda considerada aceptable, con un módulo de elasticidad más bajo.

$$E_m = 1000 * f'm \quad (13)$$

$$E_m = 500 f'm \quad (14)$$

La ecuación No. 13 fue propuesta por Sahlin-Paulay en 1971-1992 y será utilizada para el cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería buena (López & Ushiña, 2017).

$$E_{m_1} = 12000 \text{ kg/cm}^2$$

La ecuación No. 14 fue propuesta por San Bartolomé en 1990 y será utilizada para el cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería aceptable (López & Ushiña, 2017).

$$Em_2 = 6000 \text{ Kg/cm}^2$$

RESISTENCIA A CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA

La norma NEC-SE-MP detalla una serie de fórmulas para determinar la resistencia de la mampostería que dependen de un factor M/Vd que se define como el “cociente del claro de cortante”, que se puede interpretar como la relación de aspecto efectiva del muro (H_e/L), donde $H_e=M/V$ y d puede ser tomado como $0.8L$ a falta de un análisis de compatibilidad de deformaciones. Los autores del estudio “Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada” detallan que al utilizar la aproximación de relación de aspecto efectiva se demuestra que a medida que aumenta la relación M/Vd , disminuye la resistencia al cortante y, a medida que disminuye la relación M/Vd la resistencia al corte aumenta. (Alcocer, 1996; Pérez Gavilán et al., 2013).

$$\frac{M}{Vd}: \text{relación de aspecto efectiva del muro} \quad (15)$$

$$Am: Lm * t \quad (16)$$

$$d = 0.8 Lm \quad (17)$$

Tabla No. 10 Fórmulas para el cálculo de la resistencia a corte de la mampostería

M/Vd	Vm	
$0.25 \geq M/Vd$	$Vm = 0.20Am\sqrt{f'm}$	(18)
$0.25 < M/Vd < 1$	$Vm = \left[0.23 - 0.13 \left(\frac{M}{Vd}\right)\right] Am\sqrt{f'm}$	(19)
$M/Vd \geq 1$	$Vm = 0.1Am\sqrt{f'm}$	(20)

Fuente: NEC-SE-MP

Donde:

M: momento actuante en la mampostería.

V: cortante actuante junto al momento en la mampostería.

Am: área de la sección transversal de la mampostería.

Lm: longitud de la mampostería medida de cara a cara de columnas.

t: espesor de mampostería.

f_m: resistencia a la compresión de la mampostería.

V_m: resistencia a cortante de la mampostería.

Para hallar la resistencia reducida a cortante, el coeficiente de reducción Φ es de 0.60 a cortante según la NEC-SE-MP. Por lo tanto, se debe asegurar que:

$$V_u < \Phi V_m = 0.6V_m \quad (21)$$

3.3.2.1 PUNTAL EQUIVALENTE

ELECCIÓN DE MÉTODO DE MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

Para la modelación de los muros de mampostería se ha escogido un macro-modelo, específicamente el método del puntal equivalente; se lo ha seleccionado al ser un modelo bastante usado, simple y con buenos resultados. Será implementado como un puntal o barra diagonal alrededor del marco modelado como tipo “Frame”, es un método aproximado para predecir el comportamiento de la estructura sin tomar en cuenta los efectos locales en el muro (Guamán & Ortega, 2018).

“Luego de comparar ensayos realizados a paños de mampostería con modelaciones computacionales realizados en el programa SAP2000, se determinó que el uso de elementos tipo “Shell” sobrevalora la rigidez real de la estructura en el orden de 7 veces” (Burger, 2011).

CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA PARA LA MODELACIÓN

Para las propiedades de la mampostería empleada en el modelo estructural, se ha optado por tomar los datos de dos tipos de mampostería con base en lo que se determinó en la bibliografía con anterioridad, los datos se incluyeron en la sección 3.3.2 del presente documento, por lo que se va a modelar mamposterías con módulos de elasticidad bueno, medio y bajo.

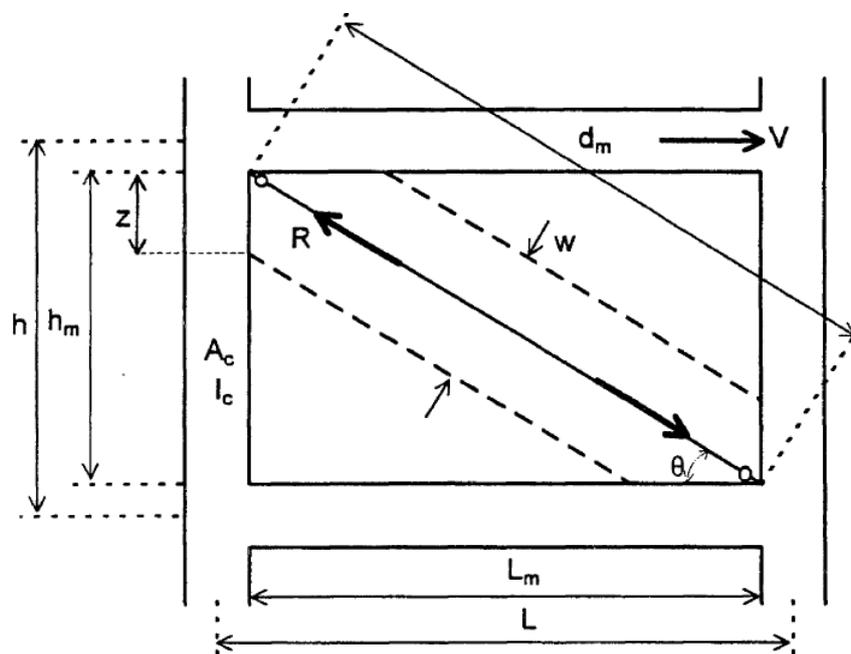
Tabla No. 11 Propiedades de las mamposterías a utilizar en los modelos

Calidad de mampostería	Módulo de elasticidad E_m (kg/cm ²)	Resistencia del mampuesto f'_m (kg/cm ²)
Buena	12000	12
Aceptable	6000	12

Fuente: Autoría propia.

“Para incorporar la mampostería al modelo, se ha demostrado luego de varios estudios que la forma más precisa de representarla es colocando un puntal o barra diagonal que trabaje únicamente a axialmente a compresión” (C. Carrillo, 2008; Francisco J. Crisafulli et al., 2000), como se indica a continuación:

Figura No. 16 Esquema del puntal equivalente como representación de la mampostería.



Fuente: “Analytical modelling of infill frame structures – a general review”

En la figura 16 se muestra la geometría del puntal equivalente y sus componentes para representar a la mampostería en el modelo.

Modelos para determinar el ancho del puntal equivalente (w):

Stafford Smith en 1962 luego de varios experimentos y estudios llegó a la conclusión de que el ancho equivalente del puntal (w) normalmente toma valores de entre el 10 % y el 25 % de la longitud total de la diagonal equivalente (dm) (C. Carrillo, 2008); sin embargo, se presentarán varios valores empíricos propuestos por distintos autores .

Expresión propuesta por Holmes (1961).

Holmes propuso una expresión donde el ancho del puntal es igual a un tercio de la longitud del puntal (dm); como resultado, la resistencia del puntal es independiente de la rigidez de los elementos del pórtico de hormigón (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000).

$$w = \frac{1}{3} dm \quad (22)$$

Donde:

w: es el ancho del elemento “puntal equivalente” en cm.

dm: corresponde a la longitud del elemento “puntal equivalente” en cm.

Expresión propuesta por Stafford Smith y Carter (1969)

Los autores de esta propuesta elaboraron una larga serie de investigaciones y experimentos usando mampostería de relleno para determinar expresiones que ayuden a calcular el valor de su ancho equivalente. En una primera investigación, determinaron que la relación w/dm tiene valores entre 0.1 y 0.25, luego una investigación más refinada permitió la incorporación de la relación hm/Lm y un parámetro adimensional λ_h , expresión que toma en cuenta la rigidez relativa del panel del muro en el marco del pórtico (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000).

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_m}} \quad (23)$$

$$w = 0.58 \left(\frac{1}{h}\right)^{-0.445} \cdot (\lambda_h \cdot h_m)^{0.335} dm \left(\frac{1}{h}\right)^{0.064} \quad (24)$$

Donde:

E_m : equivale al módulo de elasticidad de la mampostería.

t : corresponde al espesor de la mampostería.

θ : es el ángulo entre la longitud del puntal y la horizontal del pórtico.

h_m : corresponde a la altura de la mampostería.

dm : es la longitud del puntal.

E_c : representa al módulo de elasticidad del hormigón.

I_c : es la inercia de la columna.

h : es la altura total de columna.

Expresión propuesta por Bazán (1980)

Tarcio Bazán, luego de varios estudios y experimentos realizados determinó que para determinar la rigidez del puntal se debe tener en cuenta la relación entre las propiedades de las columnas que rodean al muro de mampostería y la resistencia a corte del panel (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000).

$$G_m = 0.40 E_m \quad (25)$$

$$A_m = dm * t \quad (26)$$

$$\lambda_m = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (27)$$

$$w = (0.35 + 0.022\lambda_m)h_m \quad (28)$$

$0.9 \geq \lambda_m \leq 11$, en caso de ser diferente, se tomarán los valores de los extremos según corresponda.

Donde:

Gm: corresponde al módulo de corte de la mampostería.

Em: es el módulo de elasticidad de la mampostería.

Am: área de la sección transversal de la mampostería.

dm: longitud del puntal.

t: espesor de la mampostería.

Ec: módulo de elasticidad del hormigón de la columna.

Ac: área de la sección transversal de la columna.

Expresión propuesta por Paulay and Priestley (1992).

Los autores de esta expresión determinaron que un valor de w demasiado grande puede ocasionar que la estructura sea demasiado rígida; por consiguiente, la respuesta sísmica del modelo puede ser muy elevada. Por lo que han sugerido usar un valor conservativo para el diseño (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000).

$$w = 0.25dm \quad (29)$$

Expresión propuesta por FEMA (1998)

La agencia americana FEMA propuso que, para representar el comportamiento del puntal, se debe tener en cuenta solo el espesor real del relleno que está en contacto con el elemento que forma el marco del pórtico y para el grosor del puntal presentó la siguiente expresión (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000):

$$w = 0.175dm(\lambda_h hm)^{-0.4} \quad (30)$$

Donde:

dm: corresponde a la longitud del puntal.

hm: corresponde a la altura del muro de mampostería de relleno.

λ_h : corresponde al parámetro adimensional definido en la fórmula (16).

Determinación de la expresión óptima a utilizar.

Para determinar cuál expresión es la óptima para modelar la mampostería, se utilizaron las recomendaciones y conclusiones de tres investigaciones realizadas sobre la aplicación del método de puntal equivalente para la mampostería, por lo que se escogió la expresión propuesta por **Paulay and Priestley** (22), en vista de que es una expresión muy simple y da un valor medio bastante aproximado entre el resto de expresiones (Abdelkareem et al., 2013; Francisco J. Crisafulli et al., 2000; Yang et al., 2019).

Efecto de las aberturas en las paredes de mampostería

Es normal que la mampostería arquitectónica (MA) tenga aberturas dentro de su estructura para permitir la colocación de ventanas y puertas, por lo que dichas aberturas deberán evaluarse porque el comportamiento del panel de MA no será el mismo que el de uno sin aberturas.

El efecto que dichas aberturas tiene se ha investigado por varios autores, donde determinaron experimentalmente que su presencia reduce de manera significativa la resistencia del panel y su rigidez. Mallick y Garg (1971) realizaron una investigación en estructuras con pórticos y paredes de mampostería como relleno, donde determinaron que las aberturas pueden reducir de un 60 a un 70 % la rigidez del puntal equivalente. Vélez (2007) que supo investigar este fenómeno, determinó que la rigidez para los modelos experimentales con abertura era de un 34 a 40 por ciento menores que para un modelo sin aberturas; además, que la resistencia a carga lateral era de un 40 a 60 % más baja (Agudelo & López, 2009; Al-chaar, 2002).

Para tomar en cuenta a las aberturas en el panel de mampostería, en primer lugar es necesario calcular el porcentaje de aberturas ya que de ser mayores al 60 % no se debe considerar a dicha mampostería para el cálculo del puntal equivalente (Al-chaar, 2002).

Al-chaar (2002) propone en su investigación el uso de dos factores para reducir el ancho del puntal equivalente, previamente obtenido por medio de cualquier expresión de las tratadas con antelación, presentando la siguiente fórmula de reducción:

$$w_{red} = w(R_1)_i(R_2)_i \quad (31)$$

$(R_1)_i$ corresponde al primer factor de reducción, que toma en cuenta la presencia de aberturas en el muro de mampostería.

$$(R_1)_i = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (32)$$

$$A_{panel} = t * Lm \quad (33)$$

Donde:

w: ancho del puntal calculado con la expresión (22).

Aopen: área correspondiente a la abertura en el panel.

Apanel: área correspondiente a la sección transversal del muro.

t: espesor del muro.

Lm: longitud de la mampostería.

$(R_2)_i$ corresponde a un factor de reducción que hace referencia a daños presentes en la mampostería, al considerar que son estructuras nuevas, en esta investigación se tomará un valor de $(R_2)_i = 1$

RESISTENCIA DEL PUNTAL

La resistencia del puntal equivalente se determinará mediante: la menor resistencia entre aplastamiento (R_c), tracción diagonal (R_t) y cizalle (R_s) de acuerdo a lo estipulado en la norma de albañilería E.070 de Perú (SENCICO, 2019).

El fallo por aplastamiento (R_c) se presenta en las esquinas del muro de mampostería, presentando una trituración del mampuesto en la unión con el pórtico.

El fallo por tracción diagonal (R_t) se presenta en forma de una grieta diagonal en el muro de mampostería.

El fallo por Cizalle (R_s) se presenta a la mitad de la altura de la mampostería, en la junta de construcción, se forma una grieta horizontal en el muro.

$$R_c = 0.12 * f' m * D * t \quad (34)$$

$$R_t = 0.85 \sqrt{f' m} * D * t \quad (35)$$

$$R_s = \frac{f_s t D}{1 - 0.4 h/L} \quad (36)$$

$$D = \sqrt{L^2 + h^2} \quad (37)$$

$$R_{\text{puntal}} = \text{MIN}\{R_c; R_t; R_s\} \quad (38)$$

Donde:

R_{puntal} : resistencia del puntal equivalente.

$f' m$: corresponde a la resistencia a compresión de la mampostería (kg/cm^2).

L, h, t : Longitud, altura y espesor de la mampostería, medidos de cara a cara de columnas y vigas.

f_s : resistencia al cizalle en mampostería $f_s=4 \text{ kg/cm}^2$ (SENCICO, 2019).

Para el cálculo de puntal equivalente se siguió el mismo proceso para el resto de los elementos.

3.3.3 VIGAS BANDA

La norma ACI 318-19 CAPÍTULO 9 de vigas presenta las alturas mínimas de vigas para su prediseño.

Tabla No. 12 Mínima altura en vigas propuesta por ACI 318

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

^[1]Expressions applicable for normalweight concrete and $f_y = 420 \text{ MPa}$. For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

Las alturas recomendadas de vigas que se muestran en la tabla 12 son para edificios o estructuras de más de 2 pisos y con luces de hasta cinco metros, debido a que la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 tiene un apartado para este tipo de estructuras, donde las dimensiones mínimas de vigas se muestran en la tabla 13.

Tabla No. 13 Requisitos mínimos en función del número de pisos NEC-VIVIENDA

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

(a) La orientación en planta de las columnas será 40% mínimo en cada dirección ortogonal.

(b) La dimensión se refiere a vigas banda.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15

Para los valores que se ilustran en la tabla 13 las vigas se consideran como vigas banda, por lo que deben tener su diseño respectivo y se debe tener en cuenta las consideraciones que sean necesarias para ese tipo de sistema. Se consideran vigas banda a las vigas que están embebidas en losas planas, es decir son sistemas de losas donde las vigas tienen su mismo peralte. El peralte mínimo de estas vigas embebidas en losas planas o vigas banda, es de 250 mm. El código de la construcción ecuatoriana establece que el diseño y los requisitos que debe cumplir este sistema de viga banda es el mismo que el de un sistema con vigas descolgadas (Bermeo et al., 2020). Para el cálculo de columnas se siguió el mismo procedimiento para cada estructura.

3.3.4 LOSAS

Para definir el tipo de losa que se realizará en el prediseño, el ACI y la NEC definen a las losas como unidireccionales o bidireccionales, que dependerá de la relación luz larga (LL) a luz corta (LC) del vano a realizar en estudio, por lo que si la relación $LL/LC \geq 2$, la losa será considerada unidireccional y si la relación $LL/LC < 2$ se la considerará bidireccional. La diferencia entre una losa unidireccional y bidireccional es que la losa unidireccional sí está apoyada en vigas a sus cuatro extremos que será el caso de estudio, trabajará fundamentalmente en la dirección corta, por lo que la mayor parte de la armadura se encuentra en la dirección corta y se coloca un mínimo en la dirección larga, lo contrario de si se la considera bidireccional. Se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones por lo que deberá tener armadura suficiente tanto en la longitud larga como corta de la losa.

Tabla No. 14 Altura mínima según condición de apoyo para losas macizas en una dirección

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

⁽¹⁾ Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Fuente: ACI318-19

Para realizar el pre-dimensionamiento de losas unidireccionales será utilizada la tabla 14.

Para losas bidireccionales es necesario el prediseño de vigas, puesto que dependerá mucho de la relación de inercias entre estas.

Para realizar un prediseño se aplicarán las fórmulas mostradas en la tabla 15.

Tabla No. 15 Mínimo espesor para losas en dos direcciones apoyadas en vigas en todos sus lados

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Fuente: ACI318-19

Al elegir la fórmula adecuada se debe comprobar la relación donde $\alpha_{fm} > 2$ para utilizar la fórmula de la tabla 15 (c), si el valor es mayor a dos se puede interpretar que el sistema se comporta como losa con vigas descolgadas por lo que no será necesario el refuerzo extra alrededor de la esquina de la losa, puesto que no se apoya en las columnas y el esfuerzo de punzonamiento es mínimo; si $0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$ se utilizará la ecuación 15 (b) de la misma tabla, se deberá diseñar los refuerzos en las esquinas de la losa, ya que el elemento no se apoya totalmente en las vigas, se apoya en gran parte en las columnas generando esfuerzos de punzonamiento que deben ser satisfechos en base a la sección 8.7.3 del ACI318-19; por último si $\alpha_{fm} < 0.2$ la losa se comportará como losa sin apoyo en todas las direcciones y no es el caso de estudio de esta tesis.

Para determinar el valor de α_{fm} en primer lugar hay que determinar α_f para cada viga alrededor del panel de losa que se esté realizando el prediseño.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \quad (39)$$

α_{fm} = promedio de todos los α_f de un panel de losa

Donde:

E_{cb} : módulo de elasticidad del hormigón proyectado para la viga.

E_{cs} : módulo de elasticidad del hormigón proyectado para la losa.

I_b : momento de inercia de la sección bruta de la viga con respecto al eje centroidal.

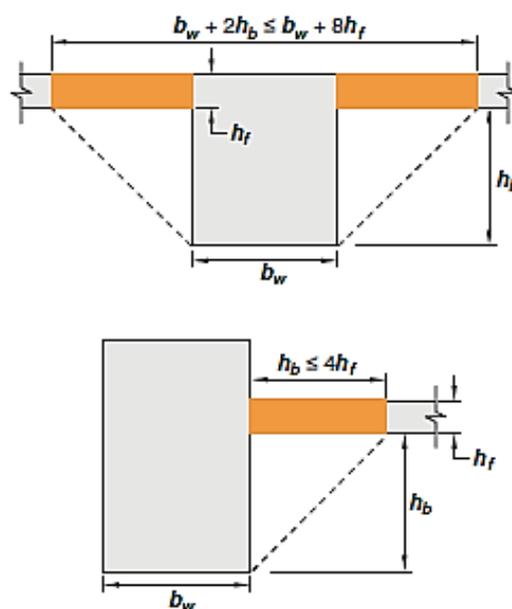
I_s : momento de inercia de la sección bruta de una losa respecto al eje centroidal.

Unidades en Kg y cm.

Para determinar el valor de I_b en sistemas monolíticos o totalmente compuestos hay que considerar una porción de la losa como alas de la viga, transformándola en una viga de sección T, las dimensiones mínimas para las alas de la sección T se detallan a continuación.

De acuerdo con la sección 8.4.1.8 del ACI318-19 se debe tomar la menor de los valores representados en la figura 17.

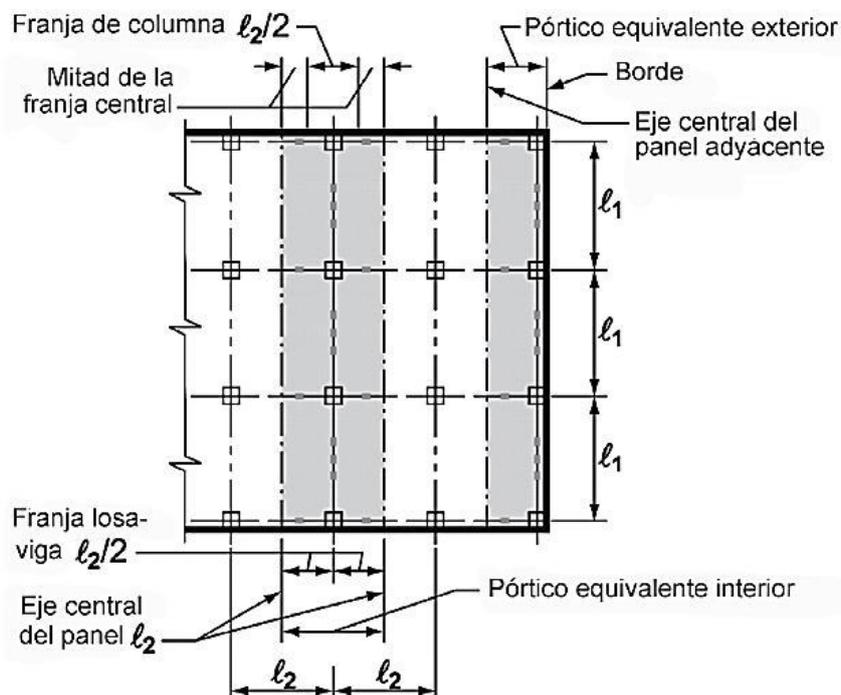
Figura No. 17 Ejemplos de porciones de losa a ser incluidas en el cálculo de I_b



Fuente: ACI318-19

Para el cálculo de I_s se debe considerar las franjas de diseño hasta la mitad del vano en estudio y adyacentes; con el ancho de la franja de losa se deberá calcular la sección bruta de la losa.

Figura No. 18 Ejemplo de franja de losa



Fuente: ACI318-19

En la figura 18 se ilustra un ejemplo de cómo determinar el ancho de la franja de losa, con esa sección se deberá calcular la inercia I_s de la losa para el cálculo de la sección bruta. Si es para una viga intermedia o de borde, corresponderá a la mitad de la luz a cada lado.

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO EN LOSAS CON VIGAS BANDA

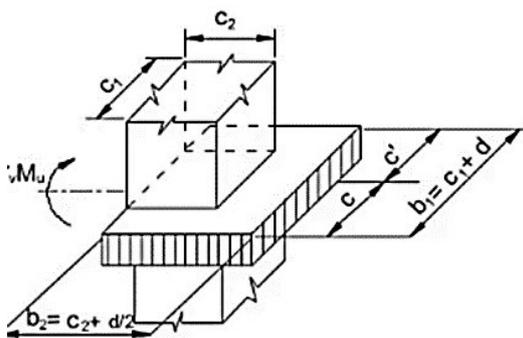
Los requisitos que deben cumplir las losas planas con vigas banda es el mismo al de un sistema de vigas descolgadas, según el código de la construcción ecuatoriana NEC; sin embargo, de acuerdo con la opinión del Ing. Patricio Placencia, se debería realizar un chequeo de punzonamiento en losas en base al momento desbalanceado que se obtiene de la resistencia a flexión de los elementos que llegan al nudo. Una de las principales características de las losas planas, es que la losa no se carga en las vigas, como en el caso de vigas descolgadas, sino que

el esfuerzo se va a concentrar en las esquinas de las losas, en la unión viga – columna, produciendo punzonamiento en la losa (Placencia, 1997).

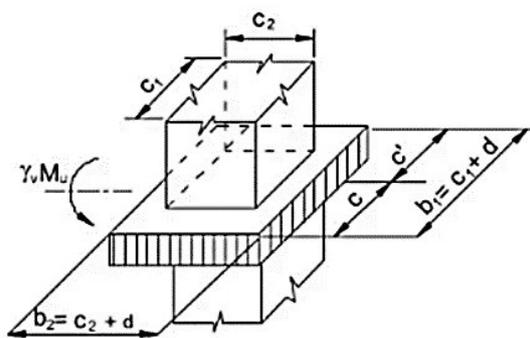
Se deberán chequear todos los nudos que comprenden la losa plana y dependiendo a la condición de nudo a la cual pertenezca, se establecerán los valores de las propiedades críticas de la sección.

Figura No. 19 Condiciones de nudo en losas planas

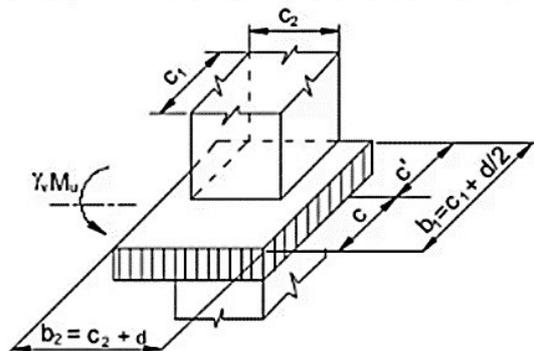
Caso A: Columna de borde (Flexión paralela al borde)



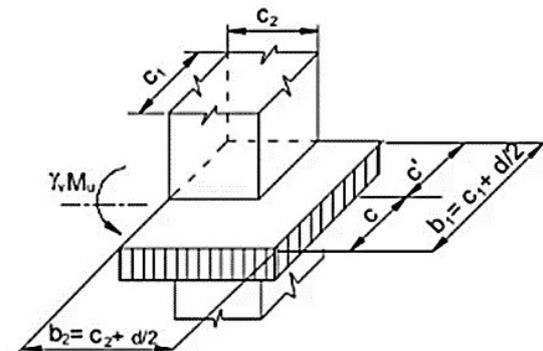
Caso B: Columna Interior



Caso C: Columna de borde (Flexión perpendicular al borde)



Caso D: Columna de esquina



Fuente: Placencia, 1997

Tabla No. 16 Propiedades de la sección crítica de cada nudo

Caso	Área de la sección crítica, A_c	Módulo de la sección crítica		c	c'
		J/c	J/c'		
A	$(b_1 + 2b_2)d$	$\frac{b_1d(b_1 + 6b_2) + d^3}{6}$	$\frac{b_1d(b_1 + 6b_2) + d^3}{6}$	$\frac{b_1}{2}$	$\frac{b_1}{2}$
B	$2(b_1 + b_2)d$	$\frac{b_1d(b_1 + 3b_2) + d^3}{3}$	$\frac{b_1d(b_1 + 3b_2) + d^3}{3}$	$\frac{b_1}{2}$	$\frac{b_1}{2}$
C	$(2b_1 + b_2)d$	$\frac{2b_1^2d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)}{6b_1}$	$\frac{2b_1^2d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)}{6(b_1 + b_2)}$	$\frac{b_1^2}{2b_1 + b_2}$	$\frac{b_1(b_1 + b_2)}{2b_1 + b_2}$
D	$(b_1 + b_2)d$	$\frac{b_1^2d(b_1 + 4b_2) + d^3(b_1 + b_2)}{6b_1}$	$\frac{b_1^2d(b_1 + 4b_2) + d^3(b_1 + b_2)}{6(b_1 + 2b_2)}$	$\frac{b_1^2}{2(b_1 + b_2)}$	$\frac{b_1(b_1 + 2b_2)}{2(b_1 + b_2)}$

Fuente: Placencia, 1997

Donde:

b_1, b_2 : se define dependiendo del tipo de nudo que se va a analizar (referirse a figura 19).

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

Transferencia de momento desbalanceado por flexión y corte

Las losas planas deben tener capacidad de resistir parte del momento desbalanceado que se les transmite, por lo que la fracción de ese momento que se transmitirá por flexión será la siguiente:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (40)$$

Y la fracción de momento desbalanceado que se transmite por excentricidad de cortante a la losa es la siguiente:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (41)$$

Obtención del momento desbalanceado

Para la obtención del momento desbalanceado se debe disponer del acero colocado en las vigas bandas, además del acero colocado en dos nervios adyacentes a cada lado de las vigas, puesto que el acero que contribuye en la obtención del momento desbalanceado no es únicamente el de las vigas, pues al momento de un sismo, dos nervios adyacentes contribuirán a la resistencia

a flexión del nudo, por lo que se las debe tener en cuenta para el análisis, el acero que va a fluir en una unión de losa columna será el que se encuentre dentro de la franja de columna (Placencia, 1997).

$$A_{S_{sup}} = A_{S_{sup_viga}} + A_{S1_{sup-2nervios}} + A_{S2_{sup-2nervios}} \quad (42)$$

$$A_{S_{inf}} = A_{S_{inf_viga}} + A_{S1_{inf-2nervios}} + A_{S2_{inf-2nervios}} \quad (43)$$

$$M1 = 1.4 \cdot A_{S_{sup}} \cdot f_y * \left(d - \frac{1.4 \cdot A_{S_{sup}} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'c \cdot b_v} \right) \quad (44)$$

$$M2 = 1.4 \cdot A_{S_{inf}} \cdot f_y * \left(d - \frac{1.4 \cdot A_{S_{inf}} \cdot f_y}{1.7 \cdot f'c \cdot b_v} \right) \quad (45)$$

El momento desbalanceado dependerá de la condición de nudo que se tenga.

Para un nudo tipo A y B:

$$M_{sc} = M1 + M2 \quad (46)$$

Para un nudo tipo C y D:

$$M_{sc} = \text{Max}(M1; M2) \quad (47)$$

Donde:

$A_{S_{sup_viga}}$: acero superior colocado por diseño a flexión en viga banda.

$A_{S_{inf_viga}}$: acero inferior colocado por diseño a flexión en viga banda.

$A_{S1_{...-2nervios}}$: acero superior o inferior colocado por diseño a flexión en dos nervios adyacentes a un lado de la viga banda.

$A_{S2_{...-2nervios}}$: acero superior o inferior colocado por diseño a flexión en dos nervios adyacentes al otro lado de la viga banda.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero (4200 Kg/cm²).

$f'c$: resistencia a compresión del hormigón.

b_v : base de la sección transversal de la viga banda.

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

Corte por punzonamiento

A partir de combinaciones de carga y las acciones de axial obtenidos por carga muerta, viva y sismo, se aplicarán las combinaciones de carga dos y cinco, para obtener el corte por punzonamiento en la sección (V_u) (Placencia, 1997).

Se debe cumplir que:

$$v_u \leq \phi v_n \quad (48)$$

Según ACI 318 R11.12.6.2:

$$v_{u1} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{Sc}}{J/c} \quad (49)$$

$$v_{u2} = \frac{V_u}{Ac} - \frac{\gamma_v \cdot M_{Sc}}{J/c'} \quad (50)$$

$$v_u = \text{MAX}\{v_{u1}; v_{u2}\} \quad (51)$$

V_u : corte por punzonamiento (se obtiene de combinaciones de carga 2 y 5, en carga axial en columna del piso superior y columna de piso en análisis).

Ac : área de corte (ver tabla 16).

J/c : módulo resistente de la sección crítica (Tabla 16).

Si el corte va a ser resistido únicamente por la sección de hormigón, V_n se debe calcular de la siguiente manera:

$$v_c = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (52)$$

$$\phi v_n = \phi \cdot \frac{v_c}{b_o \cdot d} \quad (53)$$

b_o : perímetro de la sección crítica.

$\phi = 0.75$: coeficiente de reducción por cortante.

$f'c$: resistencia a la compresión del hormigón.

En caso de no cumplir la condición impuesta en (45), hay que verificar si la sección de hormigón resistiría el cortante por punzonamiento con la colocación de estribos.

$$v_u \leq \phi v_{nmax} \quad (54)$$

Siendo:

$$\phi V_{n\max} = \phi 1.6 \sqrt{f'c} \quad (55)$$

De cumplir con la condición dada en (51), significaría que el problema de cortante por punzonamiento se puede solucionar con la colocación de estribos en la conexión, para lo cual se debe tomar en cuenta la contribución del acero (Román & Merino, 2014).

$$\phi V_n = \frac{\phi(V_c + V_s)}{b_o d} \quad (56)$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_o d \quad (57)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (58)$$

A_v : área de la sección de acero colocada en cortante.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero.

s : espaciamiento de los estribos en la sección ($s \leq d/4$).

Chequeo de columna fuerte viga banda débil

La comprobación que se realiza para asegurar que exista una conexión de columna fuerte-viga banda débil es importante para asegurar la ductilidad de la estructura, el criterio del Ing. Patricio Placencia es que la relación de M_c/M_v sea de por lo menos 1.2. Sin embargo, el valor más recomendable es el de 1.4 o más, para asegurar que la viga se agotará a flexión antes que las columnas de la estructura.

Para obtener la capacidad de la columna, se debe hallar la sollicitación por axial de la columna del piso superior e inferior y luego intersecar el axial con la curva de interacción nominal de cada columna, para así obtener el momento nominal para el axial respectivo.

$$P = P_D - P_S \quad (59)$$

$$M_c = M_{c_1} + M_{c_2} \quad (60)$$

Donde:

P: axial de la columna en análisis.

P_D : axial por carga muerta producido en la columna en análisis.

P_S : axial por carga de sismo producido en la columna en análisis.

M_{c_1} : momento nominal de columna superior obtenido al intersecar P con Mn en el diagrama de interacción de la columna.

M_{c_2} : momento nominal de columna inferior obtenido al intersecar P con Mn en el diagrama de interacción de la columna.

$$M_{n_v} = M_{n_1} + M_{n_2} \approx \frac{M_1 + M_2}{1.25} \quad (61)$$

Donde:

M_{n_v} : corresponde al momento nominal de viga.

M1: momento obtenido por acero superior en viga (43).

M2: momento obtenido por acero inferior en viga (44).

Para nudos C y D

$$M_{n_v} = \max\{M_1; M_2\} / 1.25 \quad (62)$$

Se debe satisfacer la condición de por lo menos $M_c/M_{n_v}=1.2$ y recomendado $M_c/M_{n_v} \geq 1.4$

Ejemplo cálculo de las propiedades de la sección crítica de un nudo central

Tabla No. 17 Datos para chequeo punzonamiento en losas planas

Cálculo de vigas banda		
$f'c(Kg/cm^2)=$	210	
$f_y(Kg/cm^2)=$	4200	
Datos de la viga(dir 1)		
$b_v(cm)=$	30	
$h_v(cm)=$	25	
Datos de la columna		
$b_{1c}(cm)=$	30	1. En dirección del pórtico
$b_{2c}(cm)=$	30	2. perpendicular al pórtico

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 18 Cálculo de las propiedades de la sección crítica del nudo interno de losa plana

Condición de nudo	B	Escoger un caso
Propiedades de la sección crítica dir 1		
J/c	75915.00	
J/c'	75915.00	
$A_c(cm^2)=$	4284.00	
$C(cm)=$	25.50	
$C'(cm)=$	25.50	
$b_1(cm)=$	51.00	
$b_2(cm)=$	51.00	
$\gamma_f=$	0.60	
$\gamma_v=$	0.40	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 19 Acciones obtenidas en ETABS en nudo en análisis

	D	L	S	1.2D+1.6L	1.2D+L+S	1.2D+L-S
				C1	C2	C2.1
$M_1(T.m)=$	-1.65	-0.13	-3.1			
$M_2(T.m)=$	-1.61	-0.13	3.4			
$M_{sc}(T.m)=$	0.04	0	6.5	0.048	6.548	6.452
axial col. piso sup(T)=	10.62	2.6	-0.29			
axial col. piso en análisis=	25.81	3.4	-0.85			
V por punzonamiento (T)=	16.19	0.8	0.56	20.708	20.788	19.668

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 20 Cálculo del momento desbalanceado en la sección

As colocado en viga banda y 2 nervios adyacentes	
Assup(cm²)=	15.98 cm ²
Asinf(cm²)=	8.68 cm ²
be(cm)=	80
M1(T.m)=	11.49
M2(T.m)=	8.29
Msc(T.m)=	19.77

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 21 Cálculo y comprobación de corte por punzonamiento

Vu(T)=	20.79		
Mu(T.m)=	19.77		
vu1(Kg/cm ²)=	15.27	vu2(Kg/cm ²)=	-5.57
φvn(Kg/cm ²)=	11.96		
φVn>Vu	El hormigón necesita estribos		

Cálculo de φvn cuando hay estribos

φvn (Kg/cm ²)	17.39	
φvn>vu	Cumple la sección	

Cálculo de los estribos

Vc(T)=	32.90			
Vs(T)=	54.33			
Av(cm ²)=	3.70			
		S(cm)=	6	d/4

Fuente: Elaboración propia

Figura No. 20 Chequeo columna fuerte - viga banda débil

P1(T)=	10.33
P2(T)=	24.96
Mn1(T.m)=	9.11
Mn2(T.m)=	9.81
Mc(T.m)=	18.920778

Mv(T.m)=	15.82
----------	-------

Mc/Mv=	1.20
--------	------

Fuente: Elaboración propia

En caso de que no se cumpla con: $v_u \leq \phi v_{nmax}$.

Cuando ocurre que la condición no cumpla por punzonamiento con la colocación de estribos en la sección, se pueden plantear como posibles soluciones las siguientes:

Incluir un volado pequeño en la sección, con la finalidad de aumentar las propiedades de la sección, tanto J/c como J/c' . Se puede incluir una viga de borde en la losa para aumentar la resistencia de la sección. Pero la mejor opción es la de evitar que el edificio llegue a su capacidad final, colocando diafragmas rigidizadores o diagonales, con la finalidad de rigidizar la estructura (Placencia, 1997).

Para el cálculo de losas y comprobaciones de punzonamiento y formación de rótulas plásticas se siguió el mismo proceso para el resto de los elementos.

3.3.5 COLUMNAS

Para predimensionar columnas, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, dispone que las dimensiones mínimas para viviendas de hasta dos plantas se define de acuerdo con la tabla 3.2.2, y para edificaciones de más de dos plantas le dimensión mínima es de 30 cm. Así, una vez estimada la carga que va a soportar la columna por cada piso y de sumarle el peso propio, se procede a aplicar la fórmula (6) para calcular la resistencia nominal a la compresión de una columna, donde la cuantía de acero (ρ) en la columna puede tomar valores que van del 1 % al 3 % de acuerdo con la norma NEC-SE-HM sección 4.3.3.

La resistencia nominal axial a compresión en una columna se la calcula en base a la sección 22.4.2:

$$P_o = 0.85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (63)$$

$$A_{st} = \rho * A_s \quad (64)$$

Donde:

Po: corresponde a la resistencia nominal axial a compresión de una columna (kg).

Ag: área de la sección de hormigón (cm²).

Ast: corresponde al área de acero de la sección (cm²).

f'c: corresponde a la resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm²).

fy: corresponde a la resistencia a la fluencia del acero (kg/cm²).

ρ : corresponde a la cuantía balanceada (%).

Con la resistencia nominal se estima que la resistencia máxima de la columna para el prediseño será igual a Po/3, esta relación se realiza para asegurar que el comportamiento de la columna será dúctil. En consecuencia, la carga estimada máxima a la cual estará sometida la columna deberá ser menor a Po/3.

Diagrama de interacción de las columnas planteadas

Arquitectura 1 – Modelo 1

Para la arquitectura seleccionada número uno, para el primer modelo de una vivienda de dos plantas, se ha seleccionado una columna rectangular de 30x30 con ID (C1 - A1).

Tabla No. 22 Datos de columna para modelo 1

Datos de columnas C1-A1	
B (cm)	30
H (cm)	30
As (Φ)	8 Φ 18
As (%)	2.3%

Fuente: Elaboración propia

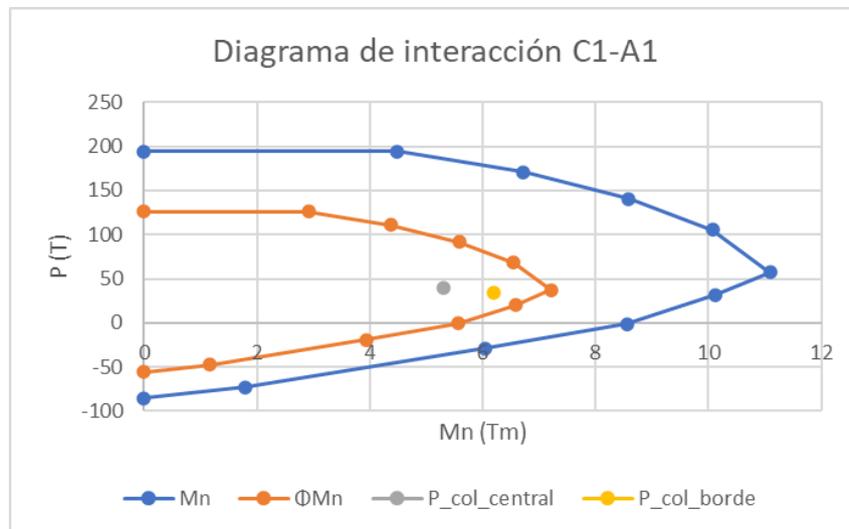
Tabla No. 23 Acciones en columna central y de borde de modelo 1

Datos de acciones en columnas		
Id	Pu (T)	Mu (T.m)
P_col_central	39.4	5.3
P_col_borde	34	6.2

Fuente: Elaboración propia

Con el acero colocado en la columna y los puntos a colocar en el diagrama de interacción, la curva ha sido generada en el software ETABS:

Figura No. 21 Diagrama de interacción columna C1-A1



Fuente: Elaboración propia

Arquitectura 2 – Modelo 2

Para la arquitectura seleccionada número dos, para el segundo modelo de una vivienda de dos plantas, se ha seleccionado una columna rectangular de 30x30 con ID (C2 – A2).

Tabla No. 24 Datos de columna para modelo 2

Datos de columnas C2-A2	
B (cm)	30
H (cm)	30
As (Φ)	8 Φ 20
As (%)	2.8%

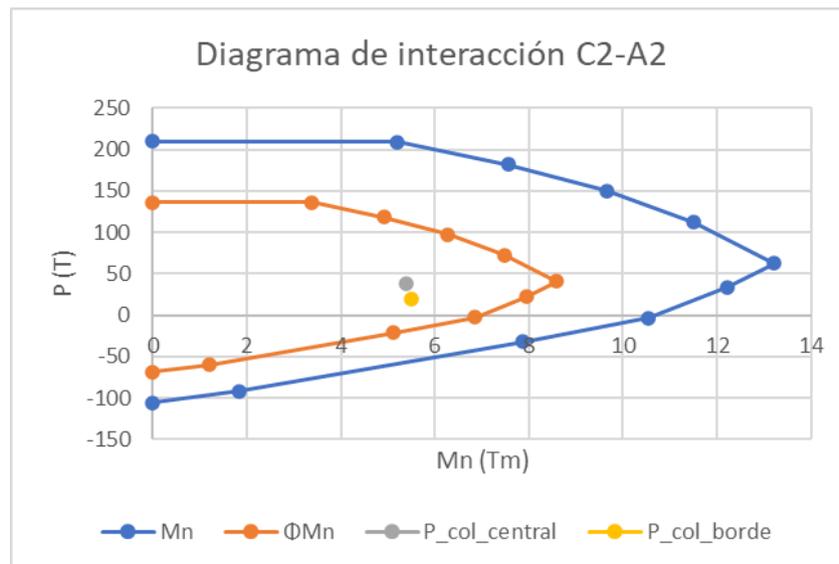
Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 25 Acciones en columna central y de borde de modelo 2

Datos de acciones en columnas		
Id	Pu (T)	Mu (T.m)
P_col_central	37.8	5.4
P_col_borde	19.5	5.5

Fuente: Elaboración propia

Figura No. 22 Diagrama de interacción columna C2-A2



Fuente: Elaboración propia

Arquitectura 2 – Modelo 3

Para la arquitectura seleccionada número dos, para el tercer modelo de una vivienda de dos plantas, se ha seleccionado una columna rectangular de 40x40 con ID (C3 – A2).

Tabla No. 26 Datos de columna para modelo 3

Datos de columnas C3-A2	
B (cm)	40
H (cm)	40
As (Φ)	8 Φ 20
As (%)	2.8%

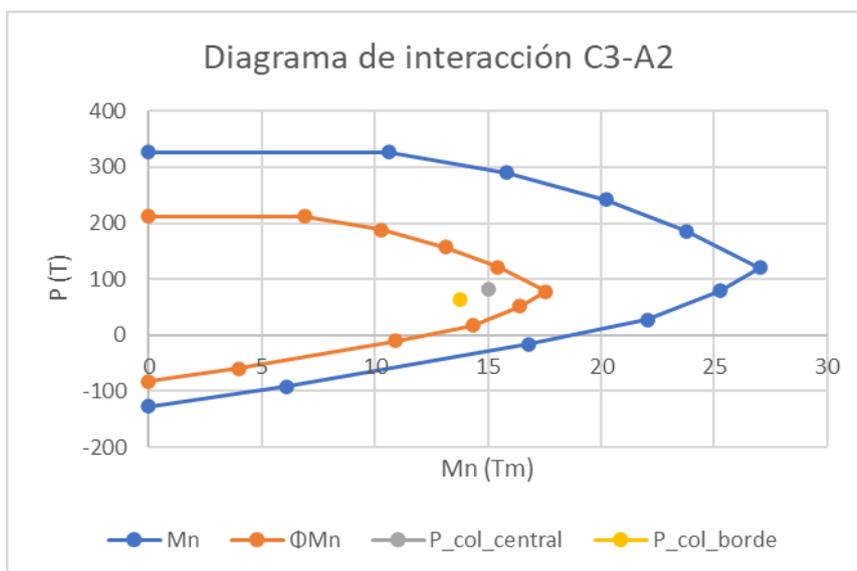
Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 27 Acciones en columna central y de borde de modelo 3

Datos de acciones en columnas		
Id	Pu (T)	Mu (T.m)
P_col_central	81.65	15
P_col_borde	63.9	13.75

Fuente: Elaboración propia

Figura No. 23 Diagrama de interacción columna C3-A2



Fuente: Elaboración propia

Se presenta un resumen final de las secciones que se usarán para la modelación en el programa

ETABS:

Tabla No. 28 Resumen de secciones para modelación de estructuras

Arquitectura	Vigas bxh (cm)	Columnas bxh (cm)	Losa alivianada (cm)
2 pisos	25x30	30x30	25
2 pisos	25x30	30x30	25
4 pisos	30x30	40x40	25

Fuente: Elaboración propia

3.4 ANÁLISIS SÍSMICO

Se realizará una breve descripción de los parámetros que influyen en un análisis sísmico y luego se presentará una tabla resumen de cada factor para cada estructura.

