

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN ESTRUCTURAS  
ESENCIALES Y ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO,  
SITUADAS EN ZONAS DE ALTO PELIGRO SÍSMICO EN EL  
ECUADOR**

**TESIS DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MAGÍSTER  
EN ESTRUCTURAS**

**ING. CHRISTIAN DAVID MEDINA ROBALINO**

christian.medina@epn.edu.ec

**DIRECTOR: M.SC. ING. PATRICIO PLACENCIA**

patohpla@hotmail.com

**CO-DIRECTOR: M.SC. ING. JORGE VINTIMILLA**

vintimilla.j@gmail.com

**Quito, Marzo 2016**

## DECLARACIÓN

Yo, Christian David Medina Robalino, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

---

**Christian David Medina Robalino**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Christian David Medina Robalino, bajo nuestra supervisión.

---

**Ing. M.Sc. Patricio Placencia**

**DIRECTOR**

---

**Ing. M.Sc. Jorge Vintimilla**

**CO-DIRECTOR**

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la vida y derramar sus bendiciones sobre mí y todos los miembros de mi familia.

Al Ing. M.Sc. Patricio Placencia, pues siempre estuvo abierto a resolver mis dudas y a aportar con valiosos conocimientos para el desarrollo de este trabajo y durante mi paso por la EPN.

A mi bella esposa Lidita quien me ha apoyado día a día desde siempre, a través de su amor incondicional y quien constituye un pilar fundamental en mi mundo.

A mi padre Wilson quien ha sido mi mentor tanto a nivel profesional como a nivel personal, quien siempre me ha inculcado valores y conocimiento para ser un hombre de bien.

A mis hermanos, Santiago y Aylén, y mis sobrinos, quienes siempre me han brindado el calor del hogar y me han enseñado lo estupendo de la unión familiar.

A mis profesores de maestría por aportar con sus enseñanzas en cada una de las áreas de formación profesional.

A mis amigos, familiares y todos quienes de una u otra manera me ayudaron a salir adelante en este proyecto.

## DEDICATORIA

A mi madre, a quien Dios llamó a muy temprana edad para que sea la flor que ilumine su jardín divino. Estoy seguro que desde el cielo derramas tus bendiciones y celebras junto a mí este logro alcanzado.

A ti mi Ángel de la Guarda.

Christian.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIA.....	V
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	VII
LISTA DE TABLAS.....	VIII
RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT.....	XVI
	I
<b>CAPÍTULO 1: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b>	
1.1	
TEMA.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4 PLANTEAMIENTO DE HIPÓTESIS.....	2
1.5 OBJETIVOS.....	3
1.5.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.6 METODOLOGÍA.....	4
<b>CAPÍTULO 2: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA</b>	
2.1 DESEMPEÑO.....	6
2.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO.....	6
2.1.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LOS ELEMENTOS.....	7
2.1.1.2 NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	8
2.1.1.3 NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LAS ESTRUCTURAS.....	8
2.2 CAPACIDAD.....	10
2.2.1 ANÁLISIS NO LINEAL.....	10
2.2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES.....	12
2.2.2.1 HORMIGÓN.....	12
2.2.2.2 ACERO DE REFUERZO.....	15
2.2.2.3 MAMPOSTERÍA.....	16
2.2.3 RELACIÓN CARGA-DEFORMACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE H.A.(RÓTULAS PLÁSTICAS)	18
2.2.4 MODELO MATEMÁTICO DE LA MAMPOSTERÍA.....	22
2.3 DEMANDA.....	27
2.3.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CURVAS DE PELIGRO.....	28
2.3.2 GEOLOGÍA LOCAL.....	30
2.3.3 ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESENCIAL Y ESPECIAL.....	32

2.4 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD DE LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE.....	33
2.4.1 PROCESO DE SOLUCIÓN.....	34
2.4.2 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO.....	38
2.4.3 PERIODO EFECTIVO.....	40

### **CAPÍTULO 3: VULNERABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN EL ECUADOR**

3.1 PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LA INTERACCIÓN PÓRTICO-MAMPOSTERÍA.....	42
3.1.1 COLUMNA CORTA.....	42
3.1.2 PISO BLANDO.....	44
3.1.3 TORSIÓN EN PLANTA.....	45
3.2 CONFIGURACIÓN GENÉRICA DE HOSPITALES Y EDIFICIOS PÚBLICOS EN ECUADOR.....	46
3.2.1 EVIDENCIA FOTOGRÁFICA.....	49
3.2.1.1 HOSPITALES.....	49
3.2.1.2 EDIFICIOS PÚBLICOS.....	53
3.3 DISPOSICIONES DE LA NEC-SE.....	59
3.3.1 COLUMNA CORTA.....	60
3.3.2 PISO BLANDO.....	61
3.3.3 TORSIÓN EN PLANTA.....	62

### **CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS**

4.1 ESTRUCTURAS ESEENCIALES (HOSPITALES).....	63
4.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	63
4.1.2 CARGAS GRAVITACIONALES.....	66
4.1.3 CARGA SÍSMICA.....	66
4.1.4 SECCIONES DE DISEÑO.....	71
4.1.5 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	73
4.1.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	74
4.1.7 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	76
4.1.8 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	77
4.1.9 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	78
4.1.9.1 DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO ( $T_r=475$ años).....	78
4.1.9.2 DESEMPEÑO PARA EL SISMO EXTREMO ( $T_r=2500$ años).....	81
4.2 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS).....	84
4.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	84
4.2.2 CARGAS GRAVITACIONALES.....	87
4.2.3 CARGA SÍSMICA.....	88
4.2.4 SECCIONES DE DISEÑO.....	92
4.2.5 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	95
4.2.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	96
4.2.7 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	97
4.2.8 CURVA DE CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	100

4.2.9 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	101
4.2.9.1 DESEMPEÑO PARA EL SISMO EXTREMO (Tr=2500 años).....	101

## **CAPÍTULO 5: INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO**

5.1 ESTRUCTURAS ESENCIALES (HOSPITALES).....	105
5.1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.....	105
5.1.2 ANCHO Y RESISTENCIA DEL PUNTAL EQUIVALENTE.....	107
5.1.3 CARGAS GRAVITACIONALES.....	108
5.1.4 CARGA SÍSMICA.....	109
5.1.5 ANÁLISIS DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN.....	109
5.1.6 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	110
5.1.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	112
5.1.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA.....	113
5.1.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	115
5.1.10 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	117
5.1.11 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.....	119
5.2 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS).....	122
5.2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.....	122
5.2.2 ANCHO Y RESISTENCIA DEL PUNTAL EQUIVALENTE.....	123
5.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES.....	123
5.2.4 CARGA SÍSMICA.....	124
5.2.5 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	125
5.2.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	126
5.2.7 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA.....	127
5.2.8 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	128
5.2.9 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	129
5.2.10 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.....	131
5.2.10.1 DESEMPEÑO PARA EL SISMO EXTREMO (Tr=2500 años) .....	131

## **CAPÍTULO 6: SOLUCIÓN AL PROBLEMA**

6.1 PROPUESTA PARA EL COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	135
6.2 ESTRUCTURAS ESENCIALES (HOSPITALES).....	136
6.2.1 SOLUCIÓN AL PROBLEMA.....	136
6.2.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	138
6.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES.....	140
6.2.4 CARGA SÍSMICA.....	140
6.2.5 SECCIONES DE DISEÑO.....	140
6.2.6 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	143
6.2.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	144
6.2.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA.....	145
6.2.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	147
6.2.10 PORCENTAJE DE CORTE BASAL EN LOS MUROS.....	147
6.2.11 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	148



6.2.12 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	149
6.2.12.1 DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO (Tr=475 años).....	149
6.2.12.2 DESEMPEÑO PARA EL SISMO EXTREMO (Tr=2500 años) .....	152
6.2.13 ANÁLISIS ECONÓMICO.....	155
6.2.14 INFLUENCIA DE LOS SUBSUELOS.....	156
6.3 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS).....	158
6.3.1 SOLUCIÓN AL PROBLEMA.....	158
6.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.....	159
6.3.3 CARGAS GRAVITACIONALES.....	161
6.3.4 CARGA SÍSMICA.....	161
6.3.5 SECCIONES DE DISEÑO.....	162
6.3.6 ANÁLISIS DE DERIVAS.....	166
6.3.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO.....	167
6.3.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA.....	168
6.3.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA.....	169
6.3.10 PORCENTAJE DE CORTE BASAL EN LOS MUROS.....	170
6.3.11 CURVA DE CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	171
6.3.12 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.....	172
6.3.12.1 DESEMPEÑO PARA EL SISMO EXTREMO (Tr=2500 años) .....	172
6.3.13 ANÁLISIS ECONÓMICO.....	176
 <b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
7.1 CONCLUSIONES.....	177
7.2 RECOMENDACIONES.....	179
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 181

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Curva de Capacidad Pushover.....	9
Figura 2.2 Modelo de Mander para el concreto confinado y no confinado	12
Figura 2.3 Modelo de Histéresis de Takeda.....	14
Figura 2.4 Modelo de Park para el acero.....	15
Figura 2.5 Modelo de histéresis kinemático.....	16
Figura 2.6 Modelo de histéresis del concreto sin confinar.....	17
Figura 2.7: Relación Carga-Deformación.....	18
Figura 2.8: Comportamiento de la mampostería bajo carga lateral.....	22
Figura 2.9: Modelo del puntal equivalente.....	24
Figura 2.10: Rótulas en un Pórtico con mampostería.....	26
Figura 2.11: Espectro de Aceleraciones NEC2015.....	27
Figura 2.12: Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador.....	28
Figura 2.13: Curvas de Peligro Sísmico para Quito.....	29
Figura 2.14: Espectro de Respuesta en formato tradicional y ADRS.....	35
Figura 2.15: Curva de Capacidad en formato normal y ADRS.....	36
Figura 2.16: ADRS inicial y espectro de capacidad.....	36
Figura 2.17: Método de la Linealización Equivalente.....	38
Figura 2.18: Modelos de Histéresis de la Curva de Capacidad.....	39
Figura 3.1: Efecto de Columna Corta.....	43
Figura 3.2: Efecto de Columna Corta.....	43
Figura 3.3: Efecto de Piso Blando.....	44
Figura 3.4: Configuraciones que generan torsión.....	45
Figura 3.5: Hospital IESS Ambato.....	49
Figura 3.6: Hospital Eugenio Espejo Quito.....	50
Figura 3.7: Hospital Baca Ortiz Quito.....	51
Figura 3.8: Hospital Regional Docente Ambato.....	52
Figura 3.9: Hospital de los Valles Quito.....	52
Figura 3.10: GAD Provincial de Tungurahua.....	53
Figura 3.11: Ministerio de Transporte y Obras Públicas Quito.....	54
Figura 3.12: Ministerio de Educación Quito.....	55
Figura 3.13: Ministerio de Turismo Quito.....	56
Figura 3.14: Ministerio de Salud Pública Quito.....	57
Figura 3.15: Ministerio de Relaciones Laborales Quito.....	58
Figura 3.16: Configuraciones Estructurales recomendadas por la NEC-SE	59
Figura 3.17: Irregularidades relacionadas al Piso Blando.....	61
Figura 3.18: Irregularidad Torsional.....	61
Figura 4.1: Render del Modelo.....	64
Figura 4.2: Primera Planta.....	64
Figura 4.3: 2da a 4ta Planta.....	65
Figura 4.4: Vista en Elevación.....	65
Figura 4.5: Espectros de Respuesta.....	71

Figura 4.6: Columna Tipo.....	71
Figura 4.7: Pórtico X-X.....	72
Figura 4.8: Pórtico Y-Y.....	73
Figura 4.9: Derivas de Piso.....	74
Figura 4.10: Distribución del Cortante sentido X-X.....	75
Figura 4.11: Distribución del Cortante sentido Y-Y.....	75
Figura 4.12: Curva Pushover Sentido X.....	77
Figura 4.13: Curva Pushover Sentido Y.....	77
Figura 4.14: Punto de Desempeño 475 años X.....	78
Figura 4.15: Nivel de Daño 475 años X.....	79
Figura 4.16: Punto de Desempeño 475 años Y.....	80
Figura 4.17: Punto de Desempeño 2500 años X.....	81
Figura 4.18: Nivel de Daño 2500 años X.....	82
Figura 4.19: Punto de Desempeño 2500 años Y.....	82
Figura 4.20: Nivel de Daño 2500 años Y.....	83
Figura 4.21: Render del Modelo.....	85
Figura 4.21: Planta Baja.....	85
Figura 4.22: Planta 2, Planta Tipo.....	86
Figura 4.23: Plantas ultimo nivel.....	87
Figura 4.24: Espectros de Respuesta.....	92
Figura 4.25: Armado de Columnas.....	92
Figura 4.26: Vigas Edificio 8 Pisos.....	93
Figura 4.27: Vigas Edificio 12 Pisos.....	94
Figura 4.28: Vigas Edificio 15 Pisos.....	94
Figura 4.29: Derivas de Piso.....	96
Figura 4.30: Cortantes de Piso Edificio 12 Pisos.....	97
Figura 4.31: Torsión en Planta.....	99
Figura 4.32: Curva Pushover Sentido X.....	100
Figura 4.33: Curva Pushover Sentido Y.....	100
Figura 4.34: Punto de Desempeño 2500 años X.....	101
Figura 4.35: Nivel de Daño Desempeño 2500 años X 12 Pisos.....	102
Figura 4.36: Punto de Desempeño 2500 años Y.....	103
Figura 4.35: Nivel de Daño Desempeño 2500 años Y 12 Pisos.....	104
Figura 5.1: Render del Modelo.....	105
Figura 5.2: Vista en Elevación.....	106
Figura 5.3: Vista en Elevación.....	106
Figura 5.4: Variación del Período Fundamental.....	110
Figura 5.5: Derivas de Piso.....	112
Figura 5.6: Corte en Columna C2.....	113
Figura 5.7: Corte en Columna C1.....	114
Figura 5.8: $f_m$ vs %Torsión.....	116
Figura 5.9: Curva Pushover Sentido X.....	117
Figura 5.10: Curva Pushover Sentido Y.....	118
Figura 5.11: Puntos de Desempeño.....	119
Figura 5.12: Nivel de Daño 475 años X.....	120

Figura 5.13: Render del Modelo.....	122
Figura 5.14: Vista en Elevación.....	122
Figura 5.15: Derivas de Piso.....	126
Figura 5.16: Corte en Columna A2.....	127
Figura 5.17: Curva Pushover Sentido X.....	130
Figura 5.18: Curva Pushover Sentido Y.....	130
Figura 5.19: Punto de Desempeño 2500 años X 8 Pisos.....	131
Figura 5.20: Punto de Desempeño 2500 años X 12 Pisos.....	131
Figura 5.21: Punto de Desempeño 2500 años X 15 Pisos.....	132
Figura 5.22: Punto de Desempeño 2500 años Y 8 Pisos.....	132
Figura 5.23: Punto de Desempeño 2500 años Y 12 Pisos.....	133
Figura 5.24: Punto de Desempeño 2500 años Y 15 Pisos.....	133
Figura 5.25 Nivel de Daño sentido X 12P.....	134
Figura 5.26 Nivel de Daño sentido Y 12P.....	134
Figura 6.1: Render del Modelo.....	139
Figura 6.2: Planta de la Estructura.....	139
Figura 6.3: Vista en Elevación.....	140
Figura 6.4: Columna Tipo.....	141
Figura 6.5: Pórtico X-X.....	141
Figura 6.6: Pórtico Y-Y.....	142
Figura 6.7: Armado Muro X-X.....	142
Figura 6.8: Armado Muro Y-Y.....	143
Figura 6.9: Derivas de Piso.....	144
Figura 6.10: Corte en Columna C2.....	145
Figura 6.11: Corte en Columna C1.....	146
Figura 6.12: Curva Pushover Sentido X.....	148
Figura 6.13: Curva Pushover Sentido Y.....	149
Figura 6.14: Punto de desempeño 475 años X.....	149
Figura 6.15: Punto de desempeño 475 años Y.....	150
Figura 6.16: Nivel de Daño 475 años X.....	151
Figura 6.17: Nivel de Daño 475 años Y.....	152
Figura 6.18: Punto de desempeño 2500 años X.....	152
Figura 6.19: Punto de desempeño 2500 años Y.....	153
Figura 6.20: Nivel de Daño 2500 años X.....	154
Figura 6.21: Nivel de Daño 2500 años Y.....	155
Figura 6.22: Influencia de los subsuelos en la Capacidad.....	157
Figura 6.23: Render del Modelo 12 Pisos.....	160
Figura 6.24: Elevación del Modelo 12 Pisos.....	160
Figura 6.25: Planta del Edificio 12 Pisos.....	161
Figura 6.26: Vigas Edificio 8 Pisos.....	162
Figura 6.27: Vigas Edificio 12 Pisos.....	163
Figura 6.28: Vigas Edificio 15 Pisos.....	164
Figura 6.29: Muros Edificio 8 Pisos.....	165
Figura 6.30: Muros Edificio 12 Pisos.....	165
Figura 6.31: Muros Edificio 15 Pisos.....	166

Figura 6.32: Derivas de Piso.....	167
Figura 6.33: Efecto de Columna Corta.....	168
Figura 6.34: Curva Pushover Sentido X.....	171
Figura 6.35: Curva Pushover Sentido Y.....	171
Figura 6.36: Puntos de Desempeño.....	173
Figura 6.37: Puntos de Desempeño.....	173
Figura 6.38: Nivel de Daño 2500 años X 12P.....	175
Figura 6.39: Nivel de Daño 2500 años Y 12P.....	175

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Niveles de Desempeño para las Estructuras.....	9
Tabla 2.2: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Vigas	19
Tabla 2.3: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Columnas.....	20
Tabla 2.4: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Muros	21
Tabla 2.5: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Mampostería.....	26
Tabla 2.6: Coeficiente $\eta$ .....	28
Tabla 2.7: Valores del Factor de zona sísmica Z.....	28
Tabla 2.8: Tipo de Suelo.....	30
Tabla 2.9: Tipo de Suelo y Factor $F_a$ .....	31
Tabla 2.10: Tipo de Suelo y Factor $F_d$ .....	31
Tabla 2.11: Tipo de Suelo y Factor $F_s$ .....	32
Tabla 2.12: Niveles de amenaza sísmica.....	33
Tabla 2.13: Coeficientes para el cálculo del amortiguamiento efectivo.....	40
Tabla 2.14: Coeficientes para el cálculo del período efectivo.....	41
Tabla 3.1: Características Arquitectónicas y Estructurales presentes en Hospitales.....	46
Tabla 3.2: Características Arquitectónicas y Estructurales presentes en Edificios Públicos.....	48
Tabla 4.1: Características del Modelo.....	63
Tabla 4.2: Factores de Carga Sísmica.....	67
Tabla 4.3: Espectros de Respuesta.....	68
Tabla 4.4: Derivas de Piso.....	73
Tabla 4.5: Participación Modal de la Masa.....	76
Tabla 4.6: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	79
Tabla 4.7: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	80
Tabla 4.8: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	81
Tabla 4.9: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	83
Tabla 4.10: Características del Modelo.....	84
Tabla 4.11: Factores de Carga Sísmica.....	88
Tabla 4.12: Períodos Y Corte Basal.....	89

Tabla 4.13: Espectros de Respuesta.....	89
Tabla 4.14: Derivas de Piso.....	95
Tabla 4.15: Derivas Inelásticas.....	95
Tabla 4.16: Participación Modal de la Masa 8 Pisos.....	97
Tabla 4.17: Participación Modal de la Masa 12 Pisos.....	98
Tabla 4.18: Participación Modal de la Masa 15 Pisos.....	98
Tabla 4.19: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	101
Tabla 4.20: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	103
Tabla 5.1: Propiedades del Puntal Equivalente.....	107
Tabla 5.2: Variación del Período Fundamental.....	109
Tabla 5.3: Derivas de Piso $f'm=10\text{kg/cm}^2$ .....	110
Tabla 5.4: Derivas de Piso $f'm=20\text{kg/cm}^2$ .....	111
Tabla 5.5: Derivas de Piso $f'm=35\text{kg/cm}^2$ .....	111
Tabla 5.6: Participación Modal de la Masa $f'm=10\text{kg/cm}^2$ .....	115
Tabla 5.7: Participación Modal de la Masa $f'm=20\text{kg/cm}^2$ .....	115
Tabla 5.8: Participación Modal de la Masa $f'm=35\text{kg/cm}^2$ .....	116
Tabla 5.9: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	121
Tabla 5.10: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	121
Tabla 5.11: Propiedades del Puntal Equivalente.....	123
Tabla 5.12: Períodos y Corte Basal.....	124
Tabla 5.13: Derivas de Piso.....	125
Tabla 5.14: Derivas Inelásticas.....	125
Tabla 5.15: Participación Modal de la Masa 8 Pisos.....	128
Tabla 5.16: Participación Modal de la Masa 12 Pisos.....	128
Tabla 5.17: Participación Modal de la Masa 15 Pisos.....	129
Tabla 6.1: Ejemplo de Cálculo.....	136
Tabla 6.2: Características del Modelo.....	138
Tabla 6.3: Derivas de Piso.....	143
Tabla 6.4: Participación Modal de la Masa.....	147
Tabla 6.5: Corte absorbido por los muros.....	148
Tabla 6.6: Parámetros en el punto de desempeño.....	150
Tabla 6.7: Parámetros en el punto de desempeño.....	151
Tabla 6.8: Parámetros en el punto de desempeño.....	153
Tabla 6.9: Parámetros en el punto de desempeño.....	154
Tabla 6.10: Comparación de Presupuestos.....	155
Tabla 6.11: Porcentaje requerido de Muros de Corte.....	159
Tabla 6.12: Características del Modelo.....	159
Tabla 6.13: Períodos y Corte Basal.....	162
Tabla 6.14: Derivas de Piso.....	166
Tabla 6.15 Derivas Inelásticas.....	167
Tabla 6.16: Participación Modal de la Masa 8 Pisos.....	169
Tabla 6.17: Participación Modal de la Masa 12 Pisos.....	169
Tabla 6.18: Participación Modal de la Masa 15 Pisos.....	170
Tabla 6.19: Corte absorbido por los muros.....	170
Tabla 6.20: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	173

Tabla 6.21: Parámetros en el Punto de Desempeño.....	174
Tabla 6.22: Comparación de Presupuestos.....	176

## RESUMEN

Es de conocimiento mundial que el Ecuador es un país de alto peligro sísmico, pues durante los últimos 470 años, se han registrado numerosos sismos que a su paso han devastado ciudades enteras tales como Ambato, Riobamba, Ibarra entre otras. Como consecuencia de ello se han realizado un sin número de estudios de peligrosidad sísmica con la finalidad de disminuir el riesgo en las edificaciones. Sin embargo el enfoque del sistema estructural principal resistente a cargas laterales no se ha mejorado siendo el sistema aporticado el utilizado en la gran mayoría de los diseños. Además, de la experiencia de sismos pasados se desprenden los efectos negativos que las paredes de mampostería ocasionan en las estructuras aporticadas.

Es por ello que el presente trabajo analiza la influencia de la mampostería en estructuras de ocupación esencial y especial con la finalidad de disminuir la vulnerabilidad del sistema estructural convencional ante la ocurrencia de sismos. Para esto se estudian las configuraciones típicas encontradas en hospitales y edificios públicos y las patologías presentes en ellos, y así elaborar modelos representativos. En principio se diseñan las estructuras mencionadas de manera que cumplan con todos los requerimientos de diseño y desempeño correspondientes a su ocupación, descritos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Como siguiente paso se incorpora la mampostería de relleno utilizando el modelo del puntal equivalente, para observar su influencia en el comportamiento inelástico de las estructuras.

Finalmente, se propone un cambio de enfoque en el sistema estructural al sistema dual, a través de porcentajes mínimos de muros de corte, de acuerdo con el tipo de ocupación, de manera que se elimine todo tipo de patologías y efectos negativos atribuidos a la mampostería, a más de cumplir con los requerimientos y desempeño expuesto en la norma.

Palabras clave: Influencia mampostería, Estructuras Esenciales, Estructuras Especiales



## ABSTRACT

It is known worldwide that Ecuador is a high seismic hazard country, because during the last 470 years, there have been numerous earthquakes that have devastated entire cities such as Ambato, Riobamba, Ibarra and others. As a result, there have been developed a large number of seismic hazard studies in order to reduce the risk in buildings. However the approach of the main structural lateral load resistant system has not been improved, since the frame system has been used in the vast majority of designs. Moreover, from the experience of past earthquakes arise negative effects caused by masonry walls in framed systems.

That is why this document analyzes the influence of the masonry in the special and essential occupancy structures in order to reduce the vulnerability of the conventional structural system upon the occurrence of earthquakes. For this, typical configurations and pathologies found in hospitals and public buildings are studied, and so develop representative models.

At first, the above mentioned structures are designed so that meet both design requirements and their occupation corresponding performance, described in Ecuadorian Construction Code (NEC-15).

As a next step the masonry infill is incorporated using the equivalent strut model to observe its influence on the inelastic behavior of structures.

Finally, it is proposed a change of approach in the structural system to the dual system, through minimum percentages of shear walls, according to the type of occupation, so as to eliminate all kind of pathologies and negative effects attributed to masonry, to more than meet the performance requirements exposed in the standard.

Keywords: Masonry Influence, Essential Structures, Special Structures

# CAPÍTULO 1

## EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1.1 TEMA

“REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN ESTRUCTURAS ESENCIALES Y ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO, SITUADAS EN ZONAS DE ALTO PELIGRO SÍSMICO EN EL ECUADOR”

### 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Es conocido mundialmente que el Ecuador es catalogado como un país de alta peligrosidad sísmica, pues durante los últimos 470 años, se han registrado numerosos sismos que a su paso han devastado ciudades enteras tales como Ambato, Riobamba, Ibarra entre otras. De esta gran actividad sísmica, desde 1541 hasta la actualidad han ocurrido en nuestro país 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII en la escala de intensidad MSK, intensidad desde la cual los efectos son de consideración (Yépez, 2007).

Como consecuencia de estos eventos, se han ido mejorando los métodos de análisis del peligro sísmico, con la finalidad de determinar de una manera más precisa la influencia del sismo en las estructuras de edificación. Adicionalmente, los códigos de construcción ecuatorianos han ido cambiando paulatinamente, incrementando la fuerza sísmica con el objetivo de conseguir estructuras más seguras.

Sin embargo, desde que se emitió el primer código de construcción el Código Nacional de la Construcción en 1951 consecuencia del sismo de Ambato de 1949, hasta la actualidad, el enfoque del sistema estructural principal resistente a fuerzas laterales, no ha cambiado, siendo el Sistema Estructural de Pórticos el que ha predominado en los diseños. Este sistema estructural es muy susceptible a cambios en su comportamiento, debido a la presencia de mamposterías, que

normalmente son consideradas como elementos no estructurales, pero que en realidad provocan graves irregularidades y patologías que se atribuyen a la interacción pórtico-mampostería, con consecuencias fatales para las estructuras, evidenciadas en experiencias de sismos pasados. Además, la arquitectura moderna y los diseños vanguardistas, dan como resultado estructuras con irregularidades y patologías ocultas que inducen a la estructura a presentar deficiencias en su comportamiento, y que a menudo son ignoradas por los diseñadores.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN**

El acelerado crecimiento de Hospitales, y Edificios Públicos, catalogados como estructuras esenciales y especiales respectivamente, en zonas de alto peligro sísmico del Ecuador, hacen necesaria la investigación de la vulnerabilidad de las configuraciones estructurales típicas utilizadas, y de las patologías ocultas asociadas a la influencia de la mampostería; lo cual modifica el comportamiento elástico e inelástico de dichas estructuras.

Es por ello que es necesario, mejorar el enfoque que se le da al tratamiento de las irregularidades, de manera que se pueda dar libertad en la configuración de las estructuras y la disposición de la mampostería, sin que esto afecte ni la estabilidad, ni el desempeño bajo cargas laterales que inducen a la respuesta inelástica de las estructuras.

### **1.4 PLANTEAMIENTO DE HIPÓTESIS**

Para realizar el planteamiento de las hipótesis el investigador se ha apoyado en la experiencia y conocimiento de (Placencia, 2015), pues la idea de desarrollar la temática nace luego de haber finalizado la materia de Estructuración Sísmica impartida por el docente en mención. Es así que, se parte de dos hipótesis

fundamentales para el inicio de la investigación, de cuya verificación se desprenderá el resultado final de la investigación.

- La interacción de la mampostería con el pórtico, modifica el comportamiento dinámico de las estructuras.
- El sistema estructural dual minimiza los efectos negativos producidos por la interacción pórtico-mampostería.

## **1.5 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Reducir la vulnerabilidad de las estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zona de alto peligro sísmico en el Ecuador, mediante la inclusión de muros de corte, manteniendo el sistema de pórticos.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Estudiar las irregularidades en elevación comúnmente presentes en las estructuras esenciales y especiales en el Ecuador.
- Revisar las disposiciones de la NEC-SE, para el tratamiento de irregularidades y patologías.
- Plantear un modelo representativo de una estructura esencial (Hospital), y una estructura especial (Edificio Público), que presenten configuraciones típicas aplicadas en nuestro medio.
- Analizar la influencia de la mampostería en el desempeño de las estructuras con Sistema Dual y Sistema de Pórticos, para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

- Proponer un porcentaje mínimo de muros de corte para cada tipología estructural estudiada, de manera que se neutralicen las patologías atribuidas a la mampostería.

## 1.6 METODOLOGÍA

En primer lugar se recopiló información acerca de las configuraciones típicas que presentan los Hospitales y Edificios Públicos que se diseñan en nuestro medio, analizando características geométricas y disposición de elementos estructurales y no estructurales.

A continuación se estudió las irregularidades explícitas y ocultas, asociadas a dichas configuraciones. Paralelamente, se revisó las disposiciones de la NEC-SE para el tratamiento de irregularidades y patologías, así como los requerimientos de diseño mínimos para estructuras esenciales y especiales.

Una vez analizadas las configuraciones comúnmente utilizadas, se planteó un modelo matemático representativo por cada tipo de estructura, el cual reúne todas las características encontradas, descritas en el apartado anterior. Se realizó el diseño estructural de los modelos, de modo que cumplan con los requerimientos mínimos dispuestos por la NEC-SE de acuerdo a la categorización de la estructura. Es así que, los modelos analizados, cumplen con derivas de piso, formas modales, porcentaje aceptable de torsión en planta y fundamentalmente cumple con el desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica descritos en la NEC-SE, analizado siguiendo los procedimientos establecidos por el FEMA en sus publicaciones 356 y 440.

Posteriormente, se procedió a analizar la influencia de la mampostería en el comportamiento elástico e inelástico de las estructuras diseñadas, con la finalidad de establecer similitudes y diferencias en los parámetros descritos previamente.

Finalmente se incluyen muros de corte en los modelos, de manera que las patologías asociadas a la inclusión de la mampostería se minimizan al máximo. Es así que este trabajo de investigación busca establecer las condiciones

mínimas para que el desempeño de las estructuras mejore notablemente y se cumpla con las disposiciones de la norma.

## **CAPÍTULO 2**

### **FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

#### **2.1 DESEMPEÑO**

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite. (Bertero, 1997).

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico, y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no solo es aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos. (Bonett, 2003)

##### **2.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO**

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. (Bonett, 2003)

A continuación se presentan los niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales, planteados inicialmente por el comité VISION 2000, y que hasta la actualidad se han venido utilizando en publicaciones como el ATC-40 y el FEMA 356.

### 2.1.1.1 Niveles de Desempeño para los Elementos

El nivel de desempeño estructural, debe ser seleccionado de cuatro niveles de desempeño discretos (S-1, S-3, S-5, S-6) y dos niveles intermedios (S-2, S-4).

**Ocupación Inmediata (S-1).**- Se define como el estado de daño post-terremoto, en el que la estructura es segura para ser ocupada, los daños son limitados y de tal magnitud que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones en cuanto a resistencia y rigidez antes de ocurrido el sismo. No existe la posibilidad de pérdida de vidas humanas

**Control de Daño (S-2).**- Consiste en un nivel intermedio entre ocupación inmediata y seguridad de vida. La vida de los ocupantes no está en riesgo pero pueden verse afectados.

**Seguridad de Vida (S-3).**- Es un estado de daño en el que existe daño en los elementos estructurales pero los márgenes de seguridad ante el colapso parcial o total de la estructura no se agotan por completo. El riesgo de vida de los ocupantes es bajo, sin embargo pueden haber heridos.

**Seguridad Limitada (S-4).**- Corresponde a un nivel intermedio entre los niveles de seguridad de vida y prevención de colapso. Algunos de los elementos pueden requerir ser reforzados antes de que la estructura sea ocupada nuevamente.

**Prevención de Colapso (S-5).**- Es un estado de daño en el que la estructura apenas puede soportar cargas gravitacionales pero el margen de seguridad ante el colapso parcial o total debido a cargas laterales es muy bajo.

**No Considerado (S-6).**- No representa un nivel de desempeño.



### 2.1.1.2 Niveles de Desempeño para los Elementos No Estructurales

El nivel de desempeño no estructural, debe ser seleccionado de cinco niveles de desempeño discretos.

**Operacional (N-A).**- Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio permanecen funcionando con normalidad después del sismo.

**Ocupación Inmediata (N-B).**- Estado de daño que incluye daño en los elementos no estructurales, pero el acceso al edificio y los sistemas de seguridad que incluyen puertas, escaleras, elevadores, luces de emergencia, alarma de incendios permanecen operativos.

**Seguridad de Vida (N-C).**- Consiste en un nivel de daño en el que el daño de los elementos no estructurales es moderado, pero no es un riesgo para la vida de los ocupantes.

**Amenaza Reducida (N-D).**- El daño en los elementos no estructurales es extenso, pero sin llegar al fallo o colapso de grandes elementos como parapetos y muros exteriores de mampostería que puedan causar heridas a grupos de personas.

**No Considerado (N-E).**- No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales.

### 2.1.1.3 Niveles de Desempeño para las Estructuras

Es así que la selección de un nivel de desempeño objetivo de una estructura, consiste en la combinación de un nivel de desempeño para elementos estructurales y un nivel de desempeño para elementos no estructurales.

**Operacional 1-A.**- Los daños estructurales son muy limitados y los daños en los elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad.

**Ocupación Inmediata 1-B.-** Todos los espacios y sistemas de la estructura pueden seguir siendo utilizados después del sismo. Se requieren mínimas reparaciones en elementos no estructurales, pero esto no afecta la ocupación del edificio. Se mantiene la integridad de los ocupantes.

**Seguridad de Vida 3-C.-** Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales pueden fallar, sin embargo la probabilidad de pérdidas humanas es nula.

**Prevención de Colapso.-** La estructura es capaz de resistir cargas verticales, pero el factor de seguridad del sistema resistente a cargas laterales está al límite, y la probabilidad de colapso de la estructura ante posibles réplicas es alta. El daño en elementos no estructurales es total por ende no requiere ser evaluado. La seguridad de los ocupantes corre un riesgo bastante alto.

**TABLA 2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LAS ESTRUCTURAS**

NIVELES DE DESEMPEÑO						
NO ESTRUCTURAL	ESTRUCTURAL					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
N-A	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
N-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E PREVENCIÓN DE COLAPSO	NA

NR = No Recomendable NA = No Aplicable

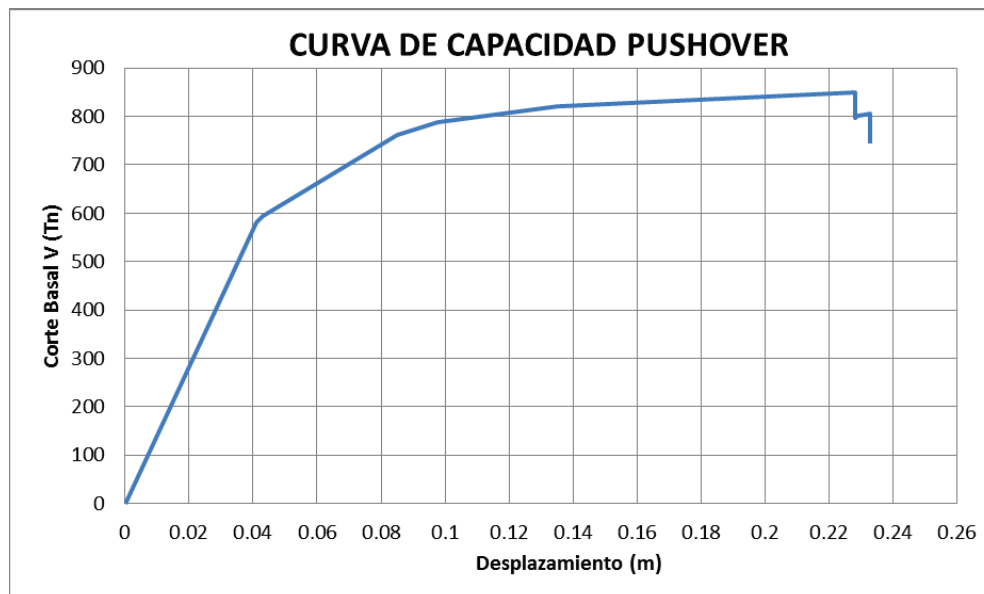
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

## 2.2 CAPACIDAD

### 2.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal pushover, es una técnica simple y eficiente para evaluar la capacidad de una estructura que consiste en un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales de carga – deformación de cada uno de los componentes y elementos de la estructura, sometida a la aplicación incremental monotónica de cargas laterales que representan las fuerzas inerciales durante un sismo, hasta que la estructura colapsa (FEMA356, 2000). Durante el análisis, es posible observar la secuencia de agrietamiento, fluencia, post-fluencia y fallo de los elementos estructurales y no estructurales, asociados con límites de deformación correspondientes con el tipo de elemento y su material constitutivo.

**FIGURA 2.1** CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

El nodo de control del desplazamiento, debe estar localizado en el centro de masas del último piso de la estructura en análisis, debiendo descartarse azoteas o tapagradas cuya rigidez sea mucho menor a la del piso inmediatamente inferior.

El patrón de cargas que se debe adoptar, depende de las características dinámicas de la estructura, es así que cuando el porcentaje de participación modal de la masa asociada al modo fundamental supera el 75% en la dirección de análisis, se puede distribuir la carga de acuerdo con los valores de cortante de piso *Vix* obtenidos mediante el análisis estático; o en su defecto, la carga se puede distribuir de acuerdo con la forma modal asociada al modo de vibración fundamental en la dirección en análisis (FEMA356, 2000). Cabe recalcar que el análisis estático no lineal es plenamente aplicable a estructuras cuyos efectos de modos superiores de vibración no son significantes, pues se basa en que el modo fundamental de vibración es el predominante, esto a menudo sucede en estructuras cuyo período fundamental es menor a 1s.

De acuerdo con el FEMA 356 los elementos y componentes que afectan a la rigidez lateral o influyen en la distribución de las fuerzas en una estructura deben ser clasificados en primarios y secundarios, aún si algunos de los elementos no han sido considerados como parte del sistema resistente a cargas laterales. Los elementos primarios, son aquellos que son parte del sistema resistente, y todos aquellos que no lo son, son clasificados como elementos secundarios.

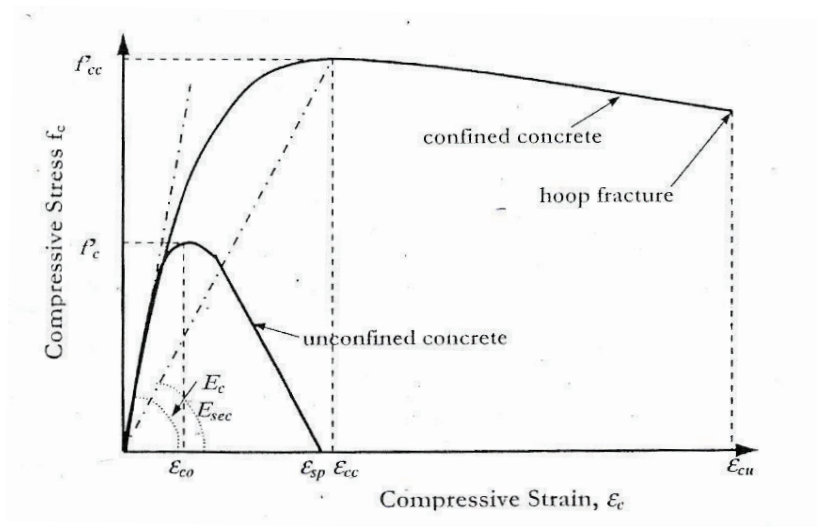
Partiendo de esta clasificación se deben tener en cuenta dos consideraciones en el análisis estático no lineal: la primera es que deben ser modelados únicamente los elementos clasificados como primarios, y la segunda es que la rigidez de los elementos secundarios no debe ser mayor al 25% de la rigidez de los elementos secundarios. Sin embargo, uno de los objetivos de este estudio, es determinar la influencia de paredes de mampostería que serían catalogados como secundarios, es por ello que a pesar que el FEMA exprese lo contrario, estos elementos serán analizados como parte de la estructura.

## 2.2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

### 2.2.2.1 Hormigón

Es necesario conocer la curva esfuerzo-deformación de los materiales que componen la estructura, para conocer el desempeño de la misma. Por tradición y sencillez a la hora de encontrar la fuerza de compresión, se ha venido utilizando el modelo del bloque rectangular de Whitney para fines de diseño. Sin embargo, este modelo no considera el grado de confinamiento del hormigón por lo que es aplicable solo en el rango elástico. Es por esta razón que se utiliza el modelo de Mander el cual considera un aumento en la resistencia del hormigón de acuerdo al confinamiento que se le haya dado a la sección.

**FIGURA 2.2** MODELO DE MANDER PARA EL CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO



**FUENTE:** (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Las siguientes fórmulas definen al modelo de Mander:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (2.1)$$

$$f'_{cc} = f'c \left( \sqrt{1 + \frac{7.94 * fl}{f'c}} - 2 \frac{fl}{f'c} - 1.254 \right) \quad (2.2)$$

$$fl = 0.5 * Ce * pv * fyh \quad (2.3)$$

$$x = \frac{\xi c}{\xi_{cc}} \quad (2.4)$$

$$\xi_{cc} = 0.002 \left( 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'c} - 1 \right) \right) \quad (2.5)$$

$$r = \frac{Ec}{Ec - Esec} \quad (2.6)$$

$$Esec = \frac{f'_{cc}}{\xi_{cc}} \quad (2.7)$$

$f'_{cc}$  = Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

$f'c$  = Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado

$fl$  = Presión radial máxima efectiva de confinamiento

$fc$  = Esfuerzo de compresión del concreto

$\xi_{cc}$  = Deformación al esfuerzo máx de compresión del concreto confinado

$\xi_{cc}$  = Deformación de compresión

$Ce$  = Factor de efectividad del confinamiento

$pv$  = Radio volumétrico del refuerzo transversal.

$fyh$  = Esfuerzo de fluencia del acero transversal

Por ejemplo, para una sección de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , con un radio volumétrico de confinamiento  $pv = 0.0075$  se logra una resistencia del hormigón de  $f'_{cc} = 290 \text{ kg/cm}^2$ .

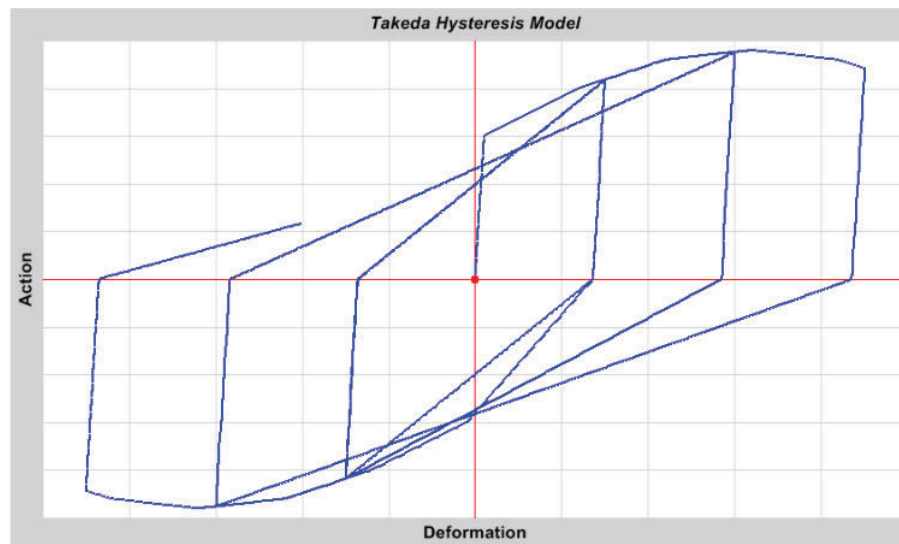
### Modelo de Histéresis

El modelo de histéresis seleccionado para el concreto reforzado es el modelo de Takeda. Este modelo es muy similar al modelo kinemático, pero utiliza una curva

histéresis degradada, descrita en (Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970). Es un modelo simple que no requiere de mayores parámetros y es más apropiada para el concreto que para metales. Se disipa menos energía que en el modelo kinemático.

La descarga es a lo largo de los segmentos elásticos, similar al modelo kinemático. Al cargar nuevamente, la curva sigue una línea secante a la curva de carga en la dirección opuesta. El punto objetivo de esta secante se produce a la máxima deformación que ocurre en esa dirección bajo los ciclos de carga previos. Esto resulta en una cantidad decreciente de disipación de energía con grandes deformaciones. El comportamiento es descrito en la siguiente figura (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 2.3** MODELO DE HISTÉRESIS DE TAKEDA

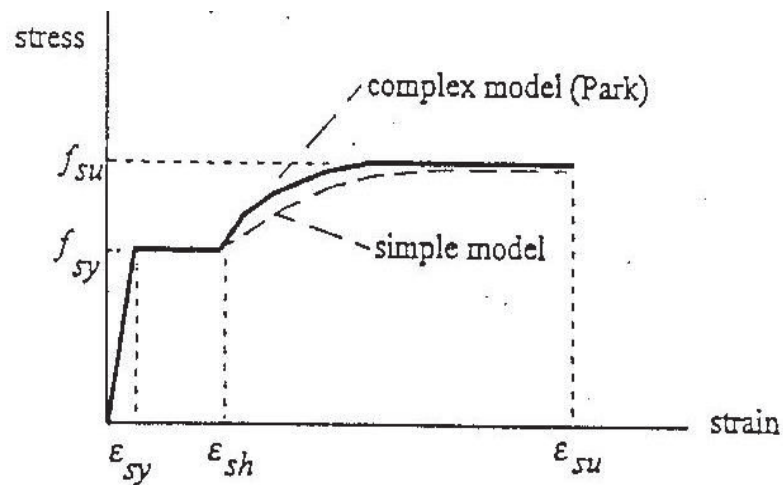


**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 2.2.2.2 Acero de refuerzo

Para el caso del acero de refuerzo se utiliza el modelo de Park para la definición de la curva esfuerzo – deformación del material. Este modelo considera el endurecimiento post-fluencia del acero, y se ha demostrado que se aproxima en gran medida a modelos experimentales.

**FIGURA 2.4** MODELO DE PARK PARA EL ACERO



**FUENTE:** (Paulay & Priestley, 1992)

### Modelo de Histéresis

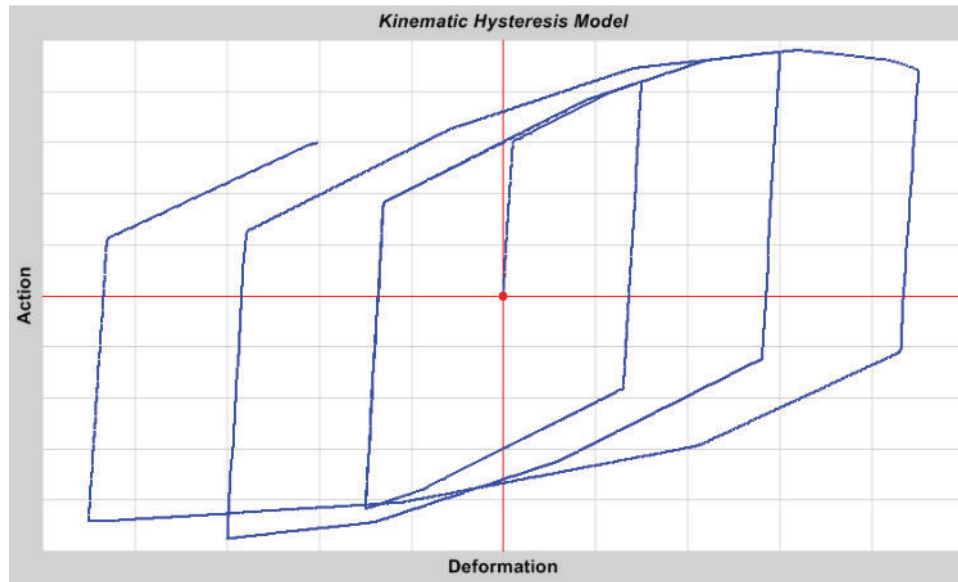
El modelo escogido es el cinemático debido a que este tipo de comportamiento ha sido comúnmente observado en metales. Este modelo disipa una cantidad considerable de energía, y es apropiado para materiales dúctiles. Bajo las reglas del endurecimiento cinemático, la deformación plástica en una dirección "hala" la curva para la otra dirección junto con ella.

Al cargar y descargar, la curva sigue un patrón hecho de segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos cargados previamente y sus pares opuestos hasta que se vuelve a juntar con la curva patrón al cargar en la otra dirección. (Computers and Structures, 2015)



El gráfico muestra el comportamiento de histéresis de acuerdo al modelo cinemático.

**FIGURA 2.5** MODELO DE HISTÉRESIS CINEMÁTICO



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 2.2.2.3 Mampostería

La curva esfuerzo deformación para la mampostería es similar a la del concreto. Para mampostería sin confinar, el esfuerzo de compresión pico se alcanza generalmente a una deformación ligeramente más baja que para el concreto confinado. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Por medio de experimentos, se ha notado una tendencia creciente a la falla por hendiduras significa que la deformación última de compresión de la mampostería de 0.0025 a 0.003, es más baja que lo apropiado para el concreto. (Paulay & Priestley, 1992)

## Modelo de Histéresis

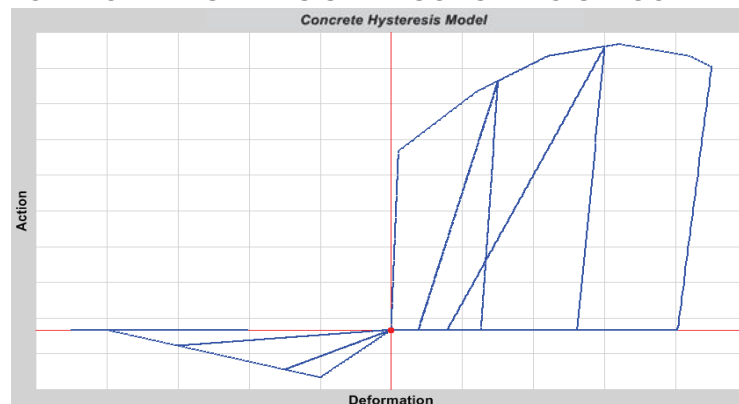
El modelo de histéresis utilizado para la mampostería es el definido para concreto sin confinar. El comportamiento a la tensión y compresión son independientes y se comportan de distinta manera. Este modelo se lo usa principalmente para comportamiento axial, pero puede ser aplicado a cualquier grado de libertad. (Computers and Structures, 2015)

El comportamiento a compresión se lo contempla de la siguiente manera:

La carga inicial se la realiza a lo largo de la curva patrón. La descarga a cero ocurre a lo largo de una línea paralela a la línea elástica de compresión. Esta línea realmente es direccionada hacia un punto pivot en la extensión de la línea elástica de compresión, localizada de tal manera que la pendiente de descarga a la fuerza máxima de compresión tenga la mitad de la rigidez de la línea elástica de carga. Bajo fuerza igual a cero, se produce la carga hacia la tensión.

El comportamiento a tensión se contempla de la siguiente manera: La carga inicial se la realiza a lo largo de la curva patrón. La descarga ocurre a lo largo de una línea secante al origen. La carga subsiguiente se produce a lo largo de la secante de descarga desde el origen hasta el punto de máxima deformación en tensión encontrado previamente. (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 2.6** MODELO DE HISTÉRESIS DEL CONCRETO SIN CONFINAR



**FUENTE:** (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

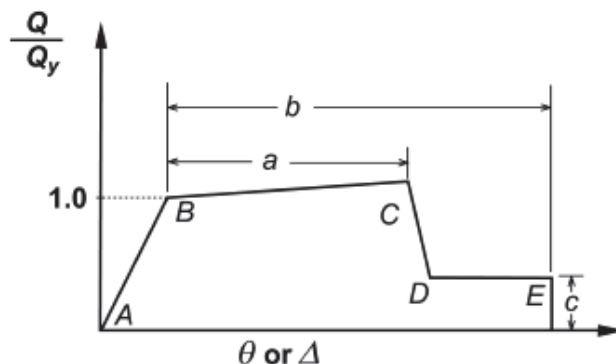
### 2.2.3 RELACIÓN CARGA – DEFORMACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE H.A. (RÓTULAS PLÁSTICAS)

Una vez que se ha determinado el comportamiento de los materiales es necesario conocer la capacidad individual de los elementos que constituyen la estructura previo a evaluar la capacidad global de la misma, lo cual se consigue mediante el análisis del diagrama momento-curvatura de cada una de las zonas en las que se espera una rótula plástica.

De manera general, un punto del diagrama momento – curvatura de una sección, se lo puede obtener a partir de una deformación máxima del hormigón  $\xi_c$ , tomando como base la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio entre fuerzas y momentos de tensión y de compresión. Dentro de este marco, la profundidad del eje neutro  $c$  se la calcula realizando iteraciones hasta llegar a obtener dicho equilibrio entre fuerzas y momentos (Aguiar, 2003).

El diagrama refleja la secuencia de agotamiento del elemento en base a puntos notables que describen la fluencia, el endurecimiento post-fluencia y colapso. Para fines del pushover el FEMA plantea un diagrama para elementos dúctiles en base a 5 puntos, descritos en función del momento de fluencia normalizado a 1 y la rotación, curvatura, o deformación.

**FIGURA 2.7** RELACIÓN CARGA-DEFORMACIÓN



**FUENTE:** (FEMA356, 2000)

Para efectos del análisis no lineal, el FEMA establece límites de deformación para los puntos del diagrama, así como parámetros de aceptación numérica para los diferentes niveles de desempeño de la estructura. Dichos límites y parámetros están calculados en base al tipo de elemento a considerar, es decir el tipo de sollicitación externa que prevalece y el mecanismo de agotamiento esperado en él. Para el caso de elementos de hormigón armado, se presentan las tablas para vigas, columnas y muros estructurales.

**TABLA 2.2 PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA VIGAS**

<i>Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams</i>										
Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>					Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a			b		c		Component Type		
								Primary		Secondary
IO			LS		CP		LS		CP	
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_p$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

FUENTE: (FEMA356, 2000)

**TABLA 2.3 PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA COLUMNAS**

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>					Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>r</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

FUENTE: (FEMA356, 2000)

**TABLA 2.4 PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MUROS**

**Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio		Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)					
					Performance Level					
					Component Type					
					Primary		Secondary <sup>4</sup>			
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
<b>i. Shear walls and wall segments</b>										
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Shear	Confined Boundary <sup>1</sup>								
$\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$										
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.008	0.009	
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.80	0.002	0.004	0.008	0.008	
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	
<b>ii. Columns supporting discontinuous shear walls</b>										
Transverse reinforcement <sup>2</sup>										
Conforming										
	0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.		
Nonconforming										
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.		
<b>iii. Shear wall coupling beams</b>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	Shear									
	$\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
	≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	

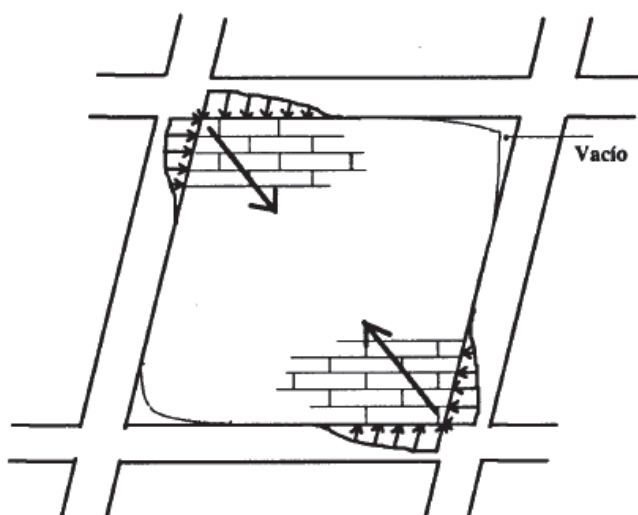
- Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318.
- Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ d/2, and (b) strength of hoops  $V_s$  ≥ required shear strength of column.
- Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups  $V_s$  ≥ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.
- For secondary coupling beams spanning <math>3'-0''</math>, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

FUENTE: (FEMA356, 2000)

### 2.2.4 MODELO MATEMÁTICO DE LA MAMPOSTERÍA

El efecto de interacción de la mampostería de relleno sobre las estructuras aporticadas es un tema que ha sido estudiado analítica y experimentalmente durante varios años. De estos resultados se ha concluido que en la mayoría de los casos de estudio, bajo carga lateral, las esquinas opuestas a la aplicación de la carga se desprenden del pórtico debido a que no se los construye monolíticamente. Es así que realmente, del muro de mampostería solo actúa una franja diagonal de ancho variable como lo muestra la figura.