3.4.1 FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

Este factor se da para incrementar la demanda del sismo en el diseño según el uso, el destino de la estructura y sobre todo su importancia. La "NEC-SE-DS Peligro Sísmico" plantea coeficientes que son usados en la mayoría de los diseños en el Ecuador.

Tabla No. 29 Coeficiente de importancia según la categoría de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

3.4.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)

“Este factor permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño, cuando se diseñe una estructura de tal forma que los daños se concentren en lugares determinados (rótulas plásticas) es decir que desarrolle mecanismos de falla previsible y tengan una ductilidad adecuada para realizarlo” (NEC-SE-DS, 2015).

El valor tomado para los tres tipos de estructuras es el más común en diseños para viviendas de dos y cuatro pisos en Quito, este se muestra en la tabla 30:

Tabla No. 30 Coeficiente R utilizado en cada estructura.

Arquitectura	Factor (R) seleccionado Sin mampostería	Factor (R) recomendado por la NEC SIN mampostería	Factor (R) seleccionado Con mampostería	Factor (R) recomendado por la NEC Con mampostería
2 pisos	5	5	2	3
2 pisos	5	5	2	3
4 pisos	5	5	2	3

Fuente: Elaboración propia

3.4.3 RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL (η)

“Este valor es la razón o relación entre la aceleración espectral y el PGA para un periodo de retorno seleccionado, el cual varía para la región a la cual se aplique” (NEC-SE-DS, 2015).

Figura No. 24 Valores para la relación de amplificación espectral

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

Fuente: NEC-SE-DS

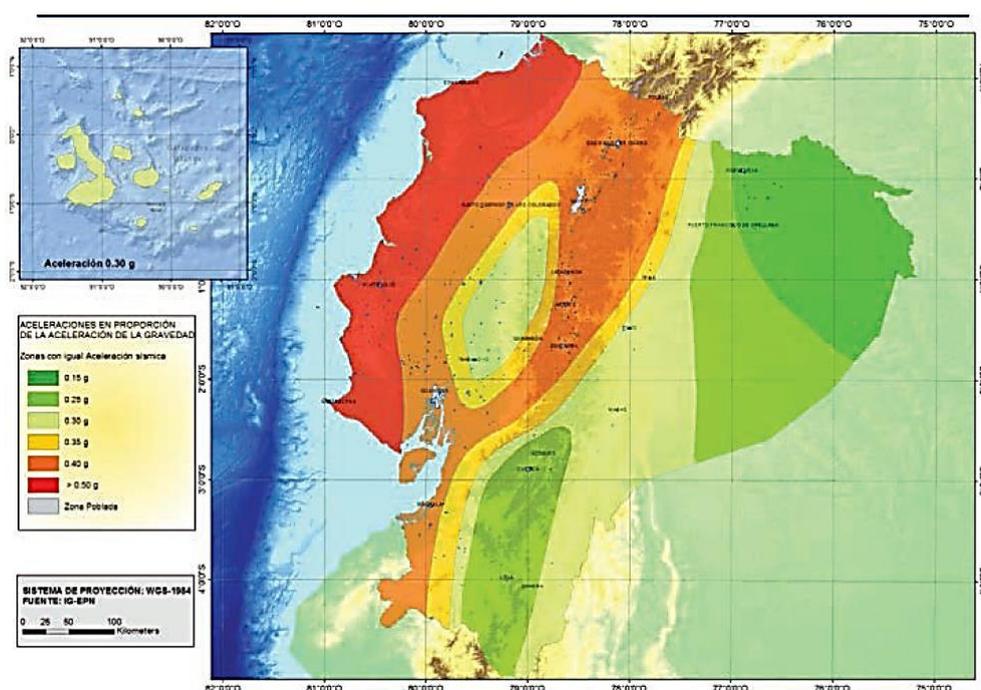
3.4.4 ZONA SÍSMICA

La norma NEC-SE-DS define un factor Z para cada zona sísmica, este factor representa la aceleración máxima expresada como fracción de la gravedad, que se espera pueda ocurrir en la zona de construcción para edificios de uso normal, como los planteados en esta tesis, la norma la divide en seis zonas y a cada zona le corresponde un valor de factor Z y una caracterización de peligro sísmico, a pesar de que Ecuador está catalogado como una zona con amenaza sísmica alta.

TIPO DE ZONA

En la figura 25 se puede apreciar que el lugar elegido para el estudio está dentro de la zona sísmica (V), que corresponde a “peligro sísmico alto”. El tipo de suelo más usual en la ciudad de Quito, como se explicó en la sección 3.1.1, es de perfil tipo D según la clasificación del NEC-SE-DS.

Figura No. 25 Mapa de zonificación sísmica y valores de Z por cada zona



Fuente: NEC-SE-DS

FACTOR DE ZONA

Posterior a definir el tipo de zona en la cual se encuentra la ciudad donde se ubicará el proyecto, la NEC define un factor para cada zona, el cual se expresa como fracción de la gravedad.

Tabla No. 31 Valores de factor Z dependiendo de la zona sísmica

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

Fuente: NEC-SE-DS

3.4.5 FACTORES DE SITIO

Son coeficientes de amplificación que dependen del perfil del suelo del sitio.

Tabla No. 32 Valores de (F_a) según tipo de perfil de subsuelo y factor Z.

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

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla No. 33 Valores de (F_d) según tipo de perfil de subsuelo y factor Z

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

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla No. 34 Valores de (Fs) según tipos de perfil de subsuelo y factor Z.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.08	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

3.4.6 PERIODO CRÍTICO

“Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015)

Corresponde a los periodos T_0 y T_c que van a definir la meseta para el espectro de aceleraciones elástico y estos dependerán del suelo donde se ubicará la edificación.

$$T_0 = 0.10 * F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (65)$$

$$T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (66)$$

3.4.7 FACTOR EN EL ESPECTRO PARA EL DISEÑO ELÁSTICO (r)

Factor que se utiliza para obtener el espectro de aceleraciones elástico, el cual dependerá de la ubicación del proyecto, siendo así que:

Tabla No. 35 Factor “r”

Tipo de suelo	r
A,B,C	1
D,E	1,5

Fuente: NEC

3.4.8 ACELERACIÓN ESPECTRAL $S_a(T_a)$

Para el cálculo del cortante de diseño en la base, se determina la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura, para ello el código permite el uso de las siguientes fórmulas para determinarlo:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad S_a(T) = \eta Z F a \quad (67)$$

$$\text{Para } T > T_c \quad S_a(T) = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (68)$$

Donde:

T: corresponde al periodo fundamental de la estructura.

T_c : corresponde al periodo crítico.

η : relación de amplificación espectral.

F_a : factor de sitio definido en 3.4.5

r: factor en el espectro elástico.

S_a : corresponde a la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura.

3.4.9 IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN

Para estructuras que presenten irregularidades en planta o en elevación, se deberá usar “coeficientes de configuración estructural” propuestos en la NEC15; coeficientes que “castigan” al diseño estructural con el objetivo de tomar en cuenta la repercusión de esas irregularidades ante la posible ocurrencia de un sismo. Se deberá evaluar a la estructura para verificar la existencia de alguna de estas irregularidades.

Se deberá evaluar las irregularidades para cada piso, en caso de no coincidir con ninguna de las irregularidades, φ_{pi} será igual 1.

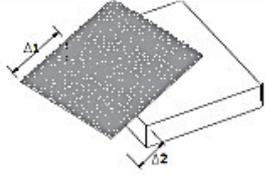
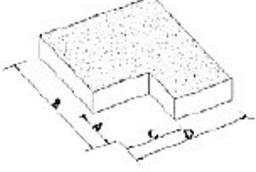
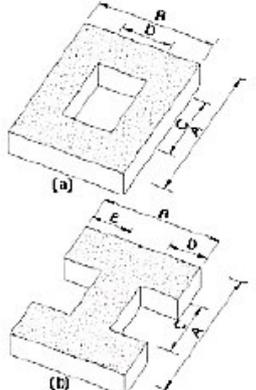
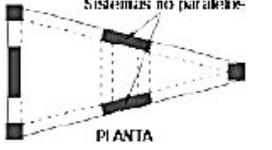
$$\varphi_p = \varphi_{PA} * \varphi_{PB} \quad (1)$$

Donde:

φ_{PA} corresponde al menor valor de φ_{pi} para cada piso, evaluando las irregularidades 1, 2, 3

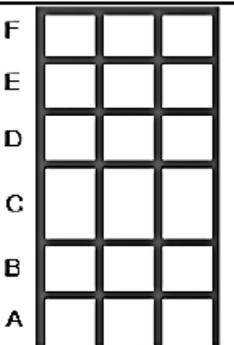
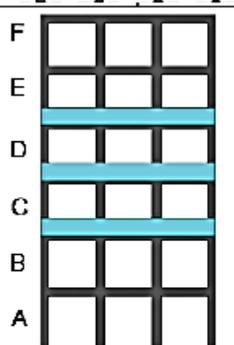
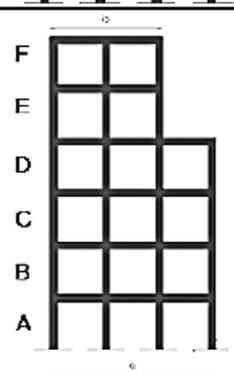
φ_{PB} corresponde al menor valore de φ_{pi} para cada piso, evaluando la irregularidad tipo 4.

Tabla No. 36 Irregularidades en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla No. 37 Irregularidades en altura

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS

Se deberá evaluar las irregularidades para cada piso, en caso de no coincidir con ninguna de las irregularidades, ϕ_{Ei} será igual 1.

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad (2)$$

Donde:

ϕ_{EA} : corresponde al menor valor de ϕ_{Ei} para cada piso, evaluando la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : corresponde al menor valor de ϕ_{Ei} para cada piso, evaluando las irregularidades tipo 2 y/o 3.

3.4.10 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Tiempo en que una estructura tarda en dar un ciclo o desplazamiento completo, se lo relaciona con el periodo de vibración de onda, ya que cuando dicha relación llega a la unidad, los esfuerzos en los elementos de la estructura son elevados y las deformaciones tienden a aumentar. El periodo fundamental depende de la altura, rigidez y masa de la estructura. Para la obtención del periodo fundamental de la estructura, la NEC-SE-DS plantea dos métodos, uno empírico y otro analítico, el analítico se puede obtener mediante un análisis modal (P. A. Cabrera, 2021; Cruz & Perez, 2020).

Método empírico:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (3)$$

Donde:

C_t: corresponde coeficiente que dependerá de cada tipo de edificio.

h_n: es la altura máxima medida desde la base hasta el n-ésimo piso.

α: corresponde a un factor que dependerá del tipo de estructura en análisis.

T: corresponde al periodo de vibración.

En la NEC-SE-DE 2015 se pueden encontrar las siguientes tablas para los valores de C_t y α.

Tabla No. 38 Factores “C_t y α” dependiendo del tipo de estructura

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

Fuente: NEC-SE-DS

3.4.11 ESPECTRO DISEÑO NEC

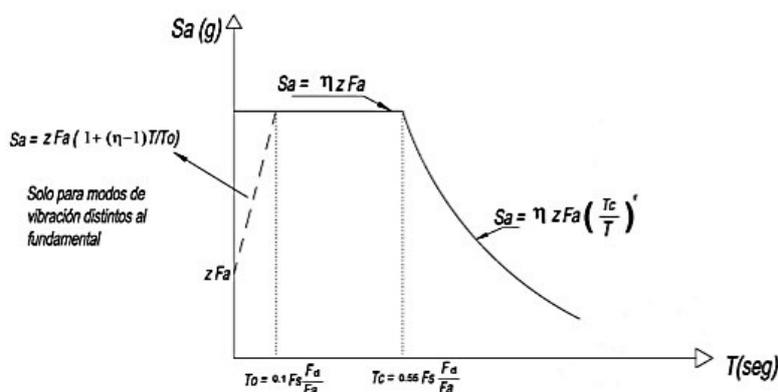
El espectro de respuesta elástico de aceleraciones considera los siguientes tres factores:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio donde se ubicará el proyecto.
- Los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Este espectro representa la respuesta que tendrá la estructura ante la acción del sismo de diseño; en otras palabras, representa la amenaza del sismo para la edificación. El espectro relaciona la aceleración en fracción de la gravedad vs. el periodo de la estructura.

La norma NEC-SE-DS establece las siguientes relaciones para la elaboración del espectro:

Figura No. 26 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones



Dónde:

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

Fuente: NEC-SE-DS

3.5 MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS

Para modelar las estructuras se utilizará la herramienta de ETABS V16.2.1 donde se detallarán propiedades, materiales y elementos que se utilizarán para todas las modelaciones.

En la tabla 28 se tiene un resumen de las secciones que se implementará en cada modelo:

Figura No. 27 Definición del material hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en el programa

Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS.

Para definir el módulo de elasticidad del hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, y las propiedades del acero de refuerzo de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, ha de referirse a la sección 3.3.1 donde se definen los materiales para el proyecto en el presente texto.

Figura No. 28 Definición del material de acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ s

Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

Se definen además dos tipos de materiales más que se aplicarán a los elementos tipo Shell y puntal como se especifica en el programa ETABS para simular la mampostería de relleno de calidad buena y de calidad media con las propiedades expuestas previamente en la tabla 11.

Figura No. 29 Ejemplo de definición del material "Mampostería buena"

The figure consists of two screenshots from the ETABS software interface, showing the configuration of material properties for 'Mampostería buena'.

Material Property Data

General Data

Material Name	Mampostería buena
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	[Red Color] Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0	tonf/cm ³
Mass per Unit Volume	0	tonf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	12	tonf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.25	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081	1/C
Shear Modulus, G	4.8	tonf/cm ²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name	Mampostería buena
Material Type	Masonry, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Compressive Strength, f _m	0.009	tonf/cm ²
--	-------	----------------------

OK Cancel

Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS.

Se presenta la definición de elementos tipo “Frame” tanto para vigas y columnas.

Para la mampostería se definen elementos tipo “Shell” y nuevamente elementos tipo “Frame” que representarán el puntal equivalente.

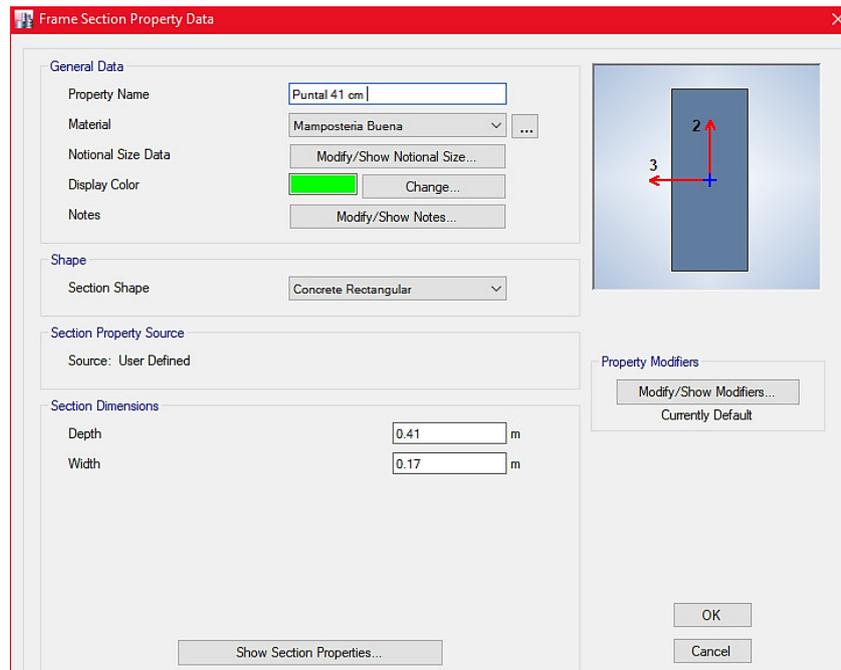
A manera de ejemplo se muestra la definición de los elementos dichos para el modelo 1:

Figura No. 30 Definición de secciones tipo viga y columna para modelo 1



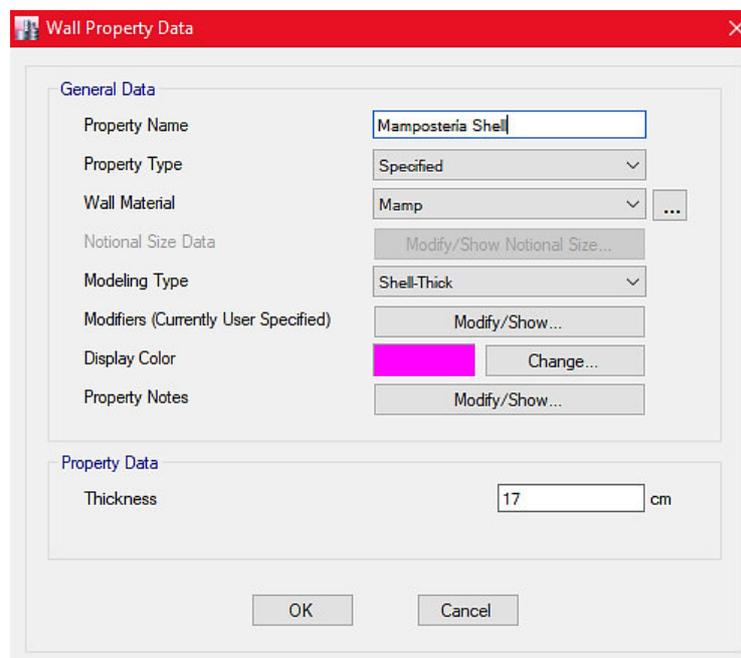
Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

Figura No. 31 Ejemplo de definición de sección tipo "Frame" para uso como puntal equivalente de altura 41 cm y espesor 17 cm



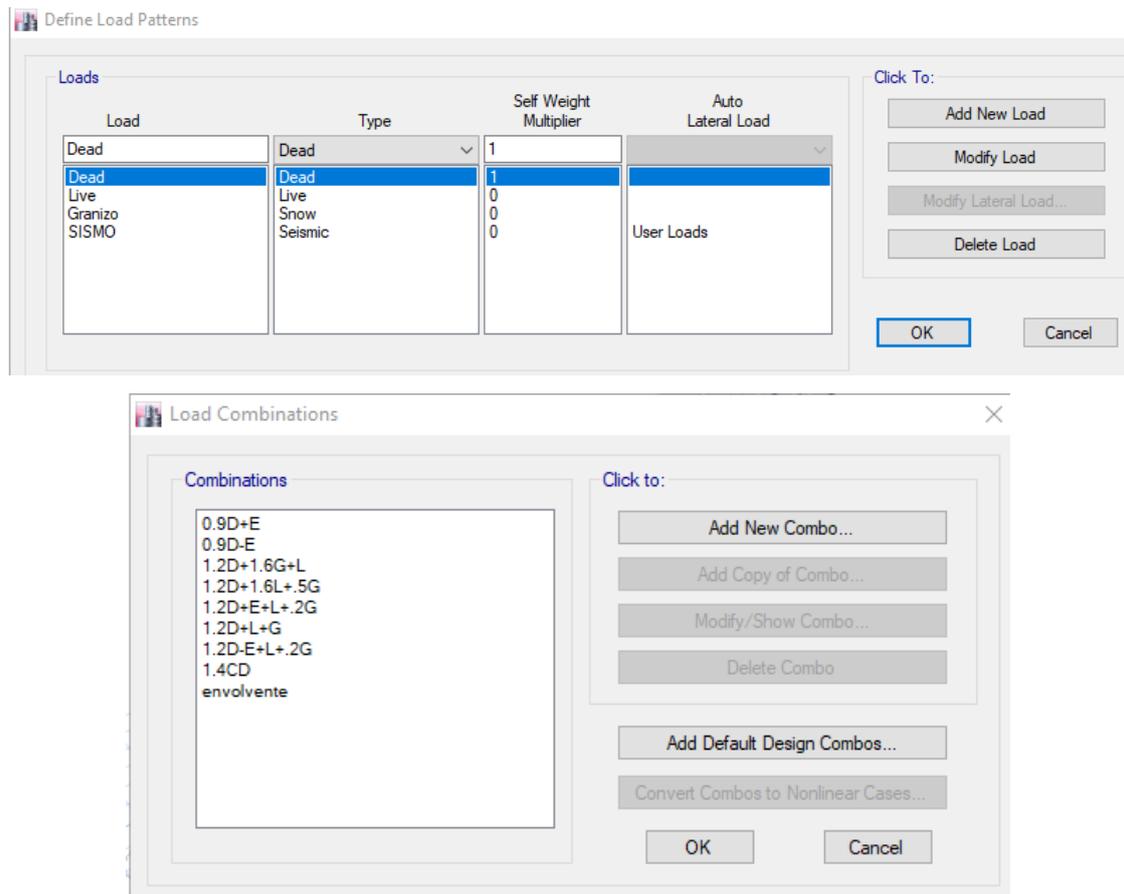
Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

Figura No. 32 Ejemplo de definición de elementos tipo "Shell" para uso de mampostería, espesor 17 cm.



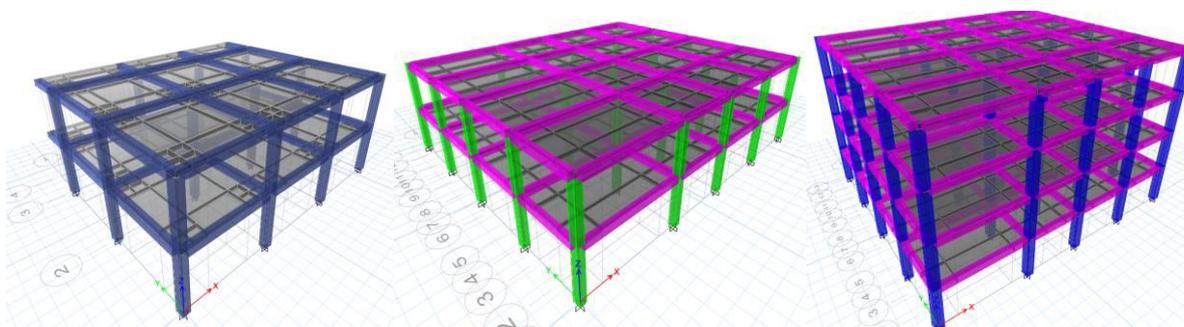
Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

Figura No. 33 Definición de los patrones de carga y combinaciones



Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

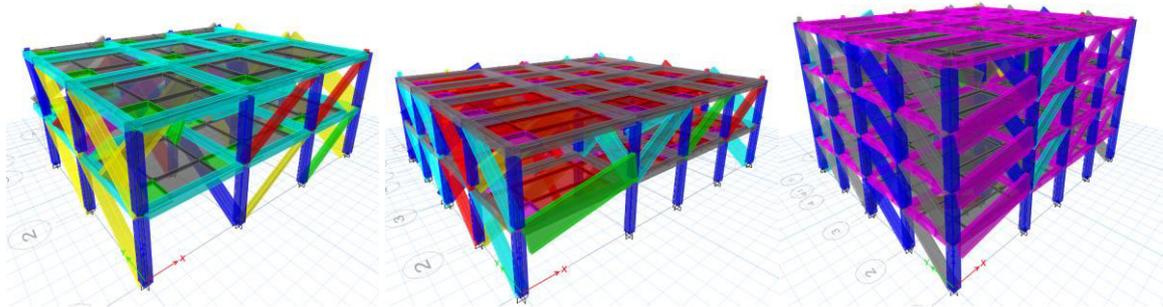
Figura No. 34 Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 sin mampostería para el desarrollo del análisis



Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

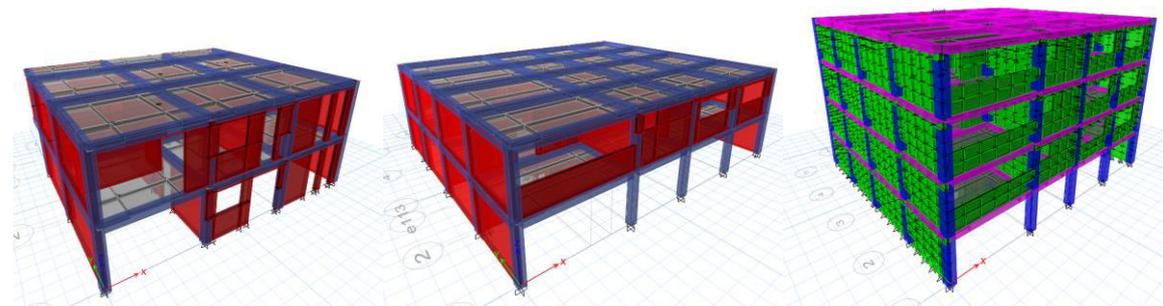
A los 3 modelos presentes en la figura 34 se coloca la mampostería del tipo "Puntal equivalente" y la mampostería de tipo Shell.

Figura No. 35 Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 con mampostería tipo "Puntal equivalente" para el desarrollo del análisis



Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

Figura No. 36 Modelos base de Arquitectura 1,2 y 3 con mampostería tipo "Shell" para el desarrollo del análisis



Fuente: Capturas tomadas de modelación en ETABS

3.6 ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO

“Este análisis considera que la estructura parte desde una posición de equilibrio estático donde sus velocidades no serán consideradas durante el proceso pues las acciones que se analizan son constantes (no varían en el tiempo) y se considera que la estructura está en un rango elástico” (Esteba, 2017) .

Usando ETABS se hace el análisis lineal estático de acuerdo como se especifica en la NEC con sus respectivas cargas y combinaciones. Se propone mostrar el proceso detallado para el primero modelo y luego se mostrará el resultado para todos los demás.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE SISMO ESTÁTICO

Para realizar el análisis estático lineal, el código ecuatoriano de la construcción indica que se debe realizar por medio del método de diseño basado en fuerzas, donde se dota a la estructura de la resistencia suficiente para soportar fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de carga. Para aplicar el método se deben determinar las fuerzas sísmicas de diseño o fuerzas laterales equivalentes, que se aplicarán en la dirección principal de cada eje de la estructura y distribuido en la altura de la estructura, de acuerdo con:

Carga reactiva sísmica para la estructura

La carga sísmica que se utilice en la estructura de acuerdo con el NEC-SE-DS como caso general es el siguiente:

$$W = D + 0.25Li \quad (4)$$

D: carga muerta total de la estructura.

Li: carga viva del piso i.

Cálculo del corte basal en la estructura

Se deben obtener todos los datos presentados en la sección 3.4 del presente documento, correspondiente a análisis sísmico, donde se tomarán en cuenta: la zona sísmica, factores del suelo, irregularidades. Así se determinará la aceleración del sismo en función de la gravedad ($S_a(g)$) dependiendo del periodo fundamental de la estructura en análisis, una vez obtenidos los datos sísmicos, se procede a calcular el porcentaje de peso reactivo que se asignará como cortante basal a la estructura, de acuerdo con la NEC-SE-DS:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (5)$$

Donde:

Sa(Ta): espectro de diseño en aceleración (Sección 3.4.8).

$\phi_p \phi_e$: coeficientes de configuración en planta y altura (Sección 3.4.9).

I: coeficiente de importancia de la estructura (I=1) (Sección 3.4.1).

R: factor de reducción sísmica (sección 3.4.2).

W: carga reactiva sísmica.

V: cortante basal de diseño.

Ta: periodo de vibración de la estructura.

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

La distribución de fuerzas tiene una forma similar a una distribución triangular, que dependerá del periodo fundamental de la estructura, la NEC-SE-DS, detalla el siguiente procedimiento de cálculo.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad (6)$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (7)$$

V: cortante basal de la estructura.

Fi: fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

Fx: fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: número de pisos de la estructura.

Wx: peso asignado al piso o nivel x de la estructura.

Wi: peso asignado al nivel piso o nivel i de la estructura.

hx: altura del piso x de la estructura.

hi: altura del piso i de la estructura.

k: coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

Para determinar el coeficiente k:

Tabla No. 39 Valores de k

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

Fuente: NEC-SE-DS

Para modelo número uno.

Tabla No. 40 Datos sísmicos modelo 1

Tipo de suelo	D
Zona sísmica	V
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
Z	0.4
r	1
n	2.48
To [s]	0.127
Tc [s]	0.698
Ct	0.055
Alpha	0.9
hn	5
Tnec [s]	0.234
Tprograma [s]	0.35
Sa (Tnec)	1.190
Sa (Tprograma)	1.190

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 41 Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 1

Determinación de cortante basal			Determinación de cortante basal		
I	1.0		I	1.0	
R	5.00		R	2.00	
phi p	1.0		phi p	1.0	
phi e	1.0		phi e	1.0	
k	1.00		k	1.00	
V	0.238	*W	V	0.595	*W

a) Para modelo sin mampostería

b) Para modelo con mampostería

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 42 Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 1

Determinación del peso de la estructura				
	Área (m²)	WD (T/m²)	W (T)	WL
PT	103.74	0.95	98.86	20.7
Cubierta	110.01	0.69	76.27	7.7
Peso de la estructura			175.14	
Cortante Basal sin mampostería (T)=			41.70	
Cortante Basal con mampostería (T)=			104.26	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 43 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin mampostería – modelo 1

Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	98.8628	2.5	247.157	16.4	11.6	-6.62
cubierta	76.2747	5	381.3735	25.31	17.9	-10.21
			628.5305	41.70		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 44 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con mampostería – modelo 1

Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	98.8628	2.5	247.157	41	29	-16.53
cubierta	76.2747	5	381.3735	63.26	44.74	-25.51
			628.5305	104.26		

Fuente: Elaboración propia

Para modelo número dos

Tabla No. 45 Datos sísmicos modelo 2

Tipo de suelo	D
Zona sísmica	V
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
Z	0.4
r	1
n	2.48
To [s]	0.126933333
Tc [s]	0.698133333
Ct	0.055
Alpha	0.9
hn	5
Tnec [s]	0.23
Tprograma [s]	0.36
Sa (Tnec)	1.1904
Sa (Tprograma)	1.1904

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 46 Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 2

Determinación de cortante basal			Determinación de cortante basal		
I	1		I	1.0	
R	5		R	2.00	
phi p	1		phi p	1.0	
phi e	1		phi e	1.0	
k	1		k	1.00	
V	0.238	*W	V	0.595	*W
a) Para modelo sin mampostería			b) Para modelo con mampostería		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 47 Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 2

Determinación del peso de la estructura				
	Área (m ²)	WD (T/m ²)	W (T)	WL
PT	209.25	0.94	197.37	41.9
Cubierta	209.25	0.73	153.4275	14.6
Peso de la estructura			364.92	
Cortante Basal sin mampostería (T)=			86.89	
Cortante Basal con mampostería (T)=			217.22	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 48 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin
mampostería – modelo 2

Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	197.37	2.5	493.425	34.02	24.06	-18.65
cubierta	153.4275	5	767.1375	52.88	37.4	-28.99
			1260.5625	86.9		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 49 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con
mampostería – modelo 2

Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	197.37	2.5	493.425	85.03	60.13	-46.61
cubierta	153.4275	5	767.1375	132.19	93.48	-72.45
			1260.5625	217.22		

Fuente: Elaboración propia

Para modelo número tres

Tabla No. 50 Datos sísmicos modelo 3

Tipo de suelo	D
Zona sísmica	V
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
Z	0.4
r	1
n	2.48
To [s]	0.127
Tc [s]	0.698
Ct	0.055
Alpha	0.9
hn	10
Tnec [s]	0.437
Tprograma [s]	0.517
Sa (Tnec)	1.190
Sa (Tprograma)	1.190

Fuente: Elaboración propio

Tabla No. 51 Determinación del porcentaje de cortante basal – modelo 3

Determinación de cortante basal			Determinación de cortante basal		
I	1.0		I	1.0	
R	5.00		R	2.00	
phi p	1.0		phi p	1.0	
phi e	1.0		phi e	1.0	
k	1.00		k	1.00	
V	0.238	*W	V	0.595	*W

a) para modelo sin mampostería b) para modelo con mampostería

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 52 Determinación del peso de la estructura y cortante basal – modelo 3

Determinación del peso de la estructura				
	Área (m ²)	WD (T/m ²)	W (T)	WL
PT	209.25	0.98	205.065	41.9
P1	209.25	0.98	205.065	41.9
P2	209.25	0.98	205.065	41.9
Cubierta	209.25	0.77	162.0427	14.6
Peso de la estructura (T)=			812.29	
Cortante Basal sin mampostería (T)=			193.39	
Cortante Basal con mampostería (T)=			483.47	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 53 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo sin mampostería – modelo 3

Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi ^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	205.065	2.5	512.6625	21.11	14.93	-11.84
Planta 2	205.065	5	1025.325	42.22	29.86	-23.67
Planta 3	205.065	7.5	1537.9875	63.33	44.79	-35.5
cubierta	162.0427	10	1620.427	66.73	47.19	-37.4
			4696.402	193.39		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 54 Determinación de fuerzas sísmicas estáticas para modelo con mampostería – modelo 3

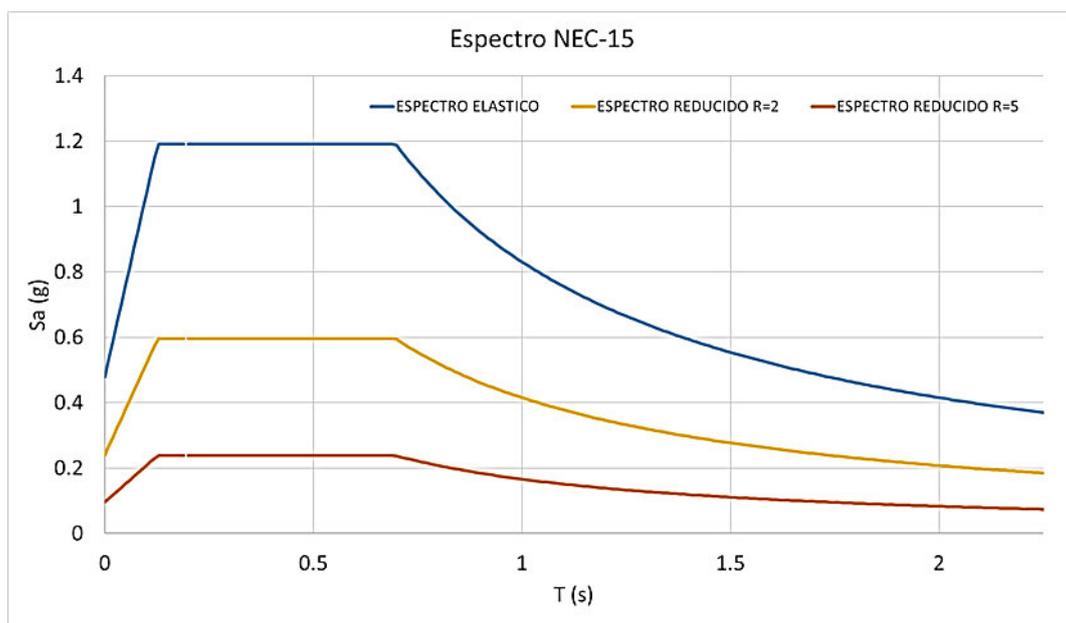
Piso	Wi(T)	hi (m)	Wi*hi ^k	Fi (T)	Ex-y	Qtx-y
Planta 1	205.065	2.5	512.6625	52.78	14.93	-11.84
Planta 2	205.065	5	1025.325	105.55	29.86	-23.67
Planta 3	205.065	7.5	1537.9875	158.33	44.79	-35.5
cubierta	162.0427	10	1620.427	166.81	47.19	-37.4
			4696.402	483.47		

Fuente: Elaboración propia

3.7 ANÁLISIS DINÁMICO

Si bien el estudio de tipo estático está justificado cuando las cargas son aplicadas muy lentamente donde no generan fuerzas inerciales ni aceleraciones, en la realidad la estructura está sujeta a cargas y desplazamientos que ocurren dinámicamente pues la estructura es un sistema continuo con infinitos grados de libertad (Salinas Basuelo, 2013). Por esto se propone un análisis dinámico para las tres estructuras y de esa forma observar los desplazamientos, el valor de cortante que toma y los periodos de vibración.

Figura No. 37 Espectros utilizados para modelación de estructura



Fuente: Elaboración propia

3.8 DERIVA DE PISO

Para el control de daños en las estructuras el código de la construcción ecuatoriana plantea el control de la deriva de piso de la estructura. En primer lugar, se mide el desplazamiento lateral relativo de un piso, producido por la acción de fuerzas horizontales, respecto del piso consecutivo. El punto en el cual se mida el desplazamiento debe estar ubicado en la misma línea vertical. Posteriormente se calcula la deriva elástica de piso para convertirlo a deriva inelástica de piso, la cual por norma tiene ciertos límites.

$$\Delta_E = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (8)$$

$$\Delta_m = 0.75 (\Delta_E R) \leq \Delta_{m_{max}} \quad (9)$$

Donde:

Δ_E : deriva elástica del nivel en estudio.

Δ_m : deriva inelástica del nivel en estudio.

Δ_i : desplazamiento causado por la aplicación de fuerzas laterales en el piso en análisis.

Δ_{i-1} : desplazamiento causado por la aplicación de fuerzas laterales en el piso inferior al piso en análisis.

R: factor de reducción sísmico (sección 3.4.2).

$\Delta_{m_{max}}$: deriva máxima permitida por norma NEC-SE-DS.

Tabla No. 55 Deriva de piso límite permitida – NEC-SE-DS

Estructuras de:	$\Delta_m(\max)$
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS

Inercias agrietadas

La obtención de derivas se realiza tras la aplicación de un análisis dinámico espectral, para la cual el código de la construcción ecuatoriana exige la utilización de inercias agrietadas para la reducción de la rigidez de la estructura.

Tabla No. 56 Inercias agrietadas recomendadas en NEC-SE-DS

Inercias agrietadas recomendadas		
	NEC	ACI-318-19
Vigas	0.5 lg	0.35 lg
Columnas	0.8 lg	0.7 lg
Losa		0.25 lg
Mampostería	H/L > 3	0.5 lg
	H/L < 1.5	1 lg
	1.5 ≤ H/L ≤ 3	interpolar

Fuente: Elaboración propia – NEC-SE-DS – ACI318-19

Donde:

I_g : inercia del elemento.

H_m : altura del panel de mampostería.

L_m : longitud de la mampostería.

La mampostería no reforzada tiene una resistencia muy limitada o incluso nula a la flexión, lo que a criterio del Ing. Placencia es injustificado agrietar un elemento que no va a trabajar a flexión, por lo que en la modelación se ha tomado la decisión de no agrietar a la mampostería, es decir tomar el valor de I_g completo.

Inercias agrietadas adoptadas en la modelación.

Tabla No. 57 Inercias agrietadas utilizadas

Elemento	Agrietamiento	Norma
Vigas	0.35	ACI-318
Columnas	0.7	ACI-318
Losas	0.25	ACI-318

Fuente: Elaboración propia

3.9 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

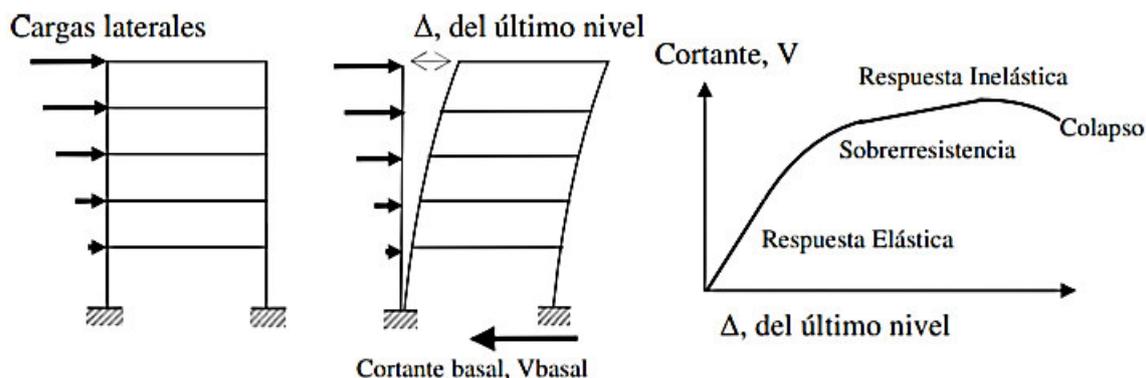
El análisis estático no lineal (AENL) es un método de análisis sísmico de edificaciones, donde se une la no linealidad de los materiales para predecir el comportamiento conjunto de la estructura ante la aplicación de un patrón de cargas variables, provenientes del sismo de diseño. Las cargas laterales se incrementan hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, desplazamiento que será controlado en el centro de masas ubicado en la losa del último piso de la edificación. Durante el análisis realizado, la estructura empieza con una respuesta elástica que estará relacionada a una rigidez inicial; sin embargo, durante el incremento de la fuerza, los elementos estructurales superan su capacidad y se produce una reducción de rigidez. En otras palabras, el método del espectro de capacidad es un análisis que consiste en proporcionar información de como la estructura funciona después de que haya superado su comportamiento elástico; es

decir, en el rango inelástico, identificando sus modos de falla y el potencial de colapso progresivo en los elementos, lo cual ayuda a entender el comportamiento de la estructura cuando esta se encuentra sometida a un movimiento telúrico. Este es el método más sencillo para realizar un análisis no lineal, procedimiento que da como resultado la curva de capacidad de la estructura o curva “Pushover”, la demanda sísmica es representada por medio del espectro de respuesta (ATC 40, 1996).

CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad consiste en la gráfica que se genera por la relación entre la carga o cortante aplicada a la estructura vs. el desplazamiento obtenido en el punto de control de desplazamientos, tal y como se puede apreciar en la figura 38.

Figura No. 38 Secuencia de obtención de curva Pushover

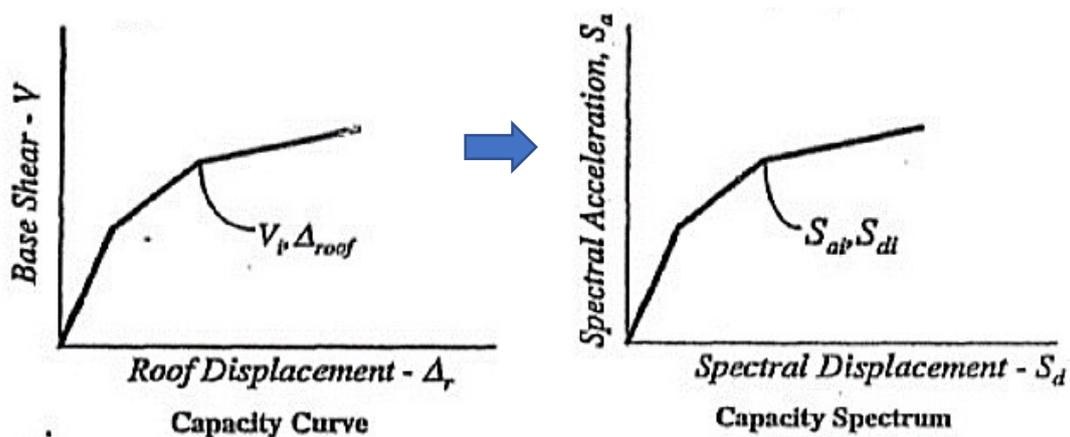


Fuente: Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica, 2009.

El objetivo de obtener la curva es conocer la capacidad a deformarse que tienen sus componentes, además de la capacidad de fluencia y la resistencia última de la estructura.

El método del espectro de capacidad consiste en pasar de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, es decir de la relación (V vs D) a la relación (S_a vs S_d).

Figura No. 39 Espectro de capacidad ilustración



Fuente: ATC-40

ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda debe estar en formato ADRS (“Acceleration Displacement Response Spectra”) para poder relacionarlo con el espectro de desplazamientos y de esa forma hallar el punto de desempeño de la estructura, siendo que el espectro de respuesta que otorga el código NEC-SE-DS relaciona S_a vs T , se lo debe transformar a formato S_a vs S_d , siendo que:

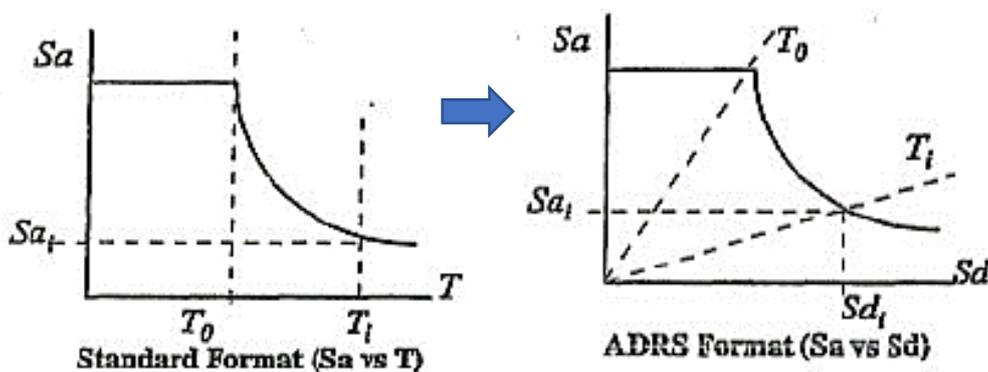
$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(g) \quad (10)$$

Donde:

T : periodo natural de la estructura.

$S_a(g)$: aceleración espectral que corresponde al periodo T en análisis.

Figura No. 40 Espectro de demanda ilustración

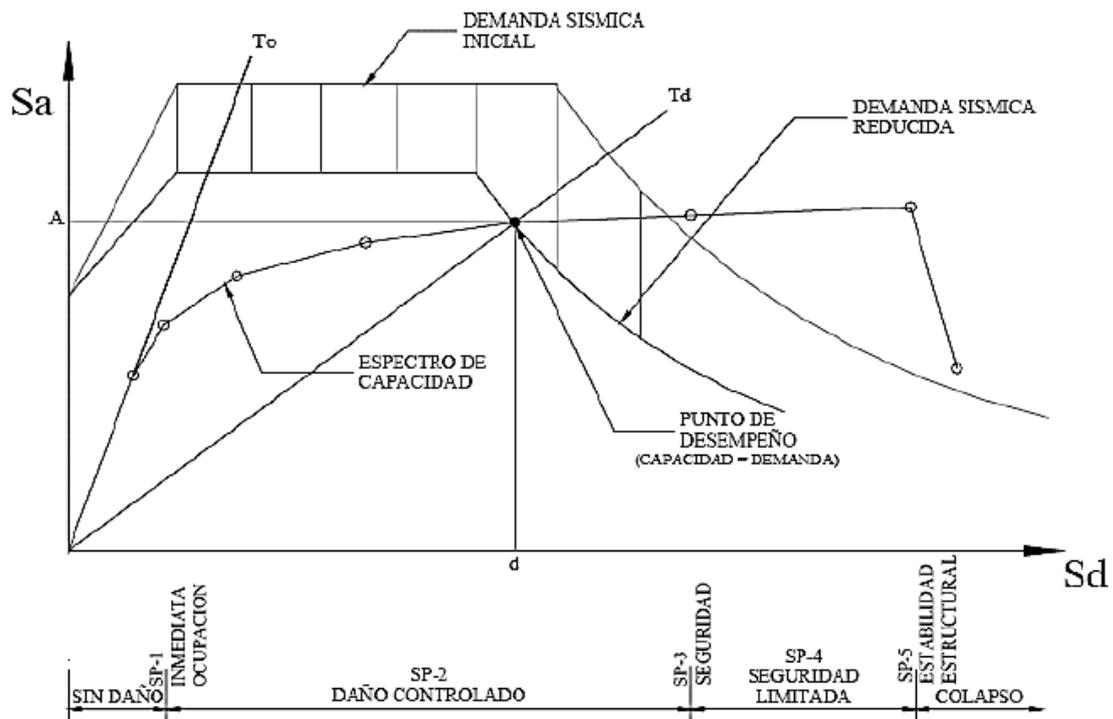


Fuente: ATC-40

PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

El punto de desempeño de la estructura representa el punto donde la capacidad de la estructura es igual a la demanda sísmica, se la puede determinar intersecando el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido, es decir el obtenido del espectro inelástico de la NEC15.

Figura No. 41 Punto de desempeño de la estructura



Fuente: Sánchez Sarmiento & Caiza Sánchez, n.d.

EFICIENCIA DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (AENL)

El AENL provee información importante sobre el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico, permite identificar regiones críticas donde las deformaciones inelásticas pueden ser elevadas, identificar irregularidades ya sean en planta o elevación, que puedan causar cambios importantes en el comportamiento dinámico inelástico de la estructura; este análisis es capaz de predecir la secuencia de falla de los componentes estructurales y de construir la curva de capacidad Pushover.

Sin embargo, el método convencional exhibe algunas deficiencias que limitan su rango de aplicación y plantea cuestionamientos sobre la efectividad de los resultados, como lo han demostrado algunos investigadores (Antoniou & Pinho, 2004).

El AENL al tratarse de un método estático, solo produce deformaciones en los materiales asignados a los elementos, por lo que no toma en cuenta otras formas de disipación de la energía, tales como la energía cinética o el amortiguamiento viscoso, así como los efectos de la duración del sismo; los efectos tridimensionales de la estructura son difíciles de incorporar a los modelos y conduce a errores, además de que los efectos de la carga cíclica no pueden modelarse (Antoniou & Pinho, 2004).

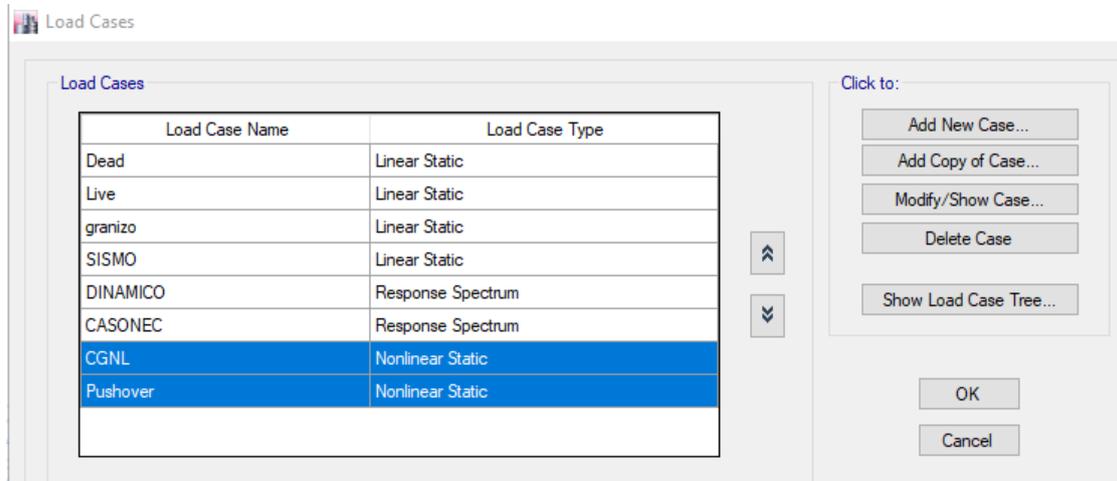
En otras palabras, el AENL es un método muy aproximado para predecir el comportamiento en el rango no lineal de las estructuras, ya que carece de ciertas características que un análisis dinámico no lineal posee, es por ello y por la complejidad de modelar una estructura en tres dimensiones que se ha decidido no aplicar el método AENL a las estructuras incluidas la mampostería, ya que el modelo se vuelve propenso a errores y una demanda computacional elevada.

APLICACIÓN DE PUSHOVER A MODELO

A manera de ejemplo, se muestra el proceso realizado para el modelo 1:

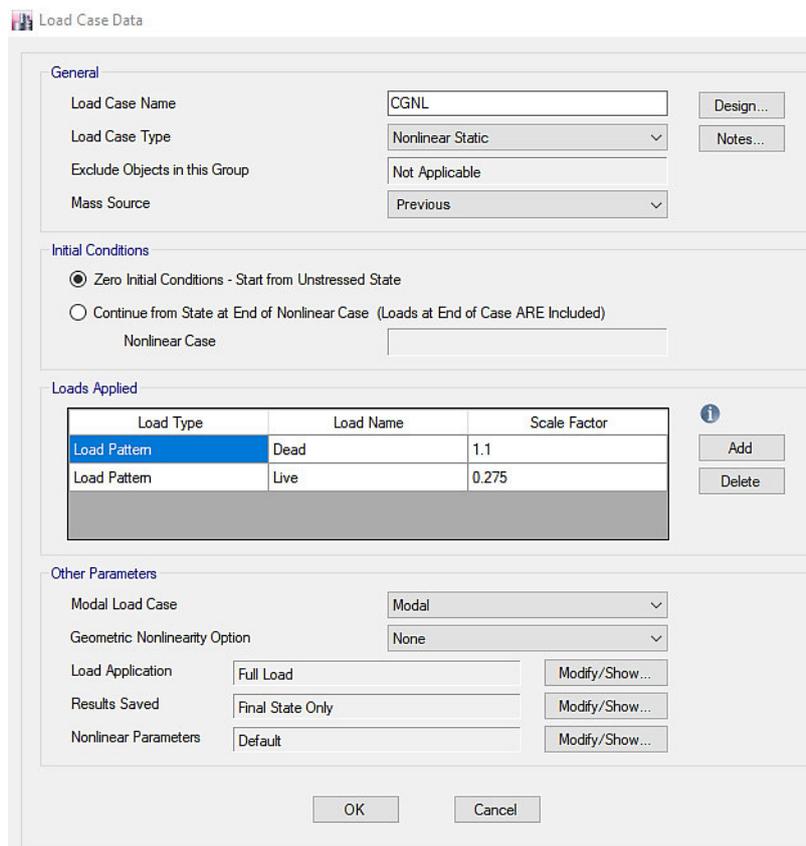
Se crean 2 casos de carga del tipo estático no lineal como se muestra en figura 42:

Figura No. 42 Creación de casos de carga del tipo "Estático no lineal"



Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

Figura No. 43 Definición del caso CGNL



Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

El primero será un caso "Cargas gravitacionales no lineales" donde se identifica un factor de 1.1 para carga muerta y 0.275 para carga viva, como se especifica en el FEMA 356 en la sección 3.2.8, este caso comienza desde el origen de la masa.

Para el segundo caso se lo llamará "Pushover" y es de tipo no lineal estático. Se configura de tal manera que inicie desde el caso anterior (CGNL) tomando en cuenta efectos P-Delta y se establezca el punto de control en el piso más alto de la estructura.

Figura No. 44 Definición del caso Pushover

Load Case Data

General

Load Case Name: Pushover [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

Se define rótulas plásticas automáticas a un porcentaje del 5 % y 95 % como se especifica en el FEMA 356, de la longitud de cada viga y de cada columna. Para columnas es necesario tomar los valores de la combinación D+E como se muestra en la figura 1 pues es la combinación más crítica para estos elementos.

Figura No. 45 Definición de rótulas plásticas en columnas

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto P-M2-M3	0.05
Auto P-M2-M3	0.95

Add
Modify
Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
DOF: P-M2-M3

Modify/Show 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

P and V Values From

Case/Combo D+E
 User Value
 V2 tonf V3 to

Concrete Column Failure Condition

Condition i - Flexure Condition iii - Shear
 Condition ii - Flexure/Shear Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w * s)$

From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

Figura No. 46 Definición de rótulas plásticas en vigas

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Add
Modify
Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

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

V Value From

Case/Combo Pushover
 User Value V2 tonf

Transverse Reinforcing

Transverse Reinforcing is Conforming

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: Elaboración propia tomado de ETABS

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

PRIMERA ARQUITECTURA – MODELO 1

Modelo sin mampostería

En esta sección, se presentarán los resultados que se obtuvieron de los distintos tipos de modelación para la primera arquitectura, una vivienda de dos plantas destinada a uso unifamiliar. En primer lugar, se mostrará un resumen de las secciones y armados de cada elemento estructural que compone el pórtico de hormigón armado.

Tabla No. 58 Resumen de secciones y área de acero colocada en columnas y vigas – modelo 1

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura 1 , edificio de dos plantas						
Tipo de viga	Condición de nudo	Ejes de ubicación del nudo	Acero en vigas (30x30)		Acero en columna C30x30	
			As sup (cm²)	As inf (cm²)	As	Cuantía (%)
Viga central	Nudo central	2B, 2C	15.98	8.68		
Viga central	Nudo Borde (D)	2A, 2D	15.95	8.68		
Viga borde	Nudo Borde (C)	1B, 1C, 3B, 3C	12.77	6.95		
Viga borde	Nudo esquina	1A, 1D, 3A, 3D	12.77	6.95		
Viga central	Nudo central	B2, B3, C2, C3	17.5	9.75	8Φ18	2.3
Viga central	Nudo Borde (D)	B1, C1	17.5	9.75		
Viga borde	Nudo Borde (C)	A2, A3, D2, D3	10.23	6.35		
Viga borde	Nudo esquina	A1, D1	10.23	6.35		

Fuente: Elaboración propia

En la tabla No. 58 se observa los nudos analizados por punzonamiento y por chequeo de columna fuerte viga débil, cada nudo posee su ubicación a la cual se puede referir en la vista en planta de la arquitectura uno del modelo uno, figura 12, correspondiente a la segunda planta, el diseño de vigas se repite para la cubierta, por lo que es innecesario revisar las conexiones por segunda ocasión pues llevarán el mismo armado. Además, en la tabla No. 57 se puede encontrar el detalle de la cantidad de acero colocado en cada viga, que incluye el acero participante de losa y la cantidad de acero colocado en las columnas, tanto centrales como de borde.

Tabla No. 59 Chequeo de columna fuerte – viga débil y punzonamiento en nudos del modelo 1

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura 1, edificio de dos plantas						
Tipo de viga	Condición de nudo	Ejes de ubicación del nudo	Momento Columna (T.m)	Momento de viga (T.m)	Mc/Mv	Chequeo punzonamiento
Viga central	Nudo central	2B, 2C	18.92	15.8	1.20	Cumple 1EΦ8 @ 6cm
Viga central	Nudo Borde (D)	2A, 2D	17.82	9.2	1.94	Cumple 1EΦ8 @ 8cm
Viga borde	Nudo Borde (C)	1B, 1C, 3B, 3C	18.26	14.02	1.31	Cumple 1EΦ8 @ 8cm
Viga borde	Nudo esquina	1A, 1D, 3A, 3D	18.16	8.4	2.17	Cumple 1EΦ8 @ 10cm
Viga central	Nudo central	B2, B3, C2, C3	18.93	16.5	1.15	Cumple 1EΦ8 @ 6cm
Viga central	Nudo Borde (D)	B1, C1	17.8	16.5	1.08	Cumple 1EΦ8 @ 10cm
Viga borde	Nudo Borde (C)	A2, A3, D2, D3	18.3	12.6	1.46	No cumple por 5 T
Viga borde	Nudo esquina	A1, D1	18.1	7.4	2.45	No cumple por 9 T

Fuente: Elaboración propia

En la tabla No. 59 se presentan los resultados de los momentos nominales que se obtuvieron al aplicar las expresiones 59 y 60 del presente documento, momentos que provienen de la sección de acero colocada, para posterior a ellos calcular la relación de columna fuerte – viga banda débil.

Como se puede apreciar, el valor recomendado por (Placencia, 1997), para M_c/M_v es de 1.4 o mayor; sin embargo, el mínimo es de 1.2. Tal y como se observa en la columna M_c/M_v de la tabla No. 59, no todos los nudos cumplen esta condición ya que al añadir la contribución de los nervios de losa adyacentes el momento nominal de viga se incrementa, por lo que no se cumple la condición mínima. Pese al buen diseño con que se dotó a las vigas y que las columnas son incluso superiores a las recomendadas en el código NEC-SE-VIVIENDA, el código recomienda para viviendas de dos plantas y luces de hasta 5 m. utilizar columnas de 25x25 cm mientras que el diseño tiene columnas de 30x30 cm. se observa que hay nudos donde no se puede asegurar ductilidad.

En la tabla No. 59 se presenta los resultados del chequeo por punzonamiento en los nudos, chequeo recomendado por (Placencia, 1997) donde se puede apreciar que a pesar de tener una sección de viga de 30x25 cm. que es mayor a la que recomienda el código NEC-VIVIENDA que es de 25x25 cm. para este tipo de viviendas, hay nudos en la estructura donde ni con la colocación de estribos se puede hacer frente al punzonamiento generado, para este caso, en un nudo el punzonamiento excede a la resistencia en 9 toneladas aproximadamente, lo que conlleva a la conclusión que ante un sismo puede producirse una falla crítica por punzonamiento en ese lugar.

Tabla No. 60 Radio de participación de masas modales modelo 1 – sin mampostería

Radio de participación de masas modales - MODELO 1								
Case	Mode	Period/sec	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modo	1	0.350	0.000	0.906	0.000	0.000	0.906	0.000
Modo	2	0.344	0.825	0.000	0.089	0.825	0.906	0.089
Modo	3	0.293	0.087	0.000	0.815	0.912	0.906	0.904
Modo	4	0.120	0.000	0.094	0.000	0.912	1.000	0.904
Modo	5	0.120	0.081	0.000	0.006	0.994	1.000	0.910
Modo	6	0.100	0.006	0.000	0.090	1.000	1.000	1.000

Fuente: ETABS

En la tabla No. 60 se observa los modos de vibración de la estructura obtenidos del programa ETABS, donde el periodo fundamental de la estructura es de 0.35 s, y como se puede apreciar en las columnas de U_x , U_y y R_z de dicha tabla, no existe torsión en planta. Este efecto de torsión en planta se encuentra en el tercer modo de vibración, además se observó que a partir del primer modo de vibración ya se tiene más del 90 % de masa modal participante.

Control de derivas en modelo sin mampostería

Tabla No. 61 Derivas -modelo 1 analizado sin mampostería – centro de masas

R		5				
H		2.50 m				
entrepiso						
Punto de control en el centroide de cada piso (cada diafragma de piso)						
Piso	Def x	Def y	Der. Elástica x	Der. Elástica y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica y
1	0.008 m	0.009 m	0.003 m	0.003 m	1.16%	1.28%
2	0.016 m	0.018 m	0.003 m	0.004 m	1.22%	1.41%

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 62 Derivas – modelo 1 analizado sin mampostería – esquinas

Punto de control las esquinas de cada piso							
Esquina	Piso	Def x	Def y	Der. Elástica x	Der. Elástica y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica y
1	1	0.007 m	0.010 m	0.003 m	0.004 m	1.04%	1.50%
	2	0.014 m	0.021 m	0.003 m	0.004 m	1.09%	1.64%
2	1	0.010 m	0.010 m	0.004 m	0.004 m	1.45%	1.50%
	2	0.020 m	0.021 m	0.004 m	0.004 m	1.49%	1.64%
3	1	0.007 m	0.010 m	0.003 m	0.004 m	1.04%	1.50%
	2	0.014 m	0.021 m	0.003 m	0.004 m	1.09%	1.64%
4	1	0.010 m	0.010 m	0.004 m	0.004 m	1.45%	1.50%
	2	0.020 m	0.021 m	0.004 m	0.004 m	1.49%	1.64%
				Der. Inelástica Promedio	Piso 1	1.25%	1.50%
					Piso 2	1.29%	1.64%

Fuente: Elaboración propia

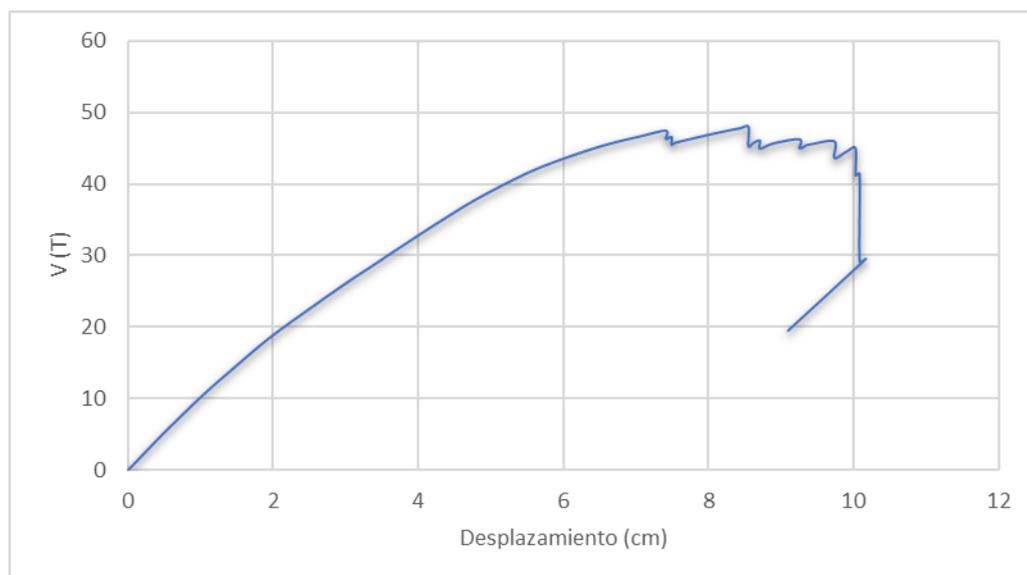
En la tabla No. 61, se puede encontrar el desplazamiento obtenido del centro de masas de cada piso en el software ETABS, como se puede apreciar en la tabla, se ha calculado la deriva elástica e inelástica para cada piso; sin embargo, para ambos puntos de control la deriva es menor al 2 % que permite la NEC-15.

En la tabla No. 62 se observa los desplazamientos y derivas tanto elástica e inelástica de la estructura, pero tomando como puntos de control las cuatro esquinas de la estructura, la deriva en esos puntos es mayor a la deriva controlada en el centro de masas, pero ninguna es mayor al 2 % permitido por norma.

Análisis estático no lineal

A continuación, se presentarán los resultados del análisis estático no lineal para la estructura de la Arquitectura 1 – Modelo 1.

Figura No. 47 Curva de capacidad Arquitectura 1 – Modelo 1 (Sin mampostería)

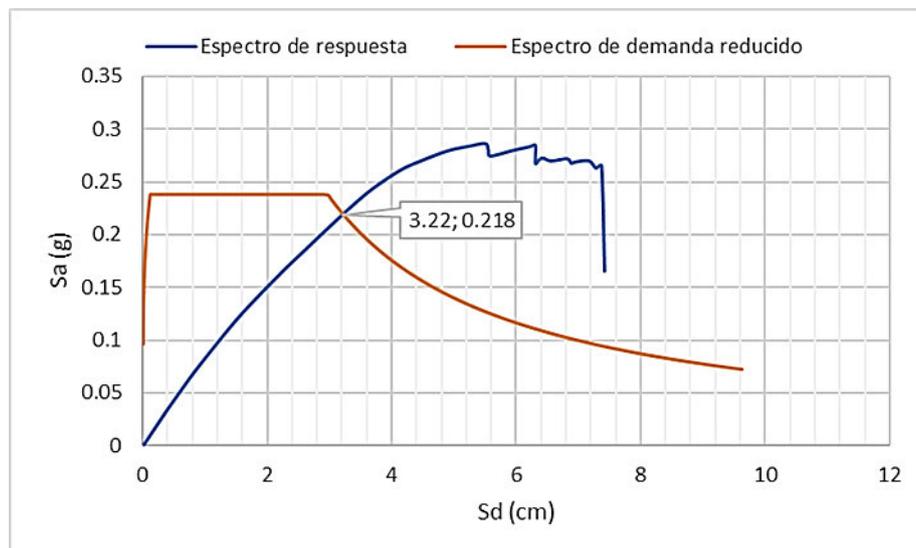


Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

La figura 47 representa la curva “Pushover” de la estructura que relaciona el cortante basal vs. el desplazamiento del punto de control ubicado en el centro de masas del piso superior de la estructura.

A continuación, se presenta la obtención del punto de desempeño por medio del método del espectro de demanda, donde se ha intersecado el espectro de respuesta con el espectro de demanda reducido, es el llamado punto de desempeño, donde la capacidad es igual a la demanda.

Figura No. 48 Punto de desempeño de modelo 1



Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

El punto de desempeño se ilustra en la figura No. 48, al punto de desempeño le corresponde una aceleración $S_a=0.22(g)$ y un pseudo desplazamiento $S_d=3.22$ cm. para los cuales corresponden un cortante de 41.78 Ton. y un desplazamiento de 4.92 cm., datos obtenidos del modelo realizado en ETABS.

Formación de rótulas plásticas

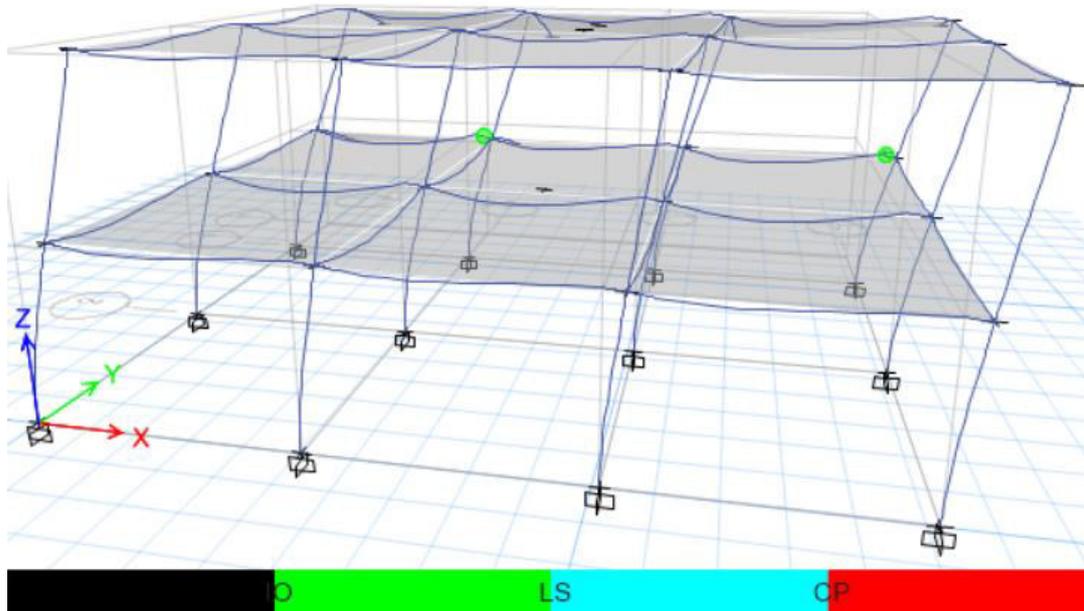
A continuación, se muestran los pasos en los cuales se formaron las rótulas plásticas en la estructura, el número de paso, el cortante en la base actuando, el desplazamiento de la estructura y el nivel de desempeño de la estructura en base al FEMA356.

Tabla No. 63 Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas – modelo 1

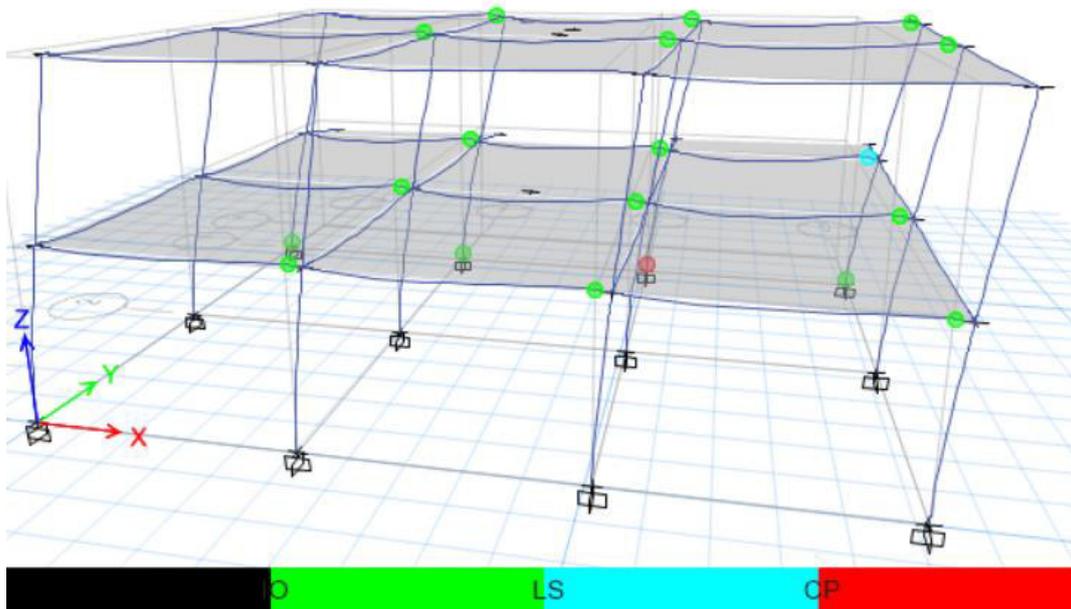
	Description	Step	Base Shear (T)	Displacement (cm)	Performance level
1	Formación de la primera rótula plástica	8	28.7	3.4	IO
2	Cambio de IO a LS	17	46.25	7.4	LS
3	Cambio de LS a CP	37	41.12	10.03	CP
4	Colapso de la estructura	38	41.34	10.09	

Fuente: ETABS

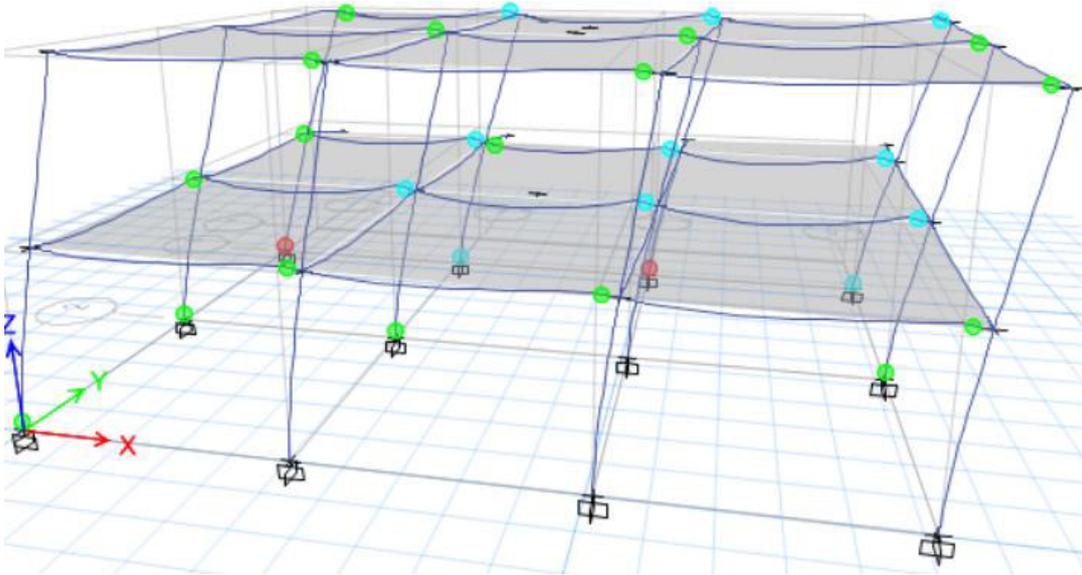
Figura No. 49 Secuencia de formación de rótulas plásticas – modelo 1



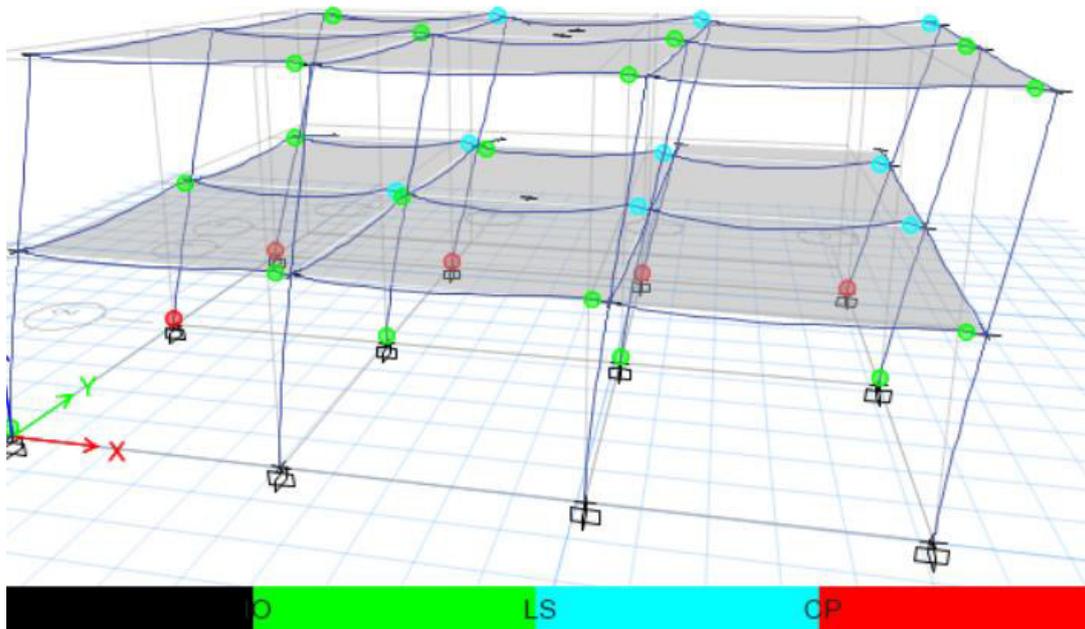
a) Formación de primera rótula plástica (IO)



b) Formación de rótulas plásticas a nivel (LS)



c) Formación de primera rótula plástica nivel (CP)



d) Colapso de la estructura

Fuente: ETABS

Las rótulas plásticas, se formarán en las vigas de la primera planta en primera instancia, para luego pasar a la formación de rótulas en las vigas de la segunda planta, por lo que la estructura se agotará en las vigas y no se forman rótulas en las cabezas de columnas, solo en pie de columnas de la primera planta.

El método estático no lineal, es una herramienta muy útil para predecir el comportamiento de la estructura en el rango no lineal; sin embargo, no toma en cuenta la revisión propuesta por (Placencia, 1997), revisión por cortante por punzonamiento en estructuras con viga banda, y en el caso de producirse, la estructura fallará en principalmente por estas acciones antes que por agotamiento de sus elementos a flexión o corte. Debido a esta posibilidad, es necesario resaltar la importancia del chequeo a cortante por punzonamiento en las conexiones de vigas banda en las estructuras de hormigón armado.

Modelo con mampostería

Control de derivas

A continuación, se muestra una tabla donde se ha ubicado las derivas inelásticas en cada dirección para la estructura analizada, con el nombre de DI x, se ha nombrado a la deriva inelástica en la dirección X, con el nombre de DI y, se ha nombrado a la deriva inelástica en la dirección Y; para la mampostería se ha utilizado dos módulos de elasticidad distintas con la intencionalidad de mostrar dos calidades distintas de mampostería, una buena y una mala, por lo que en la tabla se encuentran las derivas para cada tipo de mampostería.

Para hallar las derivas de la estructura sin mampostería se ha utilizado un factor de reducción sísmica de $R=5$, puesto que se debe garantizar ductilidad en la estructura; sin embargo, al implementar a la mampostería, se ha utilizado un $R=2$ ya que la mampostería no fallará de forma dúctil, por lo que no puede asegurar ductilidad en la estructura.

Tabla No. 64 Comparación de derivas inelásticas en modelos – modelo 1

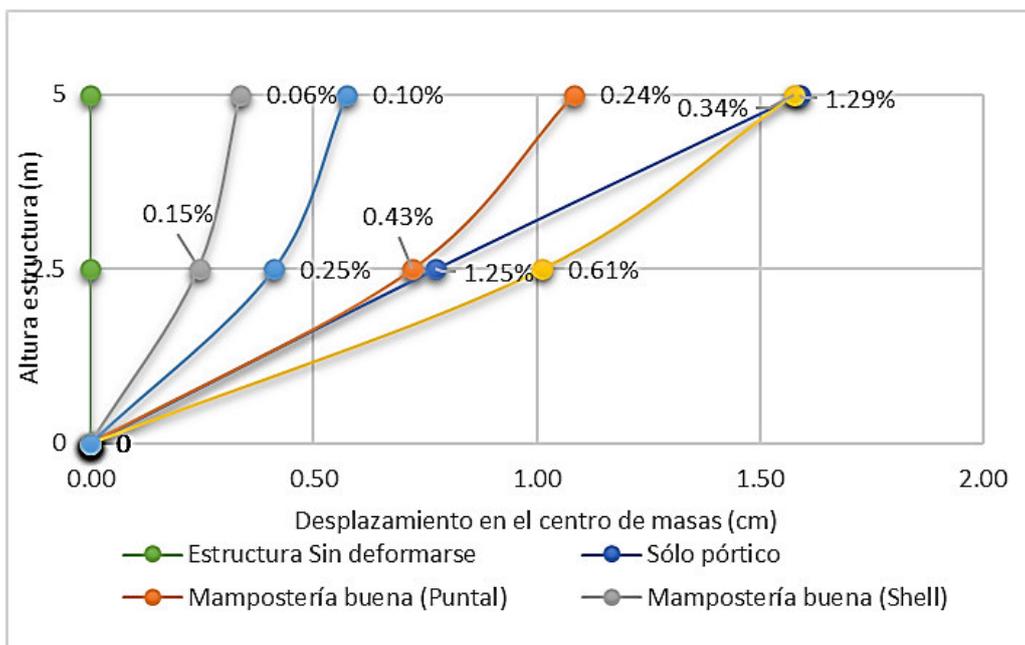
CÁLCULO DE DERIVAS INELÁSTICAS										
	Análisis sólo pórticos		Análisis con puntales				Análisis con tipo Shell			
	Sin mampostería		Mampostería Buena		Mampostería Media		Mampostería Buena		Mampostería Media	
Centro masas	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.16%	1.28%	0.43%	0.22%	0.61%	0.36%	0.15%	0.05%	0.25%	0.10%
piso 1	1.22%	1.41%	0.22%	0.17%	0.34%	0.28%	0.06%	0.04%	0.10%	0.07%
Esquina 1										
	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.04%	1.50%	0.45%	0.22%	0.61%	0.37%	0.15%	0.05%	0.25%	0.11%
piso 1	1.09%	1.64%	0.27%	0.16%	0.34%	0.28%	0.06%	0.04%	0.10%	0.08%
Esquina 2										
	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.45%	1.50%	0.45%	0.22%	0.60%	0.37%	0.15%	0.04%	0.24%	0.11%
piso 1	1.49%	1.64%	0.27%	0.17%	0.34%	0.28%	0.06%	0.04%	0.09%	0.08%
Esquina 3										
	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.04%	1.50%	0.42%	0.22%	0.61%	0.35%	0.14%	0.05%	0.25%	0.10%
piso 1	1.09%	1.64%	0.22%	0.16%	0.34%	0.29%	0.05%	0.04%	0.10%	0.07%
Esquina 4										
	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.45%	1.50%	0.42%	0.22%	0.60%	0.35%	0.15%	0.04%	0.24%	0.10%
piso 1	1.49%	1.64%	0.22%	0.17%	0.34%	0.29%	0.06%	0.04%	0.09%	0.07%

Fuente: Elaboración propia

Al comparar los métodos de modelaciones de mampostería, puntal equivalente y tipo Shell, las derivas no son parecidas pues hay una diferencia aproximada del 70 % en promedio entre las derivas de cada método.

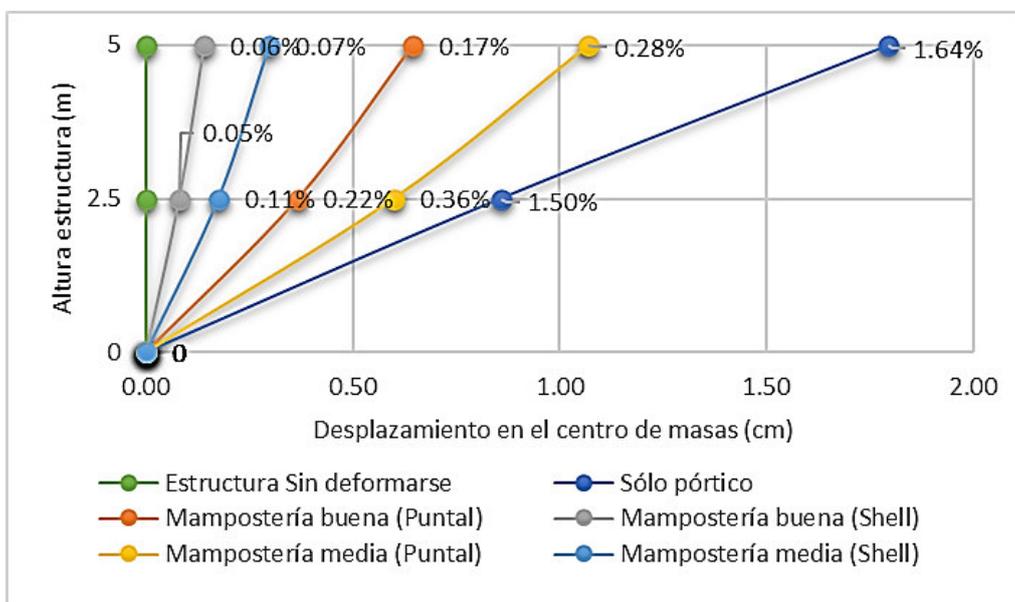
En la siguiente figura se presenta una representación gráfica de las derivas en cada dirección de la estructura para un análisis sólo del pórtico y de la estructura con mampostería de buena y mala calidad.

Figura No. 50 Desplazamiento y derivas inelásticas dirección X – modelo 1



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 51 Desplazamientos y derivas inelásticas dirección Y – modelo 1



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 50 y 51, si se analiza la estructura solo como pórticos, las derivas en dirección Y son mayores que las derivas en dirección X, por lo que la estructura es más flexible en esa dirección; sin embargo, cuando se implementa la mampostería en el modelo, ocurre lo

contrario, la rigidez en la dirección Y es mayor que en la dirección X, lo que indica que hay una mayor cantidad de paredes en esa dirección.

Si se comparan las derivas dependiendo de la calidad de la mampostería, las derivas en Y, tienden a aumentar un 50 % si se modela la mampostería como elementos tipo Shell y un 40 % si se modela como “Puntal equivalente”; por el contrario, las derivas en X tienden a aumentar un 66 % en el primer tipo de modelación y 40 % en el segundo tipo de modelación. El comportamiento se puede apreciar en las figuras 50 y 51.

La tabla No. 65 presenta el porcentaje de reducción que hay entre la deriva inelástica obtenida con la modelación de la estructura como solo pórtico y la estructura incluyendo la mampostería, se hace una comparación entre los tipos de modelación utilizadas; para obtener estos porcentajes se ha obtenido un promedio de derivas inelásticas en ambas direcciones.

Tabla No. 65 Reducción de deriva al incorporar la mampostería al modelo– modelo 1

Porcentaje de reducción de deriva inelástica al incorporar la mampostería al modelo				
Calidad de mampostería	BUENA		MEDIA	
Método de modelación	Puntal Equivalente	Shell	Puntal equivalente	Shell
Piso 1	65.4%	88.1%	51.3%	80.1%
Piso 2	81.2%	95.4%	73.7%	92.3%

Fuente: Elaboración propia

Mampostería modelada como puntal equivalente - calidad buena

Después de colocar los elementos puntales a manera de mampostería según corresponde en el modelo, se calculó el porcentaje de mampostería que cumpliría con su resistencia requerida en caso de acciones sísmicas. Para este proceso se comparó la resistencia nominal del puntal con la resistencia requerida obtenida en el programa ETABS. La resistencia nominal del puntal es calculada con la fórmula (37) descrita anteriormente en este documento.

Tabla No. 66 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas - Primer piso – mampostería de buena calidad – modelo 1

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO MAMPOSTERÍA BUENA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Primer piso	Eje X	1	0.24	10.12	5.18	CUMPLE
		2	0.41	10.12	8.61	CUMPLE
		3	0.37	10.12	8.16	CUMPLE
		4	0.70	6.81	16.55	NO CUMPLE
		5	0.54	10.12	13.70	NO CUMPLE
		6	0.81	10.12	18.44	NO CUMPLE
	Eje Y	ID	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		7	1.08	10.54	11.24	NO CUMPLE
		8	1.08	10.54	11.10	NO CUMPLE
		9	0.71	10.54	8.71	CUMPLE
		10	1.08	10.54	13.00	NO CUMPLE
		11	0.57	10.54	7.30	CUMPLE
		12	1.08	10.54	13.72	NO CUMPLE
		13	1.08	10.54	14.15	NO CUMPLE
14	1.08	10.54	13.90	NO CUMPLE		

Fuente: Elaboración propia

La tabla No. 66 muestra que en el sentido X falla hasta un 50 % de la mampostería y en el sentido Y llega a fallar hasta un 75 %. En promedio porcentual en el primer piso falló el 64 % de la mampostería.

Ahora se presenta la tabla resumen para el segundo piso.

Tabla No. 67 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Segundo piso – mampostería de buena calidad – modelo 1

PUNTAL EQUIVALENTE SEGUNDO PISO						
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Segundo piso	Eje X	1	0.00	9.52	4.06	CUMPLE
		2	0.41	10.12	4.08	CUMPLE
		3	0.92	9.01	6.54	CUMPLE
		4	0.66	10.12	7.16	CUMPLE
		5	0.36	7.62	7.49	CUMPLE
		6	1.03	10.12	9.60	CUMPLE
		7	0.88	8.62	7.00	CUMPLE
		8	0.85	8.34	9.20	NO CUMPLE
		9	0.89	8.72	6.20	CUMPLE
		10	0.58	10.12	3.67	CUMPLE
		11	0.63	10.12	6.35	CUMPLE
		12	0.63	10.12	3.66	CUMPLE
	Eje Y	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		14	1.08	10.54	7.83	CUMPLE
		15	1.08	10.54	8.37	CUMPLE
		16	0.67	6.52	1.20	CUMPLE
		17	0.60	5.92	2.54	CUMPLE
		18	0.74	7.28	3.92	CUMPLE
		19	0.89	8.72	6.50	CUMPLE
		20	0.67	6.52	2.54	CUMPLE
		21	1.08	10.54	6.92	CUMPLE
		22	0.89	8.72	6.20	CUMPLE
		23	0.67	6.52	2.30	CUMPLE
		24	0.60	5.92	2.03	CUMPLE
		25	1.08	10.54	10.50	CUMPLE
		26	1.08	10.54	11.02	NO CUMPLE
		27	0.67	6.52	1.70	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La tabla No. 67, muestra que en el sentido X falla un 8 % de la mampostería y en el sentido Y llega a fallar un 7 %. En promedio porcentual en el segundo piso falló el 8 % de la mampostería.

Con estos resultados es claro que la mampostería del primer piso se reduce a más de la mitad mientras que en el piso superior se mantienen casi intactas. Este cambio de aparición de elementos verticales generaría un cambio de rigideces entre pisos a comparación de la configuración que se tenía antes del análisis.

Mampostería modelada como puntal equivalente - calidad media

Los resultados de las acciones en los puntales correspondientes a una calidad de mampostería media, con un módulo de elasticidad de 6000 Kg/cm², que corresponde a la mitad de la primera mampostería.