**FIGURA 2.8** COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO CARGA LATERAL



**FUENTE:** (Rochel, 1993)

Es por ello que, para tener en cuenta la influencia de la mampostería en el comportamiento inelástico de los edificios se utiliza el método del puntal diagonal equivalente, el cual maneja un procedimiento estático no lineal. Usando puntales excéntricos en este análisis global, se producirán efectos directamente del relleno sobre las columnas, con lo cual no se necesitará evaluar estos miembros localmente. Este método se basa en el desarrollo de rótulas plásticas que capturan las propiedades no lineales del sistema estructural. El método puede ser usado tanto para pórticos completamente rellenos como para paneles de mampostería parcialmente rellenos y con aberturas. (Carrillo & González, 2007)

## Ancho de la Diagonal

El ancho de la diagonal es muy variable y depende principalmente de las características mecánicas de los materiales empleados, aunque la forma de construcción también es un factor muy influyente pero poco controlable principalmente por el grado de adherencia entre el pórtico y la mampostería. Varios han sido los autores que han propuesto ecuaciones para el ancho del puntal y producto de análisis experimentales y analíticos Stafford Smith concluyó que dicho ancho varía entre el 10% y el 25% de la longitud de la diagonal.

El modelo que se utilizará para determinar el ancho del puntal y con ello la rigidez de la mampostería, es el propuesto por el FEMA 356 el cual es una modificación al modelo de (Mainstone, 1971). Este modelo es el primero de muchos que considera el parámetro de rigidez equivalente  $\lambda$ . Las ecuaciones que Mainstone propone son las siguientes:

$$\lambda = \left[ \frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4E_c * I_{col} * h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.8)$$

$$a = 0.16 * \lambda^{-0.3} * L \quad (2.9)$$

Siendo reemplazada la última ecuación reemplazada en el FEMA por la expresión:

$$a = 0.175 * (\lambda * h)^{-0.4} * L \quad (2.10)$$

$\lambda$  = Rigidez equivalente

$E_m$  = Módulo Elástico de la mampostería

$t$  = Espesor de la pared

$E_c$  = Módulo Elástico del hormigón

$I_{col}$  = Inercia de la columna

$h$  = Longitud de la columna

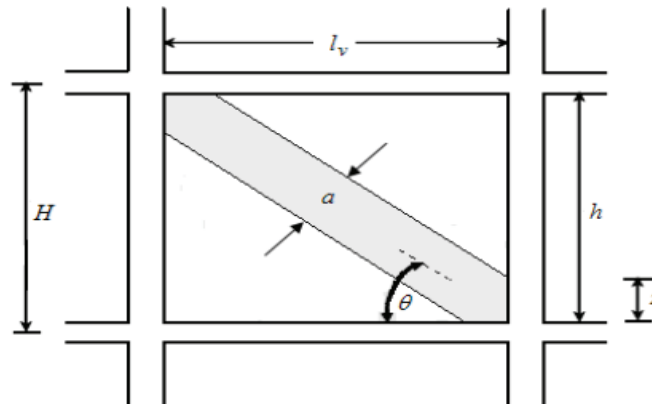
$L$  = Longitud de la diagonal

$a$  = Ancho equivalente del Puntal

$\theta$  = Ángulo de inclinación del puntal



**FIGURA 2.9** MODELO DEL PUNTAL EQUIVALENTE



**FUENTE:** Imagen de Internet

El módulo elástico de la mampostería, de acuerdo con estudios experimentales y teóricos descritos en (Zabala & Zabala, 2006) y en (Carrillo & González, 2007) se puede tomar un valor de:

$$E_m = 600 f' m \quad (2.11)$$

### Resistencia

Otro de los parámetros que deben determinarse para la modelación de la mampostería es la resistencia del puntal.

La resistencia del puntal se determina calculando la carga necesaria para alcanzar la resistencia a la compresión  $R_{compr}$  y al cortante ó a la adherencia del relleno de mampostería  $R_{cort}$ . La componente de estas fuerzas en la dirección del puntal equivalente es usada para asignar la resistencia del puntal. (Carrillo & González, 2007)

De acuerdo con los estudios experimentales realizados por este autor, la resistencia a la compresión y resistencia al corte vienen dadas respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_{compr} = a * t * f' m \quad (2.12)$$

$$R_{cort} = An * f' v \quad (2.13)$$

$f' m =$  Esfuerzo máximo de compresión de un prisma de mampostería

$A_n = \text{Área neta de la sección transversal}$

$f'v = \text{Mín entre las resistencias a cortante y adherencia del mortero/pieza}$

Dado que se trata de un análisis teórico, se asume la uniformidad en la resistencia del sistema mortero-pieza, pues como se mencionó previamente es un factor que es muy complicado controlarlo en obra. Es por esta razón que la resistencia del puntal se determinará a partir de la ecuación 2.11.

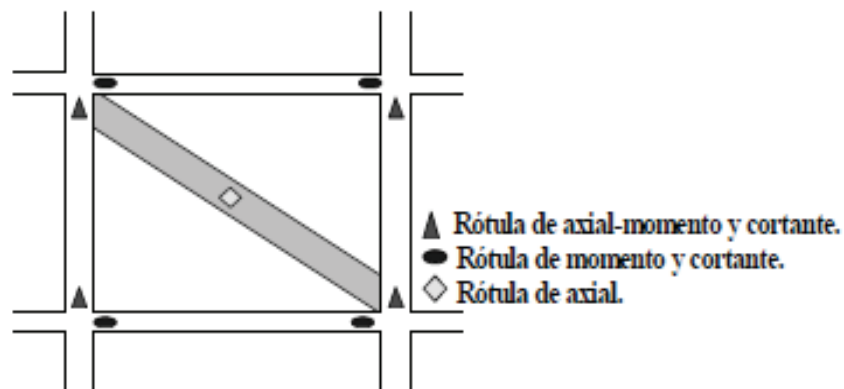
Estas ecuaciones han sido estudiadas para el caso de mamposterías que llegan de columna a columna, es decir en las cuales se desarrolla de una manera casi perfecta el puntal. Por otro lado, las paredes intermedias, es decir que no llegan de una columna a otra, si bien aportan a la resistencia y a la rigidez global de la estructura, no lo hacen de la misma forma que las paredes que van de columna a columna. En este caso su resistencia y la formación del puntal depende mucho de la resistencia del mortero y la forma de unión de la esquina suelta de la pared a la losa. En un principio la mampostería actúa como puntal debido al rozamiento entre la losa y la esquina de la pared, pero en un momento dado el mortero se rompe haciendo que la mampostería no trabaje. Este efecto ha sido poco estudiado y es por ello que no existen recomendaciones ni ecuaciones para modelación. Es por ello que se ha recurrido a la experiencia y conocimiento de (Placencia, 2015) quien recomienda que se utilice el 50% de la resistencia para paredes intermedias.

### **Rótula Plástica**

Una vez determinada la rigidez y resistencia del puntal es necesario definir el tipo de comportamiento de la rótula. En la construcción típica en el Ecuador y en la mayoría de países de Sur América, la mampostería no es unida monolíticamente con el pórtico, por lo que no se genera ningún tipo de empotramiento en las esquinas; de esta manera el puntal equivalente consiste en una diagonal articulada que tiene una rótula plástica de ductilidad limitada sujeta a carga axial.

Bajo derivas muy pequeñas, habitualmente de 0.003 a 0.005 la mampostería de relleno empieza a falla, generalmente mediante el aplastamiento de las esquinas de contacto y grietas severas paralelas a la diagonal. Como consecuencia, la acción estructural se modifica de una diagonal o de un pórtico arriostrado, a la acción puramente del pórtico, en la que la mampostería no juega ningún papel en la respuesta estructural (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

**FIGURA 2.10** RÓTULAS EN UN PÓRTICO CON MAMPOSTERÍA



**FUENTE:** (Carrillo & González, 2007)

Al igual que para los elementos de hormigón, para fines del análisis no lineal el FEMA establece límites de deformación y criterios de aceptación para la mampostería de relleno.

**TABLA 2.5** PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MAMPOSTERÍA

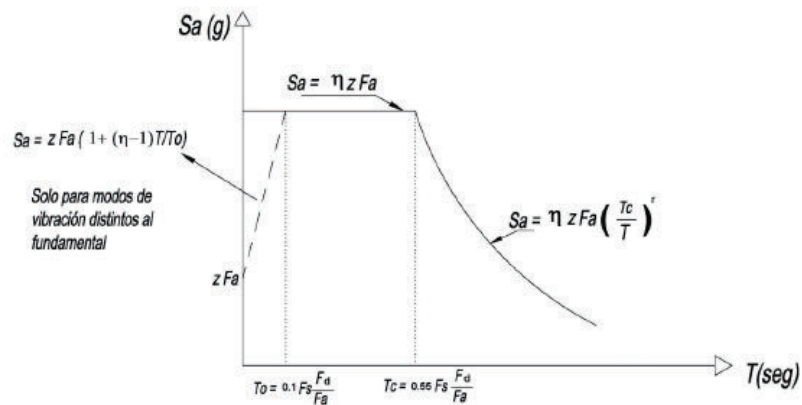
$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria	
					LS %	CP %
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

**FUENTE:** (FEMA356, 2000)

## 2.3 DEMANDA

La demanda no es más que el input de aceleración que el suelo transmite a la estructura durante el sismo. Para fines de diseño, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 plantea un espectro de aceleraciones descrito a continuación:

**FIGURA 2.11** ESPECTRO DE ACELERACIONES NEC2015



**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

$\eta$  = Razón entre  $S_a(T = 1s)$  y el PGA para el  $T_r$  seleccionado

$F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

$F_d$  = Coeficiente de amplificación de suelo

$F_s$  = Coeficiente de amplificación de suelo

$S_a$  = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$T$  = Período fundamental de vibración de la estructura

$T_0$  = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones

$T_c$  = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones

$Z$  = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

Los valores de  $\eta$  varían dependiendo de la región. Es así que se obtienen los siguientes valores:

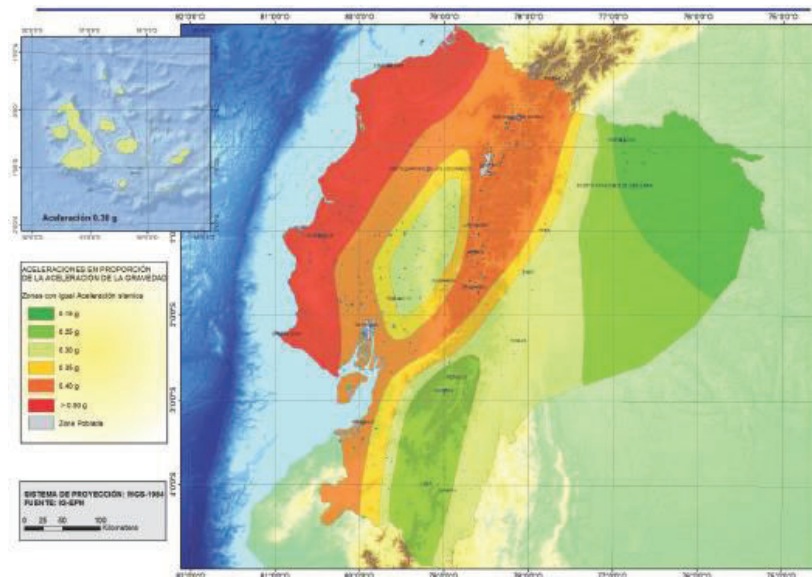
**TABLA 2.6** COEFICIENTE  $\eta$ 

AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL $\eta$	
Costa excp. Esmeral	1.80
Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Oriente	2.60

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 2.3.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CURVAS DE PELIGRO

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

**FIGURA 2.12** MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

**TABLA 2.7** VALORES DEL FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z

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

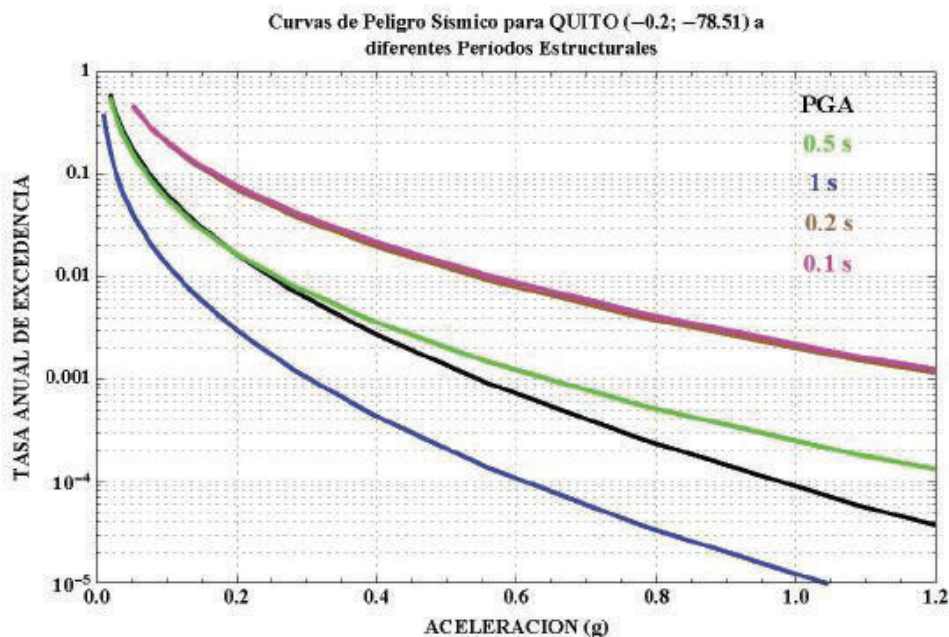
**FUENTE** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, la NEC-SE proporciona las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia.

Es así entonces, que para el presente caso de estudio, se ha seleccionado la ciudad de Quito como sitio de emplazamiento de las estructuras elegidas para el análisis, debido a que pertenece a una de las zonas de mayor peligro sísmico del país, además de ser una gran urbe que cuenta con una gran cantidad de hospitales y edificios públicos de altura considerable. A continuación, se presenta las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Quito, tomadas de la NEC-SE-DS.

**FIGURA 2.13** CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO PARA QUITO



**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

### 2.3.2 GEOLOGÍA LOCAL

La NEC-SE define seis tipos de suelos de acuerdo a sus características mecánicas, y plantea los coeficientes de amplificación de acuerdo a cada tipo de suelo.

**TABLA 2.8 TIPO DE SUELO**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

**TABLA 2.9** TIPO DE SUELO Y FACTOR Fa

**Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

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 <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

**TABLA 2.10** TIPO DE SUELO Y FACTOR Fd

**Fd:** Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

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 <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)



**TABLA 2.11** TIPO DE SUELO Y FACTOR  $F_s$ **F<sub>s</sub>**: Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos

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	1.06	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 <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Para el caso de estudio, se ha seleccionado el tipo de perfil C como el suelo de cimentación en el que se implantarán las estructuras, pues es el suelo más común en la ciudad de Quito y en la mayoría de sectores de la región Sierra, que pertenecen a la zona sísmica en estudio.

### 2.3.3 ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL

Para el caso de las estructuras de ocupación especial y esencial, la NEC-SE exige la verificación del desempeño para ciertos niveles de amenaza sísmica, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño. En la figura siguiente se describen los niveles de amenaza sísmica a tomar en cuenta.

**TABLA 2.12 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA**

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Se deberá verificar entonces:

### **Estructuras Esenciales**

- Seguridad de Vida ante amenaza sísmica con  $T_r = 475$  años (tasa anual de excedencia de 0.00211)
- Prevención de Colapso ante amenaza sísmica con  $T_r = 2500$  años (tasa anual de excedencia de 0.0004)

### **Estructuras Especiales**

- Prevención de Colapso ante amenaza sísmica con  $T_r = 2500$  años (tasa anual de excedencia de 0.0004)

## **2.4 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD DE LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE**

El método de la linealización equivalente es un procedimiento para encontrar el desplazamiento inelástico de una estructura bajo una determinada amenaza sísmica. El método fue publicado por primera vez en el ATC-40, y tiempo después en el FEMA 440 se proponen unas mejoras al método. El método del Espectro de Capacidad asume que el amortiguamiento equivalente del sistema, es proporcional al área que encierra la curva de capacidad. Se asume que el período

equivalente  $T_{eq}$  es el período secante en el que la demanda de movimiento del suelo, reducida para el amortiguamiento equivalente, se interseca con la curva de capacidad. Dado que el período y amortiguamiento equivalente son funciones del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo es iterativa. (FEMA440, 2005)

La suposición básica de la linealización equivalente es que el máximo desplazamiento de un sistema no lineal de 1GDL, se puede estimar del máximo desplazamiento de un sistema elástico de 1GDL que tiene un período y amortiguamiento que son más largos que los iniciales para el sistema no lineal. (ATC-40, 1996)

#### 2.4.1 PROCESO DE SOLUCIÓN

Dado que el período efectivo  $T_{eff}$  y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  son funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo del desplazamiento máximo usando la linealización equivalente no es directa y requiere un método de solución iterativo o gráfico.

1. Seleccionar un espectro de movimiento del suelo representativo con un amortiguamiento inicial  $\beta_o$  que normalmente es del 5%.
2. Convertir el espectro seleccionado a un espectro en formato aceleración – desplazamiento (ADRS) utilizando las ecuaciones descritas a continuación:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i * g \quad (2.14)$$

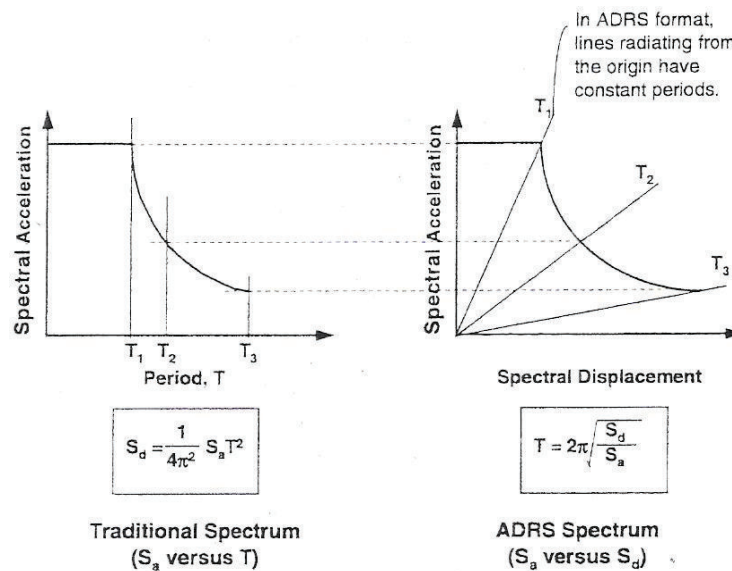
$Sd_i$  = Desplazamiento espectral del punto  $i$

$T_i$  = Período de vibración del punto  $i$

$Sa_i$  = Aceleración espectral del punto  $i$

$g$  = Aceleración de la gravedad

**FIGURA 2.14** ESPECTRO DE RESPUESTA EN FORMATO TRADICIONAL Y ADRS



**FUENTE:** (ATC-40, 1996)

3. Generar la curva de capacidad para la estructura a ser analizada, y convertirla al formato de aceleración – desplazamiento con el uso de las ecuaciones descritas en el ATC-40.

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \phi_{1,roof})} \quad (2.15)$$

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (2.16)$$

$\Delta_{roof}$  = Desplazamiento de la estructura

$V_i$  = Corte Basal  $i$  de la estructura

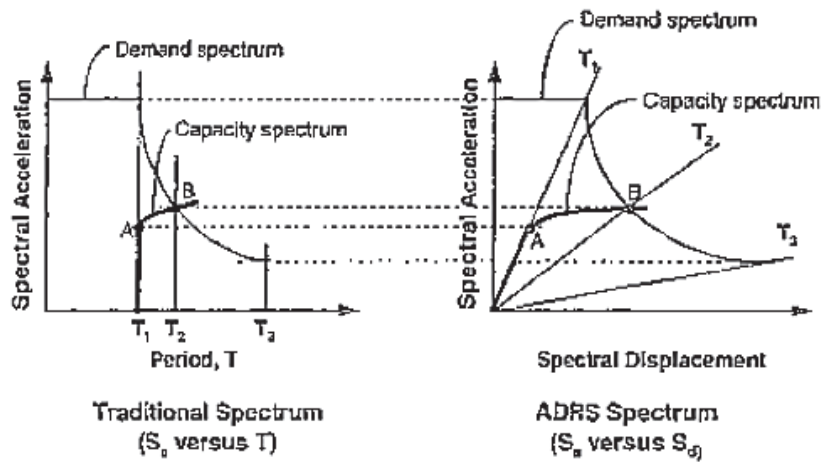
$W$  = Peso total de la estructura

$PF$  = Factor de participación modal

$\alpha_1$  = Coeficiente de participación modal de la masa

$\phi_{1,roof}$  = Amplitud a nivel del techo en el primer modo

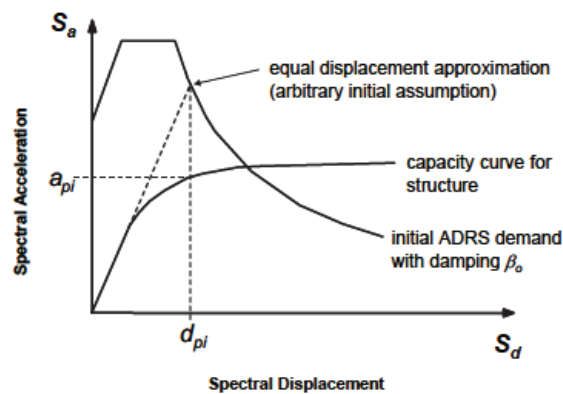
**FIGURA 2.15** CURVA DE CAPACIDAD EN FORMATO NORMAL Y ADRS



**FUENTE:** (ATC-40, 1996)

4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima  $a_{pi}$  y desplazamiento  $d_{pi}$ ). Este puede basarse en una aproximación de igual desplazamiento como se muestra en la figura.

**FIGURA 2.16** ADRS INICIAL Y ESPECTRO DE CAPACIDAD



**FUENTE:** (ATC-40, 1996)

5. Desarrollar una representación bi-lineal del espectro de capacidad. Esto define el período inicial  $T_o$ , el desplazamiento de fluencia  $d_y$  y la aceleración de fluencia  $a_y$ .

6. Para la representación bilineal, calcular los valores de rigidez post-fluencia  $\alpha$ , y la ductilidad  $\mu$  con las ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad (2.17)$$

$$\mu = \frac{a_y}{d_y} \quad (2.18)$$

7. Usando los valores calculados para la rigidez post-fluencia y ductilidad, calcular los respectivos amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  y período efectivo  $T_{eff}$ , mismos que se describen posteriormente,

8. Ajustar el espectro inicial al Espectro Modificado de Aceleración – Desplazamiento ADRS para el amortiguamiento efectivo calculado.

$$Sa_{\beta_{eff}} = \frac{Sa}{B_{\beta_{eff}}} \quad (2.19)$$

$$B_{\beta_{eff}} = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \quad (2.20)$$

9. Multiplicar las ordenadas del espectro ADRS por el factor  $M$  para obtener el espectro MADRS obtenido de la siguiente fórmula:

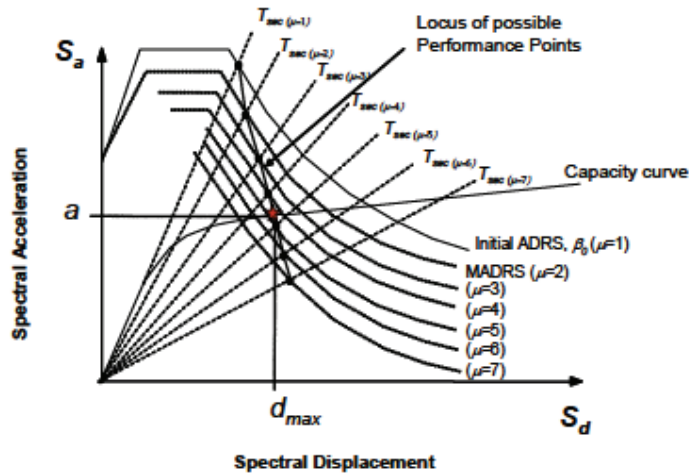
$$M = \left( \frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 \quad (2.21)$$

10. Un posible punto de desempeño se genera por la intersección entre el período secante radial  $T_{sec}$  con el MADRS.

11. Aumentar o disminuir el punto de desempeño asumido y repetir el proceso de manera que se genere una serie de posibles puntos de desempeño.

12. El punto de desempeño real está definido por la intersección del lugar geométrico de puntos y el espectro de capacidad.

FIGURA 2.17 MÉTODO DE LA LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE



FUENTE: (FEMA440, 2005)

## 2.4.2 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

El amortiguamiento efectivo es expresado como función del porcentaje de amortiguamiento crítico, para todos los modelos de histéresis y valores de alfa se tiene la siguiente forma:

Para ductilidades  $1 < \mu < 4$ :

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (2.22)$$

Para ductilidades  $4 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_o \quad (2.23)$$

Para ductilidades  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = E \left[ \frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_o} \right) + \beta_o \quad (2.24)$$

$\beta_{eff}$  = Amortiguamiento efectivo

$T_{eff}$  = Período efectivo

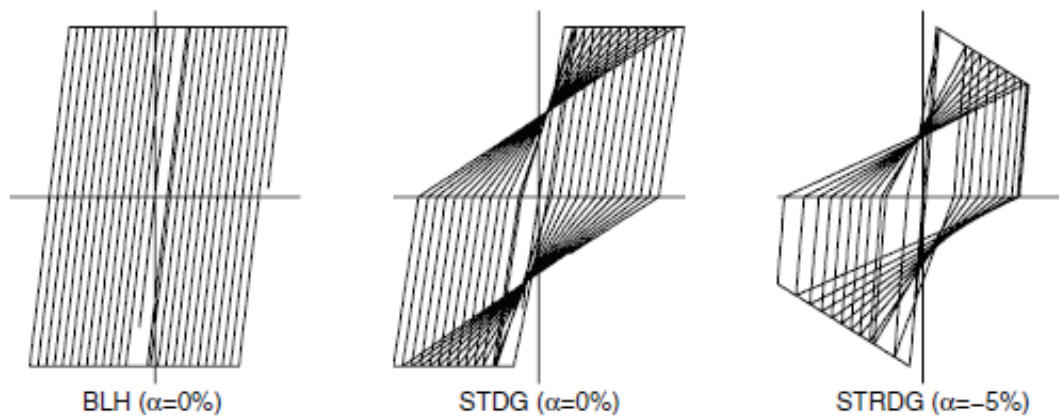
$\beta_o$  = Amortiguamiento inicial (generalmente 5%)

$T_o =$  Período fundamental de vibración

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para el amortiguamiento efectivo de los modelos de osciladores, son función de las características histeréticas de la curva de capacidad y de la rigidez post-elástica  $\alpha$ .

Se han estudiado una variedad de diferentes sistemas histeréticos incluyendo el modelo bilineal histerético (BLH), modelo de degradación de rigidez (STDG), y modelos de degradación de resistencia (STRDG), mostrados en la figura. (FEMA440, 2005)

**FIGURA 2.18** MODELOS DE HISTÉRESIS DE LA CURVA DE CAPACIDAD



**FUENTE:** (FEMA440, 2005)

Se muestra la tabla de valores de los coeficientes de las ecuaciones 2.13 – 2.15:



**TABLA 2.13** COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping

Model	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to  $\alpha_e$ , as discussed in Section 4.3

**FUENTE:** (FEMA440, 2005)

### 2.4.3 PERÍODO EFECTIVO

Del mismo modo se establecen las ecuaciones para el cálculo del período efectivo para las distintas ductilidades, valores de alfa y modelos de histéresis.

Para ductilidades  $1 < \mu < 4$ :

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_o \quad (2.25)$$

Para ductilidades  $4 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_o \quad (2.26)$$

Para ductilidades  $\mu > 6.5$ :

$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o \quad (2.27)$$

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para el período efectivo de los modelos de osciladores, son función de las características histeréticas de la curva de capacidad y de la rigidez post-elástica  $\alpha$ .

**TABLA 2.14** COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO EFECTIVO

**Table 6-2** Coefficients for use in Equations for Effective Period

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

<sup>a</sup>. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to  $\alpha_e$ , as discussed in Section 4.3

**FUENTE:** (FEMA440, 2005)

## **CAPÍTULO 3**

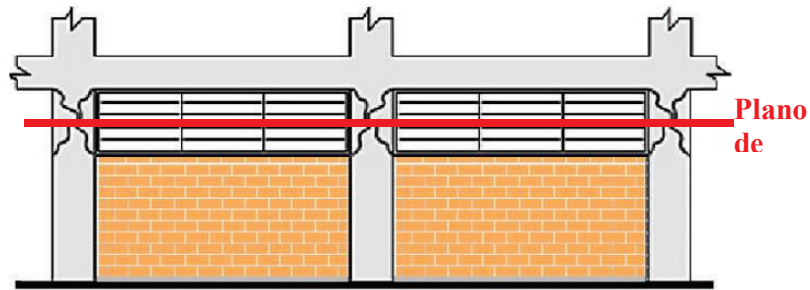
### **VULNERABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN EL ECUADOR**

#### **3.1 PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LA INTERACCIÓN PÓRTICO – MAMPOSTERÍA**

A través de los años, se ha ido desarrollando nuevas tipologías estructurales, y con ello la aparición de patologías que afectan al correcto desempeño de las estructuras. A pesar de que la gran mayoría de habitantes, y más aún los ingenieros civiles ecuatorianos, conocen de la alta sismicidad de nuestro país, se continúan edificando estructuras que presentan patologías que limitan el comportamiento dúctil de las estructuras. Esto se vuelve crítico, cuando las estructuras diseñadas con catalogadas como de ocupación esencial o especial, como es el caso de hospitales y edificios públicos respectivamente.

##### **3.1.1 COLUMNA CORTA**

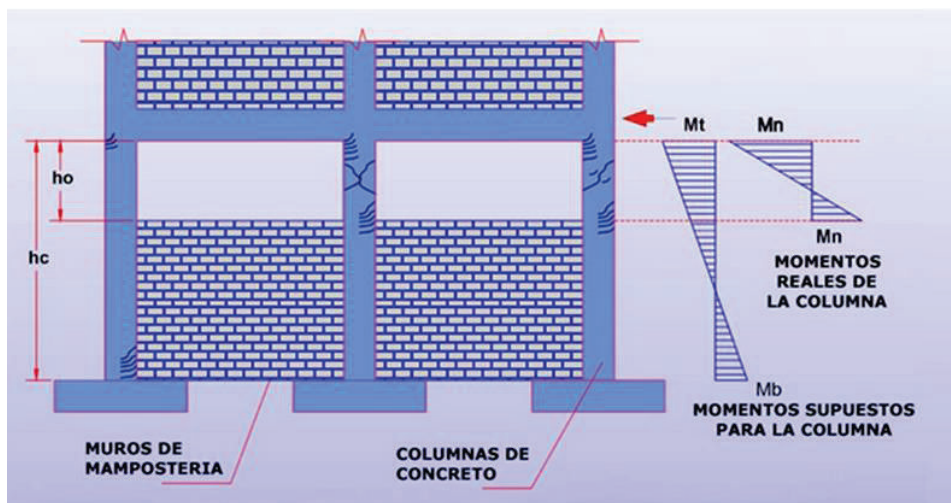
Uno de los problemas más comunes de configuración estructural es el conocido efecto de columna corta, que se caracteriza porque la columna no está arriostrada por la mampostería de relleno en toda su altura, usualmente para permitir una ventana en la parte alta del tabique. Dicha columna tiende a fallar en forma frágil al ser sometida a esfuerzos cortantes excesivos que se generan por estar impedida su deformación hasta la altura de las paredes.

**FIGURA 3.1 EFECTO DE COLUMNA CORTA**

**FUENTE:** Imagen de Internet

Una mayor rigidez lateral de una columna implica mayor resistencia a la deformación, por tanto mientras mayor es la rigidez, mayor será la fuerza necesaria para deformarla. Las columnas consumen esta energía mediante los desplazamientos que experimentan. Como los desplazamientos de las columnas son proporcionales a sus longitudes, la capacidad de consumir energía en las columnas cortas es muy baja.

En la figura mostrada a continuación, se muestra claramente como la demanda de momento por carga horizontal aumenta debido al efecto de columna corta.

**FIGURA 3.2 EFECTO DE COLUMNA CORTA**

**FUENTE:** Imagen de Internet

Por esta razón, las columnas cortas son los elementos que más daño infligen a la construcción. El pobre comportamiento de las columnas cortas se debe al hecho que en un sismo, columnas de diferentes alturas libres tendrán la misma demanda de desplazamiento lateral, Sin embargo, al ser las columnas cortas más rígidas que las columnas más largas, estas atraen mucho más fuerza horizontal.

### 3.1.2 PISO BLANDO

Los pisos blandos o suaves son aquellos que muestran una reducción significativa en la rigidez lateral respecto a los demás pisos de la estructura. A menudo las edificaciones en los pisos superiores tienen una cantidad apreciable de muros de relleno, mientras que el primer piso prácticamente está libre. La falta de mampostería en la parte inferior de la estructura genera una diferencia de rigideces en la misma estructura, lo cual es un punto crítico al ser afectado por un sismo.

**FIGURA 3.3** EFECTO DE PISO BLANDO



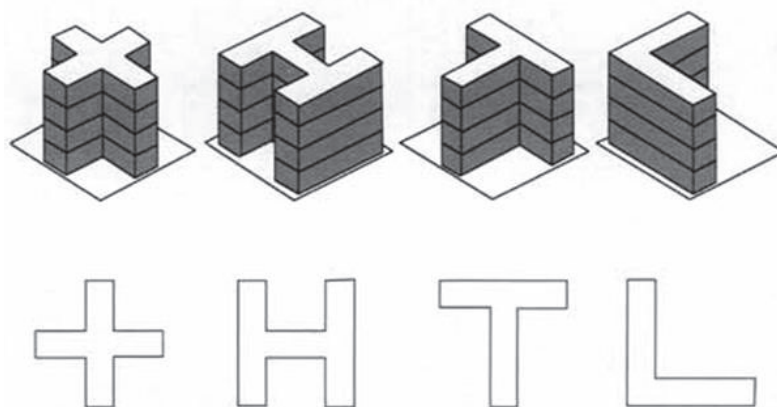
**FUENTE:** Imagen de Internet

Para que un piso se considere blando su rigidez lateral debe ser menor del 70% de la rigidez del piso superior o menor del 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores al piso blando, en tal caso se considera irregular. La condición de piso blando puede ocurrir en cualquier piso, pero es más crítico cuando ocurre en el primer piso, porque las fuerzas sísmicas son generalmente más grandes en este nivel.

### 3.1.3 TORSIÓN EN PLANTA

La irregularidad torsional en planta se puede producir por discontinuidades físicas considerables en la configuración de una estructura, o en su sistema resistente a cargas laterales. Es así que se pueden producir asimetrías en la distribución de las rigideces, principalmente por causa de la mampostería, la cual, si no es considerada en el diseño sismo-resistente, se pueden generar torsiones indeseadas. Las configuraciones en planta que generan mayor torsión, son aquellas a las que se les incluye entrantes excesivas en las esquinas, teniendo formas estructurales en U, T, L H.

**FIGURA 3.4** CONFIGURACIONES QUE GENERAN TORSIÓN



**FUENTE:** Imagen de Internet

En cada una de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo de los centros de masas. Es claro entonces, que esta verificación no se puede


efectuar sin antes haber llevado a cabo el análisis sísmico. Es así, que se ha observado que la torsión en planta constituye una de las causas más comunes de colapsos durante eventos sísmicos, principalmente en edificaciones de planta rectangular con muros en tres lados del perímetro.

### 3.2 CONFIGURACIÓN GENÉRICA DE HOSPITALES Y EDIFICIOS PÚBLICOS EN ECUADOR

Una vez analizadas las patologías, e irregularidades más perjudiciales asociadas a la mampostería de relleno, se procedió a analizar las configuraciones de varios hospitales y edificios públicos en las ciudades de Quito y Ambato, las cuales se encuentran en una zona de alto peligro sísmico. La finalidad de esta observación, fue la de encontrar características genéricas que se aplican en los diseños estructurales y arquitectónicos, y las patologías asociadas a ellas.

Es así entonces que para el caso de estudio de HOSPITALES y EDIFICIOS se pudo apreciar patrones en la configuración de su estructura, que son descritos en las siguientes tablas obtenidas luego de la observación.

**TABLA 3.1** CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES PRESENTES EN HOSPITALES

<b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b>	
	
<b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b>	
<b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b>	
FICHA DE OBSERVACIÓN No.: 1	
TEMA: Características Arquitectónicas y Estructurales presentes en Hospitales de Quito y Ambato	
OBSERVADOR: Ing. Christian David Medina Robalino	
FECHA: 10 de Noviembre del 2015	
<b>INDICADOR</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Pórticos de Hormigón Armado


**TABLA 3.1 CONTINUACIÓN**

Configuración Geométrica en Planta	Rectangular, con una de las dimensiones mayor a 3 veces la otra dimensión
Configuración Geométrica en Elevación	Regular, de pocos pisos de altura, generalmente entre 2 y 5 pisos, a excepción de algunos casos
Luces entre ejes	Entre 5m y 9m
Altura de Piso	Mayores a 3m
Características de la mampostería	Mampostería de buena calidad, generalmente hechas de ladrillo industrial, o bloque estructural, aunque en algunos casos bloque de baja resistencia. Paredes gruesas de espesor igual o mayor a 15cm.
Distribución de la mampostería	En el piso inferior existe poca concentración de mampostería, ya que en esta área se encuentra atención al cliente, recaudación, salas de espera, y la sala de emergencias. Apenas existen pocos consultorios. En este piso la distribución de mampostería en planta es irregular. En los pisos superiores existe gran concentración de mampostería de buena calidad, para dar paso a habitaciones, salas de terapia intensiva, quirófanos, y consultorios. La distribución en planta de la mampostería es regular y consiste generalmente en un pasillo largo de luz transversal corta que separa a las habitaciones que se encuentran de lado y lado.
Otras	En fachada se puede apreciar la existencia de ventanales largos que van de columna a columna, de poca altura, lo cual posibilita la existencia de columna corta

**ELABORACIÓN:** Christian Medina



**TABLA 3.2** CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES PRESENTES EN EDIFICIOS PÚBLICOS

<b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b>	
	<b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b>
	<b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b>
FICHA DE OBSERVACIÓN No.: 2	
TEMA: Características Arquitectónicas y Estructurales presentes en Edificios Públicos de Quito y Ambato	
OBSERVADOR: Ing. Christian David Medina Robalino	
FECHA: 10 de Noviembre del 2015	
<b>INDICADOR</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Pórticos de Hormigón Armado
Configuración Geométrica en Planta	Rectangular de dimensiones similares en X e Y
Configuración Geométrica en Elevación	Regular, de más de 8 pisos de altura hasta los 15 pisos
Luces entre ejes	Entre 6m y 10m
Altura de Piso	Mayores a 3m, el primer piso por lo general es más alto que los demás, y contiene un mezanine
Características de la mampostería	Mampostería de baja calidad, generalmente hechas de bloque o ladrillo artesanal. Paredes de espesor normal generalmente 15cm.
Distribución de la mampostería	En el piso inferior existe poca concentración de mampostería, ya que en esta área se encuentra atención al cliente, recaudación, salas de espera. En este piso la distribución de mampostería en planta es irregular. En los pisos superiores existe mayor concentración de mampostería, ya que en estos pisos se encuentran oficinas. al igual que en el piso inferior, en los pisos superiores la distribución en planta de la mampostería es irregular, y diferente de piso a piso. Usualmente uno de los pisos es totalmente libre utilizado como salón de reuniones y de eventos. Por lo general este piso es el último.

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 3.2.1 EVIDENCIA FOTOGRÁFICA

#### 3.2.1.1 Hospitales

**FIGURA 3.5** HOSPITAL IESS AMBATO



**FUENTE:** Captura propia

**FIGURA 3.6** HOSPITAL EUGENIO ESPEJO QUITO



**FUENTE:** Captura propia

**FIGURA 3.7** HOSPITAL BACA ORTIZ QUITO**FUENTE:** CAPTURA PROPIA

**FIGURA 3.8** HOSPITAL REGIONAL DOCENTE AMBATO

**FUENTE:** Archivo La Hora

**FIGURA 3.9** HOSPITAL DE LOS VALLES QUITO

**FUENTE:** Captura Propia

### 3.2.1.2 Edificios Públicos

**FIGURA 3.10** GAD PROVINCIAL DE TUNGURAHUA



**FUENTE:** Captura propia

**FIGURA 3.11** MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS QUITO

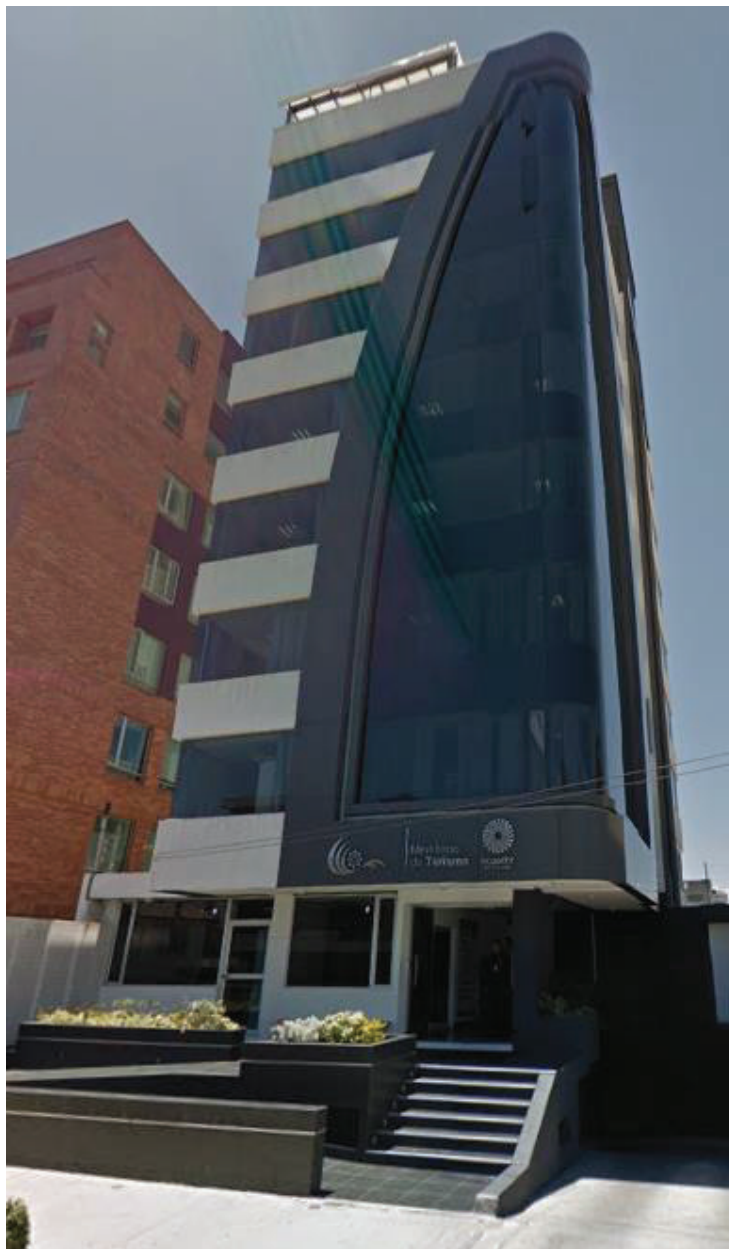


**FUENTE:** Captura propia

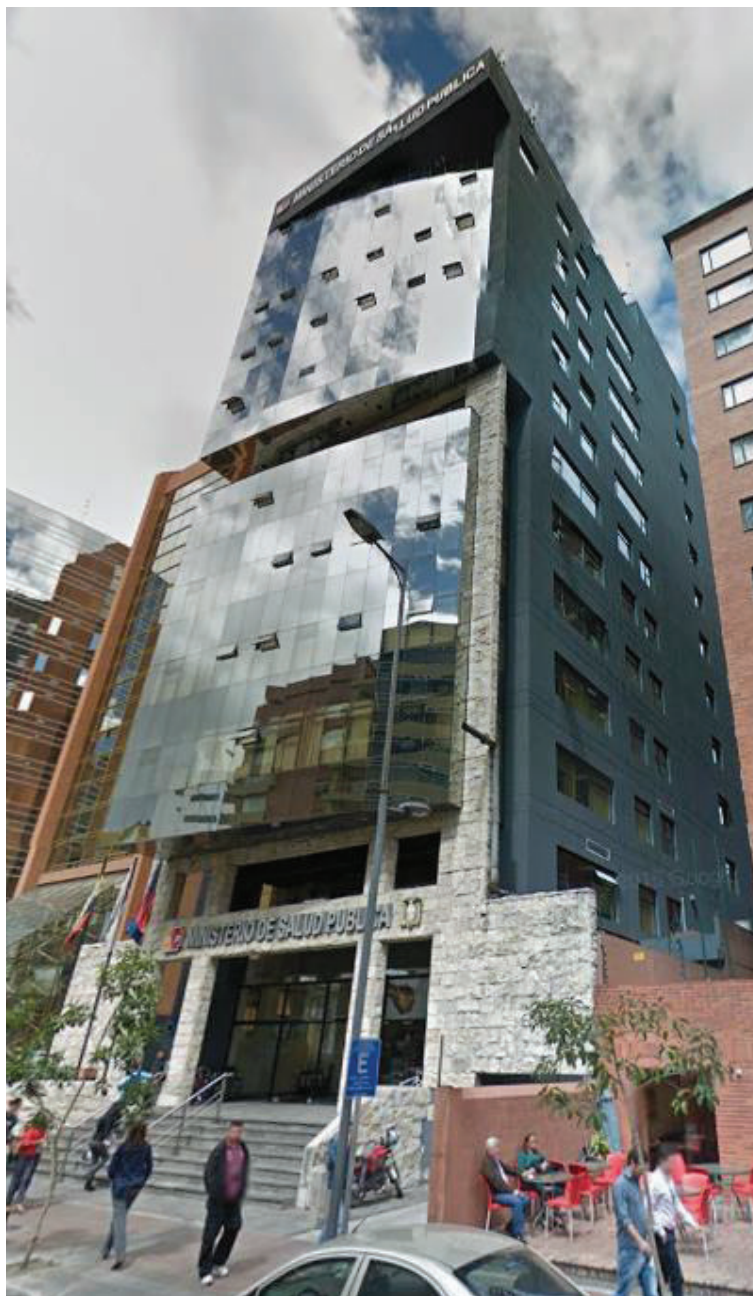
**FIGURA 3.12** MINISTERIO DE EDUCACIÓN QUITO**FUENTE:** Captura propia



**FIGURA 3.13** MINISTERIO DE TURISMO QUITO



**FUENTE:** Captura propia

**FIGURA 3.14** MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA QUITO**FUENTE:** Captura propia

**FIGURA 3.15** MINISTERIO DE RELACIONES LABORALES QUITO

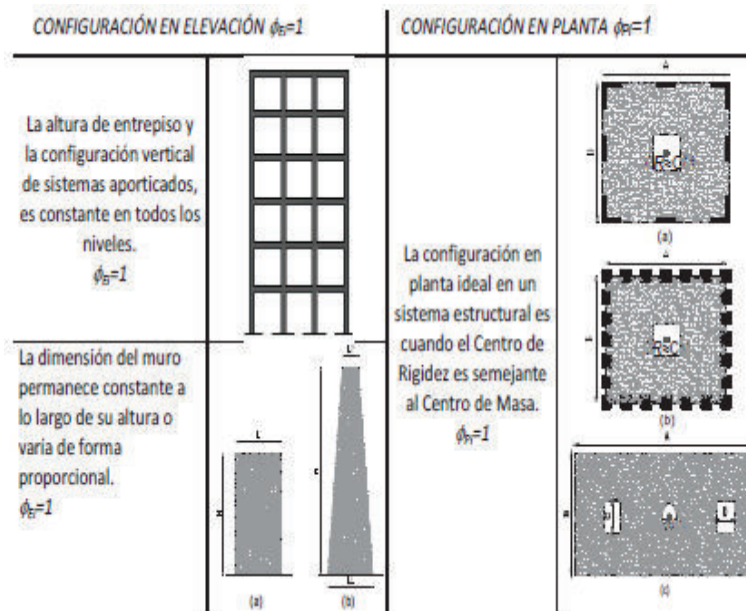


**FUENTE:** Captura propia

### 3.3 DISPOSICIONES DE LA NEC-SE

La NEC-SE en su Capítulo de Peligro Sísmico en el literal 5.2 habla de la Regularidad y Configuración Estructural y “privilegia” a ciertas estructuras simples y regulares considera que tendrán un adecuado desempeño sísmico. En la figura siguiente se muestran las configuraciones recomendadas por la NEC.

**FIGURA 3.16** CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS POR LA NEC-SE



**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, 2015)

Sin embargo, en el caso de estructuras irregulares tanto en planta como en elevación, o que presenten patologías como las descritas previamente, la NEC penaliza al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, las cuales son responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

El castigo que impone la NEC tiene que ver con los coeficientes de configuración estructural, los cuales incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación.

A continuación se presenta el tratamiento a las patologías descritas en el presente estudio extraído de la NEC-SE.

### 3.3.1 COLUMNA CORTA

La NEC-SE-DS escasamente habla sobre la columna corta y simplemente dice literalmente: “Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción” (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, 2015)

En el capítulo de Hormigón Armado NEC-SE-HM en el literal 4.3.5, se habla también de las columnas cortas y la norma expresa lo siguiente:

“Cuando existan muros o paredes integrados a las columnas, que producen columnas cortas que sean parte del sistema estructural sismo resistente, se considera como altura libre de la columna corta el claro producido por las paredes interrumpidas.

Son casos no deseables. En caso de que sean inevitables, los requisitos de diseño son los siguientes:

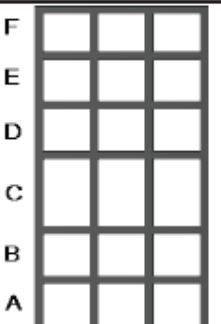
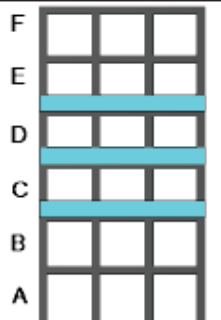
- Se disminuirá el espaciamiento máximo entre los estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal ( $S \leq 4db$ ) sin exceder de 100mm, en toda la altura de la “columna corta”.
- Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos. Además de verificar la estabilidad y la capacidad de distorsión global del edificio sean similares a los de un edificios regular, de lo contrario no se emplearán estos elementos.
- Se deberá aplicar confinamiento especial, en toda la altura libre de la columna. Si esta fuera menor que cuatro veces la distancia transversal en la dirección de las fuerzas sísmicas, el valor  $\rho_s$  no puede ser menor que 0.01 y ninguna combinación de cargas puede producir fuerzas axiales mayores que  $0.20f'cAg$ .” (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2015)

Si bien se le da un tratamiento a la patología, se considera que este no es el correcto, pues a pesar de que se le dote de mayor resistencia y confinamiento al elemento, la irregularidad continúa latente ya que los estribos solamente son útiles cuando la luz libre del elemento es menor a 4 veces la altura tal como lo dice el (ACI-318, 2011) en su capítulo 11.

### 3.3.2 PISO BLANDO

La norma establece dos irregularidades para la determinación de un piso blando, la primera está en base a la rigidez lateral del pórtico y la segunda en base a la distribución en altura de la masa.

**FIGURA 3.17** IRREGULARIDADES RELACIONADAS AL PISO BLANDO

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_B + K_F)}{3}</math></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><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></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>	

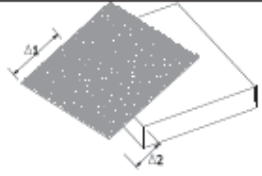
**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, 2015)

Según se observa, el castigo que la norma impone a este tipo de irregularidad es el de calcular el cortante basal con el coeficiente de irregularidad en elevación igual a 0.9 ( $\phi_p = 0.9$ ), sin embargo no se elimina ni se minimiza la patología.

### 3.3.3 TORSIÓN EN PLANTA

Para el caso de la torsión en planta la NEC-SE-DS dice que 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. Al igual que para el piso blando, el castigo se lo impone en el coeficiente de irregularidad en planta, siendo en este caso igual a 0.9 ( $\phi_e = 0.9$ ).

**FIGURA 3.18** IRREGULARIDAD TORSIONAL

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{T1}=0.9</math>  <math display="block">\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>         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>	
---	---

**FUENTE:** (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, 2015)

Finalmente se considera que el enfoque que la norma le da al tratamiento de irregularidades no es el correcto, pues se debe tratar de minimizar si es posible eliminar los efectos adversos mas no ocultarlos como lo hace la NEC.

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

Inicialmente se han elaborado modelos representativos para cada tipología estructural, y se ha realizado el análisis y diseño estructural de manera que se cumplan con todas las disposiciones de la norma y principalmente con el desempeño requerido por cada tipología.

#### 4.1 ESTRUCTURAS ESENCIALES (HOSPITALES)

##### 4.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Se han tomado en cuenta todas las características genéricas encontradas en los hospitales descritas en la tabla 3.1 y la evidencia fotográfica presentada en el numeral 3.3.2 de este documento para armar un modelo representativo. Es así que el modelo tiene las siguientes características:

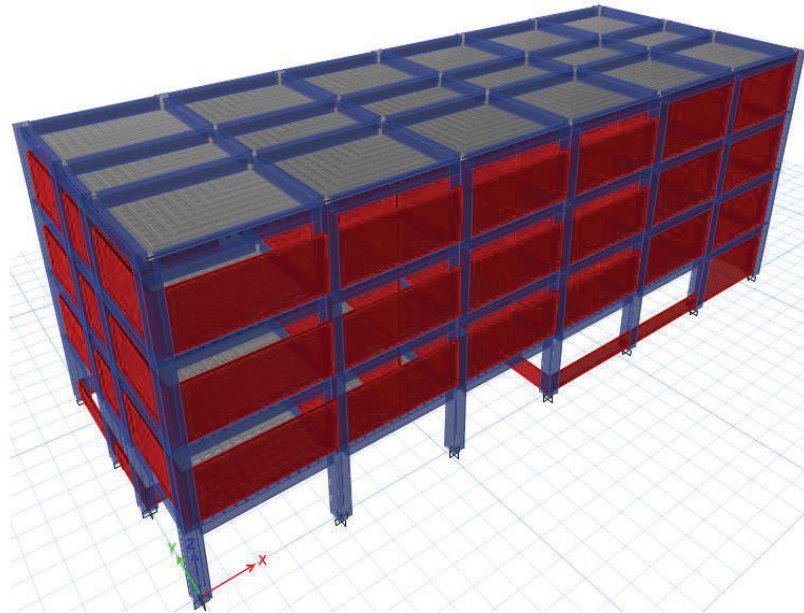
**TABLA 4.1** CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

INDICADOR	CARACTERÍSTICA
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Pórticos de Hormigón Armado
Configuración Geométrica en Planta	Rectangular de 42m de largo X 16m de ancho
Configuración Geométrica en Elevación	Regular de 4 pisos
Luces entre ejes	7m en sentido X; 6m y 4m en sentido Y
Altura de Piso	4m
Características de la mampostería	$f'm = 10, 20, 35 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de la mampostería	$e = 15\text{cm}$
Resistencia del Hormigón	$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Dimensión de Columnas	70cm x 70cm todos los pisos
Dimensión de vigas	40cm x 60cm todos los pisos

**ELABORACIÓN:** Christian Medina



**FIGURA 4.1** RENDER DEL MODELO



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

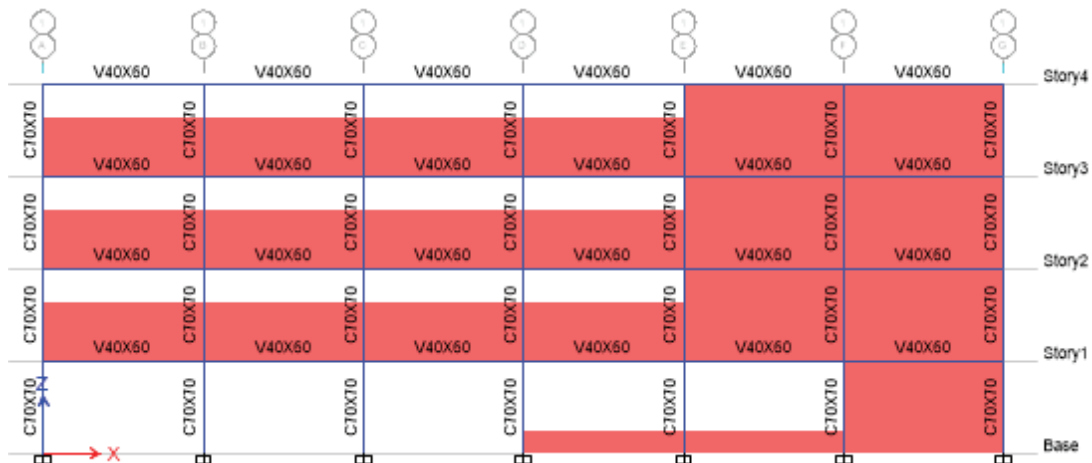
**FIGURA 4.2** PRIMERA PLANTA



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 4.3** 2DA A 4TA PLANTA

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 4.4** VISTA EN ELEVACIÓN

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

Cabe recalcar que la mampostería mostrada en las figuras tiene fines ilustrativos únicamente, para la modelación se la ha retirado y se ha diseñado la estructura sin tomar en cuenta a la misma, como tradicionalmente se lo hace y como lo indican los códigos.