Tabla No. 68 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso
– mampostería de mediana calidad – modelo 1

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO							
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
Primer piso	Eje X	1	0.24	10.12	3.25	CUMPLE	
		2	0.41	10.12	5.56	CUMPLE	
		3	0.37	10.12	5.40	CUMPLE	
		4	0.70	6.81	11.80	NO CUMPLE	
		5	0.54	10.12	9.20	CUMPLE	
		6	0.81	10.12	12.50	NO CUMPLE	
	Eje Y	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
		7	1.08	10.54	8.76	CUMPLE	
		8	1.08	10.54	6.73	CUMPLE	
		9	0.71	10.54	10.90	NO CUMPLE	
		10	1.08	10.54	8.67	CUMPLE	
		11	0.57	10.54	9.90	CUMPLE	
		12	1.08	10.54	5.60	CUMPLE	
		13	1.08	10.54	11.36	NO CUMPLE	
14	1.08	10.54	10.77	NO CUMPLE			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla No. 68 se pueden apreciar los puntales que sobrepasan su resistencia, si se compara la tabla 68 con la tabla 66, se evidencia que las acciones a las cuales están sometidos los puntales son menores a medida que baja su calidad, es decir con un menor módulo de elasticidad, los puntales absorben menos acciones ya que son menos rígidos.

Tabla No. 69 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Segundo piso – mampostería de mediana calidad – modelo 1

PUNTAL EQUIVALENTE SEGUNDO PISO							
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
Segundo piso	Eje X	1	0.00	9.52	2.80	CUMPLE	
		2	0.41	10.12	2.90	CUMPLE	
		3	0.92	9.01	5.70	CUMPLE	
		4	0.66	10.12	5.00	CUMPLE	
		5	0.36	7.62	6.20	CUMPLE	
		6	1.03	10.12	7.60	CUMPLE	
		7	0.88	8.62	6.30	CUMPLE	
		8	0.85	8.34	7.20	CUMPLE	
		9	0.89	8.72	6.10	CUMPLE	
		10	0.58	10.12	3.60	CUMPLE	
		11	0.63	10.12	4.90	CUMPLE	
		12	0.63	10.12	3.30	CUMPLE	
			ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		Eje Y	14	1.08	10.54	6.50	CUMPLE
			15	1.08	10.54	6.70	CUMPLE
			16	0.67	6.52	1.30	CUMPLE
			17	0.60	5.92	2.70	CUMPLE
			18	0.74	7.28	3.90	CUMPLE
			19	0.89	8.72	5.20	CUMPLE
			20	0.67	6.52	2.40	CUMPLE
			21	1.08	10.54	6.60	CUMPLE
			22	0.89	8.72	5.00	CUMPLE
			23	0.67	6.52	2.30	CUMPLE
			24	0.60	5.92	2.30	CUMPLE
			25	1.08	10.54	8.60	CUMPLE
			26	1.08	10.54	8.80	CUMPLE
			27	0.67	6.52	1.70	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 69 se encuentran las acciones a las cuales está sometida la mampostería de la segunda planta de la arquitectura 1 – modelo 1, si se la compara la tabla No. 67 se puede apreciar que las acciones a las cuales están sometidos los puntales son menores.

Mampostería modelada como tipo “Shell” – calidad buena

La mampostería al ser modelada como elementos tipo Shell, permite al ingeniero comparar acciones de cortante que se puedan generar, ya que la mampostería que tiene una relación de M/Vd menores a la unidad suele estar gobernado por deformaciones por cortante, por lo que dichas acciones son las más influyentes en su comportamiento. Es por ello por lo que se compararán las acciones a cortante a las que estará sometida la mampostería con su respectiva resistencia reducida, para en un paso posterior retirar la mampostería que ha fallado del modelo y determinar la ocurrencia del piso blando en base a varias normas de diseño sísmico.

En la tabla No. 70 se pueden encontrar las acciones a las cuales estará sometida la mampostería de la primera planta de la arquitectura 1 – modelo 1, tanto a axial (M) y a cortante (V_u), se hallará la relación del cociente del claro de cortante (M/Vd) para determinar la fórmula a utilizar para hallar la resistencia a corte del muro.

Tabla No. 70 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 1
– mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA PRIMER PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (m)	M (T)	V _u (T)	M/Vd	V _m (T)	ΦV _m (T)	V _u <ΦV _m
Primer piso	Eje X	1	3.50	2.8	5.22	5.8	0.32	12.39	7.43	CUMPLE
		2	3.50	2.8	6.28	11.53	0.19	13.16	7.90	NO CUMPLE
		3	3.50	2.8	9.87	12.96	0.27	12.81	7.69	NO CUMPLE
		4	1.70	1.36	18.56	14.5	0.94	3.44	2.06	NO CUMPLE
		5	3.50	2.8	14.70	14.63	0.36	12.07	7.24	NO CUMPLE
		6	3.50	2.8	13.31	24.91	0.19	13.16	7.90	NO CUMPLE
	Eje Y	7	3.70	2.96	4.73	11.17	0.14	13.92	8.35	NO CUMPLE
		8	3.70	2.96	4.14	11.1	0.13	13.92	8.35	NO CUMPLE
		9	3.70	2.96	2.50	8.7	0.10	13.92	8.35	NO CUMPLE
		10	3.70	2.96	4.41	11.54	0.13	13.92	8.35	NO CUMPLE
		11	3.70	2.96	1.76	6.93	0.09	13.92	8.35	CUMPLE
		12	3.70	2.96	16.38	11.46	0.48	11.64	6.98	NO CUMPLE
		13	3.70	2.96	5.45	13.89	0.13	13.92	8.35	NO CUMPLE
		14	3.7	2.96	5.08	13.8	0.12436	13.92	8.35	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

En la primera planta un 83 % de la mampostería en dirección X sobrepasa su capacidad a corte, mientras que en las direcciones correspondientes a los ejes en Y falla un 88 %, dando un promedio de falla a cortante de la mampostería en la primera planta del 85 %.

En la tabla No. 71 se puede encontrar las acciones a las cuales estará sometida la mampostería de la segunda planta de la arquitectura 1 – modelo 1, tanto a axial (M) y a cortante (Vu), se hallará la relación del cociente del claro de cortante (M/Vd) para determinar la fórmula a utilizar para hallar la resistencia a corte del muro.

Tabla No. 71 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 1- mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA SEGUNDO PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Segundo piso	Eje X	1	0.75	0.6	1.10	1.73	1.06	1.41	0.85	NO CUMPLE
		2	3.50	2.8	3.00	6.72	0.16	13.16	7.90	CUMPLE
		3	3.50	2.8	2.25	2.4	0.33	12.27	7.36	CUMPLE
		4	2.95	2.36	6.10	9.3	0.28	10.75	6.45	NO CUMPLE
		5	3.50	2.8	3.85	8.93	0.15	13.16	7.90	NO CUMPLE
		6	2.20	1.76	2.28	4.12	0.31	7.82	4.69	CUMPLE
		7	3.50	2.8	4.80	13.96	0.12	13.16	7.90	NO CUMPLE
		8	2.75	2.2	6.00	7.5	0.36	9.45	5.67	NO CUMPLE
		9	2.60	2.08	6.10	7.76	0.38	8.84	5.31	NO CUMPLE
		10	2.80	2.24	7.17	7.17	0.45	9.05	5.43	NO CUMPLE
		11	3.50	2.8	1.10	4.77	0.08	13.16	7.90	CUMPLE
		12	3.50	2.8	3.66	5.4	0.24	13.16	7.90	CUMPLE
		13	3.50	2.8	0.50	4.05	0.04	13.16	7.90	CUMPLE
Segundo piso	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		14	3.70	2.96	4.17	8.1	0.17	13.92	8.35	CUMPLE
		15	3.70	2.96	3.69	9	0.14	13.92	8.35	NO CUMPLE
		16	1.50	1.20	0.48	1.22	0.33	5.29	3.17	CUMPLE
		17	1.00	0.80	1.91	1.45	1.65	1.88	1.13	NO CUMPLE
		18	2.00	1.60	3.97	2.93	0.85	4.51	2.71	NO CUMPLE
		19	2.80	2.24	4.03	5.32	0.34	9.80	5.88	CUMPLE
		20	1.50	1.20	1.00	2.63	0.32	5.33	3.20	CUMPLE
		21	3.70	2.96	5.70	7.74	0.25	13.92	8.35	CUMPLE
		22	2.80	2.24	4.27	7.3	0.26	10.32	6.19	NO CUMPLE
		23	1.50	1.20	1.18	2	0.49	4.68	2.81	CUMPLE
		24	1.00	0.80	0.51	0.4	1.59	1.88	1.13	CUMPLE
		25	3.70	2.96	5.60	11.6	0.16	13.92	8.35	NO CUMPLE
		26	3.70	2.96	5.30	12.17	0.15	13.92	8.35	NO CUMPLE
27	1.50	1.20	0.66	1.87	0.29	5.41	3.25	CUMPLE		

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 71 se observa que no fallan todas las mamposterías por cortante, fallan únicamente el 54 % de la mampostería en sentido X y el 43 % de la mampostería en sentido Y, dando un promedio de 48 % de la mampostería que excede su resistencia a cortante en la segunda planta de la primera arquitectura – modelo 1

Entre el modelo realizado con puntales equivalentes y con mampostería tipo Shell hay una variación del 30 % en la primera planta y del 80 % en la segunda planta en los resultados en la mampostería que supera su resistencia; sin embargo, hay que recordar que el modelo del puntal equivalente es un método aproximado, por lo que se puede concluir que da resultados conservadores en la modelación de mampostería. El modelar con mampostería tipo Shell otorga mejores resultados en cuanto a esfuerzos y deformaciones en la mampostería, pero tiene una mayor demanda de modelación.

Mampostería modelada como tipo "Shell" - calidad media

Tabla No. 72 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 1
– mampostería de mediana calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA PRIMER PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (m)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Primer piso	Eje X	1	3.50	2.8	3.80	4.9	0.28	12.77	7.66	CUMPLE
		2	3.50	2.8	5.00	9.6	0.19	13.16	7.90	NO CUMPLE
		3	3.50	2.8	8.40	10.55	0.28	12.70	7.62	NO CUMPLE
		4	1.70	1.36	15.10	11.8	0.94	3.44	2.07	NO CUMPLE
		5	3.50	2.8	11.60	11.8	0.35	12.13	7.28	NO CUMPLE
		6	3.50	2.8	10.70	20	0.19	13.16	7.90	NO CUMPLE
	Eje Y	7	3.70	2.96	3.40	10.3	0.11	13.92	8.35	NO CUMPLE
		8	3.70	2.96	3.40	10.2	0.11	13.92	8.35	NO CUMPLE
		9	3.70	2.96	1.80	8	0.08	13.92	8.35	CUMPLE
		10	3.70	2.96	3.40	10.4	0.11	13.92	8.35	NO CUMPLE
		11	3.70	2.96	1.60	6.4	0.08	13.92	8.35	CUMPLE
		12	3.70	2.96	14.40	10.4	0.47	11.77	7.06	NO CUMPLE
		13	3.70	2.96	4.00	12.6	0.11	13.92	8.35	NO CUMPLE
		14	3.7	2.96	3.8	12.7	0.10109	13.92	8.35	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

En la tabla No. 72 se puede apreciar las acciones de cortante en la mampostería de media calidad modelada como tipo Shell, donde se puede apreciar que para la primera planta el 80 % de la mampostería sobrepasa su resistencia a corte. Las acciones a las cuales se somete a la mampostería comparadas con la tabla No. 70 son menores; aunque prevalece la falla de la mayoría de las mamposterías ante el sismo de diseño.

Tabla No. 73 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo
1- mampostería de mediana calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA SEGUNDO PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu<ΦVm
Eje X		1	0.75	0.6	0.90	1.6	0.94	1.52	0.91	NO CUMPLE
		2	3.50	2.8	2.30	5.8	0.14	13.16	7.90	CUMPLE
		3	3.50	2.8	2.00	2.9	0.25	13.16	7.90	CUMPLE
		4	2.95	2.36	5.40	7.8	0.29	10.64	6.39	NO CUMPLE
		5	3.50	2.8	3.40	8.5	0.14	13.16	7.90	NO CUMPLE
		6	2.20	1.76	1.70	3	0.32	7.78	4.67	CUMPLE
		7	3.50	2.8	5.20	12.5	0.15	13.16	7.90	NO CUMPLE
		8	2.75	2.2	5.40	6.2	0.40	9.23	5.54	NO CUMPLE
		9	2.60	2.08	5.60	6.4	0.42	8.57	5.14	NO CUMPLE
		10	2.80	2.24	6.20	5.2	0.53	8.47	5.08	NO CUMPLE
		11	3.50	2.8	1.30	4.5	0.10	13.16	7.90	CUMPLE
		12	3.50	2.8	3.50	5	0.25	13.16	7.90	CUMPLE
		13	3.50	2.8	0.40	4.1	0.03	13.16	7.90	CUMPLE
Segundo piso		ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu<ΦVm
		14	3.70	2.96	3.80	7.5	0.17	13.92	8.35	CUMPLE
		15	3.70	2.96	3.50	7.9	0.15	13.92	8.35	CUMPLE
		16	1.50	1.20	0.40	1.1	0.30	5.38	3.23	CUMPLE
		17	1.00	0.80	2.30	1.8	1.60	1.88	1.13	NO CUMPLE
		18	2.00	1.60	3.50	2.6	0.84	4.54	2.72	CUMPLE
		19	2.80	2.24	3.90	5	0.35	9.73	5.84	CUMPLE
		20	1.50	1.20	0.70	2.1	0.28	5.47	3.28	CUMPLE
		21	3.70	2.96	5.40	6.95	0.26	13.63	8.18	CUMPLE
		22	2.80	2.24	3.70	6.5	0.25	10.37	6.22	NO CUMPLE
		23	1.50	1.20	0.80	1.7	0.39	5.05	3.03	CUMPLE
		24	1.00	0.80	0.50	0.4	1.56	1.88	1.13	CUMPLE
		25	3.70	2.96	5.00	10.4	0.16	13.92	8.35	NO CUMPLE
		26	3.70	2.96	4.80	10.8	0.15	13.92	8.35	NO CUMPLE
	27	1.50	1.20	0.50	1.6	0.26	5.53	3.32	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 73, se pueden apreciar las acciones a cortante de las paredes de mampostería de media calidad para la segunda planta en el modelo uno, donde el 41 % de la mampostería excede su resistencia a comparación de la mampostería de buena calidad donde el 48 % de la mampostería excede su resistencia.

Chequeo de formación de piso blando

Como se trató con anterioridad el piso blando es una de las principales patologías causadas por la interacción de la mampostería en la respuesta sísmica de las estructuras, por lo que a continuación se verificará la existencia del piso blando con base en las normas ecuatoriana, mexicana y peruana, donde se utilizarán las distintas fórmulas descritas en los códigos de los países ya mencionados. Para la comprobación de la formación del piso blando, se utilizarán los resultados arrojados por el modelo de la mampostería tipo Shell, al ser una modelación más refinada que la del puntal equivalente.

En las siguientes tablas se presenta el chequeo de la existencia de la patología de piso blando para el modelo uno con base en tres normativas, donde se chequea la rigidez lateral de piso a partir de derivas y al cortante y se realiza posteriormente la comprobación respectiva.

Tabla No. 74 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 sin retirar mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.11	549.05	384.34	
Piso 1	102.30	0.25	412.00		SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.08	754.02	527.81	
Piso 1	102.30	0.10	1023.00		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 75 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 sin retirar
mampostería de buena calidad

h entrepiso(m)= 2.5						
COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016				PISO BLANDO	PISO BLANDO	
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 2	0.10	0.06	0.14	0.08		
Piso 1	0.24	0.08			PISO BLANDO	NO HAY PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 76 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 sin retirar
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.11	549.05	823.58	
Piso 1	102.30	0.25	412.00	618.00	SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.08	754.02	1131.03	
Piso 1	102.30	0.10	1023.00	1534.50	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en las tablas 74, 75 y 76; si se analiza con base en la normativa ecuatoriana y mexicana no hay la ocurrencia de piso blando, a pesar de que los valores que se comparan son muy cercanos en la dirección X. Por el contrario, si se la analiza con base en la norma peruana E.30-2016, resalta que en la dirección de análisis X de la estructura existe la presencia de la patología de piso blando, incluso antes de retirar la mampostería que se prevé fallará ante la aplicación del sismo de diseño.

A continuación, se presentan los resultados de la comprobación de piso blando al retirar la mampostería de buena calidad que, según se calculó, fallará a cortante con antelación.

Tabla No. 77 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.50	122.00	85.40	
Piso 1	102.30	1.49	68.66		PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.43	141.86	99.30	
Piso 1	102.30	0.90	113.67		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 78 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016						
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 2	0.39	0.32	0.54	0.44		
Piso 1	1.39	0.87			PISO BLANDO	PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 79 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.50	122.00	183.00	
Piso 1	102.30	1.49	68.66	102.99	PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.43	141.86	212.79	
Piso 1	102.30	0.90	113.67	170.50	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

En la comprobación realizada en las tablas 77, 78 y 79, se puede apreciar que todas las normas presentan la falla por piso blando en la dirección X una vez retirada la mampostería de buena calidad; aun así, se debe tener en cuenta que este procedimiento considera que la mampostería

falla todo de una sola, no considera la secuencia de falla de estas; no obstante, para comprobar la ocurrencia del fenómeno de piso blando resulta una herramienta muy útil.

Al comprobar la ocurrencia de piso blando después de retirar la mampostería de mediana calidad, se obtuvo lo siguiente:

Tabla No. 80 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.56	108.93	76.25	
Piso 1	102.30	1.42	72.04		PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	61.00	0.37	164.86	115.41	
Piso 1	102.30	0.54	189.44		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 81 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016						
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 2	0.39	0.32	0.54	0.44		
Piso 1	1.39	0.87			PISO BLANDO	PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 82 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.56	108.93	163.39	
Piso 1	102.30	1.42	72.04	108.06	PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	61.00	0.37	164.86	247.30	
Piso 1	102.30	0.54	189.44	284.17	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Al retirar la mampostería de mediana calidad se puede apreciar que existe de igual forma la patología de piso blando en la estructura en la dirección de análisis X.

SEGUNDA ARQUITECTURA – MODELO 2

Modelo sin mampostería

Al igual que para el primer modelo se presenta una tabla de resumen del armado que se dio a las vigas y columnas para el modelo 2 (segunda arquitectura).

Tabla No. 83 Resumen de secciones y áreas de acero colocado en columnas y vigas-
modelo 2

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura dos, edificio de dos plantas						
Tipo de viga	Condición de nudo	Ejes de ubicación del nudo	Acero en vigas (30x30)		Acero en columna C30x30	
			As sup (cm ²)	As inf (cm ²)	As	Cuantía (%)
Viga central	Nudo central	2B, 2C, 2D, 3B, 3C, 3D, 4B, 4C, 4D	15.63	10.08		
Viga central	Nudo Borde (D)	2A, 2E, 3A, 3E, 4A, 4E,	15.63	10.08		
Viga borde	Nudo Borde (C)	1B, 1C, 1D, 5B, 5C, 5D	12.31	9.1		
Viga borde	Nudo esquina	1A, 1E, 5A, 5E	12.31	9.1		
Viga central	Nudo central	B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3, D4	15.13	9.24	8Ø20	2.8
Viga central	Nudo Borde (D)	B1, B5, C2, C5, D2, D5	15.13	9.24		
Viga borde	Nudo Borde (C)	A2, A3, A4, E2, E3, E4	11.65	7.1		
Viga borde	Nudo esquina	A1, A5, E1, E5	11.65	7.1		

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 83 se muestra la cantidad de acero tanto para vigas como para columnas.

Para columnas se coloca la misma cantidad de acero pues todas tienen las mismas dimensiones.

Tabla No. 84 Chequeo de columna fuerte- viga débil y punzonamiento en nudos modelo 2

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura dos, edificio de dos plantas						
Tipo de viga	Condición de nudo	Ejes de ubicación del nudo	Momento Columna (T.m)	Momento de viga (T.m)	Mc/Mv	Chequeo punzonamiento
Viga central	Nudo central	2B, 2C, 2D, 3B, 3C, 3D, 4B, 4C, 4D	23.7	23.1	1.03	Cumple 1EΦ8 @ 6cm
Viga central	Nudo Borde (D)	2A, 2E, 3A, 3E, 4A, 4E,	22.8	13.4	1.70	Cumple 1EΦ8 @ 10cm
Viga borde	Nudo Borde (C)	1B, 1C, 1D, 5B, 5C, 5D	22	15.6	1.41	No cumple por 4 T
Viga borde	Nudo esquina	1A, 1E, 5A, 5E	21.8	9	2.42	No cumple por 7 T
Viga central	Nudo central	B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3, D4	22.3	21.7	1.03	Cumple 1EΦ8 @ 8cm
Viga central	Nudo Borde (D)	B1, B5, C2, C5, D2, D5	21.94	12.6	1.74	Cumple sin estribos extras
Viga borde	Nudo Borde (C)	A2, A3, A4, E2, E3, E4	22.3	18.12	1.23	No cumple por 4 T
Viga borde	Nudo esquina	A1, A5, E1, E5	21.6	10.8	2.00	No cumple por 10 T

Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el modelo 1, se obtiene que pese al rigurosos diseños de elementos que se dio con secciones mayores a las recomendadas por la NEC-SE-VIVIENDA, en este modelo la relación columna fuerte - viga débil no es alcanzada por algunos nudos como es el caso de los nudos centrales es decir no se formará una rótula plástica para disipar energía en elementos vigas. Para el caso de revisión por punzonamiento hay secciones que no cumplen ni con una mayor adición de estribos, lo cual provocaría una falla por punzonamiento provocando una falla explosiva, pues es una falla del tipo frágil, lo cual no estará conforme la filosofía de diseño presentado por la NEC15.

A continuación, se presenta la participación de la masa en 3 direcciones para cada modo de vibración con sus respectivos periodos para el modelo 2.

Tabla No. 85 Radio de participación de masas modales modelo 2 – sin mampostería

Radio de participación de masas modales - MODELO 2								
Mode	Period / sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	Sum RZ
1	0.319	0.9192	0.0003	0	0.9192	0.0003	0	0.0002
2	0.314	0.0003	0.8957	0	0.9195	0.896	0	0.0272
3	0.274	0.0001	0.027	0	0.9196	0.9231	0	0.9179
4	0.115	0.0802	0.0001	0	0.9999	0.9232	0	0.918
5	0.114	0.0001	0.0751	0	1	0.9983	0	0.9198
6	0.098	8.408E-06	0.0017	0	1	1	0	1

Fuente: ETABS

En esta estructura se obtuvo un periodo de vibración de 0.319 s. y con una torsión en planta en el tercer modo de vibración con más del 90 % de la masa participante, lo cual está bien según criterios de modelación.

Control de derivas en modelo sin mampostería

Tabla No. 86 Derivas en el centro de masas – modelo 2 sin mampostería

R	5
Hentrepiso	2.50 m

Punto de control en el centroide de cada piso (cada diafragma de piso)						
Piso	Def x	Def y	Der. Elástica x	Der. Elástica y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica y
1	0.007 m	0.007 m	0.003 m	0.003 m	1.07%	1.00%
2	0.014 m	0.013 m	0.003 m	0.002 m	1.02%	0.91%

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 87 Derivas - modelo 2 analizado sin mampostería- esquinas

Punto de control las esquinas de cada piso							
Esquina	Piso	Def X	Def Y	Der. Elástica X	Der. Elástica Y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica Y
1	1	0.00804 m	0.00897 m	0.003 m	0.004 m	1.21%	1.34%
	2	0.01572 m	0.01728 m	0.003 m	0.003 m	1.15%	1.25%
2	1	0.00804 m	0.00613 m	0.003 m	0.002 m	1.21%	0.92%
	2	0.01572 m	0.01173 m	0.003 m	0.002 m	1.15%	0.84%
3	1	0.00789 m	0.00897 m	0.003 m	0.004 m	1.18%	1.34%
	2	0.01543 m	0.01728 m	0.003 m	0.003 m	1.13%	1.25%
4	1	0.00789 m	0.00613 m	0.003 m	0.002 m	1.18%	0.92%
	2	0.01543 m	0.01173 m	0.003 m	0.002 m	1.13%	0.84%

Der. Inelastica Promedio	Piso 1	1.20%	1.13%
	Piso 2	1.14%	1.04%

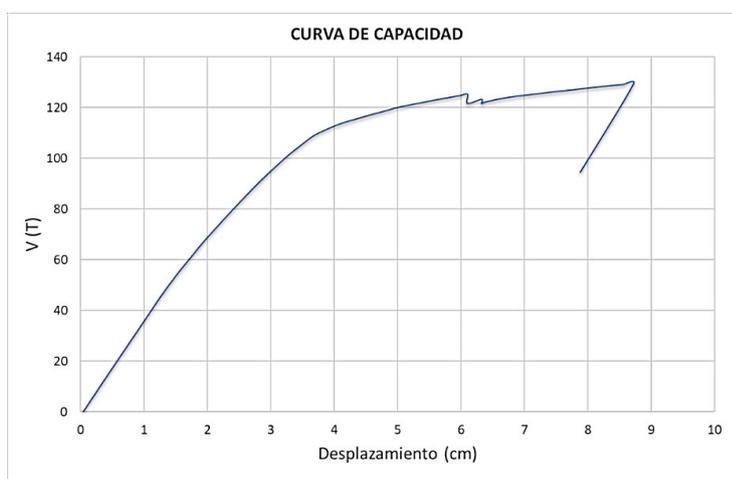
Fuente: Elaboración propia

Se ha obtenido el desplazamiento en el centro de masas Tabla 79 y en las esquinas de la estructura Tabla 80, para calcular la deriva elástica y posteriormente la deriva inelástica que debe cumplir lo estipulado por la NEC un porcentaje no mayor al 2 %. Se observa que en ningún caso la deriva inelástica supera ese porcentaje lo cual se considera correcto según la norma.

Análisis estático no lineal

Se presenta el análisis estático no lineal para la estructura de la Arquitectura 2 – Modelo 1.

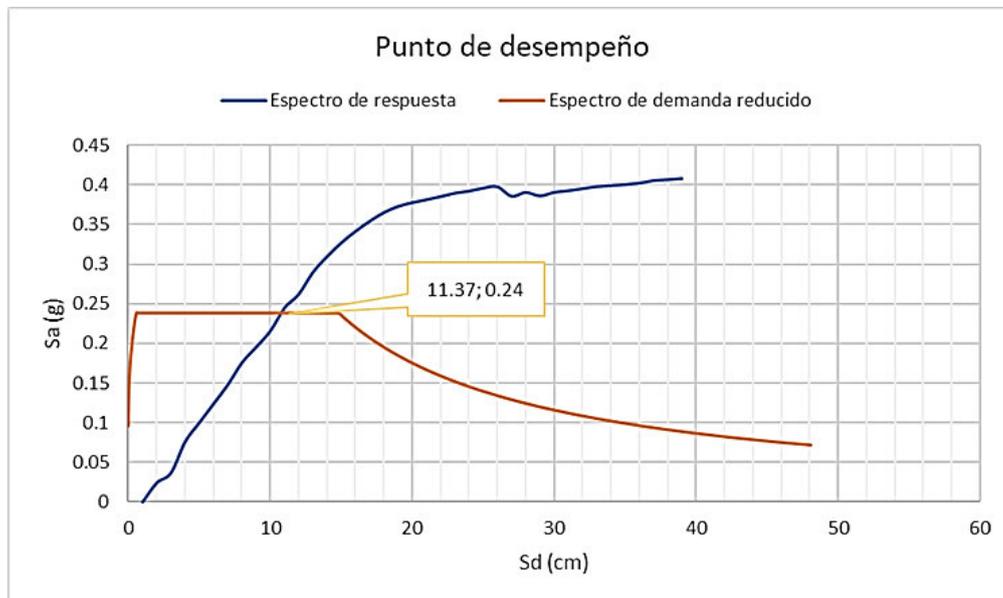
Figura No. 52 Curva de capacidad Arquitectura 2 – Modelo 1 (Sin mampostería)



Fuente: Elaboración propia

Se observa en la Figura 52 a comparación de la Figura 47, que esta estructura alcanza un punto mayor en la curva de desempeño, esto es, recibe un cortante basal mayores antes de que la curva caiga abruptamente.

Figura No. 53 Punto de desempeño – Modelo 1



Fuente: Elaboración propia

La figura 53 muestra el punto de desempeño correspondiente a la estructura 2 con una aceleración $S_a=0.24$ (g) y un pseudo desplazamiento $S_d= 11.37$ cm. En este punto corresponde un cortante de 72.92 Ton y un desplazamiento de 2.15 cm., datos obtenidos del modelo realizado en ETABS.

Formación de rótulas plásticas

Se muestra a continuación los pasos que formaron las rótulas plásticas en la estructura, su número de paso y el cortante que actúa en la base, el desplazamiento y el nivel de desempeño de la estructura como se establece en el FEMA356.

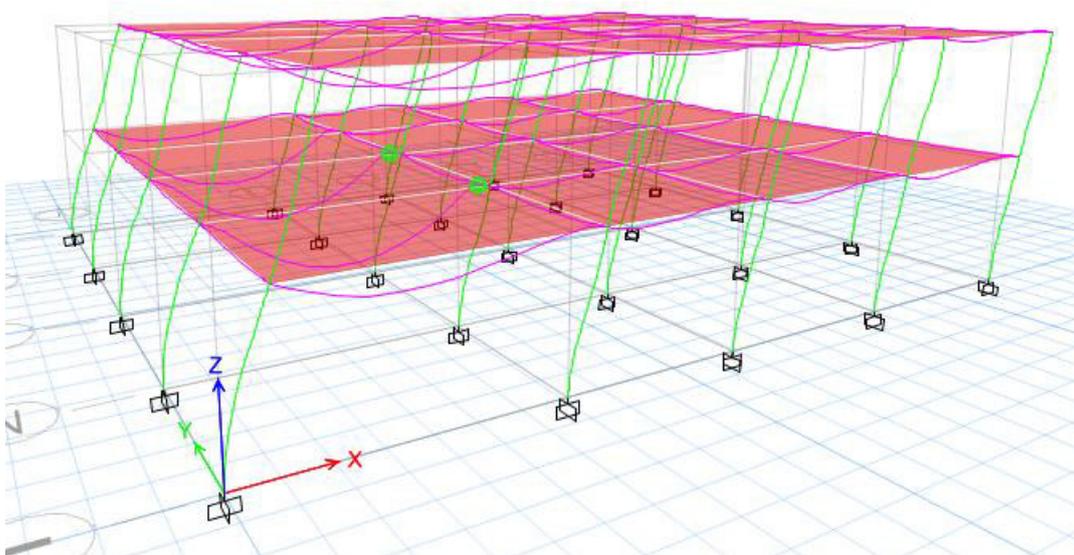
Tabla No. 88 Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas plásticas

	Description	Step	Base Shear (T)	Displament (cm)	Performance level
1	Formacion de la primera rotula plastica en vigas	25	60.9	1.73	IO
2	Cambio de IO a CP en pie de 2 columnas	61	117.8	4.61	CP
3	Cambio de IO a LS en vigas	82	121.4	6.05	LS
4	Colapso de la estructura	120	129.4	8.7	CP

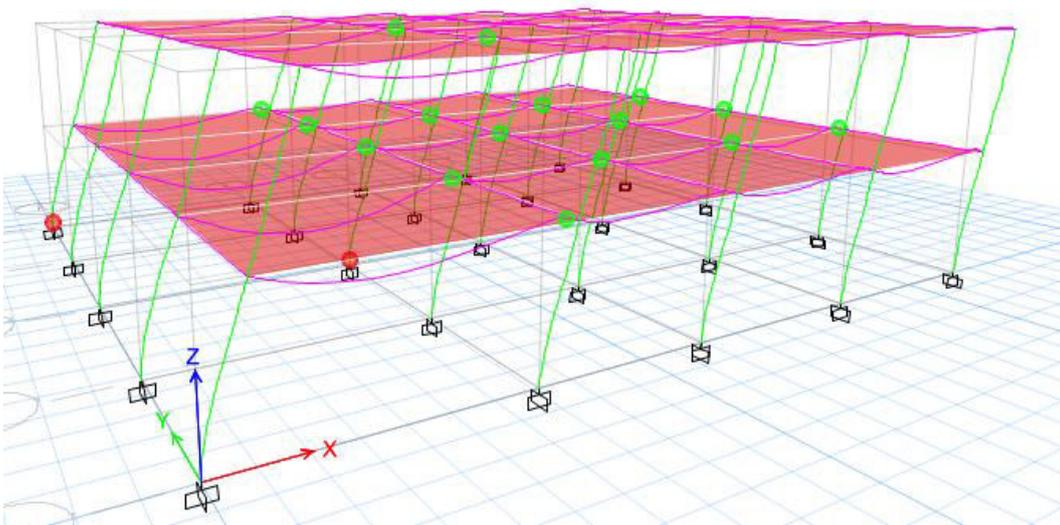
Fuente: ETABS

En la tabla 88 se observa que la primera rótula plástica formada al aplicar el análisis estático no lineal se encuentra en vigas del primer piso, en el paso 25 con un cortante basal de 60.9 toneladas y su de desempeño se caracteriza como “Immediate Occupancy”.

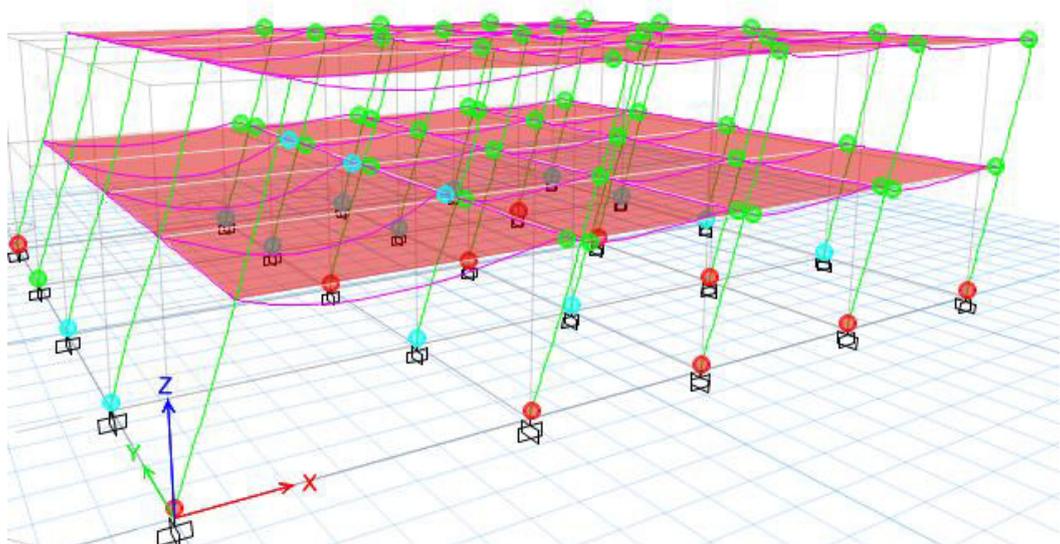
Figura No. 54 Secuencia de formación de rótulas plásticas



a) Formación de la primera rótula plástica



b) Formación de la primera torula plástica en pie de columna



c) Rótulas plásticas en el último paso del proceso

Fuente: ETABS

En la figura 54 Se observa que se forman rótulas plásticas en las vigas, luego se presentan rótulas plásticas al pie de columnas. Seguido de eso, las vigas empiezan a fluir luego hasta el fallo de los elementos columnas y por último se produce el colapso de la estructura.

Modelo con mampostería

Control de derivas

Se presentará las derivas para esta arquitectura cuando se añade mampostería, es decir con un factor de reducción sísmica $R=2$ pues no actúa de manera dúctil.

Tabla No. 89 Comparación de derivas inelásticas en modelos- modelo 2

CÁLCULO DE DERIVAS INELÁSTICAS										
	Análisis solo porticos		Análisis con puntales				Análisis con tipo shell			
	Sin mampostería		Mampostería Buena		Mampostería Media		Mampostería Buena		Mampostería Media	
Centro de masas	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.02%	0.91%	0.12%	0.12%	0.25%	0.23%	0.05%	0.04%	0.09%	0.07%
piso 1	1.07%	1.00%	0.22%	0.20%	0.41%	0.37%	0.09%	0.06%	0.16%	0.12%
Esquina 1	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.15%	1.25%	0.15%	0.15%	0.31%	0.29%	0.06%	0.04%	0.11%	0.09%
piso 1	1.21%	1.34%	0.31%	0.26%	0.54%	0.48%	0.11%	0.07%	0.21%	0.15%
Esquina 2	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.15%	0.84%	0.15%	0.12%	0.31%	0.24%	0.06%	0.04%	0.11%	0.08%
piso 1	1.21%	0.92%	0.31%	0.21%	0.54%	0.39%	0.11%	0.07%	0.21%	0.14%
Esquina 3	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.13%	1.25%	0.12%	0.15%	0.25%	0.29%	0.04%	0.04%	0.08%	0.09%
piso 1	1.18%	1.34%	0.18%	0.26%	0.36%	0.48%	0.07%	0.07%	0.13%	0.15%
Esquina 4	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 2	1.13%	0.84%	0.12%	0.12%	0.34%	0.02%	0.04%	0.04%	0.08%	0.08%
piso 1	1.18%	0.92%	0.18%	0.21%	0.60%	0.63%	0.07%	0.07%	0.13%	0.14%

Fuente: Elaboración propia

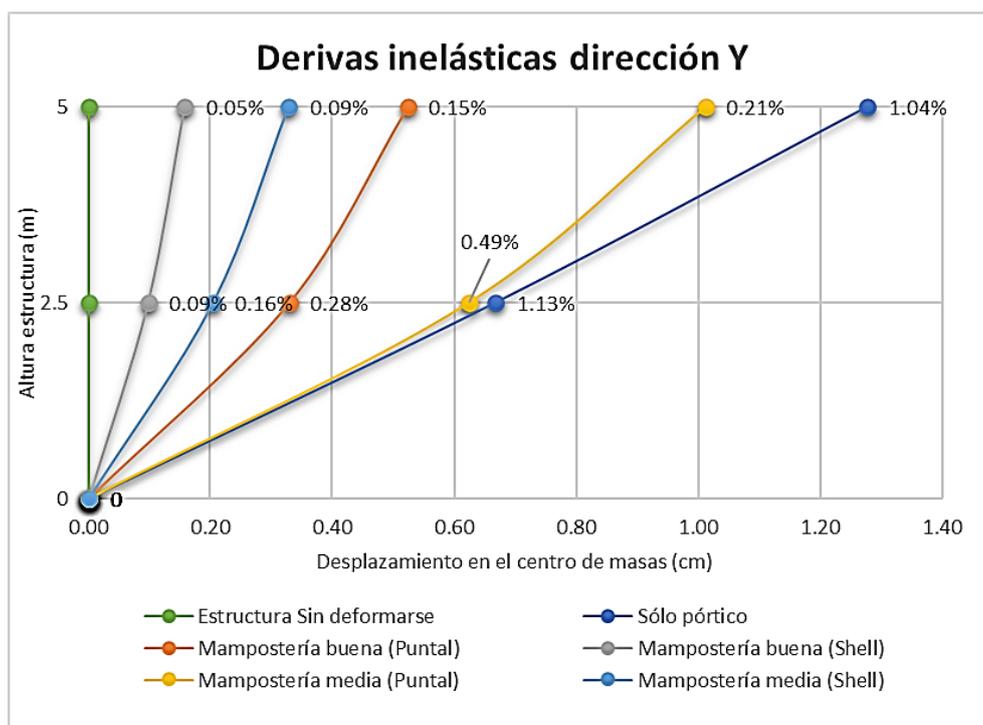
Existe una diferencia muy grande entre métodos de modelación de mampostería (puntal equivalente y elementos tipo Shell) al momento de obtener derivas inelásticas, pues en promedio difiere un 70 % obteniendo las mayores derivas por el método del puntal equivalente, aunque en ninguna de las derivas inelásticas sobrepasa el 2 % estipulado por la NEC15.

Figura No. 55 Desplazamiento y derivas inelásticas dirección X



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 56 Desplazamientos y derivas inelásticas dirección Y



Fuente: ETABS

Al comparar la figura 55 y 56 se puede observar que en la dirección X todas las derivas obtenidas con los diferentes métodos de modelación de mampostería son más altas que en la dirección Y, esto quiere decir que en el sentido X la estructura es más flexible dado por una menor distribución de paredes en ese sentido.

Tabla No. 90 Reducción de derivas al incorporar la mampostería al modelo- modelo
2

Porcentaje de reducción de deriva al incorporar la mampostería al modelo				
Calidad de mampostería	BUENA		MEDIA	
Método de modelación	Puntal Equivalente	Shell	Puntal equivalente	Shell
Piso 1	79.7%	92.4%	57.5%	85.5%
Piso 2	88.8%	95.7%	75.0%	92.0%

Fuente: Elaboración propia

A si como se vio en las figuras 55 y 56 existen reducciones en las derivas inelásticas ya sea por utilizar un método de modelación de mampostería u otro comparándolo con el modelo sin mampostería. Estas diferencias de derivas se pueden observar también relacionando los dos tipos de calidades de mamposterías que se usó como se observa en la tabla 90.

Al modelar la mampostería con elemento tipo Shell presenta mayor reducción en sus derivas que usando el puntal equivalente. Esto se debe porque estos elementos aportarían una mayor rigidez lateral en el sistema y absorberían más fuerzas laterales que un elemento del tipo puntal.

Mampostería modelada como puntal equivalente – calidad buena

Continuando con el proceso se presenta la resistencia nominal del puntal para ser comparada con la resistencia requerida y así conocer que elementos fallan a causa de acciones sísmicas.

Tabla No. 91 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso- mampostería de buena calidad-modelo 2

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO						
Piso	Dirección	ID	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Primer piso	Eje X	1	1.33	13.03	7.87	CUMPLE
		2	0.98	9.56	14.48	NO CUMPLE
		3	1.04	10.13	14.98	NO CUMPLE
		4	1.04	10.13	8.22	CUMPLE
		5	1.02	9.94	7.23	CUMPLE
		6	1.35	13.25	15.49	NO CUMPLE
		7	0.96	9.37	18.14	NO CUMPLE
		8	0.82	7.99	14.90	NO CUMPLE
		9	0.98	9.56	9.60	NO CUMPLE
		10	1.04	10.13	14.45	NO CUMPLE
		11	0.91	8.92	6.44	CUMPLE
		12	0.86	8.40	13.54	NO CUMPLE
		13	0.98	9.56	14.97	NO CUMPLE
		14	0.77	7.54	8.87	NO CUMPLE
		15	1.33	13.03	11.71	CUMPLE
		16	0.98	9.56	10.00	NO CUMPLE
		17	1.04	10.13	8.59	CUMPLE
		18	1.04	10.13	10.20	NO CUMPLE
Primer piso	Eje Y	19	0.98	9.56	12.00	NO CUMPLE
		20	1.04	10.13	12.34	NO CUMPLE
		21	0.98	9.56	11.89	NO CUMPLE
		22	0.98	9.56	11.78	NO CUMPLE
		23	0.87	8.48	6.67	CUMPLE
		24	0.82	7.99	7.56	CUMPLE
		25	0.98	9.56	13.05	NO CUMPLE
		26	0.68	6.69	5.00	CUMPLE
		27	0.87	8.48	11.17	NO CUMPLE
		28	0.98	9.56	13.33	NO CUMPLE
		29	0.98	9.56	7.59	CUMPLE
		30	1.04	10.13	8.98	CUMPLE
		31	0.98	9.56	8.28	CUMPLE
		32	0.98	9.56	12.90	NO CUMPLE
		33	0.77	7.54	10.28	NO CUMPLE
		34	0.98	9.56	13.24	NO CUMPLE
		35	1.04	10.13	13.77	NO CUMPLE
		36	0.98	9.56	13.35	NO CUMPLE
		37	0.98	9.56	13.21	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La tabla 91 se puede apreciar que en la dirección X falla un 67 % de todas las paredes en ese piso mientras que en la dirección Y falla 68 % de las paredes. En promedio porcentual en ambas direcciones falla un 68 % de paredes.

Tabla No. 92 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas-Segundo piso-mampostería de buena calidad-modelo 2

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO						
Piso	Dirección	ID	Ancho		Resistencia	
			puntal (m)	puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		1	1.20	11.76	3.17	CUMPLE
		2	0.98	9.56	6.46	CUMPLE
		3	1.04	10.13	4.45	CUMPLE
		4	1.04	10.13	4.22	CUMPLE
		5	1.33	13.03	6.97	CUMPLE
		6	0.98	9.56	7.80	CUMPLE
		7	1.04	10.13	8.11	CUMPLE
		8	1.04	10.13	5.43	CUMPLE
		9	0.68	6.69	6.11	CUMPLE
		10	0.98	9.56	6.51	CUMPLE
		11	1.04	10.13	6.86	CUMPLE
	Eje X	12	0.92	9.01	11.25	NO CUMPLE
		13	0.80	7.84	8.23	NO CUMPLE
		14	0.98	9.56	4.99	CUMPLE
		15	1.04	10.13	4.47	CUMPLE
		16	0.88	8.65	6.51	CUMPLE
		17	0.83	8.15	7.72	CUMPLE
		18	0.98	9.56	6.69	CUMPLE
		19	0.77	7.54	4.49	CUMPLE
		20	1.33	13.03	7.56	CUMPLE
		21	0.98	9.56	5.67	CUMPLE
		22	1.04	10.13	5.69	CUMPLE
Segundo		23	1.04	10.13	5.49	CUMPLE

piso	Dirección	Ancho		Resistencia		Pu(T)	Pu<Pm
		ID	puntal (m)	puntal	Pm (T)		
		24	0.98	9.56	9.56	7.31	CUMPLE
		25	0.98	9.56	9.56	7.87	CUMPLE
		26	0.98	9.56	9.56	4.33	CUMPLE
		27	0.98	9.56	9.56	8.37	CUMPLE
		28	1.04	10.13	10.13	7.78	CUMPLE
		29	0.84	8.23	8.23	3.78	CUMPLE
		30	0.84	8.23	8.23	5.70	CUMPLE
		31	1.04	10.13	10.13	5.42	CUMPLE
		32	1.04	10.13	10.13	9.06	CUMPLE
		33	0.98	9.56	9.56	7.43	CUMPLE
	Eje Y	34	0.98	9.56	9.56	8.06	CUMPLE
		35	0.98	9.56	9.56	8.06	CUMPLE
		36	0.98	9.56	9.56	5.12	CUMPLE
		37	0.98	9.56	9.56	8.85	CUMPLE
		38	0.98	9.56	9.56	7.36	CUMPLE
		39	0.80	7.84	7.84	2.76	CUMPLE
		40	0.69	0.00	0.00	5.00	NO CUMPLE
		41	0.98	9.56	9.56	5.00	CUMPLE
		42	0.98	9.56	9.56	8.37	CUMPLE
		43	0.77	7.54	7.54	4.16	CUMPLE
		44	0.98	9.56	9.56	8.67	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La tabla 92 muestra que elementos puntales fallaron en el segundo piso. En la dirección X falla un 9 % de los elementos puntales mientras que en la dirección Y falla un 5 %. En promedio porcentual apenas falla un 7 %, un porcentaje mucho menor que en el primer piso.

Mampostería modelada como puntal equivalente-calidad media

Continuando con el proceso se presenta la resistencia nominal del puntal para ser comparada con la resistencia requerida y así conocer que elementos fallan a causa de acciones sísmicas.

Tabla No. 93 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas- Primer piso-
mampostería de media calidad-modelo 2

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO							
Piso	Dirección	ID	L (m)	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
	Eje X	1	4.70	1.33	13.03	5.81	CUMPLE
		2	3.00	0.98	9.56	10.35	NO CUMPLE
		3	3.30	1.04	10.13	10.76	NO CUMPLE
		4	3.30	1.04	10.13	5.95	CUMPLE
		5	3.20	1.02	9.94	8.79	CUMPLE
		6	4.80	1.35	13.25	11.79	CUMPLE
		7	2.90	0.96	9.37	8.45	CUMPLE
		8	2.10	0.82	7.99	11.56	NO CUMPLE
		9	3.00	0.98	9.56	6.65	CUMPLE
		10	3.30	1.04	10.13	10.58	NO CUMPLE
		11	2.65	0.91	8.92	5.22	CUMPLE
		12	2.35	0.86	8.40	11.00	NO CUMPLE
		13	3.00	0.98	9.56	11.60	NO CUMPLE
		14	1.80	0.77	7.54	7.45	CUMPLE
		15	4.70	1.33	13.03	8.90	CUMPLE
		16	3.00	0.98	9.56	6.85	CUMPLE
		17	3.30	1.04	10.13	6.51	CUMPLE
		18	3.30	1.04	10.13	7.75	CUMPLE
Primer piso	Dirección	ID	L (m)	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
	Eje Y	19	3.00	0.98	9.56	9.15	CUMPLE
		20	3.30	1.04	10.13	9.46	CUMPLE
		21	3.00	0.98	9.56	9.13	CUMPLE
		22	3.00	0.98	9.56	8.96	CUMPLE
		23	2.40	0.87	8.48	5.24	CUMPLE
		24	2.10	0.82	7.99	7.00	CUMPLE
		25	3.00	0.98	9.56	10.00	NO CUMPLE
		26	1.10	0.68	6.69	7.00	NO CUMPLE
		27	2.40	0.87	8.48	8.91	NO CUMPLE
		28	3.00	0.98	9.56	10.21	NO CUMPLE
		29	3.00	0.98	9.56	5.83	CUMPLE
		30	3.30	1.04	10.13	6.87	CUMPLE
		31	3.00	0.98	9.56	6.32	CUMPLE
		32	3.00	0.98	9.56	10.08	NO CUMPLE
		33	1.80	0.77	7.54	8.19	NO CUMPLE
		34	3.00	0.98	9.56	10.33	NO CUMPLE
		35	3.30	1.04	10.13	10.72	NO CUMPLE
		36	3.00	0.98	9.56	10.37	NO CUMPLE
		37	3.00	0.98	9.56	10.23	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La tabla 93 se puede observar que en la dirección X falla un 33 % de todas las paredes en ese piso mientras que en la dirección Y falla 53 % de las paredes. En promedio porcentual en ambas direcciones falla un 43 % de paredes.

Tabla No. 94 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas-Segundo piso- mampostería de media calidad-modelo2

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO								
Piso	Dirección	ID	L (m)	Hm (m)	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		1	4.70	1.00	1.20	11.76	2.89	CUMPLE
		2	3.00	2.50	0.98	9.56	5.20	CUMPLE
		3	3.30	2.50	1.04	10.13	3.46	CUMPLE
		4	3.30	2.50	1.04	10.13	3.36	CUMPLE
		5	4.70	2.50	1.33	13.03	5.50	CUMPLE
		6	3.00	2.50	0.98	9.56	6.31	CUMPLE
		7	3.30	2.50	1.04	10.13	6.37	CUMPLE
		8	3.30	2.50	1.04	10.13	4.25	CUMPLE
		9	1.10	2.50	0.68	6.69	4.57	CUMPLE
		10	3.00	2.50	0.98	9.56	5.44	CUMPLE
		11	3.30	2.50	1.04	10.13	6.27	CUMPLE
	Eje X	12	2.70	2.50	0.92	9.01	8.93	CUMPLE
		13	2.00	2.50	0.80	7.84	7.00	CUMPLE
		14	3.00	2.50	0.98	9.56	3.91	CUMPLE
		15	3.30	2.50	1.04	10.13	3.56	CUMPLE
		16	2.50	2.50	0.88	8.65	5.12	CUMPLE
		17	2.20	2.50	0.83	8.15	6.79	CUMPLE
		18	3.00	2.50	0.98	9.56	6.32	CUMPLE
		19	1.80	2.50	0.77	7.54	4.21	CUMPLE
		20	4.70	2.50	1.33	13.03	6.05	CUMPLE
		21	3.00	2.50	0.98	9.56	4.55	CUMPLE
		22	3.30	2.50	1.04	10.13	4.49	CUMPLE
		23	3.30	2.50	1.04	10.13	5.26	CUMPLE
Segundo piso	Dirección	ID	L (m)	Hm (m)	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		24	3.00	2.50	0.98	9.56	5.95	CUMPLE
		25	3.00	2.50	0.98	9.56	6.26	CUMPLE
		26	3.00	2.50	0.98	9.56	3.42	CUMPLE
		27	3.00	2.50	0.98	9.56	6.88	CUMPLE
		28	3.30	2.50	1.04	10.13	6.21	CUMPLE
		29	2.25	2.50	0.84	8.23	2.90	CUMPLE
		30	2.25	2.50	0.84	8.23	5.23	CUMPLE
		31	3.30	2.50	1.04	10.13	4.39	CUMPLE
		32	3.30	2.50	1.04	10.13	7.31	CUMPLE
		33	3.00	2.50	0.98	9.56	6.00	CUMPLE
	Eje Y	34	3.00	2.50	0.98	9.56	6.55	CUMPLE
		35	3.00	2.50	0.98	9.56	6.57	CUMPLE
		36	3.00	2.50	0.98	9.56	4.00	CUMPLE
		37	3.00	2.50	0.98	9.56	7.00	CUMPLE
		38	3.00	2.50	0.98	9.56	5.89	CUMPLE
		39	2.00	2.50	0.80	7.84	3.15	CUMPLE
		40	1.20	2.50	0.69	6.79	6.79	NO CUMPLE
		41	3.00	2.50	0.98	9.56	3.66	CUMPLE
		42	3.00	2.50	0.98	9.56	6.73	CUMPLE
		43	1.80	2.50	0.77	7.54	4.00	CUMPLE
		44	3.00	2.50	0.98	9.56	7.00	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

La tabla 94 muestra que elementos puntales fallaron en el segundo piso. En la dirección X falla un 0 % de los elementos puntales mientras que en la dirección Y falla un 5 %. En promedio porcentual apenas falla un 2 %, un porcentaje mucho menor que en el primer piso.

Mampostería modelada como tipo "Shell" - calidad buena

Se presentará los resultados de resistencia de la mampostería tipo Shell basado en su resistencia requerida y su resistencia nominal para ser comparados y luego quitar estos elementos que fallaron de la modelación y así observar los fenómenos de piso blando.

Tabla No. 95 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 2
-mampostería de buena calidad

Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Primer piso	Eje X	1	4.70	3.76	13.30	11.5	0.31	16.79	10.08	NO CUMPLE
		2	3.00	2.4	4.39	13.71	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		3	3.30	2.64	4.94	10.09	0.19	12.41	7.45	NO CUMPLE
		4	3.30	2.64	6.80	8.04	0.32	11.69	7.01	NO CUMPLE
		5	3.20	2.56	6.00	14.86	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE
		6	4.80	3.84	12.45	15.16	0.21	18.05	10.83	NO CUMPLE
		7	2.90	2.32	17.64	14.05	0.54	8.71	5.22	NO CUMPLE
		8	2.10	1.68	3.78	4.09	0.55	6.26	3.76	NO CUMPLE
		9	3.00	2.4	4.45	9	0.21	11.28	6.77	NO CUMPLE
		10	3.30	2.64	4.75	7.65	0.24	12.41	7.45	NO CUMPLE
		11	2.65	2.12	7.70	6.59	0.55	7.89	4.73	NO CUMPLE
		12	2.35	1.88	13.00	13.55	0.51	7.23	4.34	NO CUMPLE
		13	3.00	2.4	19.24	14.73	0.54	8.98	5.39	NO CUMPLE
		14	1.80	1.44	2.50	2.47	0.70	4.69	2.82	CUMPLE
		15	4.70	3.76	6.90	14.37	0.13	17.68	10.61	NO CUMPLE
		16	3.00	2.4	4.15	7.83	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE
		17	3.30	2.64	6.15	7.8	0.30	11.86	7.12	NO CUMPLE
		18	3.30	2.64	4.62	10.71	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE
Primer piso	Eje Y	19	3.00	2.40	3.54	9.63	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		20	3.30	2.64	3.87	11.04	0.13	12.41	7.45	NO CUMPLE
		21	3.00	2.40	3.38	10.09	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		22	3.00	2.40	3.58	9.47	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		23	2.40	1.92	1.15	3.37	0.18	9.03	5.42	CUMPLE
		24	2.10	1.68	9.02	6.83	0.79	5.05	3.03	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	3.55	10.34	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	1.10	0.88	1.00	3.37	0.34	3.85	2.31	NO CUMPLE
		27	2.40	1.92	0.92	0.50	0.96	4.76	2.85	CUMPLE
		28	3.00	2.40	3.72	10.10	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		29	3.00	2.40	3.30	5.86	0.23	11.28	6.77	CUMPLE
		30	3.30	2.64	5.08	6.76	0.28	11.98	7.19	CUMPLE
		31	3.00	2.40	4.11	8.71	0.20	11.28	6.77	NO CUMPLE
		32	3.00	2.40	5.22	11.09	0.20	11.28	6.77	NO CUMPLE
		33	1.80	1.44	8.19	6.03	0.94	3.63	2.18	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	4.19	11.60	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.30	2.64	4.80	13.30	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	4.11	12.13	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		37	3.00	2.40	4.31	11.56	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo el proceso de análisis se observa que en la dirección X existe mayor cantidad de elementos que fallan, lo cual es un 94 % de elementos. Mientras que en la dirección Y existe

un porcentaje de fallo de 79 %. En promedio porcentual falla un 86 % de toda la mampostería presente en el piso 1 de este modelo.

Tabla No. 96 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo 2- mampostería de buena calidad

Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	$\Phi Vm (T)$	Vu< ΦVm
Segundo piso	Eje X	1	4.70	3.76	2.50	3.39	0.20	17.68	10.61	CUMPLE
		2	3.00	2.4	4.03	5.83	0.29	10.86	6.52	CUMPLE
		3	3.30	2.64	2.28	4.82	0.18	12.41	7.45	CUMPLE
		4	3.30	2.64	2.39	4.47	0.20	12.41	7.45	CUMPLE
		5	4.70	3.76	9.03	7.91	0.30	16.84	10.10	CUMPLE
		6	3.00	2.4	4.26	8.15	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE
		7	3.30	2.64	4.00	9.84	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		8	3.30	2.64	2.68	4.37	0.23	12.41	7.45	CUMPLE
		9	1.10	0.88	0.48	2.43	0.22	4.14	2.48	CUMPLE
		10	3.00	2.4	3.15	7.47	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		11	3.30	2.64	5.24	7.71	0.26	12.20	7.32	NO CUMPLE
		12	2.70	2.16	12.17	8.97	0.63	7.53	4.52	NO CUMPLE
		13	2.00	1.6	2.86	2.81	0.64	5.54	3.32	CUMPLE
		14	3.00	2.4	2.44	4.57	0.22	11.28	6.77	CUMPLE
		15	3.30	2.64	1.51	4.11	0.14	12.41	7.45	CUMPLE
		16	2.50	2	3.57	3.26	0.55	7.47	4.48	CUMPLE
		17	2.20	1.76	7.44	6.84	0.62	6.19	3.71	NO CUMPLE
		18	3.00	2.4	9.00	8.31	0.45	9.67	5.80	NO CUMPLE
		19	1.80	1.44	1.62	1.61	0.70	4.71	2.83	CUMPLE
		20	4.70	3.76	4.16	9.89	0.11	17.68	10.61	CUMPLE
		21	3.00	2.4	1.82	5.6	0.14	11.28	6.77	CUMPLE
		22	3.30	2.64	1.84	5.83	0.12	12.41	7.45	CUMPLE
		23	3.30	2.64	3.63	6.92	0.20	12.41	7.45	CUMPLE
Segundo piso	Eje Y	24	3.00	2.40	2.94	6.81	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	4.00	6.85	0.24	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	3.00	2.40	3.78	5.3	0.30	10.80	6.48	CUMPLE
		27	3.00	2.40	3.55	8.15	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		28	3.30	2.64	3.21	7.75	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE
		29	2.25	1.80	0.80	1.62	0.27	8.22	4.93	CUMPLE
		30	2.25	1.80	3.41	4.2	0.45	7.25	4.35	CUMPLE
		31	3.30	2.64	1.70	3.9	0.17	12.41	7.45	CUMPLE
		32	3.30	2.64	3.86	9.71	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		33	3.00	2.40	2.44	7	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	2.83	7.23	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.00	2.40	2.77	7.57	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	2.49	5.71	0.18	11.28	6.77	CUMPLE
		37	3.00	2.40	3.29	8.71	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		38	3.00	2.40	2.90	6.37	0.19	11.28	6.77	CUMPLE
		39	2.00	1.60	4.77	3.73	0.80	4.74	2.85	NO CUMPLE
		40	1.20	0.96	0.52	1.94	0.28	4.37	2.62	CUMPLE
		41	3.00	2.40	1.73	3.35	0.22	11.28	6.77	CUMPLE
		42	3.00	2.40	3.13	7.72	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		43	1.80	1.44	3.00	2.51	0.83	4.13	2.48	NO CUMPLE
		44	3.00	2.40	3.47	7.66	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

En el segundo piso el porcentaje que falla en el sentido X es de 30 % y en Y es de 62 %, en promedio porcentual en ese piso falla un 45 % de los elementos de las paredes.

Se observa nuevamente que las paredes del piso inferior son las que más afectación tiene pese a su distribución uniforme en ambos sentidos y su distribución similar en ambos pisos. Estos elementos absorben más acciones laterales y por su baja resistencia ante sismos son las primeras en romperse y así continuará, de esa forma estos elementos cambian la rigidez entre pisos formándose un piso adyacente con menor rigidez latera.

Mampostería modelada como tipo "Shell" - calidad media

Se presentará los resultados de resistencia de la mampostería tipo Shell basado en su resistencia requerida y su resistencia nominal para ser comparados y luego quitar estos elementos que fallaron de la modelación y así observar los fenómenos de piso blando.

Se observa la tabla No.97 que en la dirección X existe mayor cantidad de elementos que fallan, lo cuales son un 78 % de elementos. Mientras que en la dirección Y existe un porcentaje de fallo de 84 %. En promedio porcentual falla un 81 % de toda la mampostería presente en el piso 1 de este modelo.

Tabla No. 97 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 2
-mampostería de media calidad

Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Primer piso	Eje X	1	4.70	3.76	12.50	9.96	0.33	16.49	9.90	NO CUMPLE
		2	3.00	2.4	3.57	11.74	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		3	3.30	2.64	4.12	8.54	0.18	12.41	7.45	NO CUMPLE
		4	3.30	2.64	5.64	7.32	0.29	11.92	7.15	NO CUMPLE
		5	3.20	2.56	5.00	12.85	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE
		6	4.80	3.84	10.35	13.23	0.20	18.05	10.83	NO CUMPLE
		7	2.90	2.32	16.35	12.58	0.56	8.57	5.14	NO CUMPLE
		8	2.10	1.68	3.36	3.6	0.56	6.23	3.74	CUMPLE
		9	3.00	2.4	3.70	7.96	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE
		10	3.30	2.64	3.80	7	0.21	12.41	7.45	CUMPLE
		11	2.65	2.12	6.90	6	0.54	7.95	4.77	NO CUMPLE
		12	2.35	1.88	11.40	11.7	0.52	7.19	4.31	NO CUMPLE
		13	3.00	2.4	16.80	13	0.54	9.03	5.42	NO CUMPLE
		14	1.80	1.44	2.18	2.2	0.69	4.76	2.85	CUMPLE
		15	4.70	3.76	5.33	13	0.11	17.68	10.61	NO CUMPLE
		16	3.00	2.4	3.75	7	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE
		17	3.30	2.64	5.13	7	0.28	12.03	7.22	CUMPLE
		18	3.30	2.64	3.55	9.8	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE
Primer piso	Eje Y	19	3.00	2.40	2.90	8.65	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		20	3.30	2.64	3.62	9.68	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE
		21	3.00	2.40	3.23	8.80	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		22	3.00	2.40	2.83	8.55	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		23	2.40	1.92	0.93	3.00	0.16	9.03	5.42	CUMPLE
		24	2.10	1.68	8.14	6.23	0.78	5.09	3.05	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	3.00	9.00	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	1.10	0.88	0.86	2.83	0.35	3.83	2.30	NO CUMPLE
		27	2.40	1.92	9.23	7.34	0.65	6.54	3.92	NO CUMPLE
		28	3.00	2.40	3.00	9.40	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		29	3.00	2.40	2.76	5.24	0.22	11.28	6.77	CUMPLE
		30	3.30	2.64	4.39	6.00	0.28	12.04	7.22	CUMPLE
		31	3.00	2.40	3.72	7.00	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE
		32	3.00	2.40	3.72	9.68	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		33	1.80	1.44	7.50	5.64	0.92	3.72	2.23	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	3.45	10.37	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.30	2.64	4.50	11.60	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	3.83	10.60	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		37	3.00	2.40	3.40	10.32	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 98 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo
2- mampostería de media calidad

Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm	
Segundo piso	Eje X	1	4.70	3.76	2.20	3.7	0.16	17.68	10.61	CUMPLE	
		2	3.00	2.4	3.84	6	0.27	11.02	6.61	CUMPLE	
		3	3.30	2.64	2.24	4.66	0.18	12.41	7.45	CUMPLE	
		4	3.30	2.64	2.17	4.55	0.18	12.41	7.45	CUMPLE	
		5	4.70	3.76	7.16	7	0.27	17.20	10.32	CUMPLE	
		6	3.00	2.4	3.62	7.38	0.20	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		7	3.30	2.64	3.67	8.67	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		8	3.30	2.64	2.38	4.22	0.21	12.41	7.45	CUMPLE	
		9	1.10	0.88	0.62	2.46	0.29	3.99	2.39	NO CUMPLE	
		10	3.00	2.4	2.83	6.8	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		11	3.30	2.64	5.00	7.12	0.27	12.13	7.28	CUMPLE	
		12	2.70	2.16	11.75	8.72	0.62	7.56	4.54	NO CUMPLE	
		13	2.00	1.6	2.66	2.58	0.64	5.50	3.30	CUMPLE	
		14	3.00	2.4	2.55	4.34	0.24	11.28	6.77	CUMPLE	
		15	3.30	2.64	2.00	4.2	0.18	12.41	7.45	CUMPLE	
		16	2.50	2	3.78	3.5	0.54	7.51	4.51	CUMPLE	
		17	2.20	1.76	7.00	6.8	0.58	6.37	3.82	NO CUMPLE	
		18	3.00	2.4	7.94	7.68	0.43	9.82	5.89	NO CUMPLE	
		19	1.80	1.44	1.45	1.5	0.67	4.83	2.90	CUMPLE	
		20	4.70	3.76	4.50	10	0.12	17.68	10.61	CUMPLE	
		21	3.00	2.4	1.80	5.5	0.14	11.28	6.77	CUMPLE	
		22	3.30	2.64	1.80	5.6	0.12	12.41	7.45	CUMPLE	
		23	3.30	2.64	3.68	6.68	0.21	12.41	7.45	CUMPLE	
		Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
	24	3.00	2.40	2.82	6.22	0.19	11.28	6.77	CUMPLE		
	25	3.00	2.40	3.61	6.64	0.23	11.28	6.77	CUMPLE		
	26	3.00	2.40	3.30	4.6	0.30	10.78	6.47	CUMPLE		
	27	3.00	2.40	3.40	7.5	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE		
	28	3.30	2.64	2.88	6.7	0.16	12.41	7.45	CUMPLE		
	29	2.25	1.80	0.55	1.5	0.20	8.46	5.08	CUMPLE		
	30	2.25	1.80	3.64	3.91	0.52	6.89	4.13	CUMPLE		
	31	3.30	2.64	1.90	3.64	0.20	12.41	7.45	CUMPLE		
	32	3.30	2.64	3.51	8.47	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE		
	33	3.00	2.40	2.40	6.2	0.16	11.28	6.77	CUMPLE		
	34	3.00	2.40	2.53	6.4	0.16	11.28	6.77	CUMPLE		
	35	3.00	2.40	2.54	6.72	0.16	11.28	6.77	CUMPLE		
	36	3.00	2.40	2.43	4.33	0.23	11.28	6.77	CUMPLE		
	37	3.00	2.40	3.00	7.69	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE		
	38	3.00	2.40	2.72	6	0.19	11.28	6.77	CUMPLE		
	39	2.00	1.60	4.71	3.61	0.82	4.66	2.80	NO CUMPLE		
	40	1.20	0.96	0.50	1.9	0.27	4.39	2.63	CUMPLE		
	41	3.00	2.40	1.35	3	0.19	11.28	6.77	CUMPLE		
	42	3.00	2.40	2.95	7.17	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE		
	43	1.80	1.44	3.73	2.78	0.93	3.69	2.21	NO CUMPLE		
44	3.00	2.40	3.28	7.18	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE			
	Eje Y										

Fuente: Elaboración propia

En el segundo piso el porcentaje que falla en el sentido X es de 30 % y en Y es de 33 %, en promedio porcentual en ese piso falla un 32 % de los elementos de las paredes.

Se observa nuevamente que las paredes del piso inferior son las que más afectación tiene pese a su distribución uniforme en ambos sentidos y su distribución similar en ambos pisos.

Chequeo de formación de piso blando

Como se expresó anteriormente un cambio de rigideces entre pisos formará un piso blando pero los requerimientos de la norma NEC y varios códigos internacionales para que no se considere este fenómeno son muy bajos.

Tabla No. 99 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 sin retirar mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	126.00	0.10	1308.44	915.91	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.16	1363.43		
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	126.00	0.08	1599.02	1119.32	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.12	1807.50		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 100 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 sin retirar mampostería de buena calidad

h entrepiso(m)= 2.5

COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016					PISO BLANDO	PISO BLANDO
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 2	0.10	0.08	0.13	0.11	PISO BLANDO	PISO BLANDO
Piso 1	0.16	0.12				

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 101 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2sin retirar
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	126.00	0.10	1308.44	1962.66	
Piso 1	213.10	0.16	1363.43	2045.14	SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	126.00	0.08	1599.02	2398.53	
Piso 1	213.10	0.12	1807.50	2711.24	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en las tablas 99, 100 y 101, si se analiza en base a la normativa ecuatoriana y mexicana no hay la ocurrencia de piso blando; sin embargo, si se la analiza en base a la norma peruana E.30-2016 se presentaría un piso blando según se define en la norma, incluso antes de retirar la mampostería que se prevé fallará ante la aplicación del sismo de diseño.

Los resultados de la comprobación de piso blando al retirar la mampostería de buena calidad que fallará a cortante se presentan a continuación:

Tabla No. 102 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	126.00	0.07	1742.78	1219.95	
Piso 1	213.10	0.16	1296.25		SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 2	126.00	0.09	1478.91	1035.24	
Piso 1	213.10	0.15	1416.89		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 103 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016		PISO BLANDO		PISO BLANDO		
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 2	0.07	0.09	0.10	0.12		
Piso 1	0.16	0.15			PISO BLANDO	PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 104 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	126.00	0.07	1742.78	2614.17	
Piso 1	213.10	0.16	1296.25	1944.38	SIN PISO BLANDO

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 2	126.00	0.09	1478.91	2218.36	
Piso 1	213.10	0.15	1416.91	2125.37	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

En las tablas de comprobaciones 102, 103 y 104 debe tener en cuenta que este procedimiento considera que la mampostería falla de manera simultánea, no considera la secuencia de falla de las mismas; no obstante, para comprobar la ocurrencia del fenómeno de piso blando resulta una herramienta muy útil.

Los resultados de la comprobación de piso blando al retirar la mampostería de buena calidad que fallará a cortante se presentan a continuación:

Tabla No. 105 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 2 retirando
mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO $K_i < 0.7K_{i+1}$
	V_x (T)	D_x (cm)	K (T/cm)	0.7K_i	
Piso 2	126.00	0.09	1441.68	1009.18	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.16	1339.43		
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15 - IBC USA					PISO BLANDO $K_i < 0.7K_{i+1}$
	V_y (T)	D_y (cm)	K (T/cm)	0.7K_i	
Piso 2	126.00	0.08	1523.62	1066.53	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.15	1423.51		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 106 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 2 retirando
mampostería de mediana calidad

h entrepiso(m)= 2.5

COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016					PISO BLANDO $D_{xi}/h_i > 1.4D_{xi+1}/h_{i+1}$	PISO BLANDO $D_{yi}/h_i > 1.4D_{yi+1}/h_{i+1}$
	D_x(cm)	D_y(cm)	1.4D_{xi+1}	1.4D_{yi+1}		
Piso 2	0.09	0.08	0.12	0.12	PISO BLANDO	PISO BLANDO
Piso 1	0.16	0.15				

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 107 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 2 retirando
mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO $K_{i+1} > 1.5K_i$
	V_x (T)	D_x (cm)	K (T/cm)	1.5K_i	
Piso 2	126.00	0.09	1441.68	2162.52	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.16	1339.43	2009.15	
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO $K_{i+1} > 1.5K_i$
	V_y (T)	D_y (cm)	K (T/cm)	1.5K_i	
Piso 2	126.00	0.08	1523.62	2285.42	SIN PISO BLANDO
Piso 1	213.10	0.15	1423.54	2135.31	

Fuente: Elaboración propia

Al retirar la mampostería de mediana calidad se puede apreciar que existe de igual forma la patología de piso blando en la estructura en la dirección X.

SEGUNDA ARQUITECTURA – MODELO 3

Modelo sin mampostería

En la siguiente tabla se presentan los datos de armado y ubicación de cada nudo de viga y columna analizado en la estructura, así como la condición de nudo referente al chequeo de cortante por punzonamiento en losas planas; además, se presenta la cuantía de acero colocada en columnas.

Tabla No. 108 Resumen secciones y área de acero colocada en columnas y vigas – modelo 3

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura dos, edificio de dos plantas						
Tipo de viga	Condición de nudo	Ejes de ubicación del nudo	Acero en vigas (30x25)		Acero en columna C40x40	
			As sup (cm²)	As inf (cm²)	As	Cuantía (%)
Viga central	Nudo central	2B, 3B, 4B, 2C, 3C, 4C, 2D, 3D, 4D	20.04	10.7		
Viga central	Nudo Borde (D)	2A, 3A, 4A, 2E, 3E, 4E	20.04	10.7		
Viga borde	Nudo Borde (C)	1B, 5B, 1C, 5C, 1D, 5D	14.78	8.36		
Viga borde	Nudo esquina	1A, 5A, 1E, 5E	14.78	8.36		
Viga central	Nudo central	B2, C2, D2, B3, C3, D3, B4, C4, D4	18.45	10.7	8Φ22	1.9
Viga central	Nudo Borde (D)	B1, C1, D1, B5, C5, D5	18.45	10.7		
Viga borde	Nudo Borde (C)	A2, E2, A3, E3, A4, E4	14.78	8.36		
Viga borde	Nudo esquina	A1, E1, A5, E5	14.78	8.36		

Fuente: Elaboración propia

En la tabla No. 108, se muestra un resumen de las secciones de viga y columna diseñadas para el modelo tres, que corresponde a una estructura de cuatro plantas, además se muestra el acero colocado en vigas, el cual incluye también el acero que participará por parte de la losa plana con vigas banda. En los ejes de ubicación se menciona la intersección del eje en análisis con el eje perpendicular al nudo que se evaluará.

Tabla No. 109 Chequeo de columna fuerte – viga débil y punzonamiento en nudos del modelo 3

Chequeo manual de formación de rótulas plásticas Arquitectura dos, edificio de dos plantas

Tipo de viga	Condición de nudo	Momento Columna (T.m)	Momento de viga (T.m)	Mc/Mv	Chequeo punzonamiento
Viga central	Nudo central	49.3	24.3	2.03	No necesita estribos
Viga central	Nudo Borde (D)	42.7	14.14	3.02	No necesita estribos
Viga borde	Nudo Borde (C)	43.28	20.9	2.08	No cumple por 2 T
Viga borde	Nudo esquina	45.2	12.5	3.62	No cumple por 7 T
Viga central	Nudo central	42.15	23.9	1.77	Cumple 1EΦ8 @ 8cm
Viga central	Nudo Borde (D)	51.3	23.9	2.15	No cumple por 4T
Viga borde	Nudo Borde (C)	42.15	20.9	2.02	No cumple por 10 T
Viga borde	Nudo esquina	42.1	12.4	3.40	No cumple por 16 T

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla No.109, se encuentra un resumen del chequeo de cortante por punzonamiento en nudos; cuatro de ocho nudos fallan por punzonamiento ante cargas sísmicas, donde el problema no se puede solucionar colocando acero de refuerzo tipo estribos en los nudos, es decir que el 60 % de los nudos no tienen la capacidad suficiente para resistir el cortante generado por punzonamiento. El 25 % de los nudos no necesitan estribos de refuerzo para resistir las acciones de corte por punzonamiento. Todos los nudos tienen una relación Mc/Mv mayor a 1.4, por lo que no hay problemas en la condición de columna fuerte – viga débil.

Tabla No. 110 Radio de participación de masas modales modelo 3 – sin mampostería

mode	period/sec	Ux	Uy	Rz	sum Ux	sum Uy	Sum Rz
1	0.5170	0.8336	0.0001	0.0002	0.8336	0.0001	0.0002
2	0.5040	0.0002	0.8021	0.0344	0.8338	0.8023	0.0346
3	0.4490	0.0001	0.0345	0.7979	0.8339	0.8368	0.8324
4	0.1610	0.1111	0.0000	0.0000	0.9451	0.8368	0.8325
5	0.1580	0.0000	0.1065	0.0038	0.9451	0.9433	0.8363
6	0.1400	0.0000	0.0037	0.1076	0.9451	0.9471	0.9439
7	0.0900	0.0419	0.0000	0.0000	0.9870	0.9471	0.9440
8	0.0890	0.0000	0.0396	0.0011	0.9870	0.9867	0.9451
9	0.0770	0.0000	0.0010	0.0415	0.9870	0.9877	0.9866
10	0.0640	0.0114	0.0014	0.0000	0.9984	0.9891	0.9867
11	0.0630	0.0016	0.0106	0.0002	1.0000	0.9998	0.9869
12	0.0540	0.0000	0.0002	0.0131	1.0000	1.0000	1.0000

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 110 se puede apreciar que el periodo fundamental de vibración de la estructura tiene un valor de 0.517 s, cuando se la analiza sin tomar en cuenta la influencia de la mampostería, en los valores de Ux, Uy y Rz se puede apreciar que no existe torsión en los dos primeros modos de vibración, sino en el tercero. Se observa que a partir del quinto modo de vibración existe una participación de más del 90 % de la masa en ambas direcciones, tanto en X como en Y.

Control de derivas en modelo sin mampostería

Tabla No. 111 Derivas – modelo 3 analizado sin mampostería – centro de masas

R	5					
H entrepiso	2.50 m					
Punto de control en el centroide de cada piso (cada diafragma de piso)						
Piso	Def x	Def y	Der. Elástica x	Der. Elástica y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica y
1	0.008 m	0.008 m	0.003 m	0.003 m	1.24%	1.19%
2	0.021 m	0.020 m	0.005 m	0.005 m	1.98%	1.87%
3	0.033 m	0.031 m	0.004 m	0.004 m	1.68%	1.55%
4	0.040 m	0.037 m	0.003 m	0.003 m	1.05%	0.94%

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 112 Derivas – modelo 3 analizado sin mamposterías – esquinas

Punto de control las esquinas de cada piso								
Esquina	Piso	Def x	Def y	Der. Elástica x	Der. Elástica y	Der. Inelástica X	Der. Inelástica y	
1	1	0.009 m	0.010 m	0.004 m	0.004 m	1.39%	1.53%	
	2	0.024 m	0.026 m	0.006 m	0.006 m	2.23%	2.41%	
	3	0.037 m	0.040 m	0.005 m	0.005 m	1.89%	2.01%	
	4	0.045 m	0.048 m	0.003 m	0.003 m	1.18%	1.23%	
2	1	0.009 m	0.008 m	0.004 m	0.003 m	1.39%	1.17%	
	2	0.024 m	0.020 m	0.006 m	0.005 m	2.23%	1.83%	
	3	0.037 m	0.030 m	0.005 m	0.004 m	1.89%	1.52%	
	4	0.045 m	0.036 m	0.003 m	0.002 m	1.18%	0.93%	
3	1	0.009 m	0.010 m	0.004 m	0.004 m	1.37%	1.53%	
	2	0.024 m	0.026 m	0.006 m	0.006 m	2.20%	2.41%	
	3	0.036 m	0.040 m	0.005 m	0.005 m	1.86%	2.01%	
	4	0.044 m	0.048 m	0.003 m	0.003 m	1.16%	1.23%	
4	1	0.009 m	0.008 m	0.004 m	0.003 m	1.37%	1.17%	
	2	0.024 m	0.020 m	0.006 m	0.005 m	2.20%	1.83%	
	3	0.036 m	0.030 m	0.005 m	0.004 m	1.86%	1.52%	
	4	0.044 m	0.036 m	0.003 m	0.002 m	1.17%	0.93%	
Deriva inelástica promedio						Piso 1	1.38%	1.35%
						Piso 2	2.22%	2.12%
						Piso 3	1.87%	1.77%
						Piso 4	1.17%	1.08%

Fuente: Elaboración propia

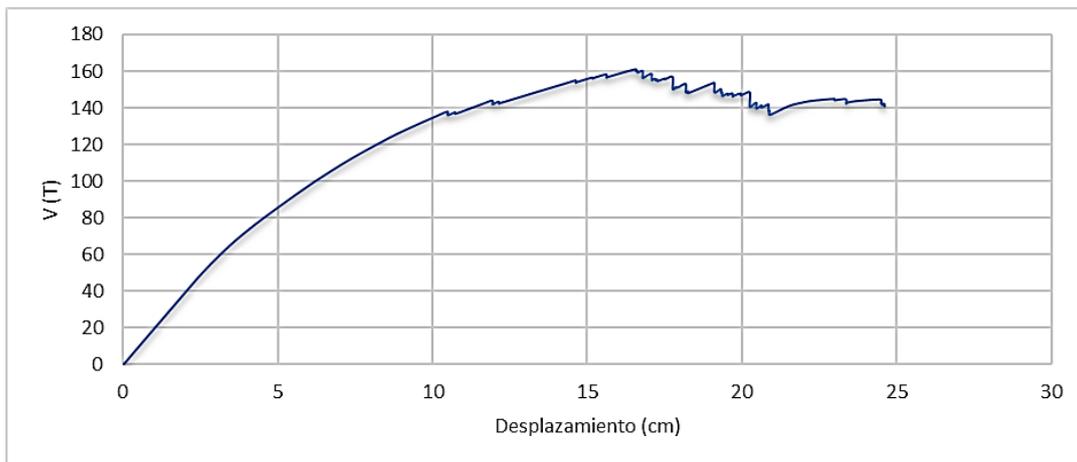
En las tablas 111 y 112 se puede apreciar las deformaciones y derivas elásticas, así como también las inelásticas de la estructura del tercer modelo en los puntos de control, que son el centro de masas y las esquinas de la edificación; en el piso dos la deriva está al límite en el centro de masas, puesto que tiene un valor del 1.98 %; mientras que, si se analiza en las esquinas, tiene un valor promedio del 2.22 %, que supera al límite permitido en norma por la NEC. No hay mayor diferencia entre la deriva en dirección X e Y.

Análisis estático no lineal

En la realización del análisis estático no lineal de la arquitectura dos – modelo 3, se ha podido apreciar que las rótulas plásticas se forman principalmente en vigas y en pie de columnas de

primera planta, por lo que en la curva de capacidad se puede apreciar claramente el tramo dúctil.

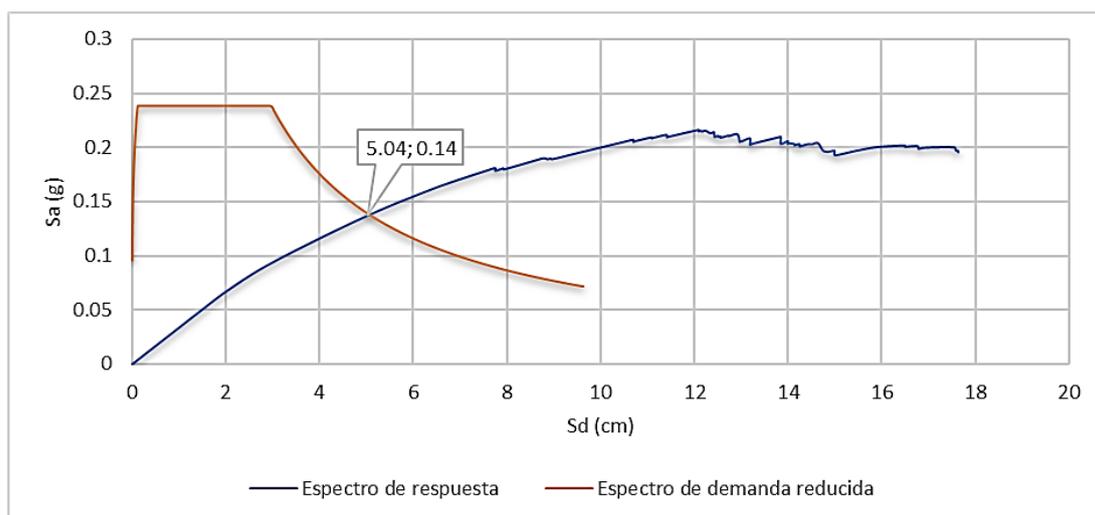
Figura No. 57 Curva de capacidad Arquitectura 2 – Modelo 3 (Sin mampostería)



Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

La curva “pushover” o de capacidad se muestra en la figura No. 57, se puede apreciar que el máximo cortante que resiste la estructura es de 160 T.

Figura No. 58 Punto de desempeño de modelo 3



Fuente: Elaboración propia tomado de ETABS

El punto de desempeño se ilustra en la figura 58, al cual le corresponden una aceleración espectral $S_a = 0.14$ (g) y un pseudo desplazamiento $S_d = 5.04$ cm, para los cuales corresponde un cortante de 102.94 T y un desplazamiento de 6.5 cm, datos obtenidos del modelo realizado en ETABS.

Secuencia de formación de rótulas plásticas

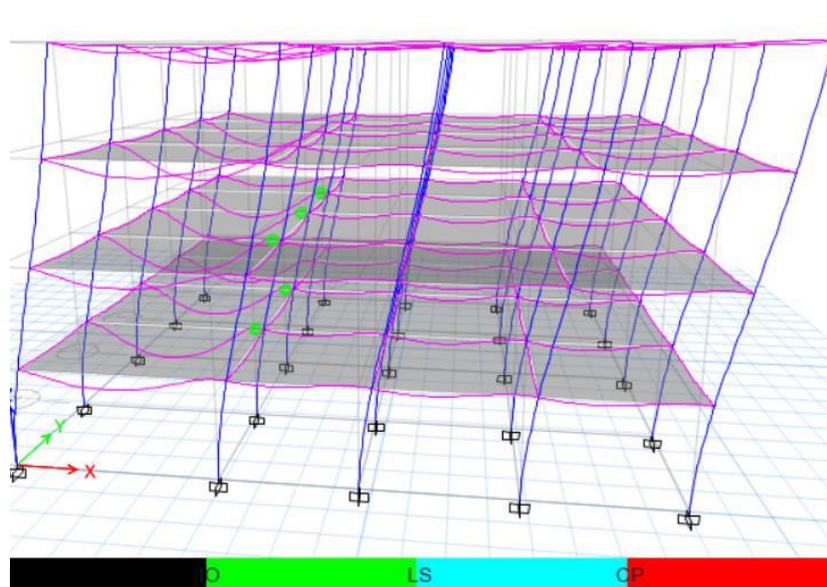
En la siguiente tabla se puede apreciar la formación de rótulas plásticas que sigue la estructura del modelo 3, donde con un cortante de 64.6 T se forma la primera rótula plástica, mientras que con un cortante de 140.85 T se produce el colapso de la misma.

Tabla No. 113 Niveles de desempeño de la estructura en base a la formación de rótulas – modelo 3

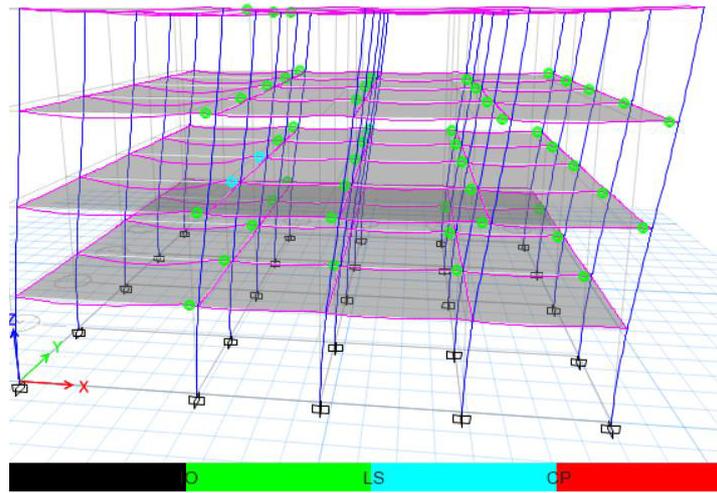
	Description	Step	Base Shear (T)	Displacement (cm)	Performance level
1	Formación de la primera rótula plástica	5	64.6	3.4	IO
2	Cambio de IO a LS	16	135.8	10.5	LS
3	Cambio de LS a CP	57	155.3	17.5	CP
4	Colapso de la estructura	117	140.85	24.61	

Fuente: Elaboración propia

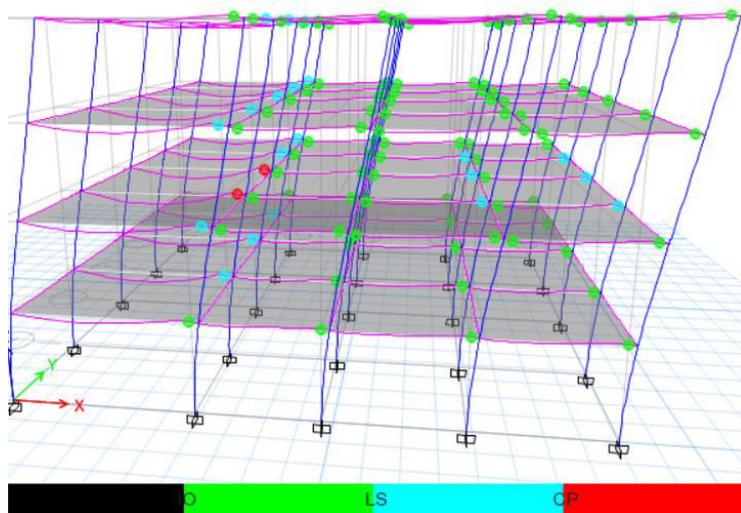
Figura No. 59 Secuencia de formación de rótulas plásticas – modelo 3



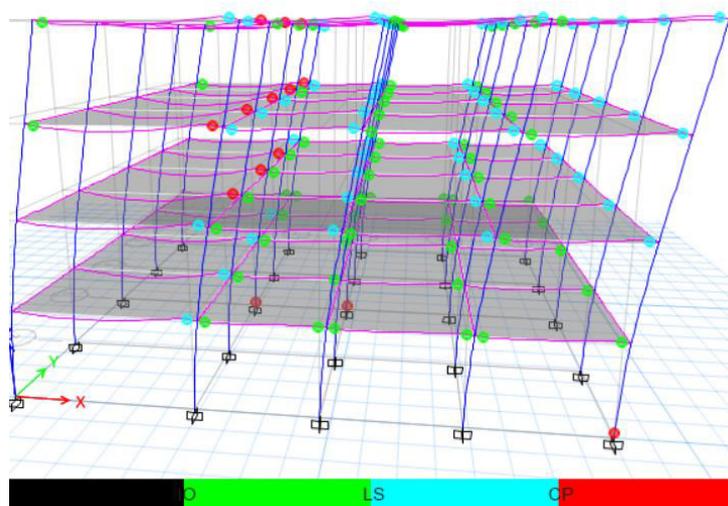
a) Formación de la primera rótula plástica



b) Cambio de IO a LS



c) Cambio de LS a CP



d) Colapso de la estructura

Fuente: capturas tomadas de ETABS

Como se puede apreciar en la secuencia de imágenes de la figura 59, la formación de rótulas plásticas inicia con la formación de estas en las vigas de la estructura, para posteriormente formar rótulas en el pie de columnas del primer piso.

Modelo con mampostería

Control de derivas.