#### 4.1.2 CARGAS GRAVITACIONALES

Peso de paredes por piso 255.85Tn

Área Losa: 651m<sup>2</sup>

CMP = 393.01kg/m<sup>2</sup> = 395kg/m<sup>2</sup>

- Losa de Entrepiso

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>

ACM = 435 kg/m<sup>2</sup>

CV = 300 kg/m<sup>2</sup>

- Losa de Terraza

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>

ACM = 40.50kg/m<sup>2</sup>

CV=150 kg/m<sup>2</sup>

#### 4.1.3 CARGA SÍSMICA

Como se mencionó previamente se escogió a la ciudad de Quito como sitio de implantación de la estructura, situada en un suelo tipo C perteneciente a la zona sísmica V. Para estas características se tienen los siguientes factores:

**TABLA 4.2 FACTORES DE CARGA SÍSMICA**

Parámetro	Factor	Valor	Nuemral NEC-SE- DS
Zona Sísmica Z	5	0.4	3.1.1
Importancia I	ESENCIAL	1.5	4.1
Respuesta Estructural R	Pórtico Especial con vigas descolgadas	8	6.3.4
Config. Elevación $\phi_e$	Regular	1	5.2.3
Config. Planta $\phi_P$	Irregular	1	5.2.3
Altura Edificio $h_n$ (m)	-	16	6.3.3a
Estructura	H°A° SIN MUROS	-	6.3.3a
Ct		0.055	6.3.3a
$\alpha$		0.9	6.3.3a
Tipo de Suelo	C	Nspt > 50	3.2.1
Fa		1.2	3.2.2a
Fd		1.11	3.2.2b
Fs		1.11	3.2.2c
Amplificación Espectral $\eta$	Sierra	2.48	3.3.1
Acelerac. Tr = 475 años	Curvas de Peligro Quito	0.40	10.4.1
Acelerac. Tr = 2500 años	Curvas de Peligro Quito	0.70	10.4.1

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### Período de Vibración

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (4.1)$$

$$T = 0.667s$$

$$T_c = 0.55 * \frac{F_s * F_d}{F_a} \quad (4.2)$$

$$T_c = 0.565s$$

**Corte Basal**

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad (4.4)$$

$$S_a = 1.008g$$

$$V = \frac{I S_a}{R \phi p \phi e} \quad (4.4)$$

$$V = 0.189 * W$$

**Espectros de Respuesta****TABLA 4.3 ESPECTROS DE RESPUESTA**

<b>PERÍODO T (s)</b>	<b>Sa (g) Diseño</b>	<b>Sa (g) 475años</b>	<b>Sa (g) 2500años</b>
0.00	0.0900	0.4800	0.8400
0.05	0.1549	0.8259	1.4454
0.10	0.2197	1.1719	2.0508
0.15	0.2232	1.1904	2.0832
0.20	0.2232	1.1904	2.0832
0.25	0.2232	1.1904	2.0832
0.30	0.2232	1.1904	2.0832
0.35	0.2232	1.1904	2.0832
0.40	0.2232	1.1904	2.0832
0.45	0.2232	1.1904	2.0832
0.50	0.2232	1.1904	2.0832
0.55	0.2232	1.1904	2.0832
0.60	0.2101	1.1204	1.9607
0.65	0.1939	1.0342	1.8099
0.70	0.1801	0.9603	1.6806
0.75	0.1681	0.8963	1.5685
0.80	0.1576	0.8403	1.4705
0.85	0.1483	0.7909	1.3840
0.90	0.1400	0.7469	1.3071
0.95	0.1327	0.7076	1.2383
1.00	0.1260	0.6722	1.1764
1.05	0.1200	0.6402	1.1204
1.10	0.1146	0.6111	1.0695
1.15	0.1096	0.5846	1.0230

TABLA 4.3 CONTINUACIÓN

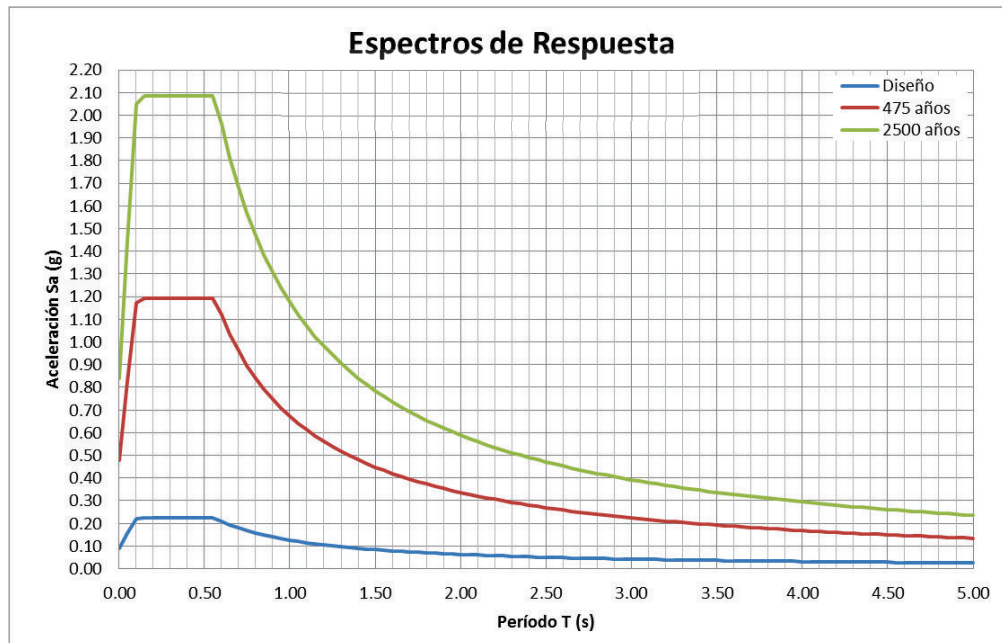
1.20	0.1050	0.5602	0.9803
1.25	0.1008	0.5378	0.9411
1.30	0.0970	0.5171	0.9049
1.35	0.0934	0.4980	0.8714
1.40	0.0900	0.4802	0.8403
1.45	0.0869	0.4636	0.8113
1.50	0.0840	0.4482	0.7843
1.55	0.0813	0.4337	0.7590
1.60	0.0788	0.4201	0.7353
1.65	0.0764	0.4074	0.7130
1.70	0.0741	0.3954	0.6920
1.75	0.0720	0.3841	0.6722
1.80	0.0700	0.3735	0.6536
1.85	0.0681	0.3634	0.6359
1.90	0.0663	0.3538	0.6192
1.95	0.0646	0.3447	0.6033
2.00	0.0630	0.3361	0.5882
2.05	0.0615	0.3279	0.5739
2.10	0.0600	0.3201	0.5602
2.15	0.0586	0.3127	0.5472
2.20	0.0573	0.3056	0.5347
2.25	0.0560	0.2988	0.5228
2.30	0.0548	0.2923	0.5115
2.35	0.0536	0.2861	0.5006
2.40	0.0525	0.2801	0.4902
2.45	0.0514	0.2744	0.4802
2.50	0.0504	0.2689	0.4706
2.55	0.0494	0.2636	0.4613
2.60	0.0485	0.2586	0.4525
2.65	0.0476	0.2537	0.4439
2.70	0.0467	0.2490	0.4357
2.75	0.0458	0.2444	0.4278
2.80	0.0450	0.2401	0.4201
2.85	0.0442	0.2359	0.4128
2.90	0.0435	0.2318	0.4057
2.95	0.0427	0.2279	0.3988
3.00	0.0420	0.2241	0.3921
3.05	0.0413	0.2204	0.3857
3.10	0.0407	0.2168	0.3795
3.15	0.0400	0.2134	0.3735
3.20	0.0394	0.2101	0.3676
3.25	0.0388	0.2068	0.3620

**TABLA 4.3 CONTINUACIÓN**

3.30	0.0382	0.2037	0.3565
3.35	0.0376	0.2007	0.3512
3.40	0.0371	0.1977	0.3460
3.45	0.0365	0.1949	0.3410
3.50	0.0360	0.1921	0.3361
3.55	0.0355	0.1894	0.3314
3.60	0.0350	0.1867	0.3268
3.65	0.0345	0.1842	0.3223
3.70	0.0341	0.1817	0.3179
3.75	0.0336	0.1793	0.3137
3.80	0.0332	0.1769	0.3096
3.85	0.0327	0.1746	0.3056
3.90	0.0323	0.1724	0.3016
3.95	0.0319	0.1702	0.2978
4.00	0.0315	0.1681	0.2941
4.05	0.0311	0.1660	0.2905
4.10	0.0307	0.1640	0.2869
4.15	0.0304	0.1620	0.2835
4.20	0.0300	0.1601	0.2801
4.25	0.0297	0.1582	0.2768
4.30	0.0293	0.1563	0.2736
4.35	0.0290	0.1545	0.2704
4.40	0.0286	0.1528	0.2674
4.45	0.0283	0.1511	0.2644
4.50	0.0280	0.1494	0.2614
4.55	0.0277	0.1477	0.2586
4.60	0.0274	0.1461	0.2557
4.65	0.0271	0.1446	0.2530
4.70	0.0268	0.1430	0.2503
4.75	0.0265	0.1415	0.2477
4.80	0.0263	0.1400	0.2451
4.85	0.0260	0.1386	0.2426
4.90	0.0257	0.1372	0.2401
4.95	0.0255	0.1358	0.2377
5.00	0.0252	0.1344	0.2353

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 4.5 ESPECTROS DE RESPUESTA



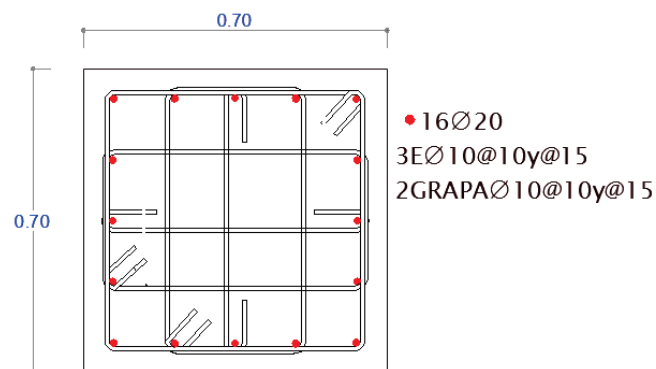
ELABORACIÓN: Christian Medina

#### 4.1.4 SECCIONES DE DISEÑO

##### Columnas

Todas las columnas de la estructura presentan el siguiente armado:

FIGURA 4.6 COLUMNA TIPO



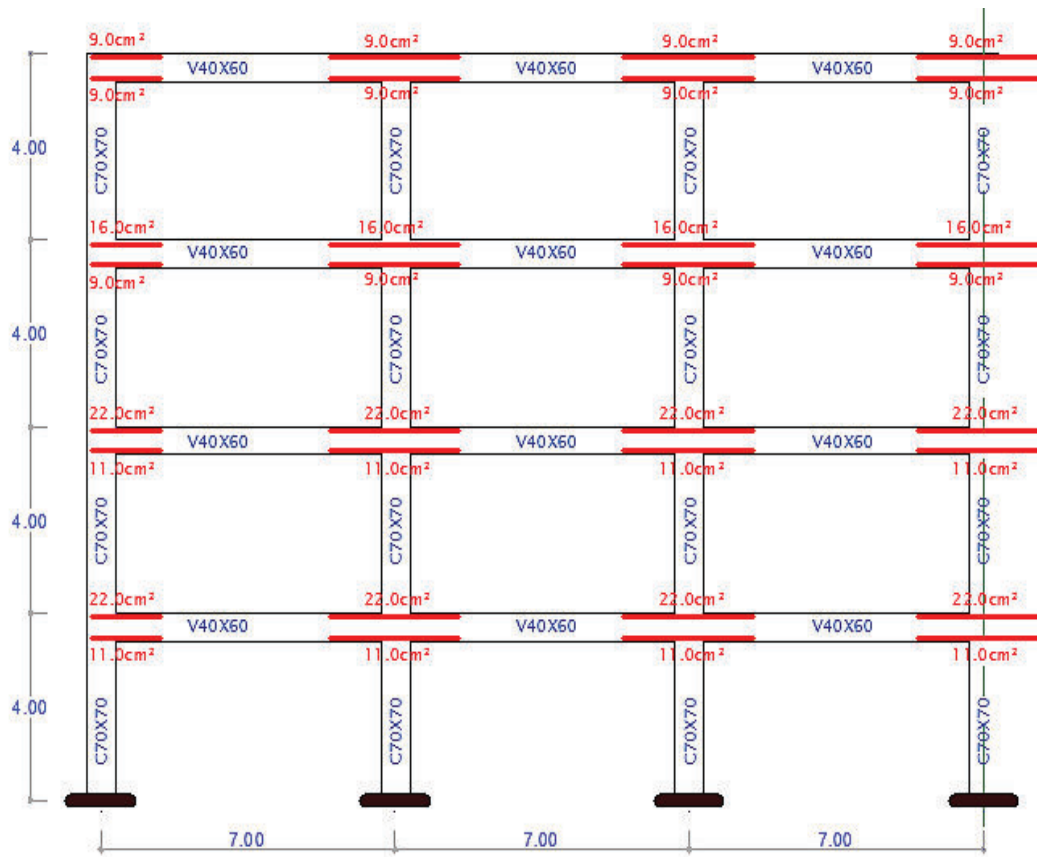
ELABORACIÓN: Christian Medina



## Vigas

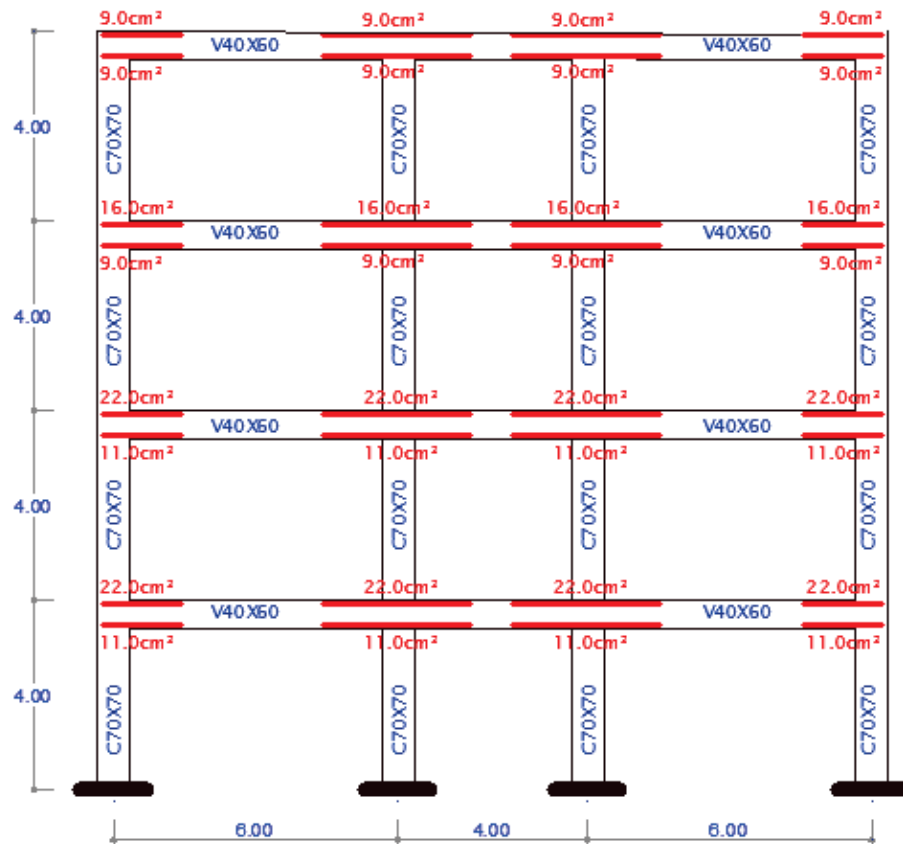
Se presenta el armado de un pórtico tipo en el sentido X y en el sentido Y.

**FIGURA 4.7 PÓRTICO X-X**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 4.8 PÓRTICO Y-Y



ELABORACIÓN: Christian Medina

## 4.1.5 ANÁLISIS DE DERIVAS

TABLA 4.4 DERIVAS DE PISO

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case Sx		Load Case Sy	
	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
4	0.001436	9.40E-05	8.50E-05	0.001476
3	0.002558	0.000174	0.000145	0.002618
2	0.003195	0.000224	0.000179	0.003291
1	0.00219	0.000158	0.000125	0.00231
0	0	0	0	0

ELABORACIÓN: Christian Medina

De acuerdo con la NEC, la deriva máxima inelástica de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75 R \Delta E \quad (4.5)$$

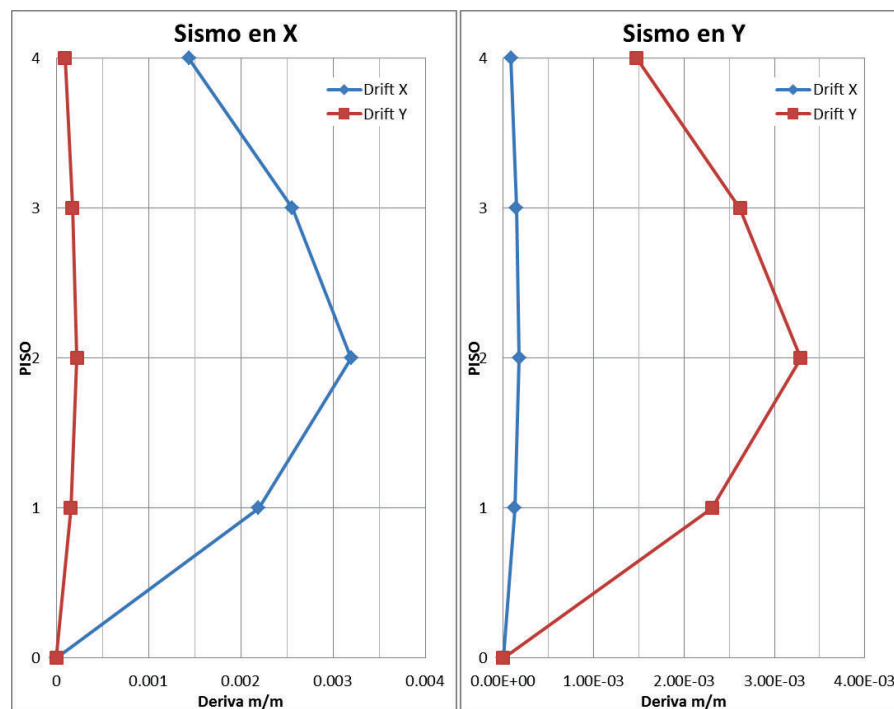
$$\Delta M_x = 0.0192 \quad \Delta M_y = 0.0197$$

Se observa claramente que las derivas máximas para ambos sentidos se producen en el segundo piso de la edificación. Además, éstas son menores a la máxima permitida por la NEC-SE.

#### 4.1.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

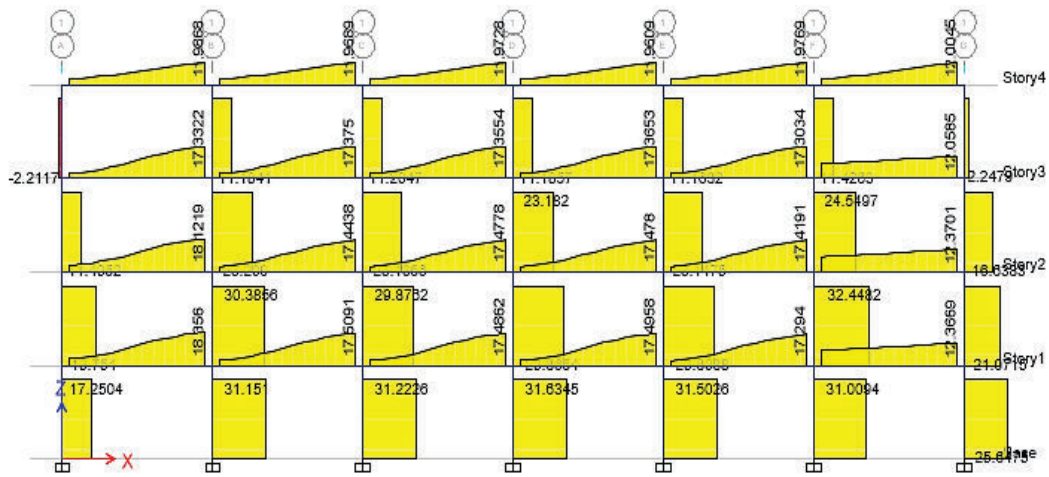
Para analizar el piso blando se recurre a la forma de las derivas de piso, y la distribución de los cortantes y momentos en las columnas en el punto de desempeño. El piso blando generalmente ocurre con la presencia de mampostería, sin embargo como este modelo no presenta mampostería lo más probable es que no se genere piso blando.

**FIGURA 4.9** DERIVAS DE PISO



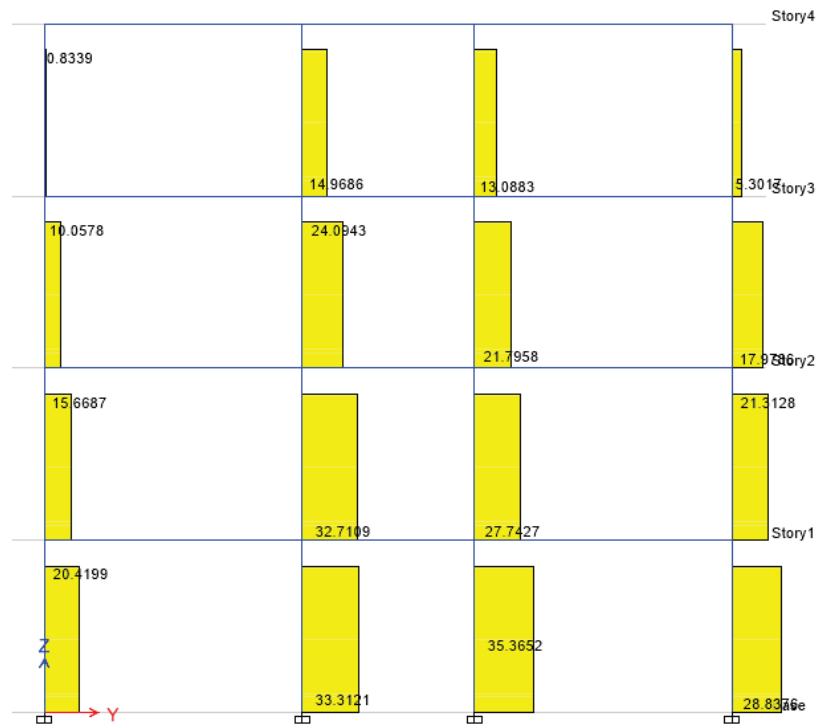
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 4.10: DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE SENTIDO X-X**



FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 4.11 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE SENTIDO Y-Y**



FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

Se aprecia que la distribución de la fuerza cortante en las columnas en el punto de desempeño es uniforme, y no existe un salto brusco del corte entre el piso en el que se presume la presencia de piso blando (1er Piso) y el piso inmediatamente superior.

#### 4.1.7 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

Para evaluar la torsión en planta se analiza las formas modales y el porcentaje de participación modal de la masa.

**TABLA 4.5 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.695	0.832	0.000	0.000	0.832	0.000	0.000	0.000	0.204	0.000	0.000	0.204	0.000	0.036
2	0.664	0.000	0.831	0.000	0.832	0.831	0.000	0.197	0.000	0.005	0.197	0.204	0.005	0.601
3	0.601	0.000	0.005	0.000	0.832	0.836	0.000	0.002	0.000	0.832	0.199	0.204	0.837	
4	0.213	0.113	0.000	0.000	0.945	0.836	0.000	0.000	0.656	0.000	0.199	0.860	0.837	
5	0.206	0.000	0.111	0.000	0.945	0.947	0.000	0.663	0.000	0.001	0.863	0.860	0.838	
6	0.187	0.000	0.001	0.000	0.945	0.948	0.000	0.004	0.000	0.110	0.866	0.860	0.948	
7	0.117	0.042	0.000	0.000	0.987	0.948	0.000	0.000	0.086	0.000	0.866	0.946	0.948	
8	0.115	0.000	0.040	0.000	0.987	0.988	0.000	0.081	0.000	0.000	0.947	0.946	0.948	
9	0.104	0.000	0.000	0.000	0.987	0.988	0.000	0.001	0.000	0.040	0.948	0.947	0.988	
10	0.082	0.013	0.000	0.000	1.000	0.988	0.000	0.000	0.053	0.000	0.948	1.000	0.988	
11	0.081	0.000	0.012	0.000	1.000	1.000	0.000	0.051	0.000	0.000	0.999	1.000	0.988	
12	0.074	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.000	0.012	1.000	1.000	1.000	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

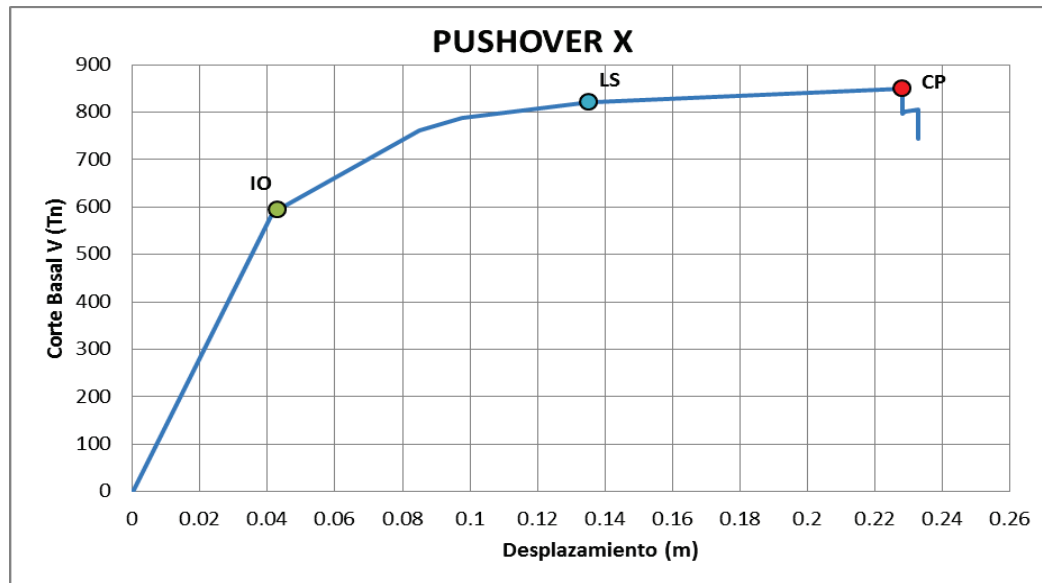
En primer lugar se aprecia que el período calculado con la fórmula propuesta por la NEC se acerca bastante al período obtenido mediante análisis modal.

Como se puede observar en los dos primeros modos de vibración el movimiento es traslacional, pues en el caso del primer modo el porcentaje de masa modal predomina en el sentido en X, y en el segundo modo el sentido predominante es Y. En ambos casos la torsión no supera el 30% del porcentaje de participación predominante, por lo tanto no existe torsión en planta.

#### 4.1.8 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

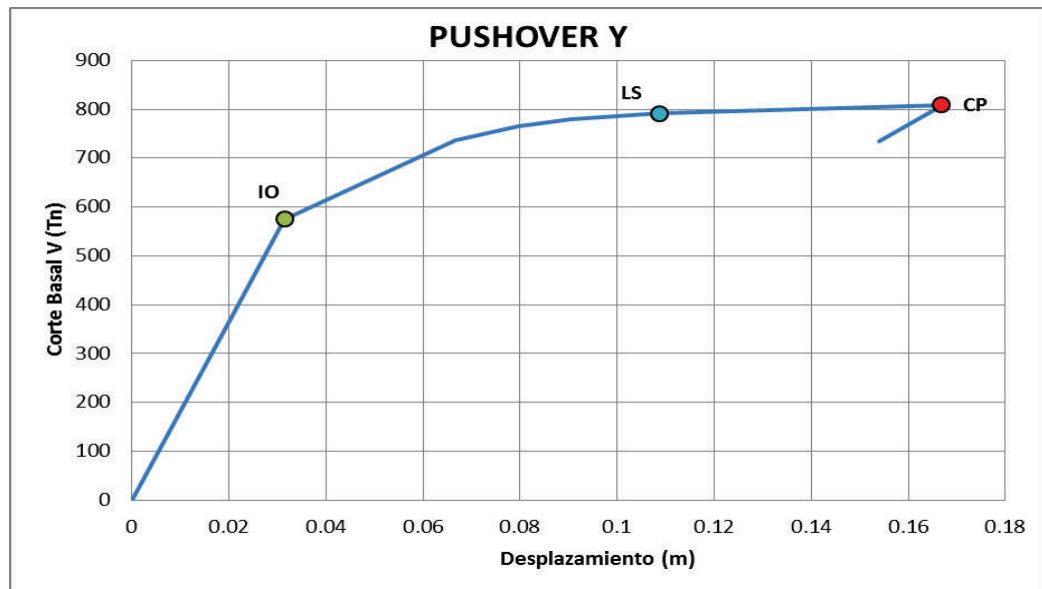
Se presenta la curva de Capacidad de la Estructura para los dos sentidos, en las que se han ubicado los límites de los niveles de desempeño calculados con la metodología descrita previamente.

**FIGURA 4.12** CURVA PUSHOVER SENTIDO X



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 4.13** CURVA PUSHOVER SENTIDO Y



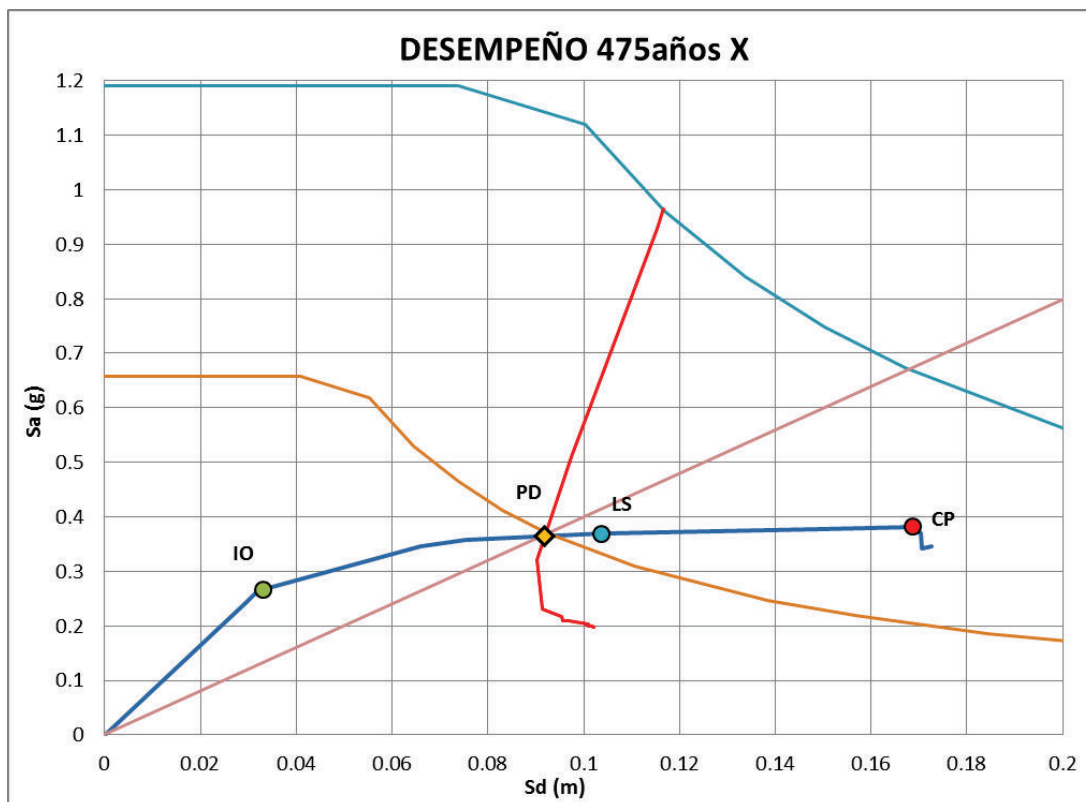
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

## 4.1.9 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 4.1.9.1 Desempeño para el Sismo de Diseño (Tr=475 Años)

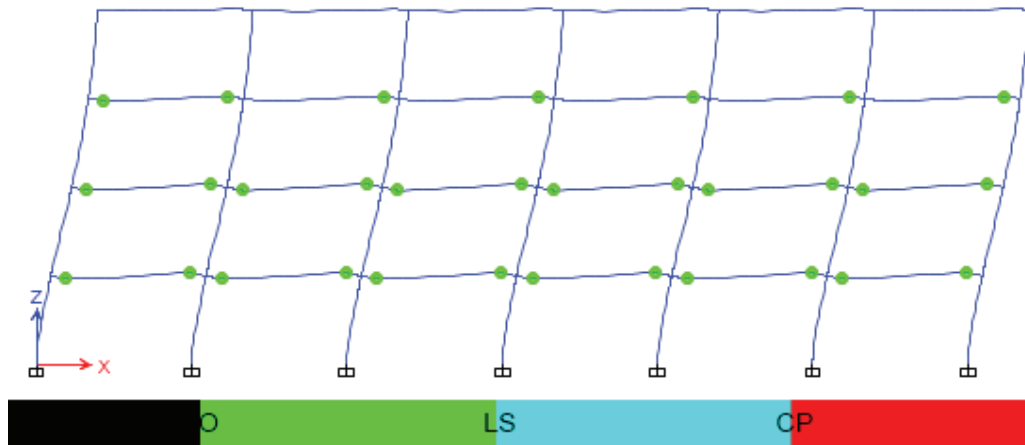
El punto de desempeño se lo halla para cada dirección siguiendo la metodología de la Linealización Equivalente descrita en (FEMA440, 2005) y resumida en el capítulo 2 de este documento.

**FIGURA 4.14** PUNTO DE DESEMPEÑO 475 AÑOS X



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Para el sentido X la estructura alcanza el nivel de Seguridad de Vida, es decir se presentan daños limitados en los elementos estructurales, sin embargo la probabilidad de pérdidas humanas es nula. En la Figura siguiente se ilustra el nivel de daño generado en las zonas plásticas.

**FIGURA 4.15** NIVEL DE DAÑO 475 AÑOS X

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**TABLA 4.6** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

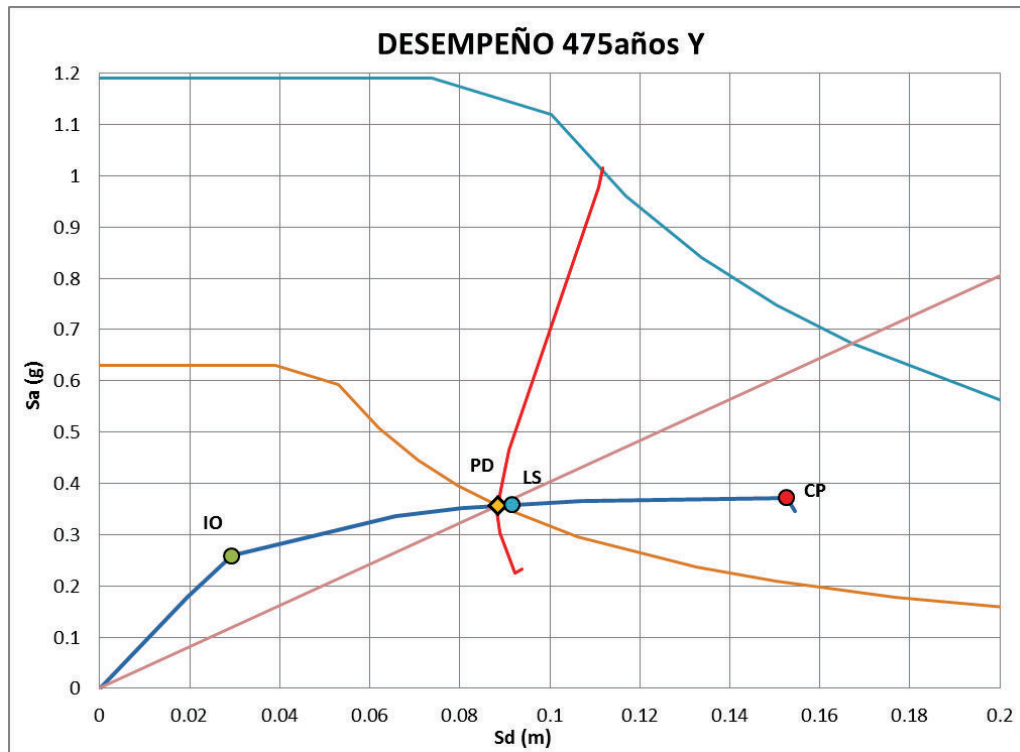
Punto de Desempeño X	
<b>Sa (g)</b>	0.3647
<b>Sd (m)</b>	0.09189
<b>V (Tn)</b>	810.8
<b>d (m)</b>	0.128
<b>Tsec (s)</b>	1.004
<b>Teff (s)</b>	0.841
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.1219
<b>Ductilidad</b>	2.573
<b>M</b>	0.7043

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

En la tabla mostrada se observan los parámetros para el punto de desempeño. La demanda es de 810.80Tn de corte basal a 12.8cm de desplazamiento, requiriéndose una ductilidad de 2.573. El amortiguamiento efectivo alcanza el 12.19%.



**FIGURA 4.16** PUNTO DE DESEMPEÑO 475 AÑOS Y



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 4.7** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

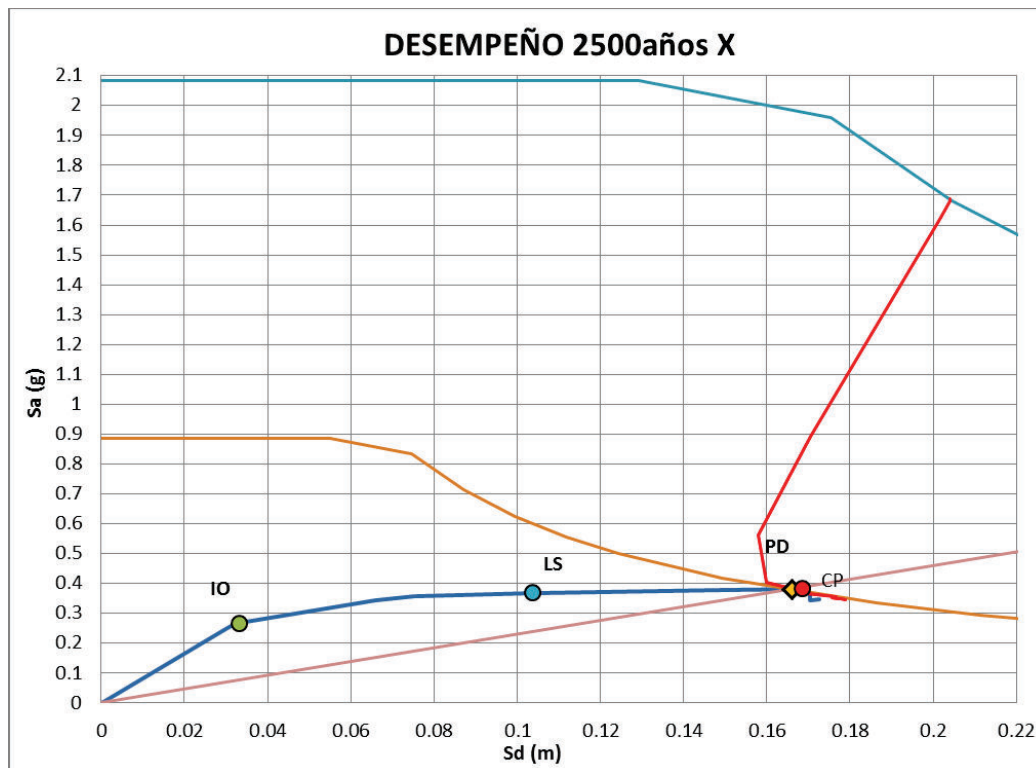
Punto de Desempeño Y	
<b>Sa (g)</b>	0.3561
<b>Sd (m)</b>	0.0885
<b>V (Tn)</b>	774.91
<b>d (m)</b>	0.087
<b>Tsec (s)</b>	1.001
<b>Teff (s)</b>	0.847
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.1441
<b>Ductilidad</b>	2.891
<b>M</b>	0.71749

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Al igual que para el sentido X la estructura alcanza el nivel de Seguridad de Vida bajo un desplazamiento en el tope de 8.70cm correspondiente a un corte en la base de 774.91 Tn.

#### 4.1.9.2 Desempeño para el Sismo Extremo ( $T_r=2500$ Años)

FIGURA 4.17 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X

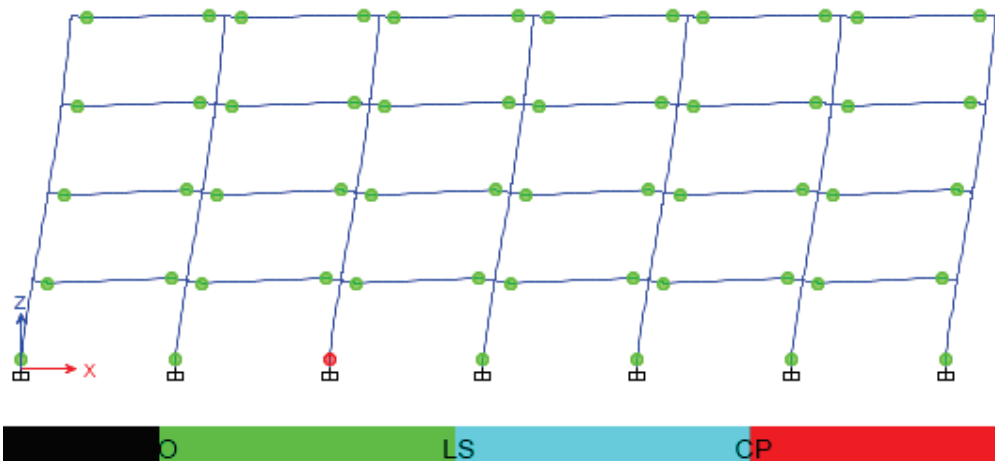


ELABORACIÓN: Christian Medina

TABLA 4.8 PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

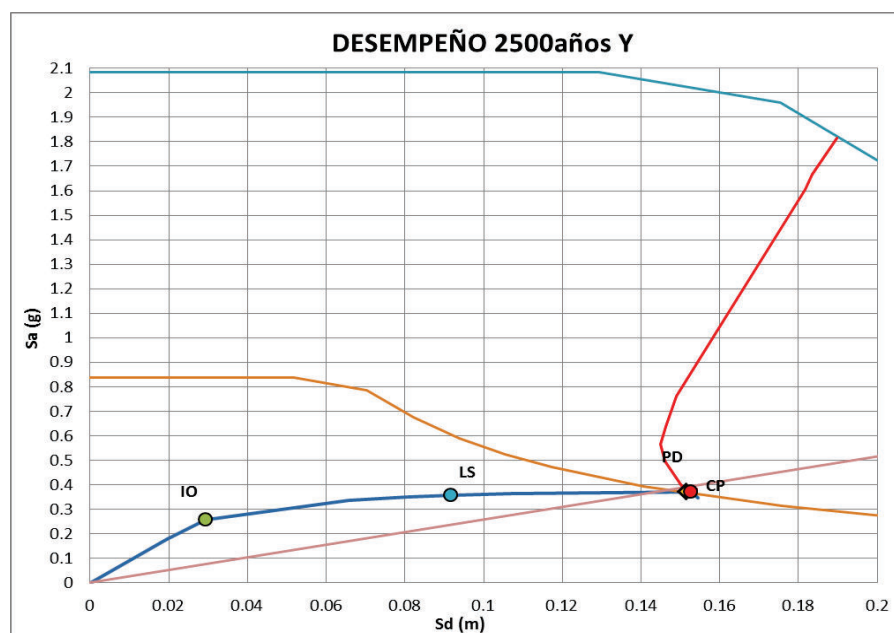
Punto de Desempeño X	
Sa (g)	0.3814
Sd (m)	0.1661
V (Tn)	849.08
d (m)	0.224
Tsec (s)	1.324
Teff (s)	1.065
$\beta_{eff}$	0.2002
Ductilidad	4.129
M	0.6473

ELABORACIÓN: Christian Medina

**FIGURA 4.18** NIVEL DE DAÑO 2500 AÑOS X

FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

La estructura alcanza el nivel de desempeño Prevención de Colapso a un desplazamiento de 22.40cm bajo un corte basal de 849.08Tn. Como se puede observar la mayoría de los elementos llegan a la fluencia y una de las columnas del primer nivel está cercana al colapso.

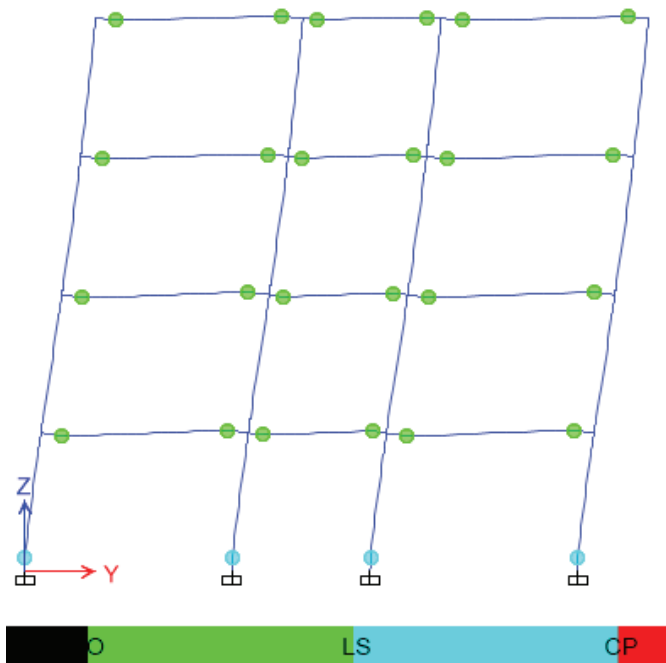
**FIGURA 4.19** PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y

ELABORACIÓN: Christian Medina

**TABLA 4.9** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Punto de Desempeño Y	
<b>Sa (g)</b>	0.3716
<b>Sd (m)</b>	0.1514
<b>V (Tn)</b>	808.58
<b>d (m)</b>	0.1651
<b>Tsec (s)</b>	1.28
<b>Teff (s)</b>	1.036
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.2031
<b>Ductilidad</b>	4.3429
<b>M</b>	0.6554

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 4.20** NIVEL DE DAÑO 2500 AÑOS Y

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

Así mismo para el sentido Y la estructura alcanza el Nivel de Prevención de Colapso a un desplazamiento en el tope de 16.51cm bajo un corte basal de 808.58Tn. La mayoría de los elementos han pasado el punto de fluencia y las columnas del primer nivel están próximas a colapsar.

En conclusión se puede afirmar que esta estructura está bien diseñada pues cumple con todas las disposiciones de la norma en cuanto a derivas, torsión, y desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

## 4.2 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS)

### 4.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

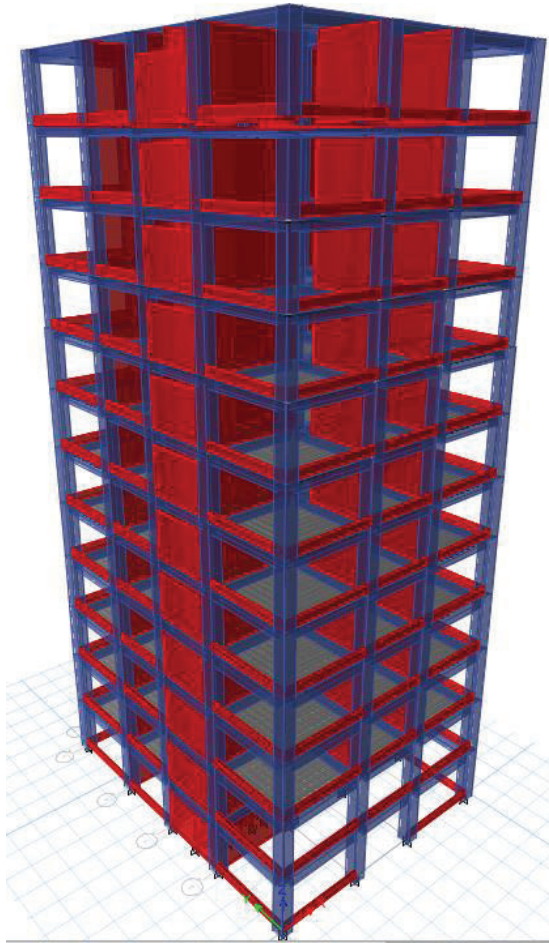
Para elaborar el modelo representativo, se han tomado en cuenta las características y patrones presentes en los edificios públicos visitados, tal como se describe en la tabla 3.2 de esta tesis. Se trabajará con 3 diferentes alturas puesto que el rango de alturas de estos edificios es un tanto amplio. Es así que el modelo tiene las siguientes características:

**TABLA 4.10** CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

INDICADOR	CARACTERÍSTICA
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Pórticos de Hormigón Armado
Configuración Geométrica en Planta	Rectangular de 22m de largo X 17m de ancho
Configuración Geométrica en Elevación	Regular de 8 y 12 pisos
Luces entre ejes	6m y 5m en ambos sentidos
Altura de Piso	4m
Características de la mampostería	$f'm = 15 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de la mampostería	$e = 15 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón	$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Dimensión de Columnas 8 Pisos	80x80cm Todos los pisos
Dimensión de Columnas 12 Pisos	80x80cm 1-8Piso; 70x70 9-12Piso
Dimensión de Columnas 15 Pisos	100x100cm 1-10Piso; 70x70 11-15Piso
Dimensión de vigas 8 Pisos	40x80cm todos los pisos
Dimensión de vigas 12 Pisos	40x80cm 1-8Piso; 40x60 9-12Piso
Dimensión de vigas 15 Pisos	40x80cm 1-10Piso; 40x60 11-15Piso
Losa	Nervada $e = 25 \text{ cm}$ Nervios $c/50 \text{ cm}$

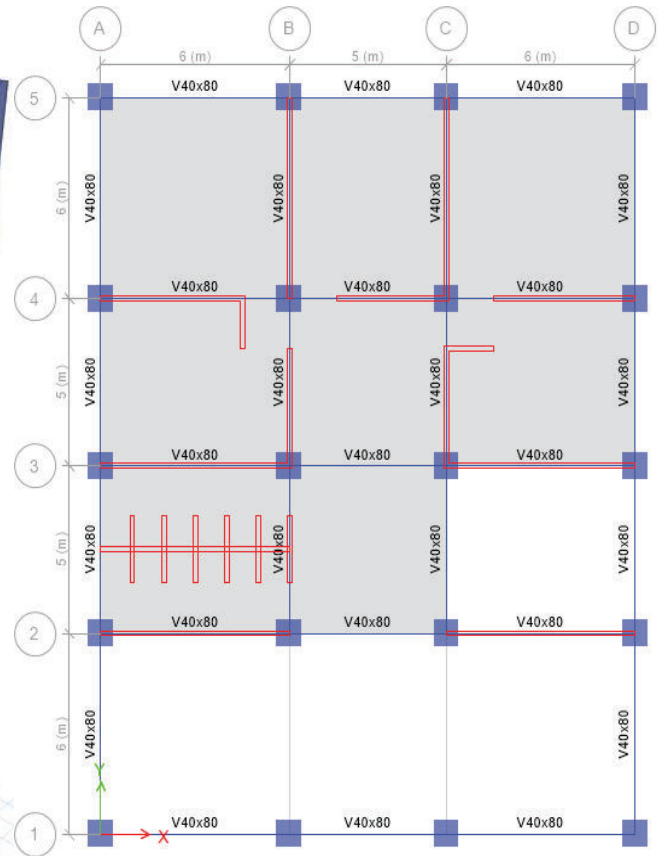
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 4.21 RENDER DEL MODELO



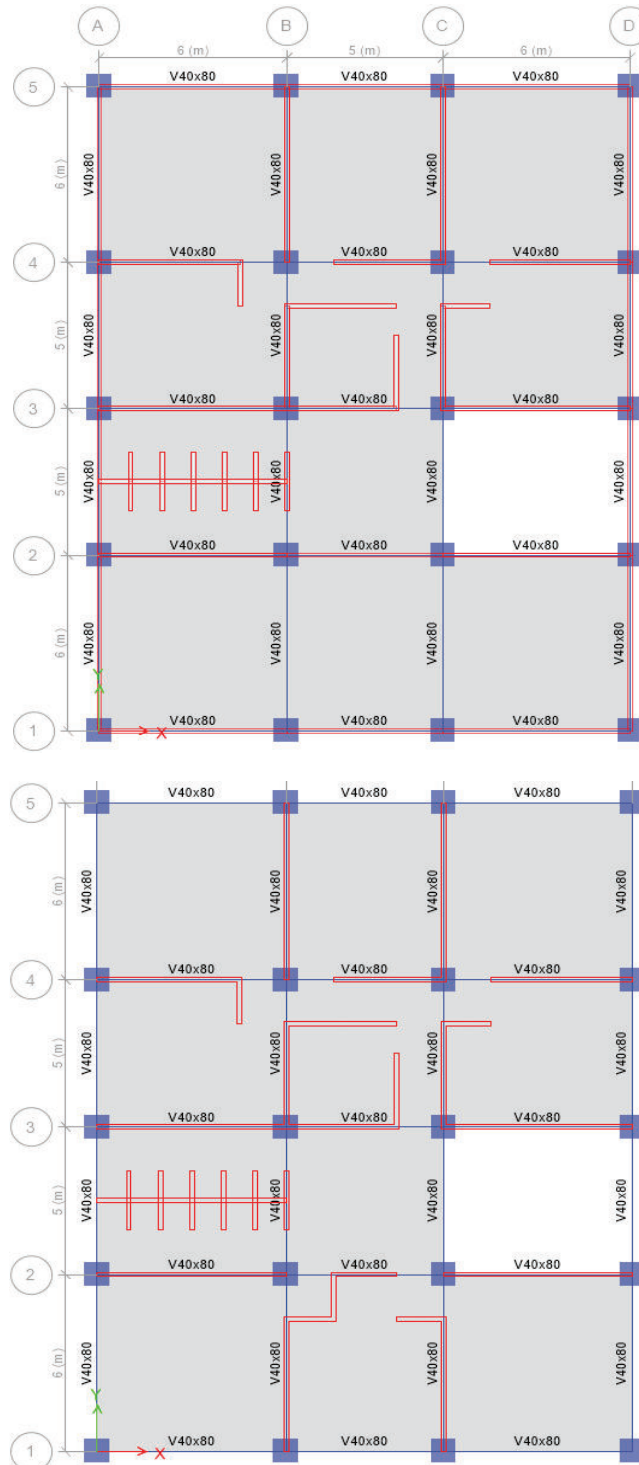
FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

FIGURA 4.21 PLANTA BAJA



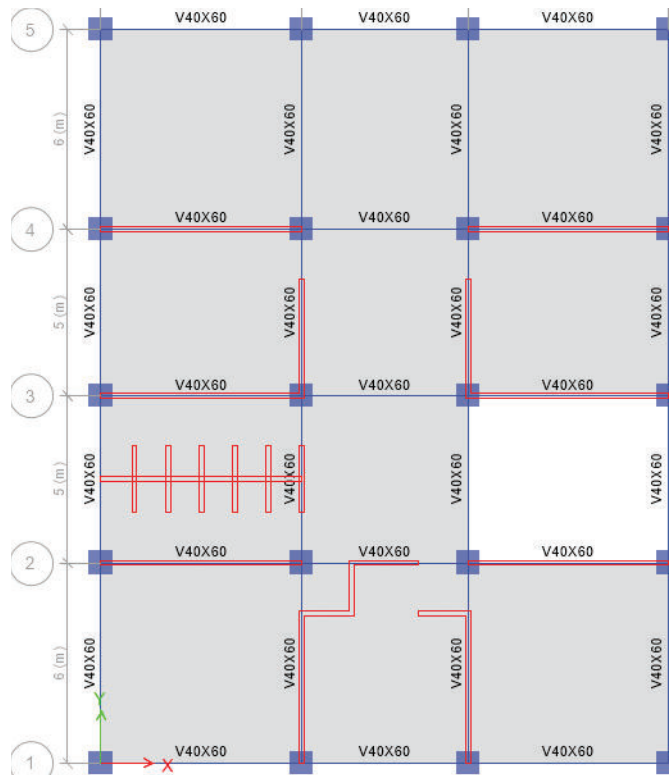
FUENTE: (Computers and Structures,

**FIGURA 4.22 PLANTA 2, PLANTA TIPO**



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 4.23** PLANTAS ÚLTIMO NIVEL



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

#### 4.2.2 CARGAS GRAVITACIONALES

Peso de paredes por piso 109.80Tn

Área Losa: 344m<sup>2</sup>

CMP = 320kg/m<sup>2</sup>

- Losa de Entrepiso

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>

ACM = 360.5 kg/m<sup>2</sup>

CV = 240 kg/m<sup>2</sup>

- Losa de Terraza

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>



$$ACM = 40.50\text{kg/m}^2$$

$$CV=150\text{ kg/m}^2$$

### 4.2.3 CARGA SÍSMICA

Al igual que para los hospitales, escogió a la ciudad de Quito como sitio de implantación de la estructura, situada en un suelo tipo C perteneciente a la zona sísmica V. Para estas características se tienen los siguientes factores:

**TABLA 4.11 FACTORES DE CARGA SÍSMICA**

Parámetro	Factor	Valor	Nuemral NEC-SE-DS
Zona Sísmica Z	5	0.4	3.1.1
Importancia I	ESECIAL	1.3	4.1
Respuesta Estructural R	Pórtico Especial con vigas descolgadas	8	6.3.4
Config. Elevación $\phi_e$	Regular	1	5.2.3
Config. Planta $\phi_P$	Regular	1	5.2.3
Altura Edificio $h_n$ (m)	-	48	6.3.3a
Estructura	H°A° SIN MUROS	-	6.3.3a
Ct		0.055	6.3.3a
$\alpha$		0.9	6.3.3a
Tipo de Suelo	C	Nspt > 50	3.2.1
Fa		1.2	3.2.2a
Fd		1.11	3.2.2b
Fs		1.11	3.2.2c
Amplificación Espectral $\eta$	Sierra	2.48	3.3.1
Acelerac. Tr = 475 años	Curvas de Peligro Quito	0.40	10.4.1
Acelerac. Tr = 2500 años	Curvas de Peligro Quito	0.70	10.4.1

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### Períodos de Vibración y Corte Basal

Los períodos de vibración se los obtuvieron mediante análisis modal realizado a cada una de las estructuras. Con estos períodos se procedió al cálculo del corte basal que se resume en la tabla mostrada a continuación.