En la tabla que se coloca a continuación, se comparan las derivas inelásticas calculadas para la arquitectura 2 – modelo 3, cuando se toma en cuenta la mampostería con sus distintas calidades y cuando no se toma en cuenta a la misma en el modelo, como se mencionó con antelación, el valor de reducción sísmica R varía para los modelos que consideran la mampostería pues la misma no va a tener una falla dúctil. En la tabla se puede apreciar que la deriva inelástica ha sido denominada DI y seguido va su respectiva dirección de análisis, X e Y .

En la tabla No. 114 se puede apreciar como la deriva disminuye de manera significativa cuando se analiza la estructura con mampostería, pues esta le aporta mucha rigidez. Las derivas aumentan cuando la calidad de la mampostería disminuye, ya que aporta menor rigidez a la estructura la mampostería a la cual le corresponde el menor módulo de elasticidad.

El aumento en la deriva inelástica entre mampostería buena y de mediana calidad es de un 34 % cuando se la modela por el método del puntal equivalente y de un 42 % cuando se la modela como elementos tipo Shell, en la dirección X ; mientras que el aumento cuando se la analiza en la dirección Y es de 35 % por el método del puntal equivalente y de un 43 % modelándolas como tipo Shell. En promedio hay un aumento en la deriva inelástica del 34 % cuando se la modela como puntal equivalente y de un 42 % cuando se la modela como tipo Shell. Sin embargo, los desplazamientos obtenidos cuando se modela la mampostería como elementos Shell son un 61 % más pequeños que cuando se la modela como puntal equivalente.

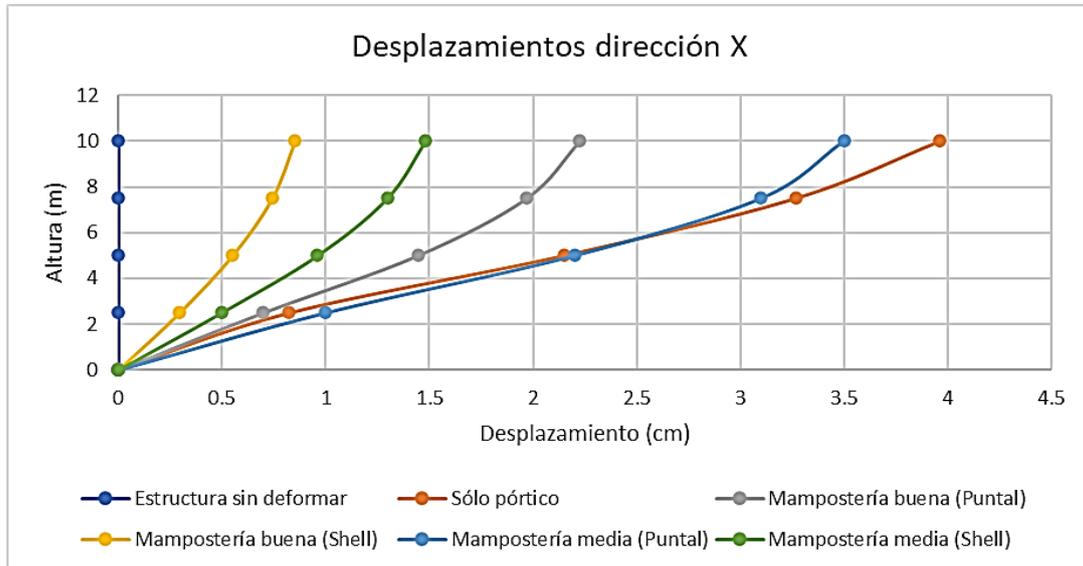
Tabla No. 114 Comparación de derivas inelásticas en modelos – modelo 3

CÁLCULO DE DERIVAS INELÁSTICAS										
	Sólo pórticos		Análisis con puntales				Análisis con tipo Shell			
	Sin mampostería		Mampostería Buena		Mampostería Media		Mampostería Buena		Mampostería Media	
Centro masas	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y	DI x	DI y
piso 1	1.24%	1.19%	0.42%	0.39%	0.60%	0.58%	0.18%	0.14%	0.30%	0.24%
piso 2	1.98%	1.87%	0.45%	0.43%	0.72%	0.68%	0.15%	0.13%	0.28%	0.24%
piso 3	1.68%	1.55%	0.31%	0.31%	0.54%	0.54%	0.12%	0.10%	0.20%	0.17%
piso 4	1.05%	0.94%	0.15%	0.16%	0.24%	0.24%	0.07%	0.06%	0.11%	0.10%
Esquina 1										
piso 1	1.39%	1.53%	0.51%	0.46%	0.72%	0.66%	0.22%	0.16%	0.37%	0.28%
piso 2	2.23%	2.41%	0.50%	0.48%	0.78%	0.78%	0.18%	0.15%	0.33%	0.27%
piso 3	1.89%	2.01%	0.34%	0.34%	0.54%	0.54%	0.13%	0.11%	0.23%	0.20%
piso 4	1.18%	1.23%	0.18%	0.18%	0.33%	0.30%	0.08%	0.06%	0.13%	0.11%
Esquina 2										
piso 1	1.39%	1.17%	0.48%	0.36%	0.72%	0.54%	0.22%	0.15%	0.36%	0.24%
piso 2	2.23%	1.83%	0.54%	0.39%	0.78%	0.60%	0.18%	0.14%	0.36%	0.30%
piso 3	1.89%	1.52%	0.36%	0.28%	0.54%	0.48%	0.13%	0.11%	0.21%	0.18%
piso 4	1.18%	0.93%	0.18%	0.15%	0.33%	0.24%	0.08%	0.06%	0.13%	0.12%
Esquina 3										
piso 1	1.37%	1.53%	0.34%	0.46%	0.54%	0.66%	0.16%	0.16%	0.27%	0.28%
piso 2	2.20%	2.41%	0.40%	0.48%	0.66%	0.78%	0.15%	0.15%	0.28%	0.27%
piso 3	1.86%	2.01%	0.29%	0.34%	0.48%	0.54%	0.11%	0.11%	0.20%	0.20%
piso 4	1.16%	1.23%	0.15%	0.18%	0.24%	0.30%	0.07%	0.08%	0.11%	0.11%
Esquina 4										
piso 1	1.37%	1.17%	0.34%	0.36%	0.54%	0.54%	0.16%	0.15%	0.27%	0.26%
piso 2	2.20%	1.83%	0.40%	0.39%	0.66%	0.60%	0.15%	0.14%	0.28%	0.26%
piso 3	1.86%	1.52%	0.29%	0.28%	0.48%	0.48%	0.11%	0.11%	0.20%	0.19%
piso 4	1.17%	0.93%	0.15%	0.15%	0.24%	0.24%	0.07%	0.06%	0.11%	0.10%

Fuente: Elaboración propia

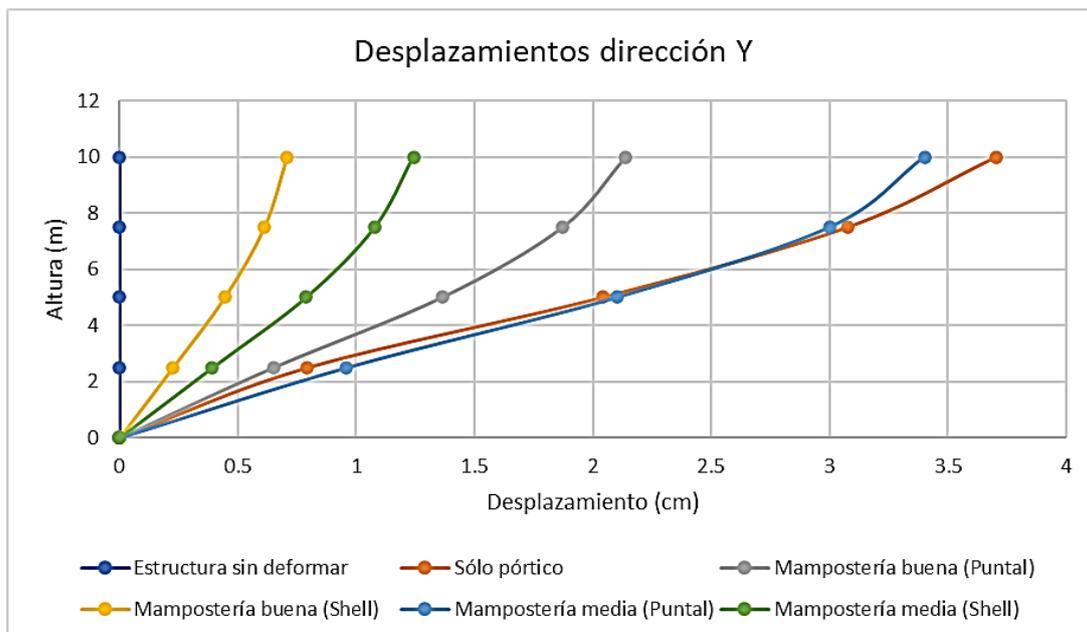
En las siguientes figuras se ilustra el desplazamiento obtenido en la estructura en cada modelación y por los dos tipos de mampostería.

Figura No. 60 Desplazamientos dirección X – modelo 3



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 61 Desplazamientos dirección Y – modelo 3



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 60 y 61 se puede apreciar el desplazamiento del centro de masas de cada piso en la estructura debido a las cargas de diseño, cuando se compara el desplazamiento obtenido por la estructura sin mampostería y la que toma en cuenta la mampostería, se debe considerar que las fuerzas sísmicas no son las mismas, las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura sin mampostería son un 60 % más bajas que las que se aplica a la estructura con mampostería.

Tabla No. 115 Reducción de deriva al incorporar la mampostería al modelo – modelo

3

Porcentaje de reducción de deriva inelástica al incorporar la mampostería al modelo				
Calidad de mampostería	BUENA		MEDIA	
Método de modelación	Puntal Equivalente	Shell	Puntal equivalente	Shell
Piso 1	66.68%	87.16%	51.56%	78.02%
Piso 2	77.29%	92.60%	63.56%	86.63%
Piso 3	80.81%	93.33%	66.53%	88.37%
Piso 4	84.15%	93.81%	75.82%	89.52%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla No.115, la deriva inelástica al incorporar la mampostería al modelo se reduce significativamente en la estructura.

Mampostería modelada como puntal equivalente

A continuación, se presentarán las mamposterías de buena calidad modeladas como tipo puntal equivalente de la estructura correspondiente al modelo 3, un 95 % de las mamposterías de la primera planta sobrepasan la resistencia teórica del puntal equivalente, al igual que en la primera planta, un 95 % de los puntales de la segunda planta sobrepasan la resistencia, en lo correspondiente a la tercera planta un 82 % de las mamposterías fallan; en la cuarta planta solo un 11 % de los puntales sobrepasan su resistencia. En las siguientes tablas se podrá encontrar los puntales modelados en cada dirección de análisis, con su respectivo ancho, resistencia, acciones y la revisión de si las acciones sobrepasan la resistencia.

Tabla No. 116 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – primer piso
– mampostería de buena calidad – modelo 1

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO - MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Primer piso	Eje X	1	1.33	13.03	12.50	CUMPLE
		2	0.98	9.56	22.30	NO CUMPLE
		3	1.04	10.13	22.80	NO CUMPLE
		4	1.04	10.13	12.60	NO CUMPLE
		5	1.02	9.94	18.40	NO CUMPLE
		6	1.35	13.25	26.70	NO CUMPLE
		7	0.96	9.37	26.70	NO CUMPLE
		8	0.82	7.99	12.30	NO CUMPLE
		9	0.98	9.56	14.40	NO CUMPLE
		10	1.04	10.13	22.40	NO CUMPLE
		11	0.91	8.92	10.70	NO CUMPLE
		12	0.86	8.40	21.40	NO CUMPLE
		13	0.98	9.56	25.60	NO CUMPLE
		14	0.77	7.54	14.00	NO CUMPLE
		15	1.33	13.03	19.30	NO CUMPLE
		16	0.98	9.56	14.80	NO CUMPLE
		17	1.04	10.13	14.20	NO CUMPLE
		18	1.04	10.13	16.50	NO CUMPLE
Primer piso	Eje Y	ID	Ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		19	0.98	9.56	20.20	NO CUMPLE
		20	1.04	10.13	20.84	NO CUMPLE
		21	0.98	9.56	20.00	NO CUMPLE
		22	0.98	9.56	18.70	NO CUMPLE
		23	0.87	8.48	11.20	NO CUMPLE
		24	0.82	7.99	10.30	NO CUMPLE
		25	0.98	9.56	21.50	NO CUMPLE
		26	0.68	6.69	5.00	CUMPLE
		27	0.87	8.48	18.70	NO CUMPLE
		28	0.98	9.56	22.20	NO CUMPLE
		29	0.98	9.56	12.50	NO CUMPLE
		30	1.04	10.13	15.00	NO CUMPLE
		31	0.98	9.56	13.80	NO CUMPLE
		32	0.98	9.56	21.30	NO CUMPLE
		33	0.77	7.54	15.60	NO CUMPLE
		34	0.98	9.56	22.60	NO CUMPLE
		35	1.04	10.13	23.40	NO CUMPLE
		36	0.98	9.56	22.60	NO CUMPLE
37	0.98	9.56	21.40	NO CUMPLE		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 117 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – segundo piso – mampostería de buena calidad - modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE SEGUNDO PISO - MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD							
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	10.90	CUMPLE	
		2	0.98	9.56	19.20	NO CUMPLE	
		3	1.04	10.13	12.00	NO CUMPLE	
		4	1.04	10.13	12.00	NO CUMPLE	
		5	1.33	13.03	19.70	NO CUMPLE	
		6	0.98	9.56	23.70	NO CUMPLE	
		7	1.04	10.13	23.00	NO CUMPLE	
		8	1.04	10.13	14.80	NO CUMPLE	
		9	0.68	6.69	11.50	NO CUMPLE	
		10	0.98	9.56	18.50	NO CUMPLE	
		11	1.04	10.13	23.00	NO CUMPLE	
		12	0.92	9.01	27.60	NO CUMPLE	
		13	0.80	7.84	20.40	NO CUMPLE	
		14	0.98	9.56	14.50	NO CUMPLE	
		15	1.04	10.13	12.80	NO CUMPLE	
		16	0.88	8.65	14.00	NO CUMPLE	
		17	0.83	8.15	21.30	NO CUMPLE	
		18	0.98	9.56	23.30	NO CUMPLE	
		19	0.77	7.54	12.10	NO CUMPLE	
		20	1.33	13.03	21.90	NO CUMPLE	
		21	0.98	9.56	16.60	NO CUMPLE	
		22	1.04	10.13	16.50	NO CUMPLE	
		23	1.04	10.13	18.40	NO CUMPLE	
			ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		Eje Y	24	0.98	9.56	21.30	NO CUMPLE
			25	0.98	9.56	21.70	NO CUMPLE
			26	0.98	9.56	12.10	NO CUMPLE
			27	0.98	9.56	24.50	NO CUMPLE
			28	1.04	10.13	22.70	NO CUMPLE
			29	0.84	8.23	9.10	NO CUMPLE
			30	0.84	8.23	17.80	NO CUMPLE
			31	1.04	10.13	15.90	NO CUMPLE
			32	1.04	10.13	16.30	NO CUMPLE
			33	0.98	9.56	21.70	NO CUMPLE
			34	0.98	9.56	22.90	NO CUMPLE
			35	0.98	9.56	23.30	NO CUMPLE
			36	0.98	9.56	14.70	NO CUMPLE
			37	0.98	9.56	25.50	NO CUMPLE
			38	0.98	9.56	20.60	NO CUMPLE
			39	0.80	7.84	8.40	NO CUMPLE
			40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
			41	0.98	9.56	13.20	NO CUMPLE
			42	0.98	9.56	22.20	NO CUMPLE
			43	0.77	7.54	11.80	NO CUMPLE
	44		0.98	9.56	24.10	NO CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 118 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – tercer piso
– mampostería de buena calidad – modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE TERCER PISO - MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	8.70	CUMPLE
		2	0.98	9.56	13.30	NO CUMPLE
		3	1.04	10.13	9.50	CUMPLE
		4	1.04	10.13	8.60	CUMPLE
		5	1.33	13.03	14.90	NO CUMPLE
		6	0.98	9.56	16.40	NO CUMPLE
		7	1.04	10.13	16.70	NO CUMPLE
		8	1.04	10.13	11.30	NO CUMPLE
		9	0.68	6.69	9.90	NO CUMPLE
		10	0.98	9.56	13.90	NO CUMPLE
		11	1.04	10.13	15.90	NO CUMPLE
		12	0.92	9.01	21.60	NO CUMPLE
		13	0.80	7.84	15.50	NO CUMPLE
		14	0.98	9.56	10.30	NO CUMPLE
		15	1.04	10.13	9.30	CUMPLE
		16	0.88	8.65	12.60	NO CUMPLE
		17	0.83	8.15	16.00	NO CUMPLE
		18	0.98	9.56	16.50	NO CUMPLE
		19	0.77	7.54	9.30	NO CUMPLE
		20	1.33	13.03	13.10	NO CUMPLE
		21	0.98	9.56	12.10	NO CUMPLE
		22	1.04	10.13	12.50	NO CUMPLE
		23	1.04	10.13	13.50	NO CUMPLE
		ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
	Eje Y	24	0.98	9.56	15.30	NO CUMPLE
		25	0.98	9.56	15.70	NO CUMPLE
		26	0.98	9.56	9.00	CUMPLE
		27	0.98	9.56	17.80	NO CUMPLE
		28	1.04	10.13	16.90	NO CUMPLE
		29	0.84	8.23	6.90	CUMPLE
		30	0.84	8.23	13.70	NO CUMPLE
		31	1.04	10.13	11.80	NO CUMPLE
		32	1.04	10.13	19.90	NO CUMPLE
		33	0.98	9.56	16.30	NO CUMPLE
		34	0.98	9.56	16.60	NO CUMPLE
		35	0.98	9.56	16.90	NO CUMPLE
		36	0.98	9.56	11.00	NO CUMPLE
		37	0.98	9.56	19.30	NO CUMPLE
		38	0.98	9.56	15.20	NO CUMPLE
		39	0.80	7.84	6.50	CUMPLE
		40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
		41	0.98	9.56	10.50	NO CUMPLE
		42	0.98	9.56	16.80	NO CUMPLE
		43	0.77	7.54	8.70	NO CUMPLE
		44	0.98	9.56	17.00	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 119 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – cuarto piso
– mampostería de buena calidad – modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE CUARTO PISO - MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	5.00	CUMPLE
		2	0.98	9.56	6.70	CUMPLE
		3	1.04	10.13	5.30	CUMPLE
		4	1.04	10.13	4.70	CUMPLE
		5	1.33	13.03	8.40	CUMPLE
		6	0.98	9.56	8.00	CUMPLE
		7	1.04	10.13	8.70	CUMPLE
		8	1.04	10.13	6.60	CUMPLE
		9	0.68	6.69	6.10	CUMPLE
		10	0.98	9.56	6.90	CUMPLE
		11	1.04	10.13	7.70	CUMPLE
		12	0.92	9.01	12.70	NO CUMPLE
		13	0.80	7.84	8.50	NO CUMPLE
		14	0.98	9.56	5.00	CUMPLE
		15	1.04	10.13	4.70	CUMPLE
		16	0.88	8.65	8.50	CUMPLE
		17	0.83	8.15	7.80	CUMPLE
		18	0.98	9.56	7.50	CUMPLE
		19	0.77	7.54	5.00	CUMPLE
		20	1.33	13.03	8.40	CUMPLE
		21	0.98	9.56	6.10	CUMPLE
		22	1.04	10.13	7.00	CUMPLE
		23	1.04	10.13	7.20	CUMPLE
		ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
	Eje Y	24	0.98	9.56	7.70	CUMPLE
		25	0.98	9.56	8.00	CUMPLE
		26	0.98	9.56	5.80	CUMPLE
		27	0.98	9.56	8.90	CUMPLE
		28	1.04	10.13	9.20	CUMPLE
		29	0.84	8.23	4.30	CUMPLE
		30	0.84	8.23	7.50	CUMPLE
		31	1.04	10.13	6.30	CUMPLE
		32	1.04	10.13	10.90	NO CUMPLE
		33	0.98	9.56	9.00	CUMPLE
		34	0.98	9.56	8.40	CUMPLE
		35	0.98	9.56	8.60	CUMPLE
		36	0.98	9.56	6.10	CUMPLE
		37	0.98	9.56	10.70	NO CUMPLE
		38	0.98	9.56	7.90	CUMPLE
		39	0.80	7.84	4.00	CUMPLE
		40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
		41	0.98	9.56	5.90	CUMPLE
		42	0.98	9.56	8.70	CUMPLE
		43	0.77	7.54	9.67	NO CUMPLE
		44	0.98	9.56	9.10	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Al modelar la mampostería como tipo puntal equivalente con una mediana calidad, se han obtenido los siguientes resultados; en la primera planta un 78 % de los puntales sobrepasa su resistencia, en la segunda planta fue de un 84 %, en la tercera planta un 61 % de la mampostería falla y en la cuarta planta el 98 % de la mampostería resiste las solicitaciones. Si se compara con los puntales de mampostería de buena calidad, éstos al ser más rígidos absorben una mayor cantidad de carga, por lo que fallan en mayor cantidad.

Tabla No. 120 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – primer piso
– mampostería de mediana calidad – modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE PRIMER PISO - MAMPOSTERÍA DE MEDIANA CALIDAD							
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
		1	1.33	13.03	8.40	CUMPLE	
		2	0.98	9.56	14.70	NO CUMPLE	
		3	1.04	10.13	15.20	NO CUMPLE	
		4	1.04	10.13	8.40	CUMPLE	
		5	1.02	9.94	13.10	NO CUMPLE	
		6	1.35	13.25	18.04	NO CUMPLE	
		7	0.96	9.37	18.50	NO CUMPLE	
		8	0.82	7.99	15.20	NO CUMPLE	
	Eje X	9	0.98	9.56	9.60	NO CUMPLE	
		10	1.04	10.13	15.20	NO CUMPLE	
		11	0.91	8.92	7.90	CUMPLE	
		12	0.86	8.40	15.90	NO CUMPLE	
		13	0.98	9.56	17.80	NO CUMPLE	
		14	0.77	7.54	10.80	NO CUMPLE	
		15	1.33	13.03	13.50	NO CUMPLE	
		16	0.98	9.56	10.40	NO CUMPLE	
		17	1.04	10.13	9.90	CUMPLE	
		18	1.04	10.13	11.60	NO CUMPLE	
Primer piso		ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
		19	0.98	9.56	13.70	NO CUMPLE	
		20	1.04	10.13	14.20	NO CUMPLE	
		21	0.98	9.56	13.70	NO CUMPLE	
		22	0.98	9.56	13.00	NO CUMPLE	
		23	0.87	8.48	7.40	CUMPLE	
		24	0.82	7.99	9.70	NO CUMPLE	
		25	0.98	9.56	14.80	NO CUMPLE	
		26	0.68	6.69	6.00	CUMPLE	
		Eje Y	27	0.87	8.48	13.60	NO CUMPLE
			28	0.98	9.56	15.30	NO CUMPLE
			29	0.98	9.56	8.70	CUMPLE
			30	1.04	10.13	10.30	NO CUMPLE
			31	0.98	9.56	9.50	CUMPLE
			32	0.98	9.56	15.90	NO CUMPLE
			33	0.77	7.54	11.50	NO CUMPLE
			34	0.98	9.56	15.60	NO CUMPLE
			35	1.04	10.13	16.30	NO CUMPLE
			36	0.98	9.56	15.70	NO CUMPLE
	37		0.98	9.56	15.00	NO CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 121 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – segunda planta – mampostería de mediana calidad – modelo 3

PUNTEL EQUIVALENTE SEGUNDO PISO - MAMPOSTERÍA DE MEDIANA CALIDAD							
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm	
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	8.40	CUMPLE	
		2	0.98	9.56	14.30	NO CUMPLE	
		3	1.04	10.13	9.30	CUMPLE	
		4	1.04	10.13	8.90	CUMPLE	
		5	1.33	13.03	14.60	NO CUMPLE	
		6	0.98	9.56	17.50	NO CUMPLE	
		7	1.04	10.13	17.00	NO CUMPLE	
		8	1.04	10.13	11.00	NO CUMPLE	
		9	0.68	6.69	8.70	NO CUMPLE	
		10	0.98	9.56	14.20	NO CUMPLE	
		11	1.04	10.13	18.60	NO CUMPLE	
		12	0.92	9.01	21.10	NO CUMPLE	
		13	0.80	7.84	16.30	NO CUMPLE	
		14	0.98	9.56	10.70	NO CUMPLE	
		15	1.04	10.13	9.60	CUMPLE	
		16	0.88	8.65	10.70	NO CUMPLE	
		17	0.83	8.15	17.00	NO CUMPLE	
		18	0.98	9.56	18.90	NO CUMPLE	
		19	0.77	7.54	10.90	NO CUMPLE	
		20	1.33	13.03	16.40	NO CUMPLE	
		21	0.98	9.56	12.50	NO CUMPLE	
		22	1.04	10.13	12.20	NO CUMPLE	
		23	1.04	10.13	14.00	NO CUMPLE	
			ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		Eje Y	24	0.98	9.56	15.90	NO CUMPLE
			25	0.98	9.56	16.20	NO CUMPLE
			26	0.98	9.56	8.90	CUMPLE
			27	0.98	9.56	18.50	NO CUMPLE
			28	1.04	10.13	16.80	NO CUMPLE
			29	0.84	8.23	7.40	CUMPLE
			30	0.84	8.23	14.70	NO CUMPLE
			31	1.04	10.13	11.90	NO CUMPLE
			32	1.04	10.13	19.70	NO CUMPLE
			33	0.98	9.56	16.10	NO CUMPLE
			34	0.98	9.56	17.30	NO CUMPLE
			35	0.98	9.56	17.50	NO CUMPLE
			36	0.98	9.56	10.90	NO CUMPLE
			37	0.98	9.56	19.00	NO CUMPLE
			38	0.98	9.56	15.10	NO CUMPLE
			39	0.80	7.84	8.10	NO CUMPLE
			40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
			41	0.98	9.56	9.80	NO CUMPLE
			42	0.98	9.56	17.30	NO CUMPLE
			43	0.77	7.54	10.60	NO CUMPLE
	44		0.98	9.56	18.10	NO CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 122 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – tercer piso
– mampostería de buena calidad – modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE TERCER PISO - MAMPOSTERÍA DE MEDIANA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	6.80	CUMPLE
		2	0.98	9.56	10.20	NO CUMPLE
		3	1.04	10.13	7.00	CUMPLE
		4	1.04	10.13	6.50	CUMPLE
		5	1.33	13.03	11.10	CUMPLE
		6	0.98	9.56	12.60	NO CUMPLE
		7	1.04	10.13	12.60	NO CUMPLE
		8	1.04	10.13	8.40	CUMPLE
		9	0.68	6.69	7.40	NO CUMPLE
		10	0.98	9.56	11.00	NO CUMPLE
		11	1.04	10.13	13.40	NO CUMPLE
		12	0.92	9.01	16.60	NO CUMPLE
		13	0.80	7.84	12.50	NO CUMPLE
		14	0.98	9.56	7.80	CUMPLE
		15	1.04	10.13	7.10	CUMPLE
		16	0.88	8.65	9.30	NO CUMPLE
		17	0.83	8.15	13.10	NO CUMPLE
		18	0.98	9.56	13.80	NO CUMPLE
		19	0.77	7.54	8.40	NO CUMPLE
		20	1.33	13.03	12.30	CUMPLE
		21	0.98	9.56	9.20	CUMPLE
		22	1.04	10.13	9.30	CUMPLE
		23	1.04	10.13	10.50	NO CUMPLE
		ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
	Eje Y	24	0.98	9.56	11.70	NO CUMPLE
		25	0.98	9.56	12.00	NO CUMPLE
		26	0.98	9.56	6.70	CUMPLE
		27	0.98	9.56	13.70	NO CUMPLE
		28	1.04	10.13	12.70	NO CUMPLE
		29	0.84	8.23	5.70	CUMPLE
		30	0.84	8.23	11.30	NO CUMPLE
		31	1.04	10.13	8.90	CUMPLE
		32	1.04	10.13	15.00	NO CUMPLE
		33	0.98	9.56	12.10	NO CUMPLE
		34	0.98	9.56	12.80	NO CUMPLE
		35	0.98	9.56	13.00	NO CUMPLE
		36	0.98	9.56	8.20	CUMPLE
		37	0.98	9.56	14.40	NO CUMPLE
		38	0.98	9.56	11.50	NO CUMPLE
		39	0.80	7.84	6.60	CUMPLE
		40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
		41	0.98	9.56	7.70	CUMPLE
		42	0.98	9.56	12.90	NO CUMPLE
		43	0.77	7.54	8.00	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 123 Resistencia del puntal equivalente ante acciones sísmicas – cuarto piso
– mampostería de mediana calidad – modelo 3

PUNTAL EQUIVALENTE TERCER PISO - MAMPOSTERÍA DE MEDIANA CALIDAD						
Piso	Dirección	ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
Segundo piso	Eje X	1	1.20	11.76	3.90	CUMPLE
		2	0.98	9.56	5.40	CUMPLE
		3	1.04	10.13	3.90	CUMPLE
		4	1.04	10.13	3.60	CUMPLE
		5	1.33	13.03	6.30	CUMPLE
		6	0.98	9.56	6.50	CUMPLE
		7	1.04	10.13	6.80	CUMPLE
		8	1.04	10.13	4.70	CUMPLE
		9	0.68	6.69	4.40	CUMPLE
		10	0.98	9.56	5.70	CUMPLE
		11	1.04	10.13	6.80	CUMPLE
		12	0.92	9.01	9.60	NO CUMPLE
		13	0.80	7.84	7.00	CUMPLE
		14	0.98	9.56	4.00	CUMPLE
		15	1.04	10.13	3.70	CUMPLE
		16	0.88	8.65	6.10	CUMPLE
		17	0.83	8.15	6.90	CUMPLE
		18	0.98	9.56	6.80	CUMPLE
		19	0.77	7.54	4.50	CUMPLE
		20	1.33	13.03	6.60	CUMPLE
		21	0.98	9.56	4.80	CUMPLE
		22	1.04	10.13	5.20	CUMPLE
		23	1.04	10.13	5.60	CUMPLE
		ID	ancho puntal (m)	Resistencia puntal Pm (T)	Pu(T)	Pu<Pm
		24	0.98	9.56	6.10	CUMPLE
		25	0.98	9.56	6.30	CUMPLE
		26	0.98	9.56	3.60	CUMPLE
		27	0.98	9.56	7.10	CUMPLE
		28	1.04	10.13	6.90	CUMPLE
		29	0.84	8.23	3.20	CUMPLE
		30	0.84	8.23	6.20	CUMPLE
		31	1.04	10.13	4.80	CUMPLE
		32	1.04	10.13	8.20	CUMPLE
		33	0.98	9.56	6.70	CUMPLE
		34	0.98	9.56	6.80	CUMPLE
		35	0.98	9.56	6.90	CUMPLE
		36	0.98	9.56	4.50	CUMPLE
		37	0.98	9.56	7.90	CUMPLE
		38	0.98	9.56	6.10	CUMPLE
		39	0.80	7.84	4.00	CUMPLE
		40	0.69	0.00	0.00	CUMPLE
		41	0.98	9.56	4.30	CUMPLE
		42	0.98	9.56	6.80	CUMPLE
		43	0.77	7.54	4.03	CUMPLE
		44	0.98	9.56	7.10	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Mampostería modelada como tipo “Shell”

Al implementar a la mampostería de buena calidad, modelados como elementos tipo “Shell”, con la finalidad de encontrar los esfuerzos de cortante se obtuvieron los resultados que se ilustran a continuación; en las tablas se pueden hallar los datos utilizados para calcular la relación M/Vd necesaria para conocer la resistencia del muro a cortante, así como su resistencia reducida. Las acciones se obtuvieron del programa ETABS.

Al modelar la mampostería de buena calidad como elementos tipo Shell, el 100 % de muros de la primera planta fallan a cortante al igual que en la segunda planta, en la tercera planta falla el 98 % de la mampostería y en el último piso el 75 % de la mampostería sobrepasa su resistencia, como se puede evidenciar a continuación.

Tabla No. 124 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 3
– mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA PRIMER PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Eje X		1	4.60	3.68	25.80	20.2	0.35	15.99	9.60	NO CUMPLE
		2	2.90	2.32	7.40	31.4	0.10	10.91	6.54	NO CUMPLE
		3	3.20	2.56	11.40	23.4	0.19	12.04	7.22	NO CUMPLE
		4	3.20	2.56	12.60	14.6	0.34	11.20	6.72	NO CUMPLE
		5	3.20	2.56	5.70	19.3	0.12	12.04	7.22	NO CUMPLE
		6	4.80	3.84	25.70	29.9	0.22	18.05	10.83	NO CUMPLE
		7	2.70	2.16	37.30	26.9	0.64	7.44	4.46	NO CUMPLE
		8	2.00	1.6	7.50	7.7	0.61	5.67	3.40	NO CUMPLE
		9	2.90	2.32	11.10	20.7	0.23	10.91	6.54	NO CUMPLE
		10	3.20	2.56	9.40	18.8	0.20	12.04	7.22	NO CUMPLE
		11	2.50	2	10.50	16.6	0.32	8.88	5.33	NO CUMPLE
		12	2.20	1.76	6.30	23.1	0.15	8.27	4.96	NO CUMPLE
		13	2.90	2.32	21.80	25.9	0.36	9.97	5.98	NO CUMPLE
		14	1.80	1.44	4.80	4.3	0.78	4.37	2.62	NO CUMPLE
		15	4.60	3.68	16.50	29.4	0.15	17.30	10.38	NO CUMPLE
		16	2.90	2.32	6.40	15.2	0.18	10.91	6.54	NO CUMPLE
		17	3.20	2.56	10.60	15.9	0.26	11.80	7.08	NO CUMPLE
		18	3.20	2.56	8.50	20.7	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE
Primer piso	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		19	2.90	2.32	7.30	22.50	0.14	10.91	6.54	NO CUMPLE
		20	2.90	2.32	8.60	25.30	0.15	10.91	6.54	NO CUMPLE
		21	2.90	2.32	7.90	23.20	0.15	10.91	6.54	NO CUMPLE
		22	2.90	2.32	7.30	22.70	0.14	10.91	6.54	NO CUMPLE
		23	2.40	1.92	6.20	4.00	0.81	5.64	3.39	NO CUMPLE
		24	2.10	1.68	8.70	10.00	0.52	6.42	3.85	NO CUMPLE
		25	2.90	2.32	7.30	24.10	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE
		26	1.10	0.88	2.40	7.50	0.36	3.78	2.27	NO CUMPLE
		27	2.40	1.92	11.90	13.20	0.47	7.63	4.58	NO CUMPLE
		28	2.90	2.32	7.70	25.60	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE
		29	2.90	2.32	8.60	14.90	0.25	10.91	6.54	NO CUMPLE
		30	2.20	1.76	8.70	17.50	0.28	8.00	4.80	NO CUMPLE
		31	2.90	2.32	8.70	18.90	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE
		32	2.90	2.32	9.90	25.60	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
		33	1.80	1.44	8.60	7.30	0.82	4.19	2.51	NO CUMPLE
		34	2.90	2.32	8.50	27.20	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE
		35	2.20	1.76	10.60	30.80	0.20	8.27	4.96	NO CUMPLE
		36	2.90	2.32	9.50	28.20	0.15	10.91	6.54	NO CUMPLE
37	2.90	2.32	8.60	27.50	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 125 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo
3 – mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA SEGUNDO PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Segundo piso	Eje X	1	4.60	3.68	6.80	13.1	0.14	17.30	10.38	NO CUMPLE
		2	2.90	2.32	11.50	20.4	0.24	10.91	6.54	NO CUMPLE
		3	3.20	2.56	5.70	15.1	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE
		4	3.20	2.56	6.10	13.5	0.18	12.04	7.22	NO CUMPLE
		5	4.60	3.68	13.50	27.1	0.14	17.30	10.38	NO CUMPLE
		6	2.90	2.32	12.20	26	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE
		7	3.20	2.56	12.80	29	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE
		8	3.20	2.56	7.10	16.8	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE
		9	1.10	0.88	1.70	6.7	0.29	3.98	2.39	NO CUMPLE
		10	2.90	2.32	4.30	15.5	0.12	10.91	6.54	NO CUMPLE
		11	3.20	2.56	17.70	24.3	0.28	11.61	6.97	NO CUMPLE
		12	2.70	2.16	28.70	24.3	0.55	8.07	4.84	NO CUMPLE
		13	2.00	1.6	7.30	7.1	0.64	5.51	3.31	NO CUMPLE
		14	2.90	2.32	10.50	15.2	0.30	10.43	6.26	NO CUMPLE
		15	3.20	2.56	6.80	13.9	0.19	12.04	7.22	NO CUMPLE
		16	2.50	2	8.60	12.7	0.34	8.74	5.25	NO CUMPLE
		17	2.20	1.76	5.80	19.6	0.17	8.27	4.96	NO CUMPLE
		18	2.90	2.32	16.50	22.8	0.31	10.33	6.20	NO CUMPLE
		19	1.80	1.44	3.50	3.7	0.66	4.89	2.94	NO CUMPLE
		20	4.60	3.68	17.40	31.3	0.15	17.30	10.38	NO CUMPLE
		21	2.90	2.32	5.60	19.3	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE
		22	2.90	2.32	5.90	20.5	0.12	10.91	6.54	NO CUMPLE
		23	3.20	2.56	12.40	23.9	0.20	12.04	7.22	NO CUMPLE
Segundo piso	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		24	2.90	2.32	9.10	20	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE
		25	2.90	2.32	11.30	20.7	0.24	10.91	6.54	NO CUMPLE
		26	2.90	2.32	9.80	13.5	0.31	10.32	6.19	NO CUMPLE
		27	2.90	2.32	10.90	24.6	0.19	10.91	6.54	NO CUMPLE
		28	3.20	2.56	9.30	23.4	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE
		29	2.25	1.80	8.20	3.2	1.42	4.23	2.54	NO CUMPLE
		30	2.25	1.80	5.00	13.5	0.21	8.46	5.08	NO CUMPLE
		31	3.20	2.56	4.10	14	0.11	12.04	7.22	NO CUMPLE
		32	3.20	2.56	11.20	29.1	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE
		33	2.90	2.32	7.90	21.4	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		34	2.90	2.32	9.00	20.8	0.19	10.91	6.54	NO CUMPLE
		35	2.90	2.32	9.20	21.7	0.18	10.91	6.54	NO CUMPLE
		36	2.90	2.32	7.90	16.6	0.21	10.91	6.54	NO CUMPLE
		37	2.90	2.32	10.10	26.6	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		38	2.90	2.32	8.90	19.5	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE
		39	2.00	1.60	6.00	8.3	0.45	6.44	3.86	NO CUMPLE
		40	1.10	0.88	2.00	6.2	0.37	3.77	2.26	NO CUMPLE
		41	2.90	2.32	4.40	11.9	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		42	2.90	2.32	10.20	22.3	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE
		43	1.80	1.44	4.40	5.1	0.60	5.15	3.09	NO CUMPLE
		44	2.90	2.32	10.80	24.1	0.19	10.91	6.54	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 126 Verificación a corte en mampostería tipo Shell tercer piso – Modelo 3 –
mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA TERCER PISO											
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm	
		1	4.60	3.68	5.20	10.7	0.13	17.30	10.38	NO CUMPLE	
		2	2.90	2.32	6.60	14.1	0.20	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		3	3.20	2.56	5.10	11.8	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		4	3.20	2.56	5.00	10.1	0.19	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		5	4.60	3.68	9.40	20.1	0.13	17.30	10.38	NO CUMPLE	
		6	2.90	2.32	7.50	18.9	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		7	3.20	2.56	8.90	21.1	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		8	3.20	2.56	3.20	13.3	0.09	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		9	1.10	0.88	1.30	5	0.30	3.96	2.38	NO CUMPLE	
		10	2.90	2.32	2.80	10.9	0.11	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		11	3.20	2.56	12.60	17.2	0.29	11.60	6.96	NO CUMPLE	
	Eje X	12	2.70	2.16	24.30	19.5	0.58	7.87	4.72	NO CUMPLE	
		13	2.00	1.6	6.30	5.7	0.69	5.27	3.16	NO CUMPLE	
		14	2.90	2.32	7.30	10.7	0.29	10.46	6.27	NO CUMPLE	
		15	3.20	2.56	4.40	10.2	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		16	2.50	2	7.10	9.3	0.38	8.48	5.09	NO CUMPLE	
		17	2.20	1.76	3.80	13.7	0.16	8.27	4.96	NO CUMPLE	
		18	2.90	2.32	12.50	16.5	0.33	10.23	6.14	NO CUMPLE	
		19	1.80	1.44	2.90	2.9	0.69	4.73	2.84	NO CUMPLE	
		20	4.60	3.68	11.30	23.5	0.13	17.30	10.38	NO CUMPLE	
		21	2.90	2.32	4.60	15.1	0.13	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		22	2.90	2.32	5.40	17	0.14	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		23	3.20	2.56	8.10	18.1	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm	
Segundo piso		24	2.90	2.32	5.90	15	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		25	2.90	2.32	6.60	15.2	0.19	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		26	2.90	2.32	5.60	4.7	0.51	8.90	5.34	CUMPLE	
		27	2.90	2.32	7.30	18.5	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		28	3.20	2.56	7.20	18.5	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		29	2.25	1.80	9.40	4.2	1.24	4.23	2.54	NO CUMPLE	
		30	2.25	1.80	4.40	10.9	0.22	8.46	5.08	NO CUMPLE	
		31	3.20	2.56	4.10	10.4	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		32	3.20	2.56	9.00	23.1	0.15	12.04	7.22	NO CUMPLE	
		33	2.90	2.32	6.80	17.2	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE	
		Eje Y	34	2.90	2.32	6.30	15.5	0.18	10.91	6.54	NO CUMPLE
			35	2.90	2.32	6.20	16	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
			36	2.90	2.32	6.30	12.7	0.21	10.91	6.54	NO CUMPLE
			37	2.90	2.32	8.00	21	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
			38	2.90	2.32	5.70	14.6	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
			39	2.00	1.60	5.20	6.4	0.51	6.17	3.70	NO CUMPLE
			40	1.10	0.88	1.54	4.7	0.37	3.76	2.25	NO CUMPLE
			41	2.90	2.32	3.80	9.3	0.18	10.91	6.54	NO CUMPLE
			42	2.90	2.32	5.90	16.4	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
			43	1.80	1.44	3.70	3.7	0.69	4.73	2.84	NO CUMPLE
			44	2.90	2.32	7.10	17.7	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 127 Verificación a corte en mampostería tipo Shell cuarto piso – Modelo
3- mampostería de buena calidad

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN MAMPOSTERÍA CUARTO PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		1	4.60	3.68	3.00	7	0.12	17.30	10.38	CUMPLE
		2	2.90	2.32	3.10	6.5	0.21	10.91	6.54	CUMPLE
		3	3.20	2.56	2.70	7.4	0.14	12.04	7.22	NO CUMPLE
		4	3.20	2.56	2.80	6.2	0.18	12.04	7.22	CUMPLE
		5	4.60	3.68	7.80	12	0.18	17.30	10.38	NO CUMPLE
		6	2.90	2.32	4.10	9.8	0.18	10.91	6.54	NO CUMPLE
		7	3.20	2.56	4.90	11.5	0.17	12.04	7.22	NO CUMPLE
		8	3.20	2.56	2.60	7.8	0.13	12.04	7.22	NO CUMPLE
		9	1.10	0.88	0.70	2.8	0.28	3.99	2.40	NO CUMPLE
		10	2.90	2.32	1.20	5.3	0.10	10.91	6.54	CUMPLE
		11	3.20	2.56	7.00	8.3	0.33	11.26	6.76	NO CUMPLE
	Eje X	12	2.70	2.16	16.00	12.2	0.61	7.67	4.60	NO CUMPLE
		13	2.00	1.6	4.00	3.7	0.68	5.35	3.21	NO CUMPLE
		14	2.90	2.32	3.60	5.1	0.30	10.39	6.23	CUMPLE
		15	3.20	2.56	2.10	5.1	0.16	12.04	7.22	CUMPLE
		16	2.50	2	4.60	4.7	0.49	7.82	4.69	NO CUMPLE
		17	2.20	1.76	2.10	6.6	0.18	8.27	4.96	NO CUMPLE
		18	2.90	2.32	7.30	7.7	0.41	9.65	5.79	NO CUMPLE
		19	1.80	1.44	1.90	1.8	0.73	4.56	2.74	CUMPLE
		20	4.60	3.68	5.50	12.4	0.12	17.30	10.38	NO CUMPLE
		21	2.90	2.32	3.00	8.6	0.15	10.91	6.54	NO CUMPLE
Segundo piso		22	2.90	2.32	3.40	10.7	0.14	10.91	6.54	NO CUMPLE
		23	3.20	2.56	4.40	9.7	0.18	12.04	7.22	NO CUMPLE
		ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		24	2.90	2.32	3.10	8	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
		25	2.90	2.32	2.90	7.8	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		26	2.90	2.32	2.70	4.2	0.28	10.58	6.35	CUMPLE
		27	2.90	2.32	3.60	9.6	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		28	3.20	2.56	4.40	10.9	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE
		29	2.25	1.80	9.70	4.5	1.20	4.23	2.54	NO CUMPLE
		30	2.25	1.80	2.60	6.5	0.22	8.46	5.08	NO CUMPLE
	Eje Y	31	3.20	2.56	2.80	5.7	0.19	12.04	7.22	CUMPLE
		32	3.20	2.56	5.60	13.5	0.16	12.04	7.22	NO CUMPLE
		33	2.90	2.32	4.70	10.4	0.19	10.91	6.54	NO CUMPLE
		34	2.90	2.32	3.20	8	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
		35	2.90	2.32	3.00	8.1	0.16	10.91	6.54	NO CUMPLE
		36	2.90	2.32	4.00	7.3	0.24	10.91	6.54	NO CUMPLE
		37	2.90	2.32	4.90	12.3	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
		38	2.90	2.32	2.90	7.5	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE
		39	2.00	1.60	3.20	3.6	0.56	5.93	3.56	NO CUMPLE
		40	1.10	0.88	0.80	2.8	0.32	3.88	2.33	NO CUMPLE
		41	2.90	2.32	2.80	5.3	0.23	10.91	6.54	CUMPLE
		42	2.90	2.32	2.70	8.4	0.14	10.91	6.54	NO CUMPLE
		43	1.80	1.44	1.80	1.6	0.78	4.35	2.61	CUMPLE
		44	2.90	2.32	3.40	8.7	0.17	10.91	6.54	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Al modelar la mampostería de mediana calidad como elementos tipo Shell en la estructura, se ha podido evidenciar que ante la ocurrencia de un sismo de diseño en la primera planta falla el 100 % de la mampostería por esfuerzos a cortante, en la segunda planta falla el 98 %, en la tercera planta el 93 % y en la última planta falla el 66 %. Al tener menor rigidez la mampostería de mediana calidad, los esfuerzos que absorbe son menores a la mampostería de buena calidad.

Tabla No. 128 Verificación a corte en mampostería tipo Shell primer piso – Modelo 3
– mampostería de mediana calidad.

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN MAMPOSTERÍA PRIMER PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Eje X		1	4.70	3.76	19.20	15.7	0.33	16.59	9.95	NO CUMPLE
		2	3.00	2.4	5.30	25.9	0.09	11.28	6.77	NO CUMPLE
		3	3.30	2.64	8.70	19	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		4	3.30	2.64	9.60	11.5	0.32	11.72	7.03	NO CUMPLE
		5	3.20	2.56	4.40	15.5	0.11	12.04	7.22	NO CUMPLE
		6	4.80	3.84	19.60	24.1	0.21	18.05	10.83	NO CUMPLE
		7	2.90	2.32	32.00	22.2	0.62	8.14	4.88	NO CUMPLE
		8	2.10	1.68	6.20	6.3	0.59	6.08	3.65	NO CUMPLE
		9	3.00	2.4	8.70	17.3	0.21	11.28	6.77	NO CUMPLE
		10	3.30	2.64	7.10	16.2	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		11	2.65	2.12	8.60	14.1	0.29	9.60	5.76	NO CUMPLE
		12	2.35	1.88	5.10	18.9	0.14	8.84	5.30	NO CUMPLE
		13	3.00	2.4	16.90	21.3	0.33	10.55	6.33	NO CUMPLE
		14	1.80	1.44	3.90	3.5	0.77	4.38	2.63	NO CUMPLE
		15	4.70	3.76	11.90	24.5	0.13	17.68	10.61	NO CUMPLE
		16	3.00	2.4	5.30	12.4	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		17	3.30	2.64	8.00	13	0.23	12.41	7.45	NO CUMPLE
		18	3.30	2.64	6.30	17.2	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE
Primer piso		ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		19	3.00	2.40	6.80	19.50	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		20	3.30	2.64	8.20	21.40	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		21	3.00	2.40	7.00	19.70	0.15	11.28	6.77	NO CUMPLE
		22	3.00	2.40	6.50	19.70	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		23	2.40	1.92	4.80	4.10	0.61	6.80	4.08	NO CUMPLE
		24	2.10	1.68	7.10	8.50	0.50	6.53	3.92	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	6.60	20.70	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	1.10	0.88	2.00	6.40	0.36	3.80	2.28	NO CUMPLE
		27	2.40	1.92	9.60	11.20	0.45	7.76	4.66	NO CUMPLE
		28	3.00	2.40	6.70	22.00	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		29	3.00	2.40	6.80	12.90	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE
		30	3.30	2.64	7.20	15.10	0.18	12.41	7.45	NO CUMPLE
		31	3.00	2.40	7.30	15.90	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE
		32	3.00	2.40	6.80	22.60	0.13	11.28	6.77	NO CUMPLE
		33	1.80	1.44	7.10	6.50	0.76	4.45	2.67	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	8.10	23.60	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.30	2.64	10.10	25.90	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	9.10	23.80	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
	37	3.00	2.40	7.90	23.70	0.14	11.28	6.77	NO CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 129 Verificación a corte en mampostería tipo Shell segundo piso – Modelo
3 – mampostería de mediana calidad

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN MAMPOSTERÍA SEGUNDO PISO											
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm	
Segundo piso	Eje X	1	4.70	3.76	5.90	12.2	0.13	17.68	10.61	NO CUMPLE	
		2	3.00	2.4	10.50	19.5	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		3	3.30	2.64	5.10	13.5	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		4	3.30	2.64	5.20	12.4	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		5	4.70	3.76	10.20	23.6	0.11	17.68	10.61	NO CUMPLE	
		6	3.00	2.4	10.50	22.8	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		7	3.30	2.64	11.25	25	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		8	3.30	2.64	5.80	15.2	0.14	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		9	1.10	0.88	1.70	6.2	0.31	3.92	2.35	NO CUMPLE	
		10	3.00	2.4	3.90	13.8	0.12	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		11	3.30	2.64	16.00	21.8	0.28	12.03	7.22	NO CUMPLE	
		12	2.70	2.16	26.60	22.5	0.55	8.07	4.84	NO CUMPLE	
		13	2.00	1.6	6.70	6.4	0.65	5.45	3.27	NO CUMPLE	
		14	3.00	2.4	9.70	13.9	0.29	10.84	6.51	NO CUMPLE	
		15	3.30	2.64	7.00	13.2	0.20	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		16	2.50	2	8.60	13	0.33	8.79	5.27	NO CUMPLE	
		17	2.20	1.76	4.90	18.2	0.15	8.27	4.96	NO CUMPLE	
		18	3.00	2.4	14.90	20.5	0.30	10.75	6.45	NO CUMPLE	
		19	1.80	1.44	3.30	3.4	0.67	4.82	2.89	NO CUMPLE	
		20	4.70	3.76	16.90	28.8	0.16	17.68	10.61	NO CUMPLE	
		21	3.00	2.4	4.80	17.8	0.11	11.28	6.77	NO CUMPLE	
		22	3.30	2.64	5.00	18.5	0.10	12.41	7.45	NO CUMPLE	
		23	3.30	2.64	11.60	22.2	0.20	12.41	7.45	NO CUMPLE	
	24	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
	24		3.00	2.40	8.30	17.9	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	25		3.00	2.40	9.90	18.6	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	26		3.00	2.40	8.80	12.3	0.30	10.79	6.47	NO CUMPLE	
	27		3.00	2.40	10.10	22.1	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	28		3.30	2.64	8.60	20.3	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE	
	29		2.25	1.80	4.20	3.6	0.65	6.17	3.70	CUMPLE	
	30		2.25	1.80	5.00	12.5	0.22	8.46	5.08	NO CUMPLE	
	31		3.30	2.64	4.30	12.6	0.13	12.41	7.45	NO CUMPLE	
	32		3.30	2.64	10.40	25.3	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE	
	33		3.00	2.40	7.40	18.6	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	34		3.00	2.40	8.00	18.6	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	35		3.00	2.40	8.20	19.5	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	36		3.00	2.40	7.50	14.5	0.22	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	37		3.00	2.40	9.30	23.1	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	38		3.00	2.40	8.20	17.6	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	39		2.00	1.60	5.70	7.6	0.47	6.36	3.82	NO CUMPLE	
	40		1.10	0.88	1.80	5.5	0.37	3.76	2.25	NO CUMPLE	
	41		3.00	2.40	4.20	10.6	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	42		3.00	2.40	9.20	20.3	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE	
	43		1.80	1.44	4.80	5.4	0.62	5.07	3.04	NO CUMPLE	
44	3.00	2.40	10.00	21.7	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE			

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 130 Verificación a corte en mampostería tipo Shell tercer piso – Modelo 3 –
mampostería de mediana calidad

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN MAMPOSTERÍA TERCER PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Segundo piso	Eje X	1	4.70	3.76	4.50	9.6	0.12	17.68	10.61	CUMPLE
		2	3.00	2.4	6.50	13.9	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE
		3	3.30	2.64	4.20	10.4	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		4	3.30	2.64	4.20	9.2	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		5	4.70	3.76	7.50	17.6	0.11	17.68	10.61	NO CUMPLE
		6	3.00	2.4	6.90	16.7	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		7	3.30	2.64	8.00	18.5	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE
		8	3.30	2.64	3.20	11	0.11	12.41	7.45	NO CUMPLE
		9	1.10	0.88	1.30	4.7	0.31	3.91	2.35	NO CUMPLE
		10	3.00	2.4	2.60	9.8	0.11	11.28	6.77	NO CUMPLE
		11	3.30	2.64	11.60	15.5	0.28	11.99	7.19	NO CUMPLE
		12	2.70	2.16	22.30	17.8	0.58	7.85	4.71	NO CUMPLE
		13	2.00	1.6	5.50	5.1	0.67	5.35	3.21	NO CUMPLE
		14	3.00	2.4	6.90	9.7	0.30	10.80	6.48	NO CUMPLE
		15	3.30	2.64	4.70	9.5	0.19	12.41	7.45	NO CUMPLE
		16	2.50	2	7.00	8.8	0.40	8.38	5.03	NO CUMPLE
		17	2.20	1.76	3.50	13.1	0.15	8.27	4.96	NO CUMPLE
		18	3.00	2.4	11.30	14.9	0.32	10.66	6.39	NO CUMPLE
		19	1.80	1.44	2.60	2.6	0.69	4.73	2.84	CUMPLE
		20	4.70	3.76	11.60	21.6	0.14	17.68	10.61	NO CUMPLE
		21	3.00	2.4	4.00	23.9	0.07	11.28	6.77	NO CUMPLE
22	3.30	2.64	4.40	15	0.11	12.41	7.45	NO CUMPLE		
23	3.30	2.64	8.00	16.8	0.18	12.41	7.45	NO CUMPLE		
Segundo piso	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		24	3.00	2.40	5.70	13.6	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	6.10	14.1	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	3.00	2.40	5.50	8.2	0.28	10.93	6.56	NO CUMPLE
		27	3.00	2.40	7.10	16.7	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		28	3.30	2.64	6.70	15.9	0.16	12.41	7.45	NO CUMPLE
		29	2.25	1.80	3.20	2.8	0.63	6.24	3.74	CUMPLE
		30	2.25	1.80	4.30	9.9	0.24	8.46	5.08	NO CUMPLE
		31	3.30	2.64	3.20	10.4	0.12	12.41	7.45	NO CUMPLE
		32	3.30	2.64	9.20	23.1	0.15	12.41	7.45	NO CUMPLE
		33	3.00	2.40	8.40	19.80	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	6.20	14.80	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.00	2.40	5.80	14.00	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	5.90	14.50	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		37	3.00	2.40	7.40	18.10	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		38	3.00	2.40	5.60	13.20	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		39	2.00	1.60	4.80	5.80	0.52	6.12	3.67	NO CUMPLE
		40	1.10	0.88	1.40	4.30	0.37	3.76	2.26	NO CUMPLE
		41	3.00	2.40	3.50	8.00	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		42	3.00	2.40	5.90	15.10	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		43	1.80	1.44	3.90	3.90	0.69	4.73	2.84	NO CUMPLE
44	3.00	2.40	7.00	16.20	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE		

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 131 Verificación a corte en mampostería tipo Shell cuarto piso – Modelo 3
– mampostería de mediana calidad

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN MAMPOSTERÍA CUARTO PISO										
Piso	Dirección	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
Segundo piso	Eje X	1	4.70	3.76	2.50	6.1	0.11	17.68	10.61	CUMPLE
		2	3.00	2.4	3.30	7	0.20	11.28	6.77	NO CUMPLE
		3	3.30	2.64	2.40	6.4	0.14	12.41	7.45	CUMPLE
		4	3.30	2.64	2.40	5.5	0.17	12.41	7.45	CUMPLE
		5	4.70	3.76	6.30	10.4	0.16	17.68	10.61	CUMPLE
		6	3.00	2.4	3.90	9	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		7	3.30	2.64	4.50	10.2	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		8	3.30	2.64	2.40	6.1	0.15	12.41	7.45	CUMPLE
		9	1.10	0.88	0.70	2.7	0.29	3.97	2.38	NO CUMPLE
		10	3.00	2.4	1.40	4.9	0.12	11.28	6.77	CUMPLE
		11	3.30	2.64	6.30	7.7	0.31	11.77	7.06	NO CUMPLE
		12	2.70	2.16	14.70	11.1	0.61	7.63	4.58	NO CUMPLE
		13	2.00	1.6	3.50	3.2	0.68	5.31	3.18	NO CUMPLE
		14	3.00	2.4	3.50	4.9	0.30	10.79	6.48	CUMPLE
		15	3.30	2.64	2.60	4.5	0.22	12.41	7.45	CUMPLE
		16	2.50	2	4.60	5.2	0.44	8.11	4.87	NO CUMPLE
		17	2.20	1.76	2.20	6.9	0.18	8.27	4.96	NO CUMPLE
		18	3.00	2.4	6.50	7.7	0.35	10.40	6.24	NO CUMPLE
		19	1.80	1.44	1.60	1.5	0.74	4.53	2.72	CUMPLE
		20	4.70	3.76	6.10	11.7	0.14	17.68	10.61	NO CUMPLE
		21	3.00	2.4	2.10	7.9	0.11	11.28	6.77	NO CUMPLE
		22	3.30	2.64	2.40	9.2	0.10	12.41	7.45	NO CUMPLE
		23	3.30	2.64	4.50	9.1	0.19	12.41	7.45	NO CUMPLE
Segundo piso	Eje Y	ID	L (m)	d (cm)	M (T)	Vu(T)	M/Vd	Vm (T)	ΦVm (T)	Vu< ΦVm
		24	3.00	2.40	3.20	7.4	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		25	3.00	2.40	3.10	7.6	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		26	3.00	2.40	2.80	4.1	0.28	10.89	6.53	CUMPLE
		27	3.00	2.40	3.80	8.9	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		28	3.30	2.64	4.20	9.3	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		29	2.25	1.80	8.30	3.7	1.25	4.23	2.54	NO CUMPLE
		30	2.25	1.80	2.70	5.9	0.25	8.33	5.00	NO CUMPLE
		31	3.30	2.64	2.60	5.2	0.19	12.41	7.45	CUMPLE
		32	3.30	2.64	5.20	11.5	0.17	12.41	7.45	NO CUMPLE
		33	3.00	2.40	4.10	8.8	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE
		34	3.00	2.40	2.00	7.4	0.11	11.28	6.77	NO CUMPLE
		35	3.00	2.40	3.10	7.6	0.17	11.28	6.77	NO CUMPLE
		36	3.00	2.40	3.60	6	0.25	11.28	6.77	CUMPLE
		37	3.00	2.40	5.20	11.5	0.19	11.28	6.77	NO CUMPLE
		38	3.00	2.40	3.00	7	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE
		39	2.00	1.60	3.00	3.2	0.59	5.79	3.47	CUMPLE
		40	1.10	0.88	0.80	2.6	0.35	3.82	2.29	NO CUMPLE
		41	3.00	2.40	2.50	4.5	0.23	11.28	6.77	CUMPLE
		42	3.00	2.40	3.00	7.9	0.16	11.28	6.77	NO CUMPLE
		43	1.80	1.44	2.00	1.9	0.73	4.57	2.74	CUMPLE
		44	3.00	2.40	3.60	8.3	0.18	11.28	6.77	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Chequeo de formación de piso blando.

A continuación, se presentará el chequeo de la existencia de piso blando en el modelo número tres en base a las normas presentadas con antelación en este documento.

En primer lugar, se realizará el chequeo de la existencia de piso blando en la estructura al tomar en cuenta toda la mampostería presente en la estructura, se ha utilizado la mampostería de buena calidad para este chequeo.

Tabla No. 132 Comprobación piso blando NEC15-IBC USA- Modelo 3 sin retirar mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	1.20	128.75	90.12	
Piso 3	317.3	3.12	101.70	71.19	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	4.28	99.50	69.65	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.80	171.47		SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	1.20	128.75	90.13	
Piso 3	317.3	2.90	109.41	76.59	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	3.80	112.06	78.44	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.60	184.66		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 133 Comprobación piso blando Perú E.30-2016- Modelo 3 sin retirar mampostería de buena calidad

h entrepiso(m)=	COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016				PISO BLANDO	PISO BLANDO
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
	2.5					
Piso 4	1.20	1.20	1.68	1.68		
Piso 3	3.12	2.90	4.37	4.06	PISO BLANDO	PISO BLANDO
Piso 2	4.28	3.80	5.99	5.32	NO HAY PISO BLANDO	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	2.80	2.60	3.92	3.64	NO HAY PISO BLANDO	NO HAY PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 134 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 3 sin retirar
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	1.20	128.75	193.13	
Piso 3	317.3	3.12	101.70	152.55	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	4.28	99.50	149.24	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.80	171.47	257.21	SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	1.20	128.75	193.13	
Piso 3	317.3	2.90	109.41	164.12	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	3.80	112.06	168.09	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.60	184.66	276.99	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en las tablas 132, 133 y 134, al considerar a la mampostería para la comprobación del piso blando, se puede apreciar que en los pisos inferiores no existe la patología de piso blando por norma.

En las tablas de continuación se presenta los resultados del chequeo para piso blando en la estructura una vez se ha retirado la mampostería de buena calidad que se ha calculado fallará a cortante con antelación.

Tabla No. 135 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 3 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	1.10	140.45	98.32	
Piso 3	317.3	3.20	99.16	69.41	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	4.40	96.78	67.75	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.80	171.47		SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	1.15	134.35	94.04	
Piso 3	317.3	2.55	124.43	87.10	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	3.85	110.61	77.43	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.55	188.28		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 136 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando
mampostería de buena calidad

h entrepiso(m)= 2.5		COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016				PISO BLANDO	PISO BLANDO
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1	
Piso 4	1.10	1.15	1.54	1.61			
Piso 3	3.20	2.55	4.48	3.57			PISO BLANDO
Piso 2	4.40	3.85	6.16	5.39	NO HAY PISO BLANDO		PISO BLANDO
Piso 1	2.80	2.55			NO HAY PISO BLANDO		NO HAY PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 137 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando
mampostería de buena calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	1.10	140.45	210.68	
Piso 3	317.3	3.20	99.16	148.73	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	4.40	96.78	145.17	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.80	171.47	257.21	SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	1.15	134.35	201.52	
Piso 3	317.3	2.55	124.43	186.65	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	3.85	110.61	165.91	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	2.55	188.28	282.42	SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Al retirar la mampostería de buena calidad del modelo, se puede apreciar que no se produce el piso blando en los pisos inferiores, pero esto es debido a que el método no toma en cuenta el ciclo de falla de la mampostería; sin embargo, por definición se sabe que al tener diferencia de rigideces entre pisos adyacentes se va a formar el piso blando, por lo que si se formará esta patología en esta estructura.

Los resultados obtenidos al retirar la mampostería de mediana calidad del modelo tres, se presentan a continuación.

Tabla No. 138 Comprobación piso blando NEC15 – IBC USA – Modelo 3 retirando mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	0.14	1103.57	772.50	
Piso 3	317.3	0.24	1322.08	925.46	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	0.29	1468.41	1027.89	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	0.33	1454.91		SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA NEC 15					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	0.7Ki	Ki<0.7Ki+1
Piso 4	154.5	0.13	1188.46	831.92	
Piso 3	317.3	0.20	1586.50	1110.55	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	0.25	1703.36	1192.35	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	0.26	1846.62		SIN PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 139 Comprobación piso blando Perú E.30-2016 – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad

h entrepiso(m)= 2.5

	COMPROBACIÓN POR NORMA PERUANA E.30-2016				PISO BLANDO	PISO BLANDO
	Dx(cm)	Dy(cm)	1.4Dxi+1	1.4Dyi+1	Dxi/hi>1.4Dxi+1/hi+1	Dyi/hi>1.4Dyi+1/hi+1
Piso 4	0.14	0.13	0.20	0.18		
Piso 3	0.24	0.20	0.34	0.28	PISO BLANDO	PISO BLANDO
Piso 2	0.29	0.25	0.41	0.35	NO HAY PISO BLANDO	NO HAY PISO BLANDO
Piso 1	0.33	0.26	0.46	0.36	NO HAY PISO BLANDO	NO HAY PISO BLANDO

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 140 Comprobación piso blando norma mexicana – Modelo 1 retirando mampostería de mediana calidad

COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vx (T)	Dx (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	0.14	1103.57	1655.36	
Piso 3	317.3	0.24	1322.08	1983.13	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	0.29	1468.41	2202.62	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	0.33	1454.91	2182.36	SIN PISO BLANDO
COMPROBACIÓN POR NORMA MEXICANA					PISO BLANDO
	Vy (T)	Dy (cm)	K (T/cm)	1.5Ki	Ki+1>1.5ki
Piso 4	154.5	0.13	1188.46	1782.69	
Piso 3	317.3	0.20	1586.50	2379.75	SIN PISO BLANDO
Piso 2	425.84	0.25	1703.36	2555.04	SIN PISO BLANDO
Piso 1	480.12	0.26	1846.62	2769.92	SIN PISO BLANDO

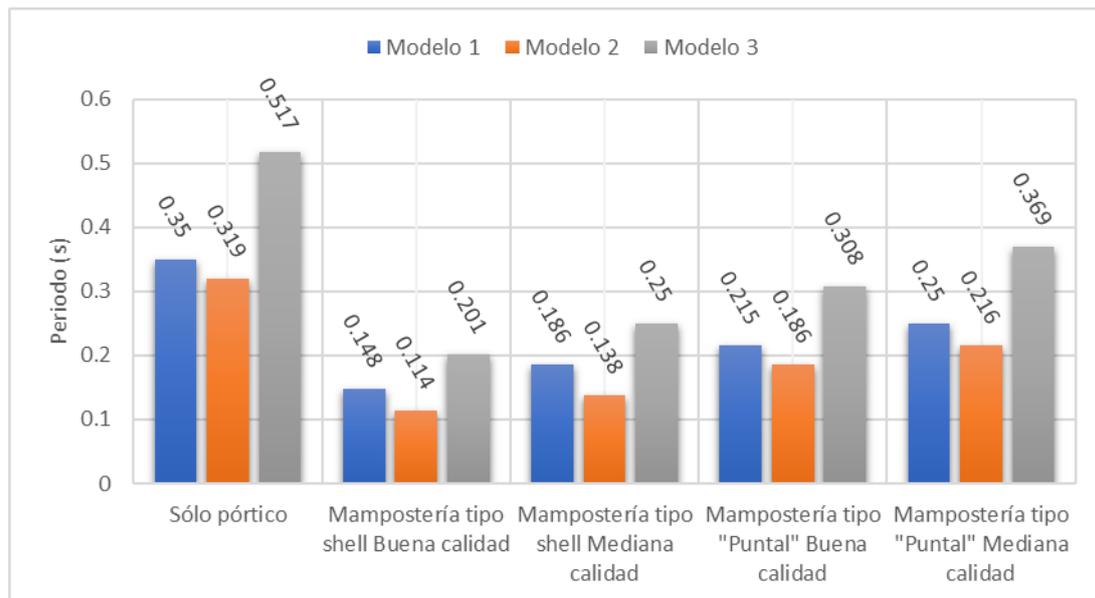
Fuente: Elaboración propia

En las tablas 138,139 y 140, se aprecia que la comprobación de piso blando de la estructura por norma es igual a la obtenida al retirar la mampostería de buena calidad, puesto que falla casi el mismo número de paredes de la estructura. La patología de piso blando en el modelo tres si se formará ya que falla la mayor parte de la mampostería; no obstante, por norma no se ha podido comprobar la formación de piso blando al no conocer información del ciclo de falla de los muros de mampostería arquitectónica.

4.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El considerar a la mampostería arquitectónica (MA) en los modelos estructurales, contribuye al ingeniero calculista a tomar cuenta los beneficios y los problemas que la misma puede traer a la estructura en caso de la ocurrencia de un sismo; por ejemplo, uno de los aspectos es la variación del periodo fundamental de la estructura, puesto que al añadir la MA la misma baja considerablemente, como se puede apreciar en la figura No. 62, donde se compara el periodo de las estructuras sin mampostería y con mampostería de buena y mediana calidad.

Figura No. 62 Variación en el periodo de vibración natural de las estructuras



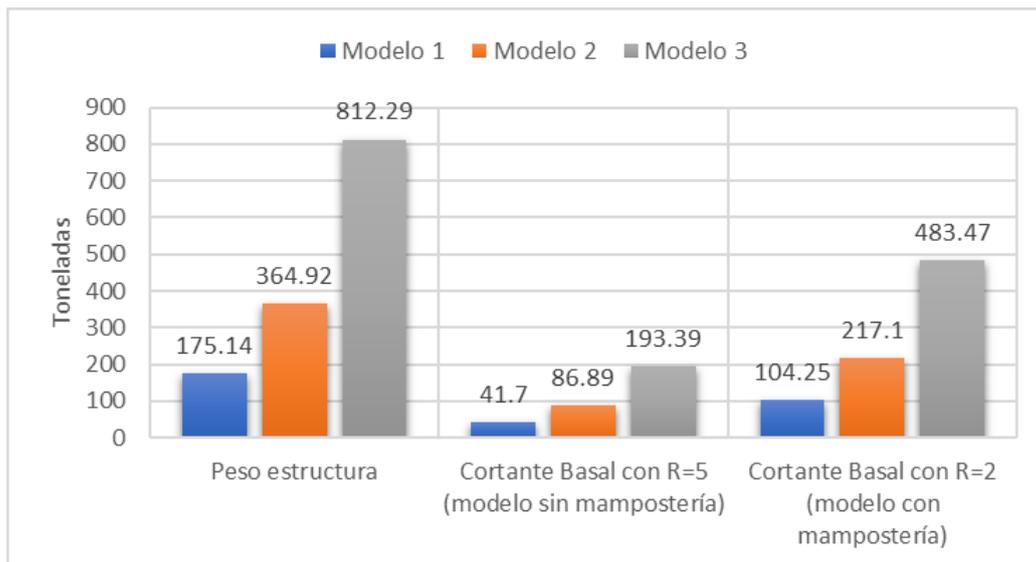
Fuente: Elaboración propia

En la figura 62 se puede apreciar que el periodo disminuye en promedio un 60 % y un 50 % al modelar a la mampostería de buena calidad y mediana calidad respectivamente, como elementos tipo Shell; si se las modela como puntal de mampostería la reducción es de 40 % y 30 % para mamposterías de buena y mediana calidad. A pesar de que la diferencia entre métodos sea de un 20 %, hay que recordar que el método del puntal equivalente es aproximado. En resumen, al agregar la mampostería al modelo la estructura se vuelve más rígida por lo que su periodo disminuye, aspecto que se puede considerar favorable al realizar el cálculo estructural.

Otro punto importante de análisis es el cortante basal que se considera en el diseño de la estructura, pues si se la analiza la estructura como un sistema de pórticos sin tomar en cuenta la MA, se debe asegurar ductilidad de la estructura y por ende el coeficiente de reducción sísmica será de cinco; por el contrario, el sistema aporricado no va a tener una falla dúctil y por consecuencia a ello, el coeficiente de reducción sísmica será de dos.

En la tabla de continuación se presenta la variación del cortante basal considerado para el diseño de la estructura cuando no se toma en cuenta la MA y cuando si se la toma en cuenta.

Figura No. 63 Cortante basal aplicado a los modelos

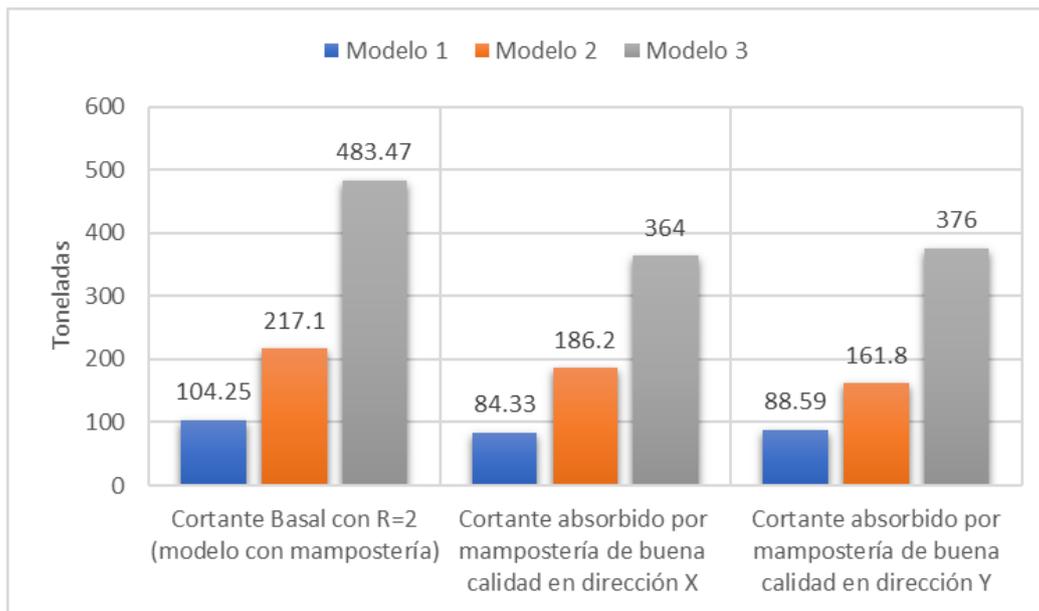


Fuente: Elaboración propia

En la figura 63 se puede apreciar el peso calculado de cada estructura y el cortante basal asignado a cada modelo, cuando se considera un factor de reducción sísmica $R=5$ el porcentaje asignado es del 23.8 % y cuando se toma en cuenta la MA y el factor de reducción R es de 2 el porcentaje es del 59.5 %; por tal motivo, existe una variación del 60 % entre cortante basal asignado a modelos que consideran o no la interacción de la MA.

Ahora bien, la MA constituye un elemento muy rígido, por lo que el cortante que absorbe es muy elevado como se presentó con antelación, en la figura 64 se presentará en resumen el cortante que absorbe la mampostería en cada dirección de análisis considerando si es de buena o mediana calidad para el análisis.

Figura No. 64 Cortante absorbido por la MA de buena calidad



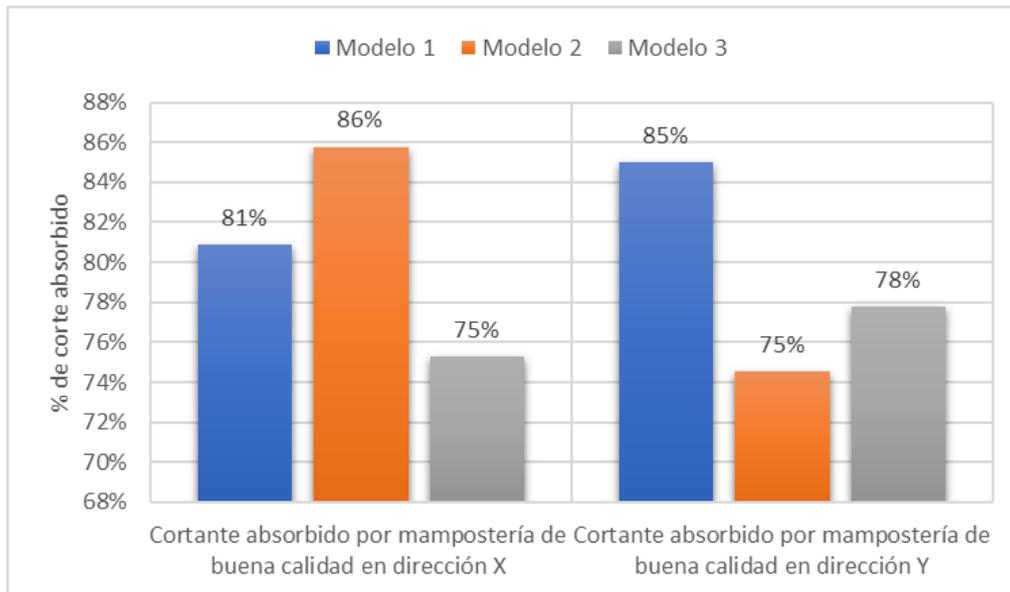
Fuente: Elaboración propia

La figura No. 64 muestra que: a) para el primer modelo se observa que la influencia de la mampostería en la dirección no difiere más que en 4 toneladas. Esta diferencia poco marcada se da por la distribución semejante de paredes en las dos direcciones. b) Para el segundo modelo presenta una diferencia de 24 toneladas aproximadamente. Este valor muestra que la distribución de mampostería entre la dirección X y dirección Y es bastante diferente, pues la dirección con más rigidez es decir con mayor cantidad de muros será la que absorberá mayor cortante basal, en este caso es la dirección X. c) Un fenómeno similar ocurre en el tercer modelo, pero el eje con mayor rigidez, producto de una distribución diferente de paredes en ese piso, es el eje Y.

Es interesante observar que, pese a que el segundo y tercer modelo son la misma arquitectura con la misma distribución de paredes, el cortante absorbido por las paredes del primer piso es diferente entre esos modelos. Esta diferencia se da porque la interacción de cada panel de mampostería con el pórtico el cual distribuye las acciones es diferente en ambos modelos, pues los esfuerzos de corte transmitidos a las paredes no son producto de las mismas cargas y acciones.

En vista general la mampostería influye de tal manera que, pese a la misma distribución de paredes en un mismo modelo de dos pisos, el modelo de 4 pisos tiene un comportamiento totalmente diferente, por lo cual no se debe subestimar el papel de la mampostería en el comportamiento estructural.

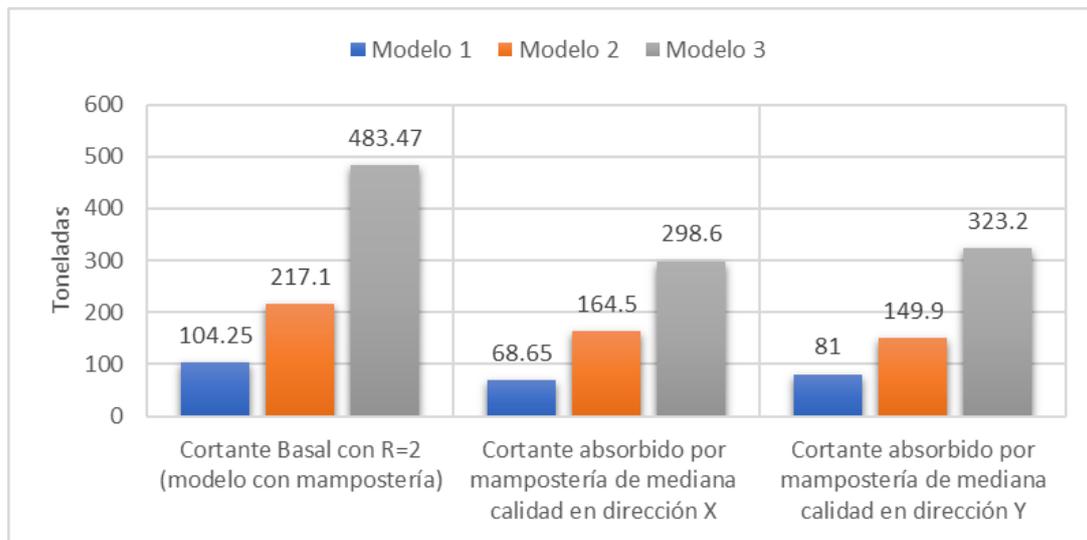
Figura No. 65 Cortante absorbido (%) por la MA de buena calidad



Fuente: Elaboración propia

La figura No. 65 se presenta una forma más visual lo dicho previamente de la figura No.64 y en su descripción. Aquí se muestra que, en el primer modelo, en dirección Y es un 4 % más rígida, en el en segundo modelo la dirección X es un 11 % más rígida y el tercer modela la dirección Y es más rígida.

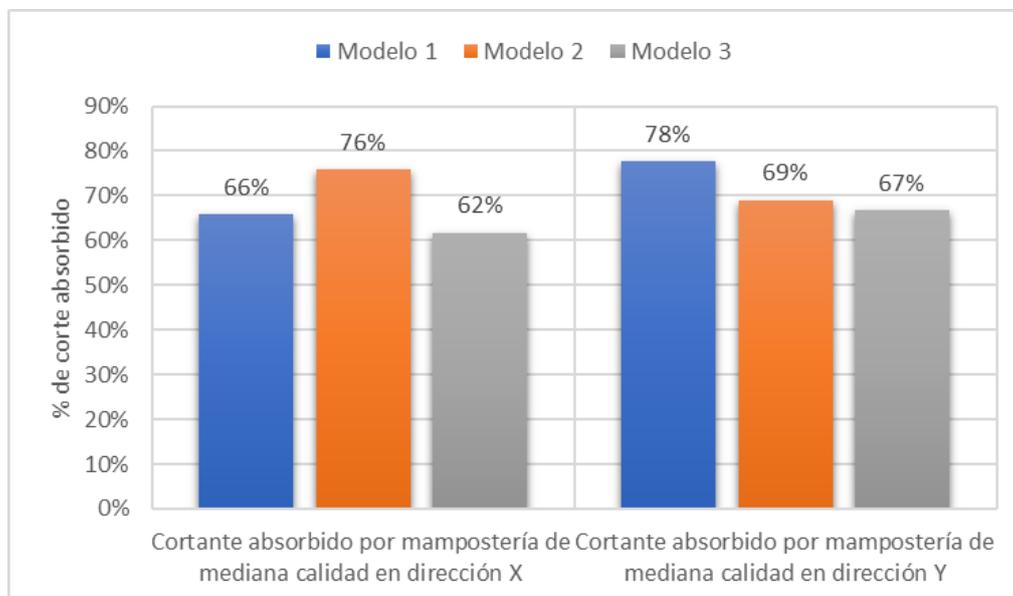
Figura No. 66 Cortante absorbido por la MA de mediana calidad



Fuente: Elaboración propia

La figura No.66 muestra el mismo patrón de distribución de cortante basal, en las direcciones X y Y para mampostería de calidad media, que el análisis para mampostería de calidad buena presente en la figura 64. Pero en este caso la mampostería de media calidad absorbe mucho menos de cortante basal producto de la baja resistencia que ofrece ante acciones sísmicas.

Figura No. 67 Cortante absorbido (%) por la MA de mediana calidad

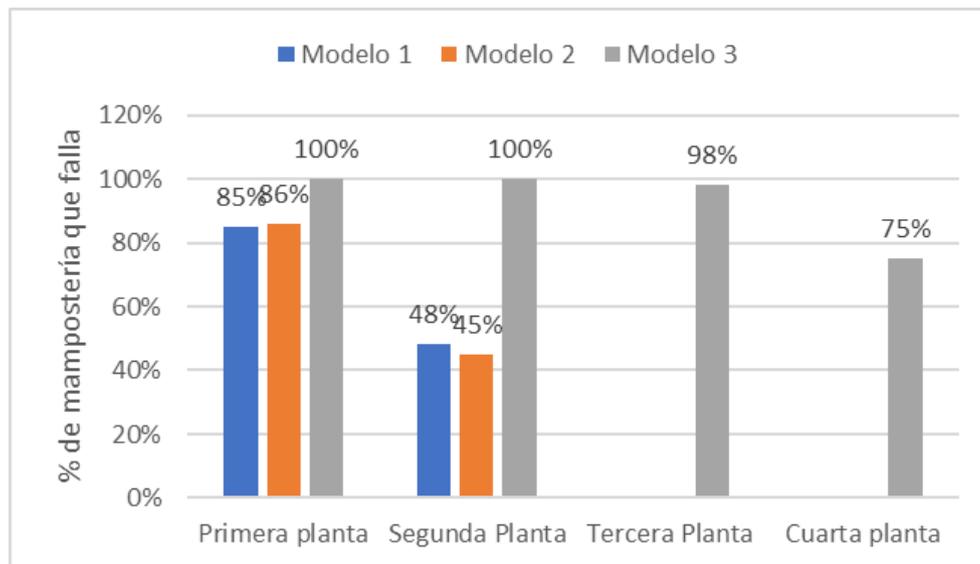


Fuente: Elaboración propia

Como vista general la diferencia entre el cortante absorbido entre la MA de buena calidad y la MA de mediana calidad, se presenta una diferencia porcentual entre el 10 y 15 % para cada modelo para cada dirección.

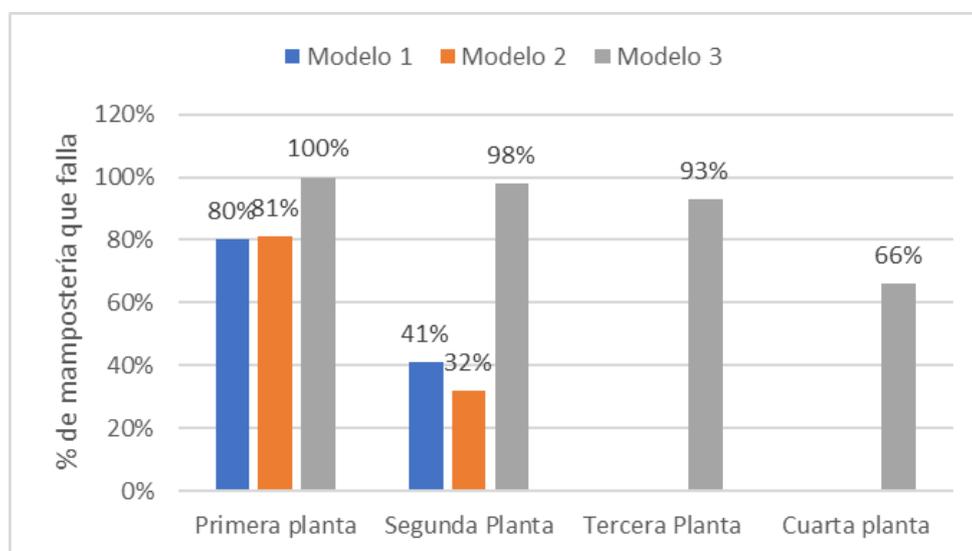
A continuación, se muestra un resumen de la mampostería que excede su resistencia.

Figura No. 68 Mampostería tipo Shell de buena calidad que excede su resistencia



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 69 Mampostería tipo Shell de mediana calidad que excede su resistencia

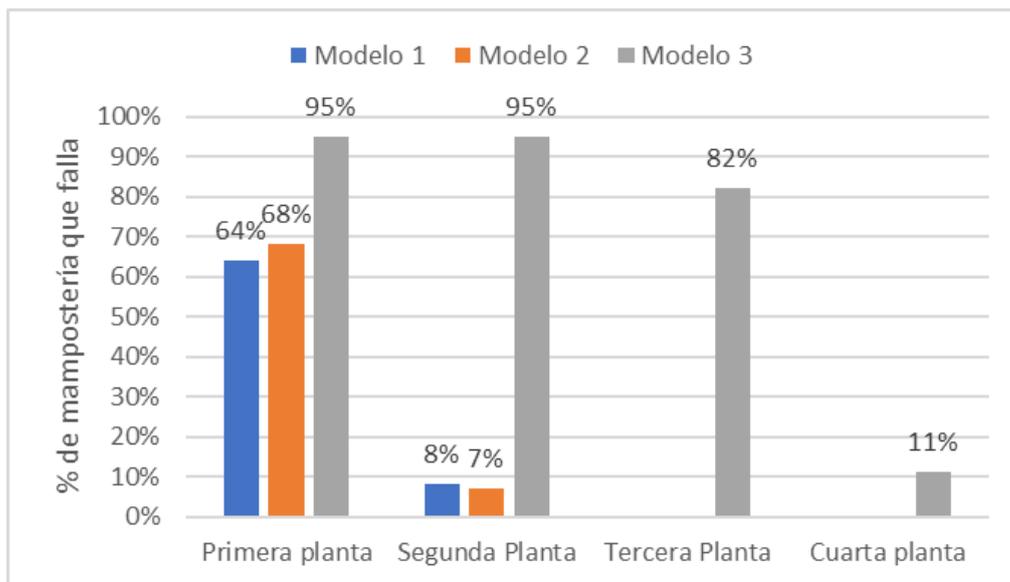


Fuente: Elaboración propia

Las figuras 68 y 69 muestra el porcentaje de mampostería que falla al ser modelada como elementos tipo Shell en los niveles inferiores, y se observa que es un porcentaje muy alto, razón por la cual en los sismos ocurridos se ha evidenciado que se produce el piso blando, y es una falla muy común al no tener en cuenta este fenómeno, pues en los resultados de este trabajo consta que la mampostería absorbe la mayor parte del cortante basal en la base. A medida que la estructura tiene más niveles, el peso de esta es mayor, por lo que el cortante que se reparte en todos los pisos será determinante al llevar al punto de falla a la mayoría de la mampostería de toda la estructura, en los resultados se lo puede evidenciar como más del 90 % de la mampostería del modelo de cuatro pisos falla en los tres pisos inferiores.

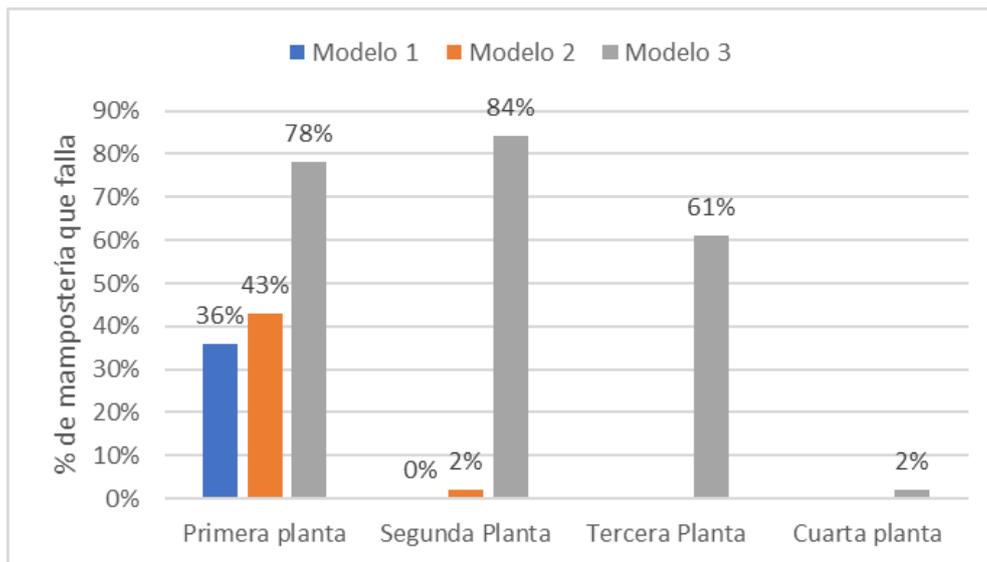
Por otro lado, si se la modeló como puntal equivalente se ha comprobado el puntal de compresión generado y se lo ha comparado con la resistencia teórica del puntal equivalente de mampostería.