**TABLA 4.12 PERÍODOS Y CORTE BASAL**

Pisos	Período T (s)	Sa (g)	V/W (g)
8	0.945	0.711	0.1156
12	1.416	0.475	0.0771
15	1.619	0.410	0.0666

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### Espectros de Respuesta

**TABLA 4.13 ESPECTROS DE RESPUESTA**

PERÍODO T (s)	Sa (g) Diseño	Sa (g) 475años	Sa (g) 2500años
0.0000	0.0780	0.4800	0.84
0.0500	0.1342	0.8259	1.44540541
0.1000	0.1904	1.1719	2.05081081
0.1500	0.1934	1.1904	2.0832
0.2000	0.1934	1.1904	2.0832
0.2500	0.1934	1.1904	2.0832
0.3000	0.1934	1.1904	2.0832
0.3500	0.1934	1.1904	2.0832
0.4000	0.1934	1.1904	2.0832
0.4500	0.1934	1.1904	2.0832
0.5000	0.1934	1.1904	2.0832
0.5500	0.1934	1.1904	2.0832
0.6000	0.1821	1.1204	1.9606818
0.6500	0.1681	1.0342	1.80986012
0.7000	0.1561	0.9603	1.6805844
0.7500	0.1457	0.8963	1.56854544
0.8000	0.1365	0.8403	1.47051135
0.8500	0.1285	0.7909	1.38401068
0.9000	0.1214	0.7469	1.3071212
0.9500	0.1150	0.7076	1.23832535
1.0000	0.1092	0.6722	1.17640908
1.0500	0.1040	0.6402	1.1203896
1.1000	0.0993	0.6111	1.0694628
1.1500	0.0950	0.5846	1.02296442
1.2000	0.0910	0.5602	0.9803409
1.2500	0.0874	0.5378	0.94112726
1.4000	0.0780	0.4802	0.8402922
1.4500	0.0753	0.4636	0.81131661
1.5000	0.0728	0.4482	0.78427272

TABLA 4.13 CONTINUACIÓN

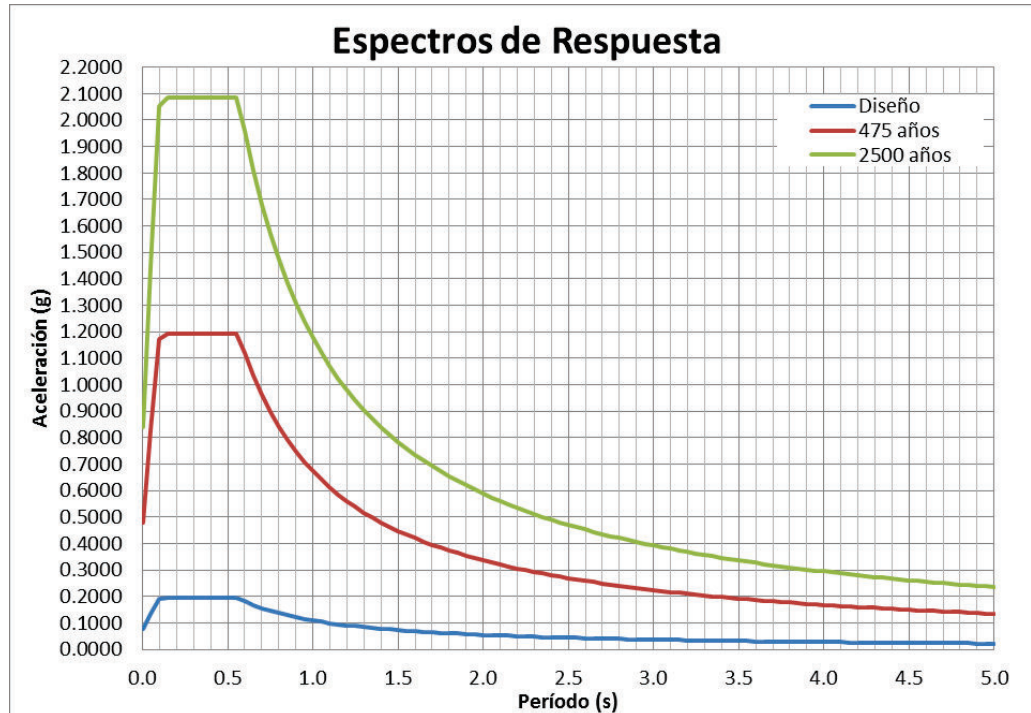
1.5500	0.0705	0.4337	0.7589736
1.6000	0.0683	0.4201	0.73525568
1.6500	0.0662	0.4074	0.7129752
1.7000	0.0643	0.3954	0.69200534
1.7500	0.0624	0.3841	0.67223376
1.8000	0.0607	0.3735	0.6535606
1.8500	0.0590	0.3634	0.6358968
1.9000	0.0575	0.3538	0.61916267
1.9500	0.0560	0.3447	0.60328671
2.0000	0.0546	0.3361	0.58820454
2.0500	0.0533	0.3279	0.57385809
2.1000	0.0520	0.3201	0.5601948
2.1500	0.0508	0.3127	0.54716701
2.2000	0.0497	0.3056	0.5347314
2.2500	0.0486	0.2988	0.52284848
2.3000	0.0475	0.2923	0.51148221
2.3500	0.0465	0.2861	0.50059961
2.4000	0.0455	0.2801	0.49017045
2.4500	0.0446	0.2744	0.48016697
2.5000	0.0437	0.2689	0.47056363
2.5500	0.0428	0.2636	0.46133689
2.6000	0.0420	0.2586	0.45246503
2.6500	0.0412	0.2537	0.44392795
2.7000	0.0405	0.2490	0.43570707
2.7500	0.0397	0.2444	0.42778512
2.8000	0.0390	0.2401	0.4201461
2.8500	0.0383	0.2359	0.41277512
2.9000	0.0377	0.2318	0.4056583
2.9500	0.0370	0.2279	0.39878274
3.0000	0.0364	0.2241	0.39213636
3.0500	0.0358	0.2204	0.3857079
3.1000	0.0352	0.2168	0.3794868
3.1500	0.0347	0.2134	0.3734632
3.2000	0.0341	0.2101	0.36762784
3.2500	0.0336	0.2068	0.36197202
3.3000	0.0331	0.2037	0.3564876
3.3500	0.0326	0.2007	0.35116689
3.4000	0.0321	0.1977	0.34600267
3.4500	0.0317	0.1949	0.34098814
3.5000	0.0312	0.1921	0.33611688
3.5500	0.0308	0.1894	0.33138284
3.6000	0.0303	0.1867	0.3267803

**TABLA 4.13 CONTINUACIÓN**

3.6500	0.0299	0.1842	0.32230386
3.7000	0.0295	0.1817	0.3179484
3.7500	0.0291	0.1793	0.31370909
3.8000	0.0287	0.1769	0.30958134
3.8500	0.0284	0.1746	0.3055608
3.9000	0.0280	0.1724	0.30164335
3.9500	0.0277	0.1702	0.29782508
4.0000	0.0273	0.1681	0.29410227
4.0500	0.0270	0.1660	0.29047138
4.1000	0.0266	0.1640	0.28692904
4.1500	0.0263	0.1620	0.28347207
4.2000	0.0260	0.1601	0.2800974
4.2500	0.0257	0.1582	0.27680214
4.3000	0.0254	0.1563	0.27358351
4.3500	0.0251	0.1545	0.27043887
4.4000	0.0248	0.1528	0.2673657
4.4500	0.0245	0.1511	0.26436159
4.5000	0.0243	0.1494	0.26142424
4.5500	0.0240	0.1477	0.25855145
4.6000	0.0237	0.1461	0.2557411
4.6500	0.0235	0.1446	0.2529912
4.7000	0.0232	0.1430	0.2502998
4.7500	0.0230	0.1415	0.24766507
4.8000	0.0228	0.1400	0.24508523
4.8500	0.0225	0.1386	0.24255857
4.9000	0.0223	0.1372	0.24008349
4.9500	0.0221	0.1358	0.2376584
5.0000	0.0218	0.1344	0.23528182

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 4.24 ESPECTROS DE RESPUESTA



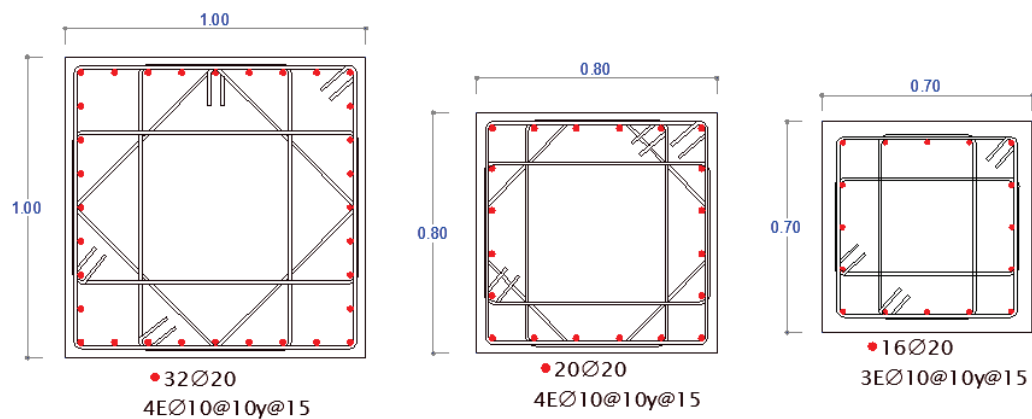
ELABORACIÓN: Christian Medina

#### 4.2.4 SECCIONES DE DISEÑO

##### Columnas

Las columnas presentan el siguiente armado:

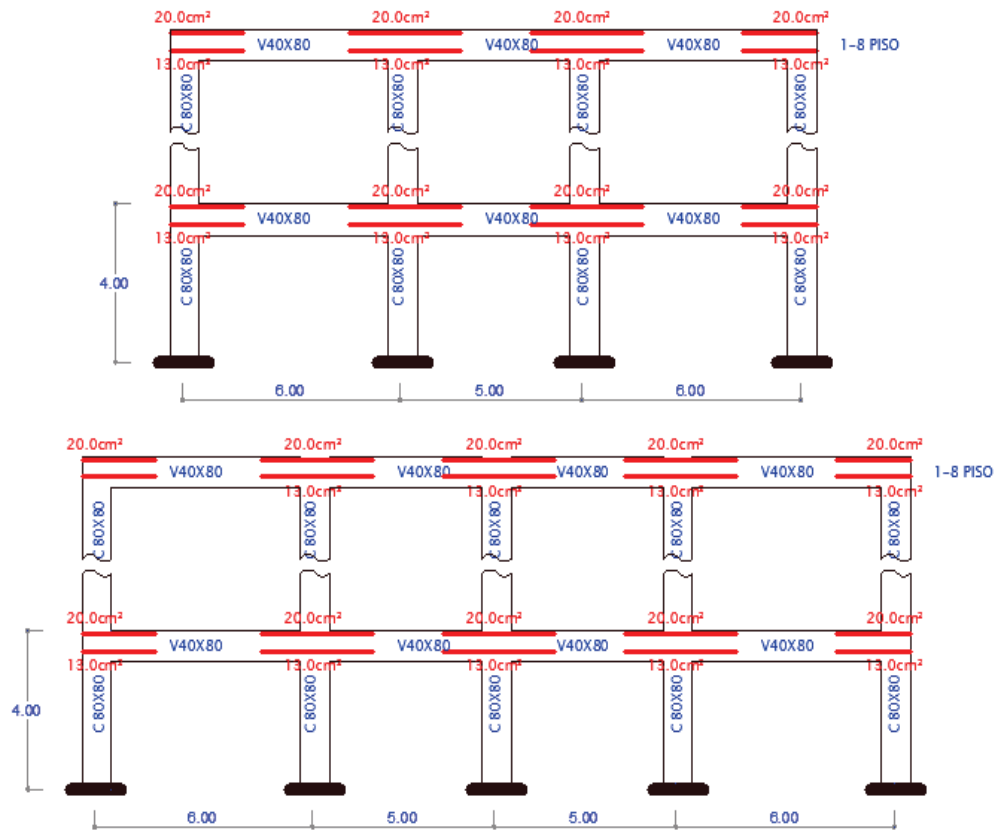
FIGURA 4.25 ARMADO DE COLUMNAS



ELABORACIÓN: Christian Medina

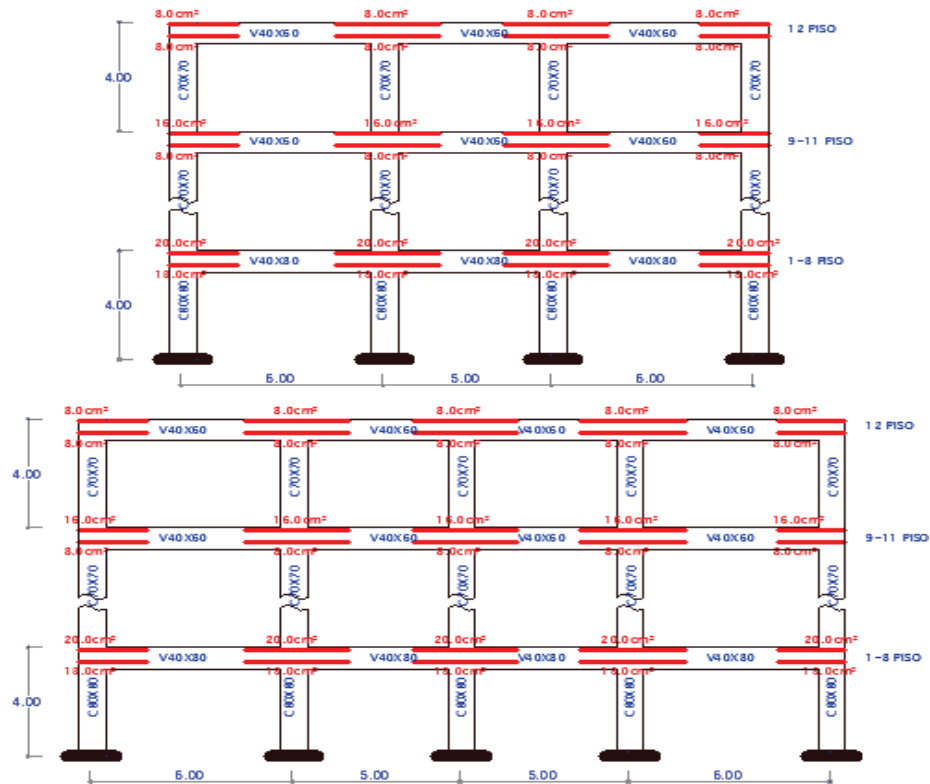
## Vigas

FIGURA 4.26 VIGAS EDIFICIO 8 PISOS



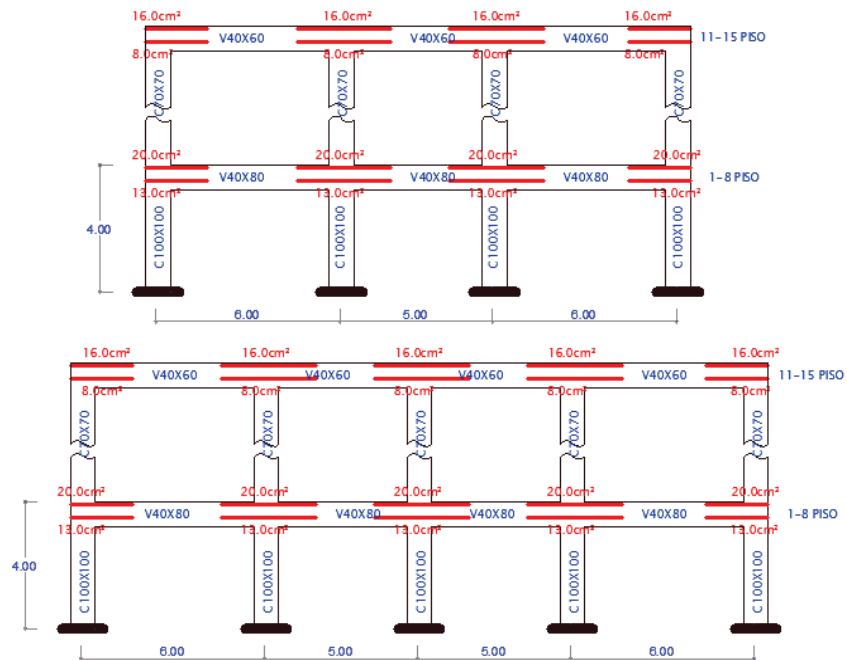
ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 4.27 VIGAS EDIFICIO 12 PISOS



ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 4.28 VIGAS EDIFICIO 15 PISOS



ELABORACIÓN: Christian Medina

#### 4.2.5 ANÁLISIS DE DERIVAS

**TABLA 4.14** DERIVAS DE PISO

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case Sx			Load Case Sy		
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift Y	Max Drift Y
15			0.000144			9.70E-05
14			0.00015			0.000101
13			0.000177			0.000123
12		0.000925	0.00031		0.00074	0.00024
11		0.001507	0.000642		0.00125	0.00053
10		0.002022	0.000716		0.00171	0.00059
9		0.002055	0.000907		0.00174	0.00075
8	0.000627	0.001659	0.001088	0.000516	0.00139	0.00091
7	0.001009	0.001784	0.001236	0.000851	0.00150	0.00104
6	0.001349	0.001915	0.001344	0.001149	0.00162	0.00114
5	0.001609	0.002011	0.001413	0.001377	0.00171	0.00120
4	0.001784	0.002066	0.001441	0.001533	0.00176	0.00123
3	0.001865	0.002069	0.00141	0.001617	0.00178	0.00122
2	0.001789	0.001945	0.001249	0.001626	0.00176	0.00112
1	0.001122	0.001213	0.000687	0.001059	0.00114	0.00064
0	0	0	0	0	0	0

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Aplicando la fórmula que se desprende del método modal espectral se obtienen las derivas inelásticas máximas.

**TABLA 4.15** DERIVAS INELÁSTICAS

Derivas Inelásticas Máximas			
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
$\Delta M X$	0.01119	0.012414	0.008646
$\Delta M Y$	0.009756	0.010704	0.007392

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

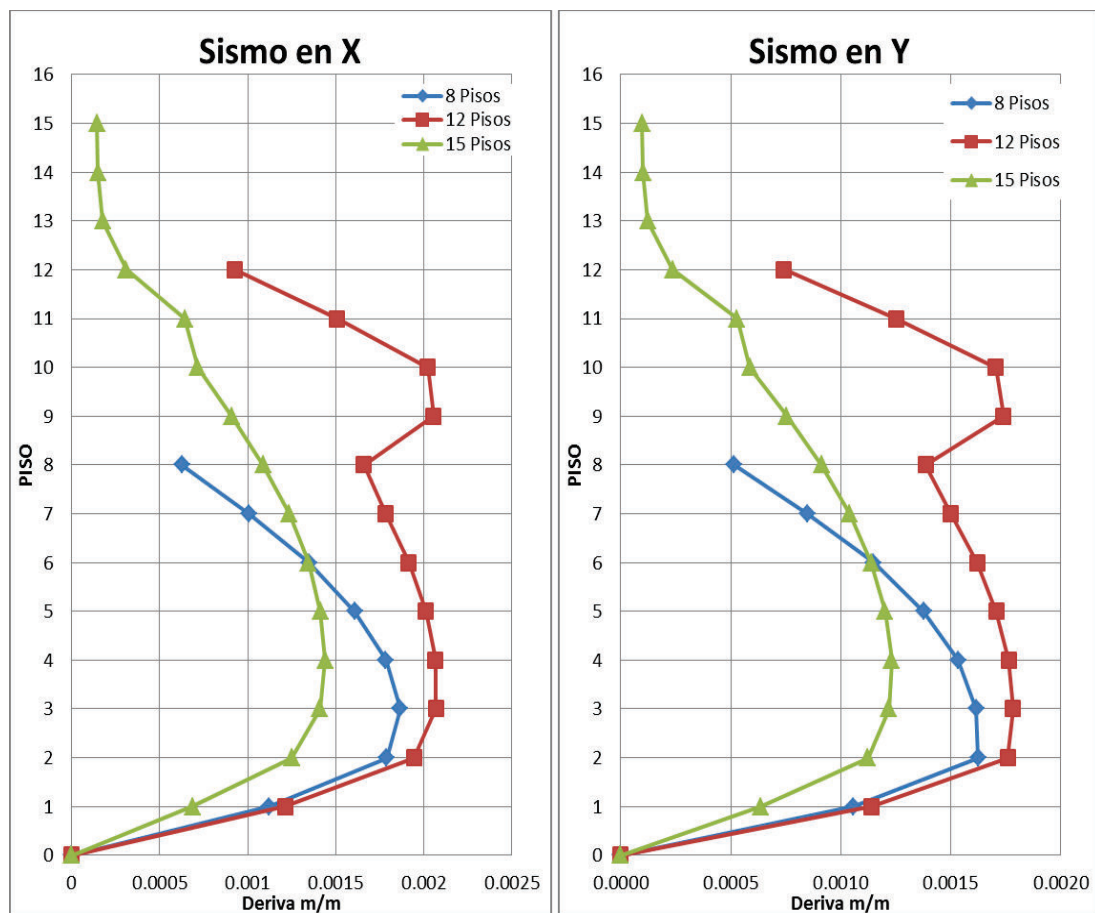
Las derivas inelásticas obtenidas son menores al 2% permitido por la NEC-SE.



#### 4.2.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

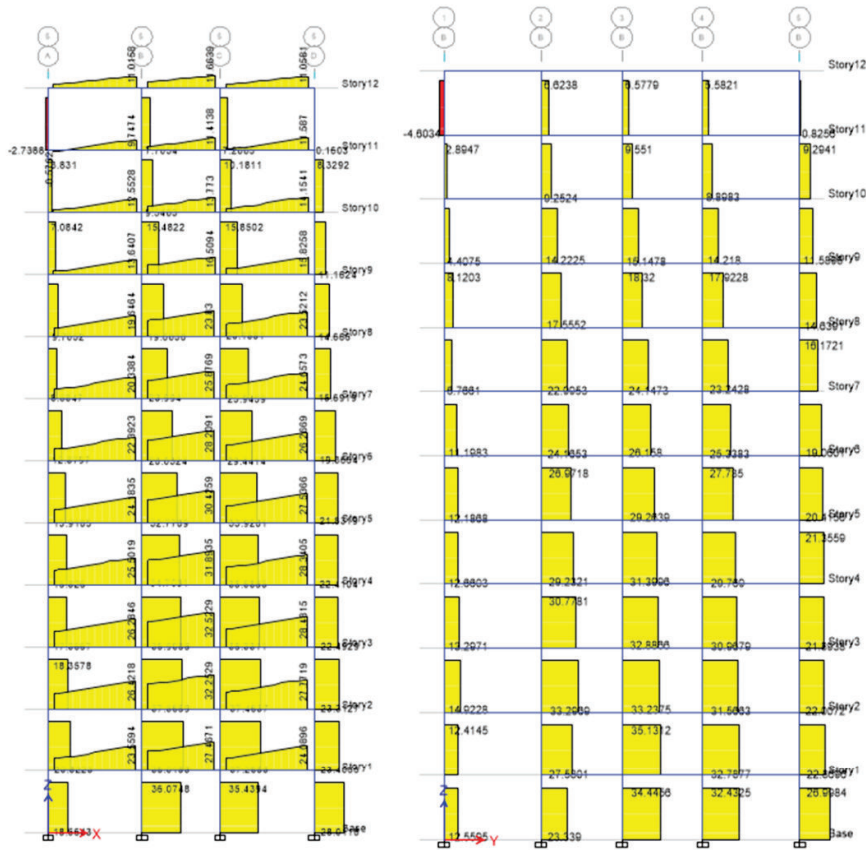
Es necesario verificar la existencia o no de piso blando, dado que entre los pisos 1 y 3 se tiene un mezzanine, típico de los edificios públicos. Es así que se lo verifica mediante el análisis de la distribución de derivas de piso y de cortantes debido a sismo. En las figuras siguientes se observa que no se produce el efecto de piso blando, pues la distribución de derivas y cortantes es uniforme. Se observa una amplificación de las derivas a partir del piso 9 para el edificio de 12 Pisos, esto es debido a la diferencia de rigidez de piso dado que a partir de este piso las columnas y vigas cambian de sección de 80x80cm a 70x70cm y de 40x80cm a 40x60cm respectivamente.