Figura No. 70 Mampostería tipo puntal equivalente de buena calidad



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 71 Mampostería tipo puntal equivalente de mediana calidad



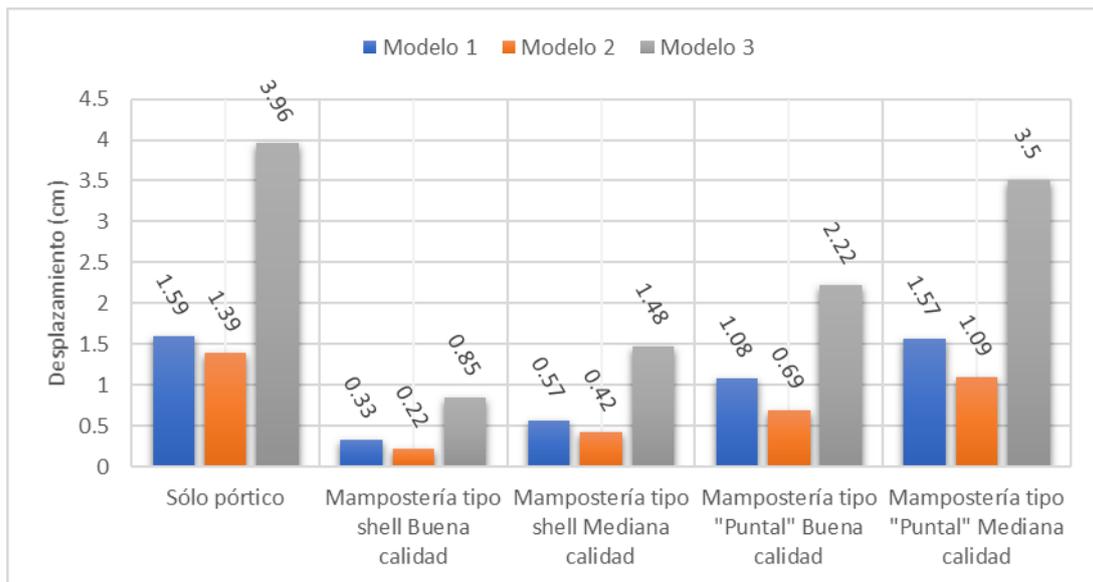
Fuente: Elaboración propia

Respecto a la estructura si se la modela como puntales equivalentes, se puede evidenciar que el porcentaje de falla es menor a si se lo modela como elementos tipo Shell; sin embargo, el problema se mantiene pues la mampostería en los niveles inferiores falla en mayor porcentaje a los de pisos superiores, corroborando que se formará un piso blando.

Con respecto al control de desplazamientos y derivas para las estructuras, se presentó que la deriva inelástica del modelo conformado sólo por pórticos es del 2 %, mientras que para estructuras con mamposterías es del 1 %, los desplazamientos que se presentan a continuación han sido tomados del centro de masas del último nivel de cada modelo.

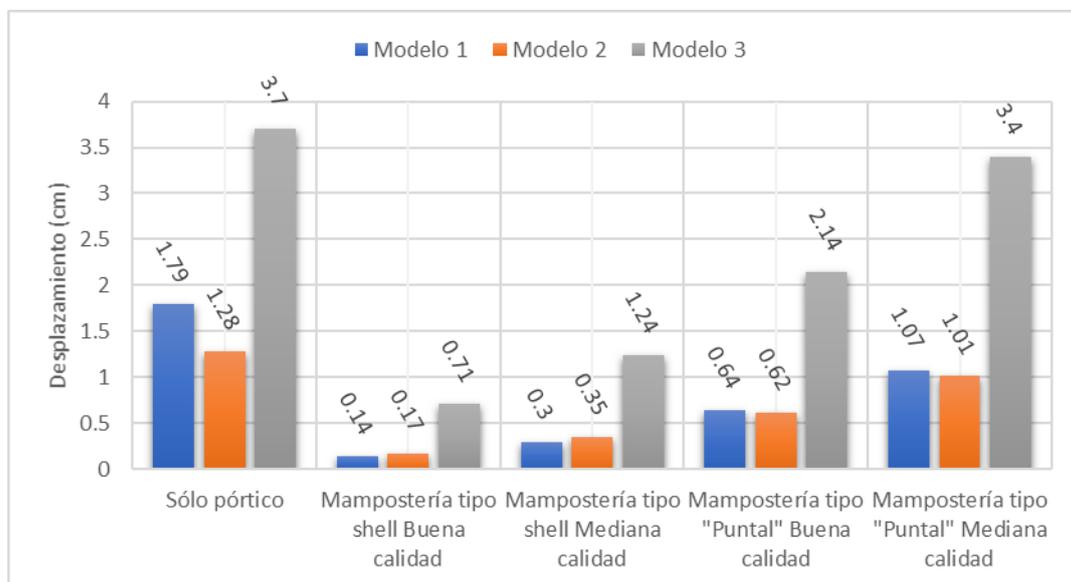
A continuación, se puede encontrar en las figuras 72 y 73 el desplazamiento en centímetros de las estructuras medido en el centro de gravedad del último nivel, para posterior calcular la deriva inelástica de la estructura.

Figura No. 72 Desplazamientos en dirección X



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 73 Desplazamientos en dirección Y



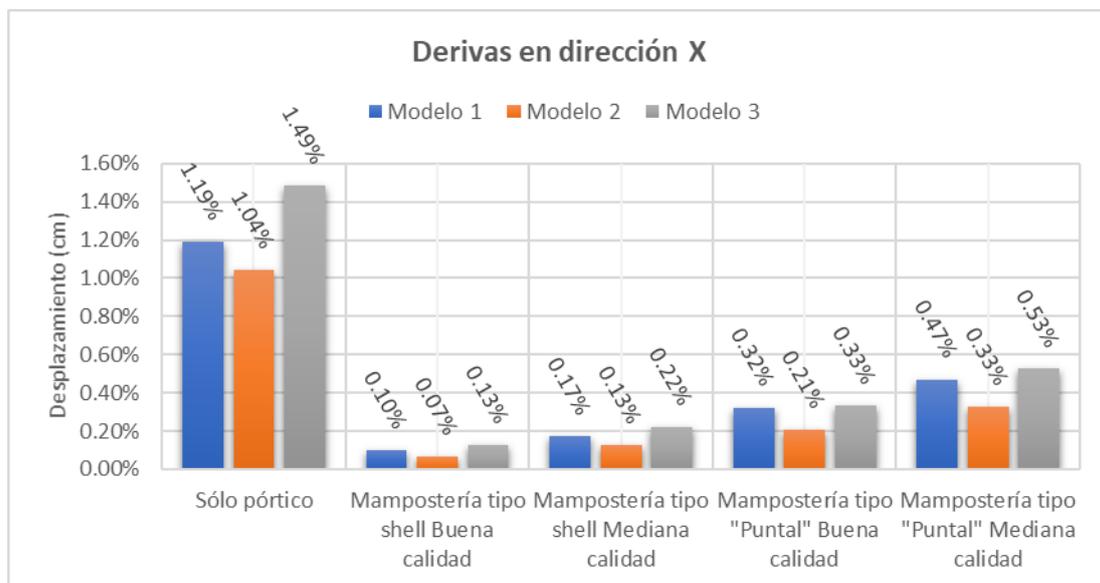
Fuente: Elaboración propia

Para realizar un análisis de desplazamientos de la estructura al considerar la MA, el método del puntal equivalente arroja resultados muy superiores a los obtenidos al modelar la estructura como elementos tipo Shell. Al modelar la mampostería de buena calidad como tipo Shell, la reducción es del 84 %, de mediana calidad del 70 %, puntal equivalente de buena calidad un 47 % y el puntal equivalente de mediana calidad es del 17 %. Hay que hacer notar que en este

aspecto la diferencia entre métodos de modelación es bastante considerable, pues el modelar la MA como elementos tipo Shell tiene como consecuencia que la estructura sea mucho más rígida que al modelarla como puntales equivalentes.

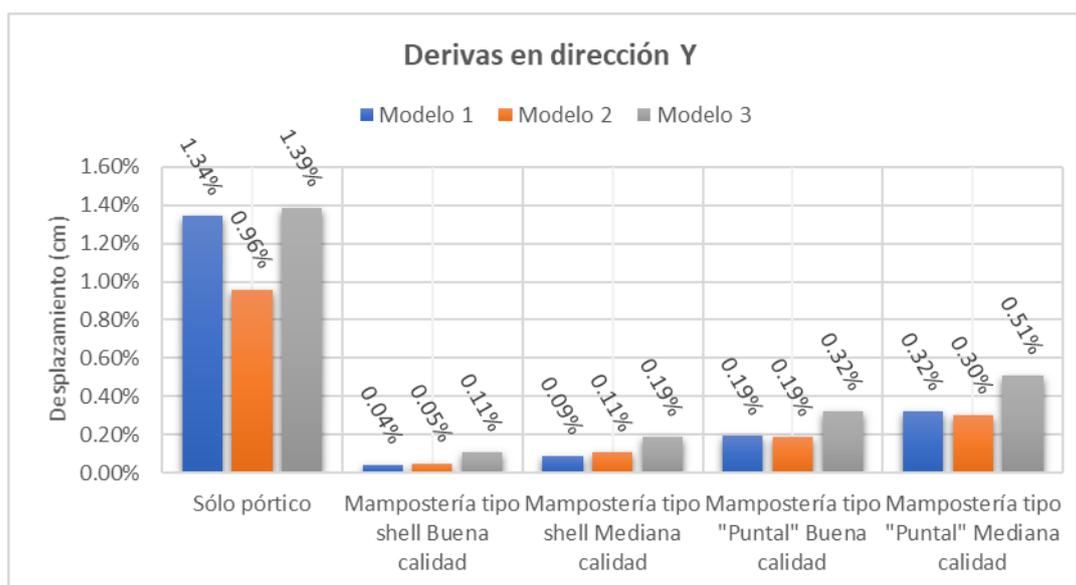
En cuanto a derivas inelásticas, en las figuras 72 y 73 se presentan los resultados obtenidos para cada modelo, donde se puede apreciar que cuando la mampostería baja de calidad, las derivas aumentan, pero todas están controladas, ya que son menores a los límites establecidos por norma, incluso si se considera a la estructura como un sistema formado por pórticos, las derivas son de menos del 1.5 %.

Figura No. 74 Derivas inelásticas dirección X



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 75 Derivas inelásticas dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Como se evidenció a lo largo de todo el trabajo, las estructuras al incluir la mampostería al análisis se vuelven más rígidas, resultado que vuelve a quedar en evidencia al analizar las derivas inelásticas, pues se reducen de forma significativa incluso al incrementar las fuerzas sísmicas como se evaluó con antelación.

4.3 ANÁLISIS DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA EN BASE A LOS RESULTADOS

En la presente investigación se trató el caso de viviendas de hormigón armado utilizando como sistema estructural el de pórticos resistentes a momentos y se ha incluido al análisis estructural a la mampostería arquitectónica (MA), tomando en cuenta que la mampostería se la construye después de fundir los elementos de hormigón armado, como lo son losas, vigas y columnas en este caso. La interacción entre estos sistemas de MA con pórticos de hormigón armado desarrollado en este trabajo se evidencia en los resultados que, en los tres modelos que se ha generado un cambio total en la rigidez de la estructura, se ha generado un incremento en las fuerzas sísmicas que se consideran para el diseño sísmico de las mismas y la mampostería ha proporcionado una disminución en el periodo fundamental de la estructura.

Además, con base en la literatura y en las observaciones que se ha podido realizar en este tipo de estructuras durante la ocurrencia de sismos, la mampostería puede ser la responsable de generar problemas como lo son: torsión en planta en la edificación, fenómeno que se genera al tener una mala distribución arquitectónica de la MA en planta; concentración de esfuerzos en las esquinas de los pórticos, induciendo fallas en cabezas de columnas o fallos en el nudo; desprendimiento de la mampostería al no estar bien anclada al pórtico, ocasionando lesiones o pérdidas de vidas humanas; presencia de columnas cortas (San Bartolome, 1994).

Y como problema principal abordado en esta investigación, la presencia de pisos blandos, que se puede deber a una mala distribución de la mampostería en altura, como el caso de la primera arquitectura donde la mampostería no era regular tanto en la primera como en la segunda planta, esto generó un problema de piso blando que se probó incluso antes de retirar la mampostería que fallará durante la acción de un sismo de diseño; o incluso si la mampostería es regular en altura en los distintos pisos de la estructura, al fallar la MA producto de la acción de fuerzas sísmicas, se produce una diferencia de rigideces que ocasiona que se genere un piso blando. En cualquier caso, la mampostería en la estructura tiene beneficios en su comportamiento al hacerla más rígida, pero al utilizarla como elementos de relleno y separación de espacios arquitectónicos, puede incurrir en patologías estructurales que hacen a la estructura vulnerable.

4.4 DIAGNÓSTICO

En estructuras de hormigón armado que al estar sometida a cargas laterales producidas por acciones sísmicas generan principalmente esfuerzos de corte en la base, conocida como cortante basal, que está en función del peso de la estructura; dicho cortante es absorbido en su mayoría por la mampostería arquitectónica (de relleno), tal como se ha evidenciado en los resultados de esta investigación.

La mampostería de uso arquitectónico en estructuras por lo general tiene una relación de aspecto (L/h) menores a uno, por lo que su comportamiento estará gobernado por acciones a corte y considerando que estas absorben la mayor cantidad de este tipo de acciones, es de esperar que un gran porcentaje de mampostería sobrepase su resistencia ante un sismo en especial en la base de la estructura. A pesar de que la mampostería en un principio vuelve más rígida a la estructura, cuando se produce la falla progresiva de estos elementos, se puede presentar patologías como piso blando, patología que se presentó en muchos casos durante el sismo del 2016 en el Ecuador.

La mampostería puede cambiar el comportamiento de la estructura al formarse otro tipo de patologías como columna corta, torsión en planta y acumulación de esfuerzos en los nudos, provocando así fallos en las conexiones viga columna.

De esta forma, la mampostería arquitectónica (MA) como sistema estructural tiene beneficios al ser muy rígido y poco deformable; por lo que, si se la utiliza de manera correcta, puede ser beneficioso para la estructura, de esta forma se presenta tres posibles soluciones para la utilización de la mampostería como un sistema estructural seguro.

Las alternativas que se presentan a continuación son conocidas como construcciones no convencionales, la primera es la propuesta realizada por el Ing. Patricio Placencia que consiste en reforzar la mampostería mediante la técnica del enchape, la segunda opción es la utilización de la mampostería junto con elementos de confinamiento y la tercera opción es la utilización

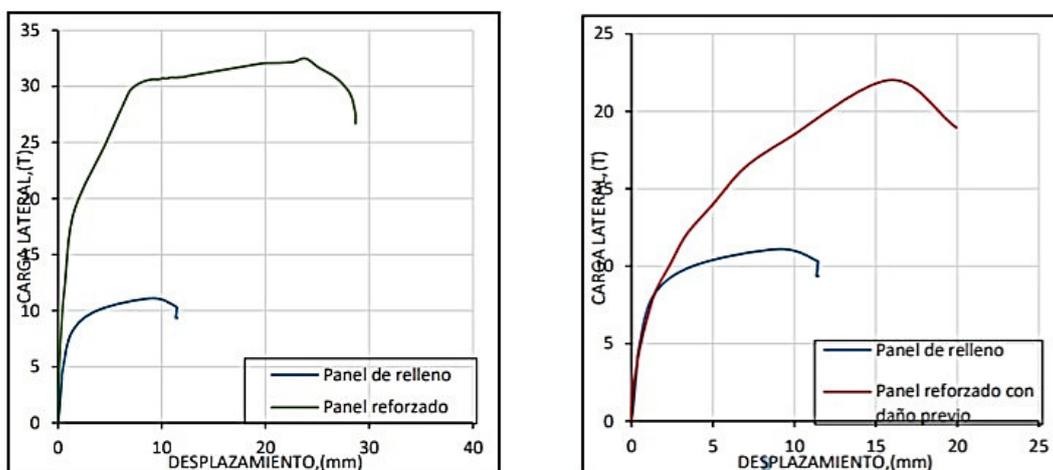
de mampostería armada; como última propuesta es la utilización de los pórticos de hormigón armado con mampostería arquitectónica de materiales alternativos al bloque, materiales que aportan un peso menor a la estructura.

Mampostería reforzada mediante técnica de Enchape

Funciona como sistema de reforzamiento que recubre toda la mampostería con refuerzos de acero en dirección vertical y horizontal por sus dos caras para aumentar su resistencia y ductilidad. Como característica esencial se utiliza el bloque hueco de hormigón convencional. Como reforzamiento se utiliza malla electrosoldada y se la une a la mampostería mediante barras de acero y un mortero con resistencia a compresión específica (Albuja & Pantoja, 2017; Paredes & Placencia, 2017).

“Este sistema puede ser utilizado para reforzamiento de estructuras aporricadas con mampostería arquitectónica de relleno o sustituir a las columnas y vigas de la estructura” (Albuja & Pantoja, 2017; Paredes & Placencia, 2017).

Figura No. 76 Comparación de curvas de capacidad en mampostería reforzada mediante técnica del enchape



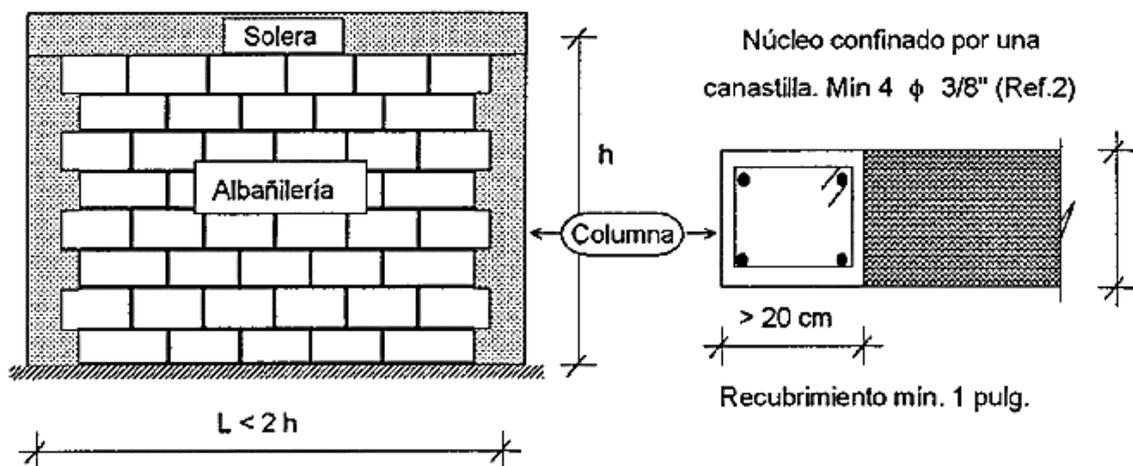
Fuente: Albuja y Pantoja, 2017

Como se puede apreciar en la figura 76 al reforzar la mampostería se puede mejorar tres veces su capacidad si la pared o muro no tiene daños previos, y hasta dos veces su capacidad si es que tiene daños previos.

Muros de mampostería confinada

Funciona como un sistema conformado por un muro de albañilería es decir panel de mampostería sin reforzamiento, que se encuentra enmarcada por elementos de confinamiento, una cadena armada y columnas a los lados del muro, la característica de este sistema es que el pórtico que rodea al muro es fundido después de la construcción del muro de albañilería; el pórtico cumple la función de brindar ductilidad al sistema, de esta forma incrementa la capacidad de deformación inelástica y eleva la resistencia del muro y del sistema estructural. El muro de albañilería debe estar confinado por sus cuatro lados, como se indica en la figura de continuación.

Figura No. 77 Requisitos mínimos para considerar al muro de mampostería como confinado



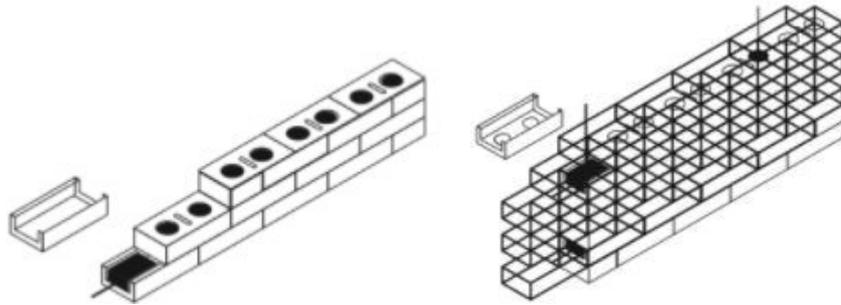
Fuente: Construcciones de albañilería – comportamiento sísmico y diseño estructural

Muros de mampostería armada

Sistema que se caracteriza por que el acero estructural está ubicado dentro de la pared de mampostería, este refuerzo se encuentra distribuido en la altura y a lo largo de todo el muro, el mismo que resistirá por sí solo las cargas gravitacionales y horizontales que se puedan

presentar. Una de las cualidades de este tipo de muros es que necesita de piezas especiales de mampostería para poder colocar el acero estructural dentro de ella. Este sistema no tiene elementos de confinamiento que ayuden al muro a ganar ductilidad, es por ello la importancia del acero dentro del mismo.

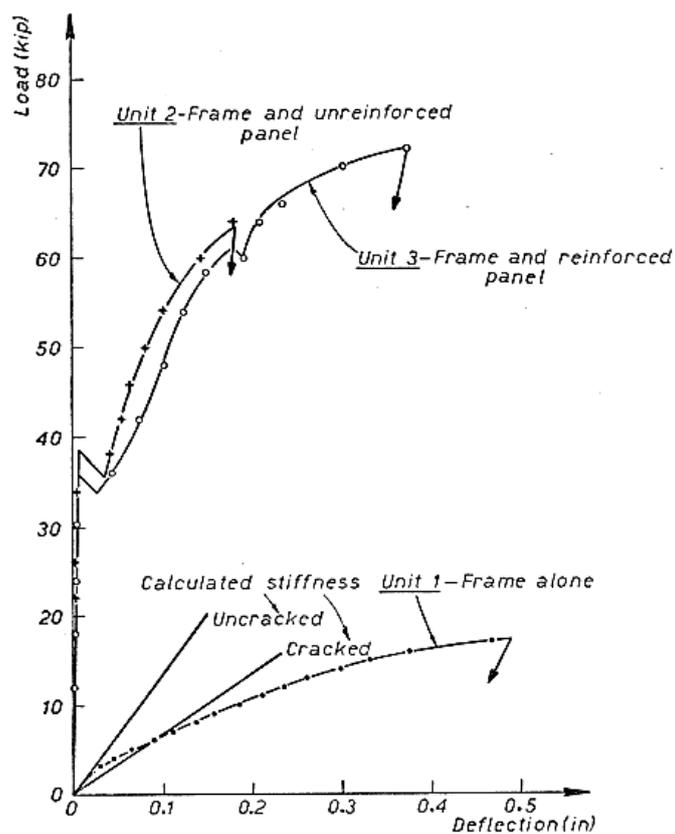
Figura No. 78 Ejemplo de piezas especiales para mampostería reforzada



Fuente: “Diseño de vigas y muros en mampostería reforzada”

Comportamiento de construcciones alternativas contra el sistema de pórticos

Figura No. 79 Curvas de desempeño de construcciones no convencionales



Fuente: “Masonry infill Panels subjected to cyclic in-pla loading”

En la figura 78 se puede apreciar como la curva de desempeño de una estructura aporticada es mucho menor a la de una estructura de mampostería confinada y reforzada, por lo que se puede concluir que la resistencia ante eventos sísmicos de un sistema de pórticos de hormigón armado es mucho más bajo que la de los sistemas no convencionales presentados en esta sección, si se compara el sistema de muros confinados tiene una muy buena capacidad, pero no desarrolla la ductilidad como el sistema de muros reforzados (Leuchars & Scrivener, 1976).

Gypsum como material alternativo al bloque.

Como material divisorio tiene una característica principal la cual es que disminuye el peso de la estructura y por ende la carga sísmica asignada a la misma, puesto que una pared de mampostería tiene un peso de 150 a 250 Kg/m² y una de gypsum pesa alrededor de 40 Kg/m², que es alrededor de una quinta parte del peso de una pared de mampostería de bloque; las paredes elaboradas en gypsum además de reducir la masa reactiva de la estructura de forma considerable, son muy flexibles y tienen un gran comportamiento ante eventos sísmicos. Otra de las ventajas de este tipo de paredes divisorias, es que permite colocar las instalaciones eléctricas, sanitarias y otras dentro de ellas, sin modificar su comportamiento sísmico (Aguiar, 2016; Aguiar et al., 2017).

El principal beneficio de este sistema de paredes divisorias es que permite mantener el sistema de pórticos de hormigón armado añadiendo las paredes divisoras con un material muy flexible, además de disminuir el peso de la estructura en cuanto a mampostería; por ende, las fuerzas sísmicas aplicadas serán menores, además que este tipo de paredes divisorias no falla de forma explosiva, como si lo hace la de bloque (Aguiar, 2016; Aguiar et al., 2017).

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Se diseñaron dos estructuras de hormigón armado de dos plantas y una de cuatro plantas con sistema de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado diseñados con losa plana y vigas banda según especificaciones de diseño de la norma NEC-SE-VIVIENDA., NEC-SE-HM y según criterios de diseño del texto "Diseño de edificios con vigas banda" elaborado por el Ing. Patricio Placencia.

Del diseño se puede concluir:

- Las dimensiones mínimas recomendadas por la norma NEC-SE-VIVIENDA, correspondiente a estructuras de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros, no tienen la suficiente resistencia ante cargas sísmicas para las estructuras de hormigón armado planteadas en esta tesis cuando se utiliza un coeficiente de reducción sísmica $R=3$.
- En las estructuras analizadas en esta tesis se pudo evidenciar que las losas planas con vigas banda no se comportan de manera dúctil ante acciones sísmicas puesto que fallan de manera frágil y repentina por el punzonamiento que existe en la unión losa-columna.
- En base a la bibliografía y autores citados en la presente tesis, la viga banda ante acciones sísmicas, se agotan juntamente con nervios adyacentes presentes en la losa plana.
- La eficacia del análisis estático no lineal ("Pushover") se ve reducida en estructuras con losas planas y viga banda, ya que no toma en cuenta la falla por punzonamiento que se presenta antes que la estructura desarrolle ductilidad en el rango no lineal.

En base a los resultados de modelar las tres estructuras de hormigón armado con losa plana y viga banda, con su respectiva distribución de mampostería y de la investigación bibliográfica realizada, se concluye que:

- Los periodos de vibración se ven disminuidos en todas las estructuras por la presencia de la mampostería en el análisis, ya sea si se lo modela como elementos Shell o como elementos Frame ("Método del Puntal equivalente").
- Al incluir la mampostería en el análisis sísmico con la única finalidad de analizar el comportamiento de la estructura aporricada, ésta no presentará mayor beneficio ya que la mampostería absorberá un gran porcentaje del cortante basal y rigidizará a la estructura; lo que en un principio parece ser beneficioso, al fallar la mampostería progresivamente formará problemas de piso blando.
- Al incluir la mampostería en el análisis sísmico el factor de reducción sísmica R se verá reducido a un valor de tres según la norma ecuatoriana; sin embargo, se ha decidido tomar un valor de dos a criterio del director y de los realizadores de esta investigación con la finalidad de darle mayor capacidad elástica, de tal forma que la estructura tenga poca necesidad de incursionar en el rango de deformaciones inelásticas.
- La reducción del valor de reducción sísmica R otorga a la estructura una mayor capacidad de deformación en el rango elástico; no obstante, no elimina el problema de piso blando.
- Con la reducción del factor de reducción sísmico se presenta un incremento del sesenta por ciento del cortante basal considerado para el análisis sísmico de las estructuras.
- Al analizar las derivas inelásticas de las estructuras considerando solo los pórticos y con un R de 5 ninguna de estas sobrepasa el 2 % dictado por la norma ecuatoriana. Y al añadir la mampostería las derivas se reducen a menos del 1 % establecido en la norma.

- Para la mampostería con un cociente de claro de cortante Mv/d , que es una relación de aspecto efectiva H/L , menores o iguales a uno, se conoce de acuerdo con Pérez Gavilán et al. que su comportamiento estará gobernado por acciones a cortante.
- La mampostería considerada de buena calidad absorbe más del setenta por ciento del cortante basal en la base de la estructura, mientras que la mampostería considerada de mediana calidad absorbe desde un sesenta por ciento en adelante, por lo que se puede concluir basado en los resultados, que la mampostería absorbe el mayor porcentaje de cortante basal de la estructura generado en la base; además, a medida que aumenta la calidad de la mampostería, mayores serán las fuerzas absorbidas por la misma.
- La mampostería de buena calidad absorbe mayor cortante basal en todos los modelos que la mampostería de mediana calidad pues proporciona más rigidez a la estructura, además, la mampostería entre mejor calidad posee tiene mejores cualidades para resistir los esfuerzos de cortante y las deformaciones.
- En los resultados se pudo evidenciar que en el primer piso de las estructuras analizadas falla más del ochenta por ciento de las mamposterías, mientras que en pisos superiores se va reduciendo a menos de la mitad, por lo que se concluye que la mampostería en la base es la que absorbe la mayor cantidad de esfuerzos, lo que conlleva a que fallen en primera instancia, generando un piso blando.
- Al comparar la resistencia de los puntales equivalentes de mampostería de buena y mediana calidad con las sollicitaciones encontradas en los modelos, los puntales de pisos inferiores falla en mayor cantidad que en los pisos superiores.
- Al analizar la presencia de piso blando según normas nacionales e internacionales debido a la distribución arquitectónica de la mampostería, se halló que en el modelo 1 se tiene un "piso blando" en una dirección mientras que para los otros modelos que tiene una distribución de mampostería similar entre niveles no se encontró este fenómeno en

un inicio; sin embargo, al analizar los efectos del sismo en las estructuras, se determinó que si se formarían los pisos blandos producto de la falla de la mampostería en la base.

- Ya que las paredes del primer piso fueron las primeras en fallar por absorber mayor cantidad de cortante, se produce una diferencia de rigideces entre pisos lo que conllevará a la formación de pisos blandos en las estructuras.
- Al retirar la mampostería que ha fallado de los modelos, no se producen pisos blandos según algunas normas aplicadas; sin embargo, esto no es del todo cierto puesto que al fallar progresivamente la mampostería modifica el comportamiento de la estructura secuencialmente y sí se producirá el piso blando.
- La mampostería al fallar progresivamente puede ocasionar que se produzca torsión en planta, al tener una distribución en planta de las paredes divisorias que favorezca a la ocurrencia de este fenómeno y acumulación de esfuerzos en las esquinas de los pórticos producto de la interacción entre la mampostería y el pórtico; además del problema principal y el cual se abordó en esta tesis que es el piso blando.

Al comparar los dos métodos de modelación propuestos para la mampostería se concluye que:

- El método de modelación para mampostería con elementos tipo “Shell” tiene como problemática que sobreestima la rigidez real de la estructura, aumentándola de acuerdo con Burger de forma significativa.
- El método del puntal equivalente es el método que más se aproxima al comportamiento real de pórticos de hormigón armado con mampostería de relleno por lo que se recomienda para predecir el comportamiento global de la estructura; sin embargo, no permite determinar los efectos locales en el muro como acciones a corte.
- Se concluye que, si se desea conocer el comportamiento global de la estructura incluyendo la mampostería, el mejor método es el puntal equivalente, pero si se desea

conocer las acciones locales únicamente de los muros se debe utilizar un modelo con elementos tipo Shell.

5.2 RECOMENDACIONES

De esta investigación se ha evidenciado que:

- La interacción entre la mampostería y las estructuras aporticadas conlleva a la aparición de problemas como columnas cortas, torsión en planta y principalmente piso blando, por esta razón, no es recomendable la utilización de sistemas estructurales aporticados con muros divisorios o arquitectónicos elaborados en bloques como rellenos; sin embargo, si se desea mantener este sistema de estructuras aporticadas con muros de relleno, se recomienda que la estructura principal sea más rígida que la mampostería para que sea esta la que gobierne el comportamiento.
- Al no ser recomendable la utilización de pórticos de hormigón armado con mampostería de relleno se sugiere la implementación de sistemas constructivos no convencionales como los presentados en la sección de Diagnóstico; a criterio de los autores de esta tesis, el sistema de “Mampostería reforzada mediante técnica de enchape” es el más recomendable.
- No es recomendable la utilización de losas planas con vigas banda en sistemas estructurales de pórticos de hormigón armado pues trae problemas en el comportamiento sísmico de la estructura y en el caso de mantener su uso, se recomienda como mínimo realizar las comprobaciones propuestas por el Ing. Patricio Placencia en su folleto “Diseño sismo resistente de edificios con losas con vigas banda”.
- De acuerdo con el autor del folleto “Diseño sismo resistente de edificios con losas con vigas banda”, las losas planas con vigas banda se pueden utilizar si la estructura es diseñada con un sistema de paredes enchapadas, mampostería armada o confinada, todas tienen como característica principal que son sistemas estructurales muy rígidos y

fuertes. Al diseñar las estructuras con alguno de los sistemas antes mencionados, se logra que la losa trabaje únicamente ante cargas verticales y que los momentos por sismo sean muy bajos, por lo que no se generarán rótulas plásticas en los elementos. Además, recomienda que la deriva debe mantenerse por debajo de la décima parte de lo indicado actualmente en la norma NEC15.

Es importante recalcar varias "recomendaciones" que se obtuvieron a lo largo de la realización de esta tesis con el fin de dar un estudio exhaustivo en el tema propuesto:

- En cuanto al diseño de sistemas de losa con viga banda se recomienda realizar ensayos de laboratorio para determinar el aporte de los nervios adyacentes de la losa plana en el comportamiento de la viga banda.
- Sería de gran utilidad el estudiar el punzonamiento que se genera en las conexiones losa columna en estructuras aporricadas para establecerla como un modo de falla frágil y que se tome en cuenta su revisión en las normas ecuatorianas.
- Realizar investigaciones donde se proponga diferentes distribuciones de mampostería en una misma arquitectura, para conocer la relación entre el número de mampostería ubicadas en dirección X y el número de mampostería ubicadas en dirección Y para que se produzca efectos de torsión en planta.
- Realizar estudios comparativos de los tres sistemas alternativos citados en esta tesis: Mampostería reforzada mediante técnica de enchapado, Mampostería armada, Mampostería confinada y paredes de hormigón sólido; para establecer relaciones de costo beneficio y su posible incorporación a la norma ecuatoriana de la construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelkareem, K. H., Abdel Sayed, F. K., Ahmed, M. H., & AL-Mekhlafy, N. (2013). Equivalent Strut Width for Modeling R.C. Infilled Frames. *JES. Journal of Engineering Sciences*, 41(3), 851–866. <https://doi.org/10.21608/jesaun.2013.114763>
- Agudelo, J., & López, R. (2009). Curvas De Fragilidad Para Estructuras De Pórticos De Hormigón Armado Con Paredes De Mampostería. Caso De Estudio: Estructuras De 1 Y 2 Niveles En Puerto Rico. *Fragility Curves for Infilled Frames. Case Study: Structures of One and Two Levels in Puerto Rico.*, 9(1), 163–186. <http://ezproxy.uniandes.edu.co:8080/login?url=http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=fua&AN=53011890&lang=es&site=eds-live&scope=site>
- Aguiar, R. (2016). *Rehabilitation of Building Affected By the Ecuador S Earthquake of 16 April 2016 in the Uleam.* 15(October), 9–22.
- Aguiar, R. (2017). Microzonificación sísmica de Quito. *Departamento de Ciencias de La Tierra y La Construcción ESPE, 2da edició*, 138.
- Aguiar, R., Zevallos, M., & Palacios, J. (2017). Reforzamiento Sísmico De Edificio Banco Central De Manta. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 22(October), 479–501.
- Aguirre, H., & Gallegos, M. (2018). Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga– Ecuador. *Revista Politécnica*, 42(1), 37–46. <https://doi.org/10.33333/rp.v42i1.961>
- Al-chaar, G. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures ERDC / CERL TR-02-1 Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures Construction Engineering.* January.
- Albuja, D., & Pantoja, J. (2017). *Estudio del reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos.* ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.
- Alcocer, S. M. (1996). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, 28. https://reconstruir.org.mx/wp-content/uploads/2017/11/4_comportamiento_sismico_de_estructuras_de_mamposteria_una_revision.pdf
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), 497–522. <https://doi.org/10.1142/S1363246904001511>
- Astroza I., M., & Schmidt A., A. (2004). Capacidad De Deformación De Muros De Albañilería Confinada Para Distintos Niveles De Desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 75(70), 59. <https://doi.org/10.18867/ris.70.51>
- ATC 40. (1996). *ATC40-1996-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building.pdf* (Vol. 1).
- Barbat, A. H., Canas, J. A., & Yeppez, F. (1995). Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. In *Monografías de Ingeniería Sísmica* (p. 118). <http://www.cimne.com/tiendaCIMNE/free/MIS12.pdf>
- Bermeo, C., Sánchez, D., & Placencia, P. (2020). Comportamiento de Conexión Losa-Columna en Nudos Interiores de Pórticos con Losas Planas y Vigas Embebidas. *Revista Politécnica*, 45(1), 17–24. <https://doi.org/10.33333/rp.vol45n1.02>
- Burger, S. S. (2011). *Modelaje de muros de mampostería con elementos monolíticos de borde*

mediante el método del elemento finito. Universidad de Costa Rica.

- Cabrera, A. (2014). *MÓDULO DE ELASTICIDAD DE HORMIGONES DE PESO NORMAL EMPLEADOS EN EL ECUADOR* f'c: 21, 24, 28,35 MPa. Escuela Politécnica Nacional.
- Cabrera, P. A. (2021). *Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante SAP2000*. Universidad del Azuay.
- Carrillo, C. (2008). *Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento*. Escuela Politécnica del Ejército.
- Carrillo, J. (2004). *Modelación del comportamiento inelástico de pórticos de concreto con mampostería no reforzada*. 55. <http://eprints.uanl.mx/5481/1/1020149995.PDF>
- Carrillo, J., & Gonzáles, G. (2007). Influence of Nonreinforced Masonry in the Inelastic Behavior of Concrete Frames. *Dyna*, 74(152), 217–227.
- Crisafulli, F J. (1997). Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills. In *Civil Engineering* (p. 404).
- Crisafulli, Francisco J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), 30–47. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>
- Cruz, M., & Perez, W. (2020). *INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE 7 NIVELES DE HORMIGÓN ARMADO EN GUAYAQUIL*. Universidad de Guayaquil.
- El comercio. (2012). Las características del suelo facilitan la construcción del sistema metro | El Comercio. *El Comercio*. <https://www.elcomercio.com/actualidad/quito/caracteristicas-del-suelo-facilitan-construccion.html>
- El Comercio. (2019). *El 45% de las casas informales de Quito tiene mayor riesgo sísmico*. 3–5. <https://www.elcomercio.com/actualidad/construccion-informal-sismos-vulnerabilidad-estudio.html>
- Espinosa, O. (2018). *Prácticas de análisis y diseño sismo-resistente de muros de mampostería no estructural de hormigón y arcilla*. 75.
- Esteba, A. (2017). Universidad Nacional Del Altiplano. *Tesis*, 1–17.
- García, J., & Díaz, M. (2012). *Aproximación a un método de análisis multinivel para la modelización de la mampostería*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Guamán, F., & Ortega, E. (2018). *Propuesta de modelo para análisis Pushover de paredes confinadas*. Universidad de Cuenca.
- Hendry, E. A. W. (2001). Masonry walls: Materials and construction. In *Construction and Building Materials* (Vol. 15, Issue 8, pp. 323–330). Elsevier Ltd. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(01\)00019-8](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(01)00019-8)
- Herrera, A., & Madrid, G. (n.d.). Manual de construcción de mampostería de concreto. *Instituto Colombiano de Productores de Cemento*.
- Janampa Ochoa, J., & Fernandez Davila, V. I. (2018). Efectos De La Irregularidad Vertical De Piso Blando Sobre La Respuesta No-Lineal De Estructuras Aporticadas. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 15(2). <https://doi.org/10.5335/rsae.v15i2.7176>

- Kaminetsky, D. (1991). *Design and Construction Failures: Lessons from Forensic Investigations*.
- Lang, A. F., Crisafulli, F. J., & Torrisi, G. S. (2014). Overview and assessment of analysis techniques for confined masonry buildings. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D3F47GV1P>
- Leuchars, J. ., & Scrivener, J. . (1976). *Masonry Infill Panels Subjected To Cyclic In-Plane Loading*. 2.
- López, K., & Ushiña, W. (2017). *Determinación Del Modulo De Elasticidad De Mampostería De Bloque No Estructural Utilizada En La Vivienda Ecuatoriana Proyecto* [Escuela Politécnica Nacional]. <file:///C:/Users/HOGAR/Downloads/CD-2042.pdf>
- Lourenco, P. B. (1996). *Computational Strategy for Masonry Structures*. January.
- Mota, S. (2017). *Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado con el Primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energia: aplicación a la República Dominicana*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.
- NEC-SE-DS. (2015). Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NTE INEN 3066. (2016). *NTE INEN 3066: Bloques de hormigón, requisitos y métodos de ensayo. Servicio Ecuatoriano de Normalización*. 27.
- Ojeda, A. (n.d.). *Geología de Quito : fallas y sismicidad*. <https://geotecniafacil.com/geologia-fallas-quito/>
- Oller, S., Oñate, E., & López, J. (1998). *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos*. http://cataleg.upc.edu/record=b1185222~S1*cat
- Páez, D. (2017). Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016 , Pedernales- Ecuador. *Proceedings of the "Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials" 26th – 28th July 2017, Universidad Central Del Ecuador and Universidad de Las Fuerzas Armadas – ESPE, Quito, Ecuador, August, 0–15*. https://www.researchgate.net/publication/319182048_Influencia_de_muros_de_mamposteria_en_el_comportamiento_de_edificios_de_Manta_durante_el_terremoto_de_16_de_abril_de_l_2016_Pedernales-Ecuador
- Páez, D., Zabala, J., & Rodríguez, Y. (2018). PISO BLANDO, UNA FALLA COMÚN EN EL TERREMOTO DE PEDERNALES. *Ciencia*, 19(1), 58. <https://doi.org/10.24133/ciencia.v19i1.327>
- Paredes, P., & Placencia, P. (2017). Wire-Mesh and Mortar Confined Masonry As Seismic Resistant System for Houses Up To Two Stories. *16th World Conference on Earthquake, 2968*, 1–12.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. In *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* (Vol. 25, Issue 4). <https://doi.org/10.5459/bnzsee.25.4.362>
- Pérez Gavilán, J. J., Flores Corona, L., & Alcocer Martínez de Castro, S. (2013). Efecto De La Esbeltez En La Resistencia De Muros De Mampostería Confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 77(89), 55–76. <https://doi.org/10.18867/ris.89.164>
- Placencia, P. (1997). *"Diseño sismorresistente de edificios con losas con vigas banda"*. *XI Jornadas de Ingeniería Estructural. Universidad Católica Santiago de Guayaquil*.
- Porras, V., Giovanni, S., Serna, M., & Augusto, C. (2016). Evaluation of compressive strength in cement mortars, according to the dosage established by the colombian seismic resistance

code. Case study. *Tecnura*, 20(48), 115–121.
<https://doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.2.a08>

Quinteros, R., Bellomo, F., Nallim, L., & Oller, S. (2014). Modelo para el análisis estructural del comportamiento de mampostería mediante técnicas de homogeneización. *Mecánica Computacional*.

Román, J. V. O., & Merino, F. D. U. (2014). *Estudio de la Seguridad Sísmica y Diseño del Reforzamiento Estructural de una Vivienda de Tres Pisos*. Escuela Politécnica Nacional.

Salinas Basueldo, R. (2013). Fundamentos Del Analisis Dinamico De Estructuras. *Universidad Nacional Ed Ingenieria*, 1–24.

San Bartolome, A. (1994). *Construcciones de albañilería - Comportamiento sísmico y diseño estructural*. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

SENCICO. (2019). *Norma e.070 albañilería 2019 1*.

Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (2001). *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito*. 67.
https://biblio.flacsoandes.edu.ec/shared/biblio_view.php?bibid=126795&tab=opac

Yang, G., Zhao, E., Li, X., Norouzzadeh Tochaei, E., Kan, K., & Zhang, W. (2019). Research on Improved Equivalent Diagonal Strut Model for Masonry-Infilled RC Frame with Flexible Connection. *Advances in Civil Engineering*, 2019(Figure 2).
<https://doi.org/10.1155/2019/3725373>

ANEXOS

ANEXO I: Arquitectura 1 – Proyecto arquitectónico: “Casa Hurtado Zambrano”

NOTA

UBICACION ESCALA: 50%

PROYECTO ARQUITECTONICO:
CASA HURTADO ZAMBRANO

PROVINCIA PERU	CIUDAD QUITO
PARROQUIA AMAGUEÑA	BARRIO FINCA MARIACA

DIRECCION:
CALLE BOGOTÁ N.º 676

USO PRINCIPAL: HABITACIONAL

SEÑALAMIENTO: RESIDENCIAL

CLAVE CATASTRAL:

NÚMERO DE FINCA:

CONTENIDO:
PLANO ARQUITECTONICO: VISTA EN PLANTA FINCA N.º 1 SECCION 790

FISICA:	ESCALA:	LÁMINA:
INDICADA	INDICADA	1 DE 3

ELABORADO POR:	PROYECTADO:

SELLOS MUNICIPALES:

ANEXO II: Arquitectura 2 y 3 – Proyecto arquitectónico: “Casa Jorge Díaz Macas”