FIGURA 4.29 DERIVAS DE PISO



ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 4.30 CORTANTES DE PISO EDIFICIO 12 PISOS



FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

4.2.7 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

TABLA 4.16 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 8 PISOS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.945	0.821	0.000	0.000	0.821	0.000	0.000	0.000	0.199	0.001	0.000	0.199	0.001	0.073
2	0.917	0.000	0.821	0.000	0.821	0.821	0.000	0.187	0.000	0.010	0.187	0.199	0.011	1.243
3	0.824	0.001	0.010	0.000	0.822	0.831	0.000	0.002	0.001	0.823	0.189	0.200	0.834	
4	0.302	0.100	0.000	0.000	0.922	0.831	0.000	0.001	0.578	0.000	0.190	0.778	0.835	
5	0.295	0.000	0.095	0.000	0.923	0.926	0.000	0.590	0.001	0.001	0.780	0.778	0.836	
6	0.266	0.000	0.001	0.000	0.923	0.927	0.000	0.008	0.001	0.091	0.788	0.779	0.927	
7	0.169	0.035	0.000	0.000	0.957	0.927	0.000	0.000	0.068	0.001	0.788	0.847	0.927	
8	0.165	0.000	0.032	0.000	0.957	0.959	0.000	0.062	0.000	0.001	0.851	0.848	0.928	
9	0.151	0.000	0.001	0.000	0.957	0.960	0.000	0.001	0.000	0.032	0.852	0.848	0.960	
10	0.112	0.018	0.000	0.000	0.975	0.960	0.000	0.001	0.074	0.001	0.852	0.922	0.960	
11	0.110	0.000	0.016	0.000	0.976	0.976	0.000	0.070	0.001	0.000	0.923	0.923	0.961	
12	0.101	0.000	0.000	0.000	0.976	0.976	0.000	0.001	0.000	0.016	0.924	0.923	0.976	

ELABORACIÓN: Christian Medina

TABLA 4.17 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 12 PISOS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsion
1	1.416	0.782	0.000	0.000	0.782	0.000	0.000	0.000	0.234	0.000	0.000	0.234	0.000	0.051
2	1.360	0.000	0.786	0.000	0.782	0.786	0.000	0.222	0.000	0.008	0.222	0.234	0.008	1.006
3	1.204	0.001	0.008	0.000	0.783	0.793	0.000	0.002	0.000	0.794	0.224	0.235	0.802	
4	0.525	0.111	0.000	0.000	0.894	0.793	0.000	0.000	0.448	0.000	0.224	0.682	0.802	
5	0.508	0.000	0.105	0.000	0.895	0.899	0.000	0.460	0.000	0.001	0.684	0.682	0.803	
6	0.458	0.000	0.001	0.000	0.895	0.900	0.000	0.006	0.001	0.096	0.690	0.683	0.899	
7	0.293	0.046	0.000	0.000	0.941	0.900	0.000	0.000	0.134	0.000	0.690	0.817	0.899	
8	0.285	0.000	0.043	0.000	0.941	0.943	0.000	0.132	0.000	0.001	0.822	0.817	0.900	
9	0.261	0.000	0.001	0.000	0.941	0.944	0.000	0.002	0.000	0.043	0.824	0.817	0.944	
10	0.196	0.018	0.000	0.000	0.959	0.944	0.000	0.000	0.063	0.000	0.824	0.880	0.944	
11	0.192	0.000	0.017	0.000	0.959	0.961	0.000	0.060	0.000	0.000	0.884	0.880	0.944	
12	0.176	0.000	0.000	0.000	0.959	0.961	0.000	0.001	0.000	0.017	0.885	0.880	0.961	

ELABORACIÓN: Christian Medina

TABLA 4.18 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 15 PISOS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsion
1	1.693	0.746	0.000	0.000	0.746	0.000	0.000	0.000	0.275	0.000	0.000	0.275	0.000	0.040
2	1.608	0.000	0.749	0.000	0.746	0.749	0.000	0.264	0.000	0.006	0.264	0.275	0.006	0.788
3	1.402	0.001	0.006	0.000	0.746	0.755	0.000	0.002	0.000	0.760	0.266	0.275	0.766	
4	0.669	0.124	0.000	0.000	0.870	0.755	0.000	0.000	0.361	0.000	0.266	0.636	0.766	
5	0.644	0.000	0.119	0.000	0.870	0.873	0.000	0.368	0.000	0.001	0.634	0.636	0.767	
6	0.581	0.000	0.002	0.000	0.871	0.875	0.000	0.005	0.000	0.108	0.639	0.637	0.875	
7	0.358	0.052	0.000	0.000	0.922	0.875	0.000	0.000	0.147	0.000	0.639	0.783	0.875	
8	0.346	0.000	0.050	0.000	0.922	0.925	0.000	0.148	0.000	0.001	0.787	0.784	0.876	
9	0.316	0.000	0.001	0.000	0.922	0.926	0.000	0.002	0.000	0.050	0.789	0.784	0.925	
10	0.247	0.019	0.000	0.000	0.941	0.926	0.000	0.000	0.060	0.000	0.789	0.844	0.925	
11	0.240	0.000	0.018	0.000	0.941	0.943	0.000	0.059	0.000	0.000	0.848	0.844	0.926	
12	0.219	0.000	0.000	0.000	0.941	0.944	0.000	0.001	0.000	0.018	0.850	0.844	0.943	

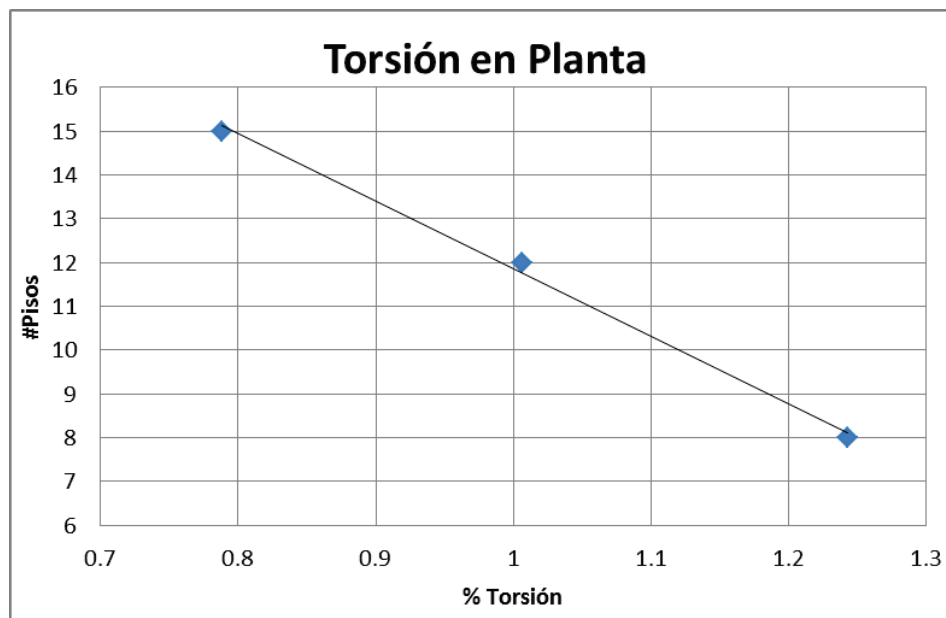
ELABORACIÓN: Christian Medina

Si bien es necesaria realizar el análisis modal con 3 modos de vibración por piso, lo cual resultaría en 24, 36, y 45 modos de vibración respectivamente, se han utilizado solamente 12 para todos los casos. Esto es debido a que para el 7mo modo ya se logra una participación del 90% o más de la masa en cada dirección, por lo que no es necesario más modos de vibración.

Se observa claramente que para los dos primeros modos de vibración el movimiento de la masa es traslacional en X e Y respectivamente, teniéndose valores muy bajos de torsión, lo cual se debe a la regularidad en planta de la estructura.

Así mismo se observa que para estructuras regulares de la misma configuración el porcentaje de torsión tiende a decrecer linealmente conforme aumenta la altura de la estructura.

**FIGURA 4.31** TORSIÓN EN PLANTA

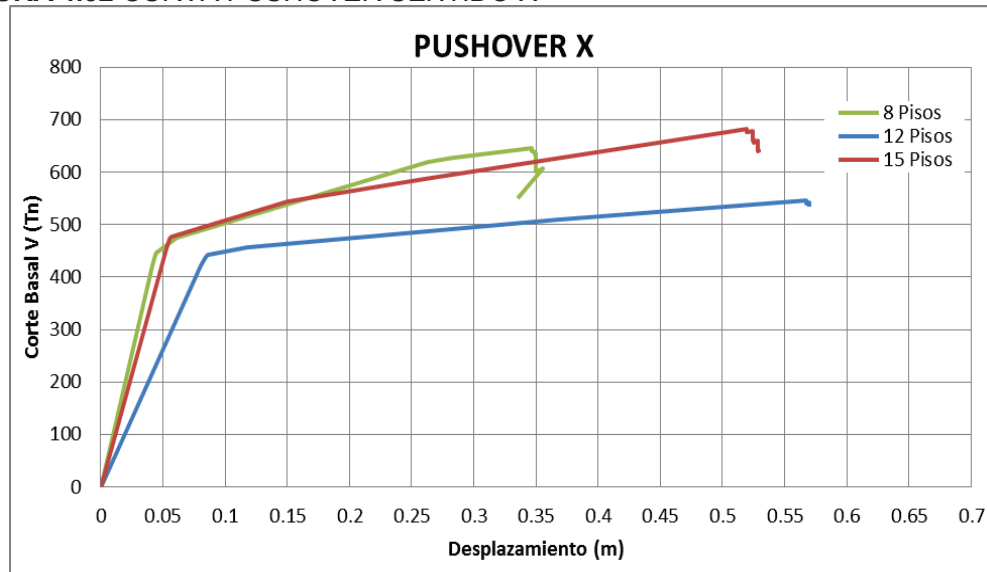


**ELABORACIÓN:** Christian Medina

#### 4.2.8 CURVA DE CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

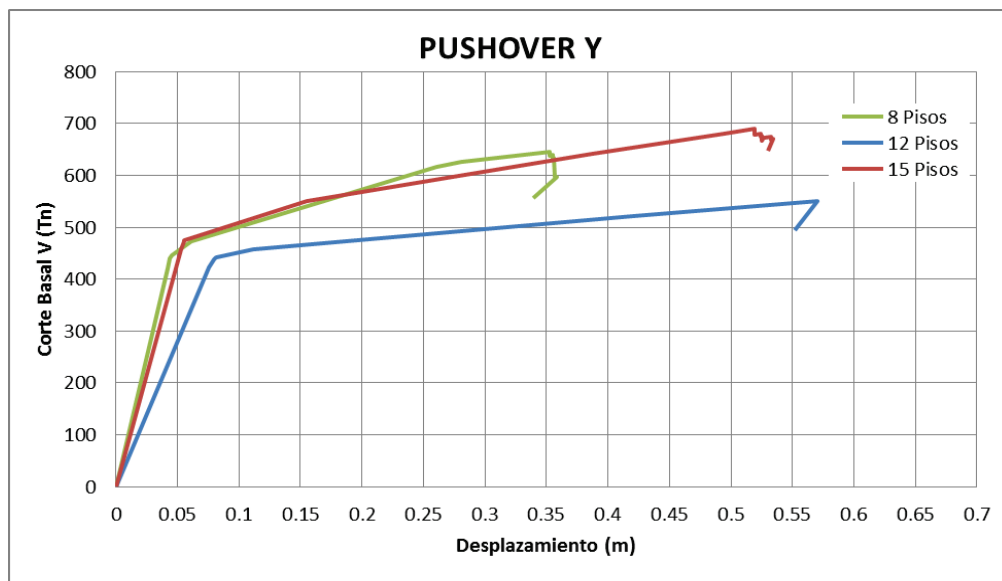
A continuación se muestra la curva de capacidad para los dos sentidos de análisis X e Y. Como era de esperarse el desplazamiento crece a medida que aumenta la altura del edificio.

**FIGURA 4.32** CURVA PUSHOVER SENTIDO X



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 4.33:** CURVA PUSHOVER SENTIDO Y



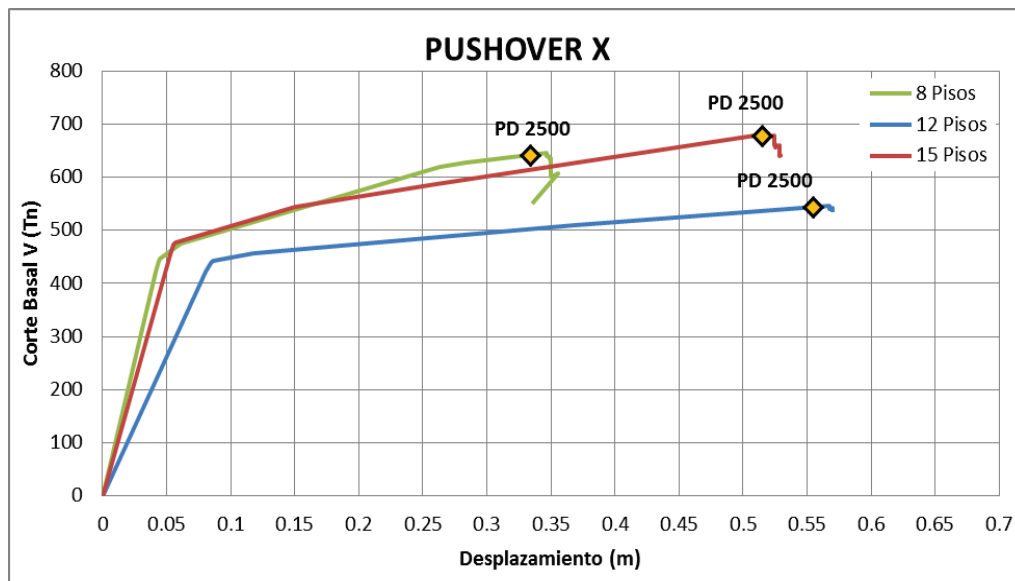
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

## 4.2.9 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 4.2.9.1 Desempeño Para El Sismo Extremo (Tr=2500 Años)

La norma establece que se debe cumplir un determinado desempeño para el sismo con Tr=2500 años únicamente, por lo que se verifica solo para este nivel de amenaza.

**FIGURA 4.34** PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X



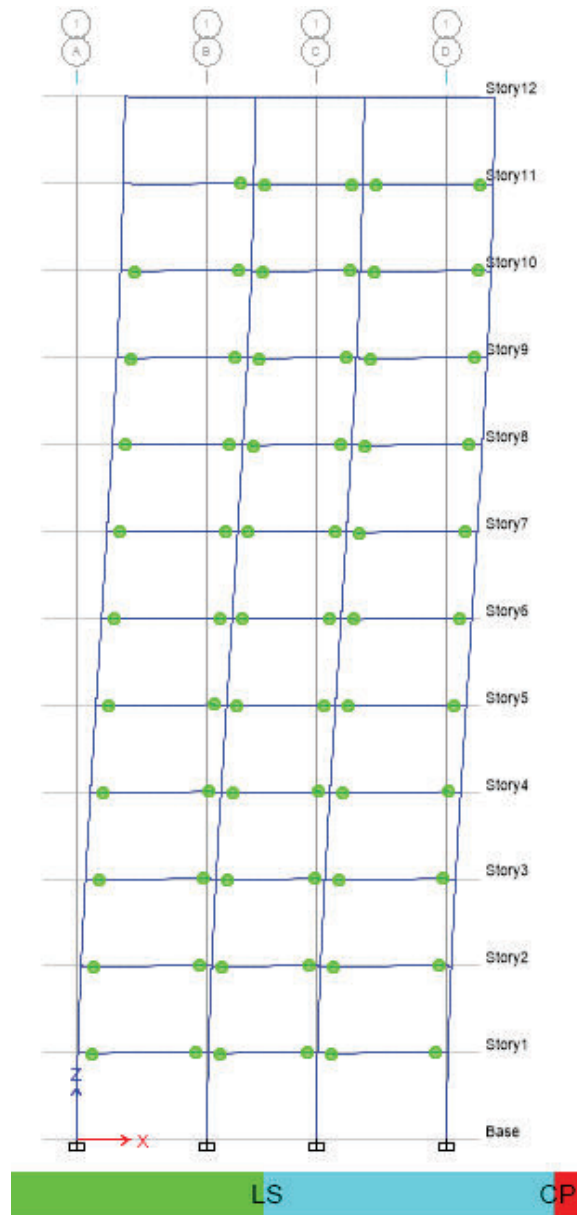
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 4.19** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Sismo Extremo Tr=2500 años sentido X			
#Pisos	8	12	15
<b>Sa (g)</b>	0.2257	0.147	0.1214
<b>Sd (m)</b>	0.2752	0.4042	0.436
<b>V (Tn)</b>	641.72	543.8	678.29
<b>d (m)</b>	0.334	0.555	0.515
<b>Tsec (s)</b>	2.214	3.322	3.802
<b>Teff (s)</b>	1.839	2.74	3.164
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.2408	0.2419	0.2547
<b>Ductilidad</b>	6.617	6.689	7.886
<b>M</b>	0.6905	0.679	0.6925

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

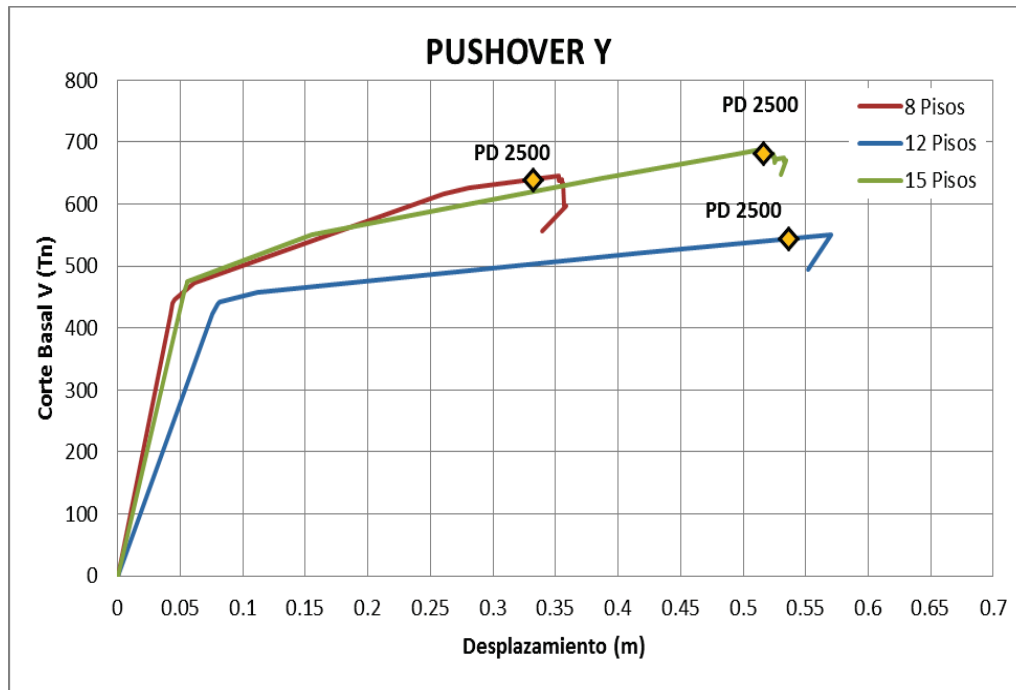
**FIGURA 4.35** NIVEL DE DAÑO DESEMPEÑO 2500 AÑOS X 12 PISOS



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

Todas las estructuras alcanzan el nivel de Prevención de Colapso a desplazamientos y cortantes indicados en la tabla 4.14, es decir, para el sentido de análisis X se cumple con el requisito de desempeño instituido en la norma.

FIGURA 4.36 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y



ELABORACIÓN: Christian Medina

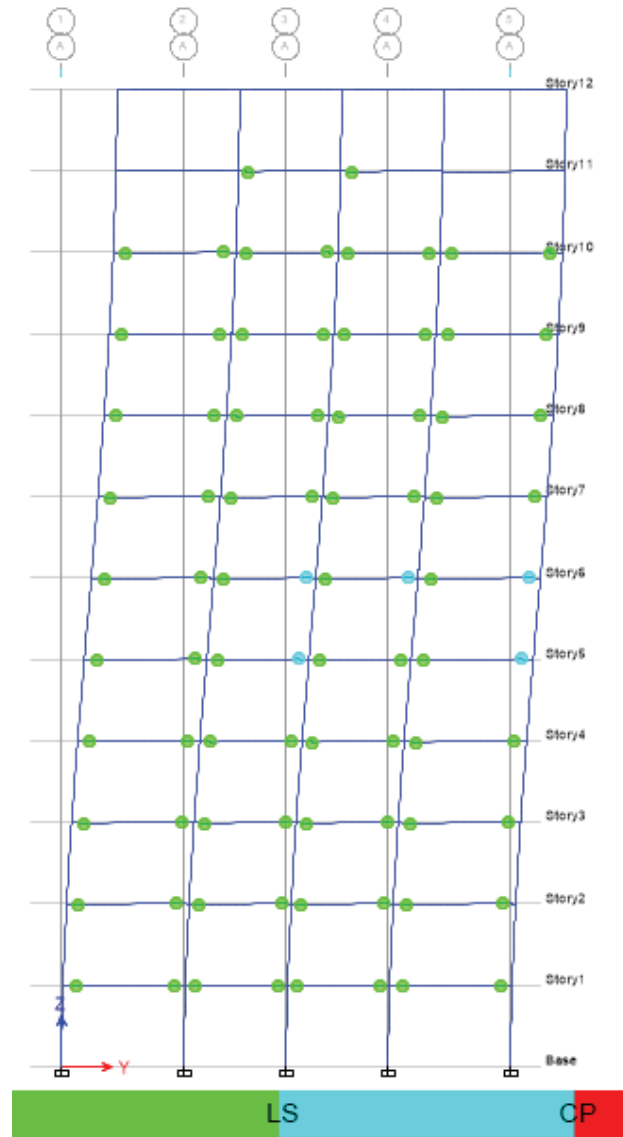
TABLA 4.20 PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Sismo Extremo $T_r=2500$ años sentido Y			
#Pisos	8	12	15
Sa (g)	0.22589	0.1466	0.1218
Sd (m)	0.2675	0.3916	0.4327
V (Tn)	639.7	544.38	682
d (m)	0.332	0.536	0.516
Tsec (s)	2.18	3.271	3.782
Teff (s)	1.804	3.685	3.102
$\beta_{eff}$	0.2439	0.2461	0.2581
Ductilidad	6.866	7.137	8.564
M	0.6863	0.6735	0.6725

ELABORACIÓN: Christian Medina



**FIGURA 4.35 NIVEL DE DAÑO DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y 12 PISOS**



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

Para el sentido Y de análisis las estructuras también cumplen con el desempeño requerido ya que se alcanza el nivel de Prevención de Colapso.

## CAPÍTULO 5

### INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO

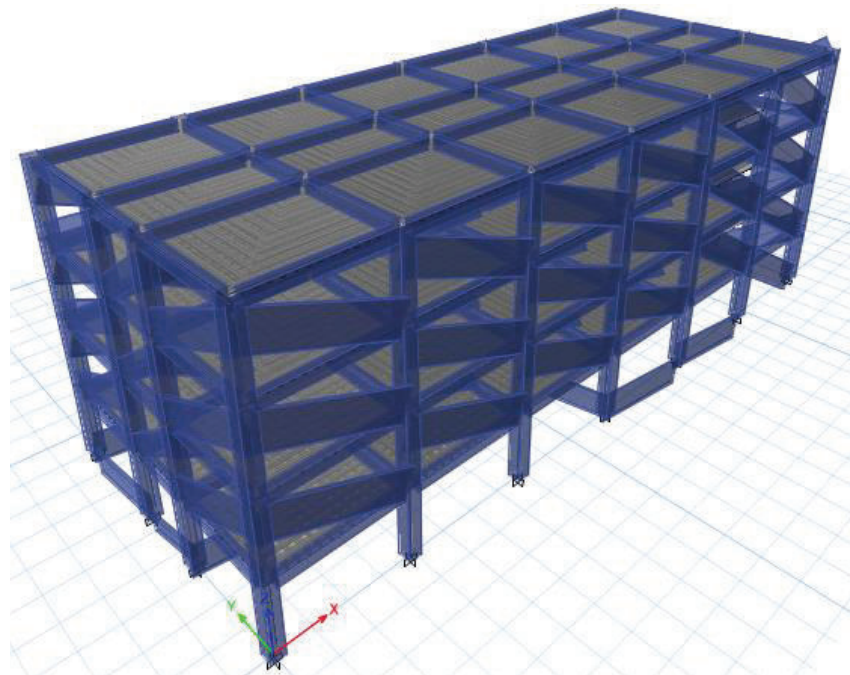
Como siguiente paso para este estudio, se incluirá la mampostería de relleno a los modelos analizados anteriormente, para analizar la influencia de esta en el comportamiento inelástico de las estructuras.

#### 5.1 ESTRUCTURAS ESENCIALES (HOSPITALES)

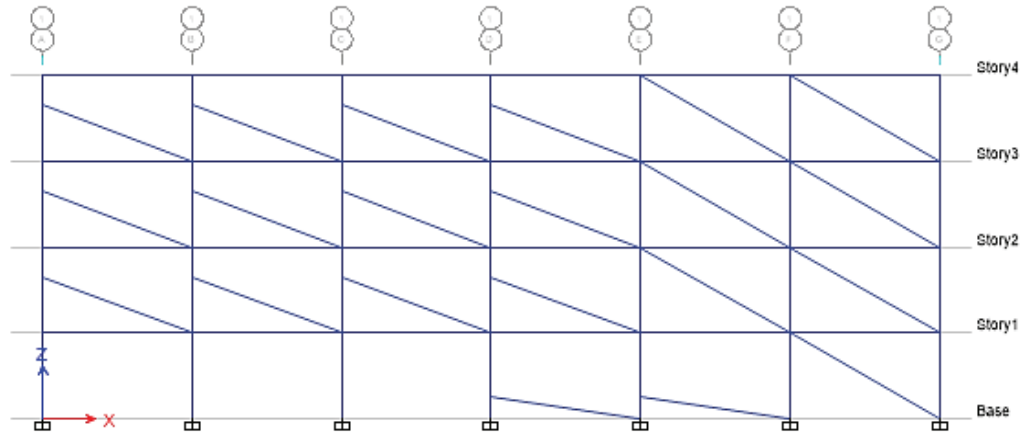
##### 5.1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

El modelo utilizado para la incorporación de la mampostería es el del puntal equivalente como se ha mencionado previamente. Dado que la mampostería utilizada para hospitales es muy variable en cuanto a calidad y resistencia, se elaboraron tres modelos utilizando diferentes resistencias a la compresión de la mampostería, es así que se utilizó  $f'm = 10, 20, 35\text{kg/cm}^2$ .

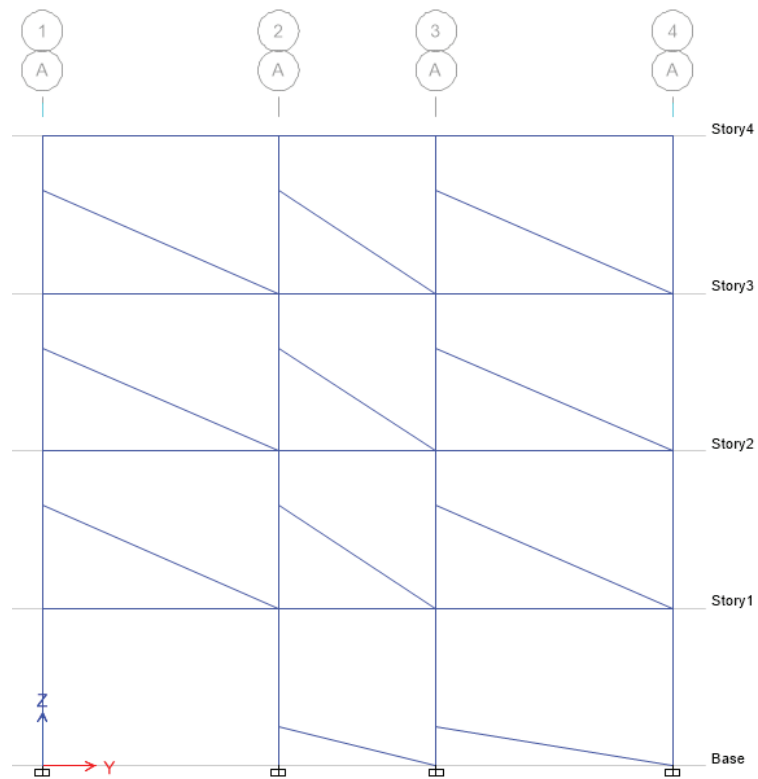
**FIGURA 5.1** RENDER DEL MODELO



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 5.2 VISTA EN ELEVACIÓN**

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 5.3 VISTA EN ELEVACIÓN**

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 5.1.2 ANCHO Y RESISTENCIA DEL PUNTAL EQUIVALENTE

Como se ha mencionado previamente se utilizará el modelo propuesto por el (FEMA356, 2000) para encontrar el ancho del puntal y con ello la rigidez del mismo. Para encontrar la resistencia a la compresión y con ello modelar la rótula axial del puntal se utilizará el procedimiento descrito en (Carrillo & González, 2007). En la siguiente tabla se muestran los anchos y resistencias para las distintas paredes de la estructura.

**TABLA 5.1** PORPIEDES DEL PUNTAL EQUIVALENTE

Paredes							
		f'm =35kg/cm <sup>2</sup>		f'm =20kg/cm <sup>2</sup>		f'm =10kg/cm <sup>2</sup>	
Altura	Largo	a FEMA	R (Tn)	a FEMA	Rcompres	a FEMA	Rcompres
<b>Paredes de Columna a Columna X-X</b>							
2.60	6.30	0.68	35.70	0.72	21.60	0.78	11.70
3.40	6.30	0.73	38.33	0.77	23.10	0.82	12.30
1.00	6.30	0.63	33.08	0.67	20.10	0.72	10.80
<b>Paredes Intermedias X-X</b>							
2.60	3.55	0.43	11.29	0.45	6.75	0.49	3.68
3.40	2.90	0.45	11.81	0.47	7.05	0.51	3.83
2.60	4.70	0.53	13.91	0.56	8.40	0.60	4.50
3.40	4.00	0.52	13.65	0.55	8.25	0.59	4.43
<b>Paredes de Columna a Columna Y-Y</b>							
2.60	5.30	0.60	31.50	0.62	18.60	0.66	9.90
2.60	3.30	0.41	21.53	0.43	12.90	0.46	6.90
1.00	3.30	0.32	16.80	0.34	10.20	0.37	5.55
1.00	5.30	0.53	13.91	0.56	8.40	0.60	4.50
3.40	5.30	0.63	33.08	0.67	20.10	0.72	10.80
<b>Paredes Intermedias Y-Y</b>							
3.40	6.00	0.70	18.38	0.74	11.10	0.79	5.93

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 5.1.3 CARGAS GRAVITACIONALES

Basándose en que se está analizando la misma estructura, el cambio que se ha hecho en cuanto a cargas, es descontar peso de la mampostería incluida en los puntales de la carga muerta adicional.

Peso Paredes Por piso 43.46Tn

Área Losa: 651m<sup>2</sup>

CMPincluida = 66.80kg/m<sup>2</sup>

- Entrepiso

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>

ACM = 300 kg/m<sup>2</sup>

CV = 300 kg/m<sup>2</sup>

- Terraza

PP = 292.80 kg/m<sup>2</sup>

ACM = 40.50kg/m<sup>2</sup>

CV=150 kg/m<sup>2</sup>

### 5.1.4 CARGA SÍSMICA

Luego de realizar un análisis modal a las estructuras se tiene que los períodos de vibración son menores a  $T_c$  como se muestra en la tabla 5.2, por lo que de acuerdo a la norma la ecuación para la aceleración es la siguiente:

$$S_a = \eta Z F a \quad (5.1)$$

$$S_a = 1.1904g$$

$$V = \frac{I S_a}{R \varphi_p \varphi_e} \quad (5.2)$$

$$V = 0.2232 * W$$

### 5.1.5 ANÁLISIS DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN

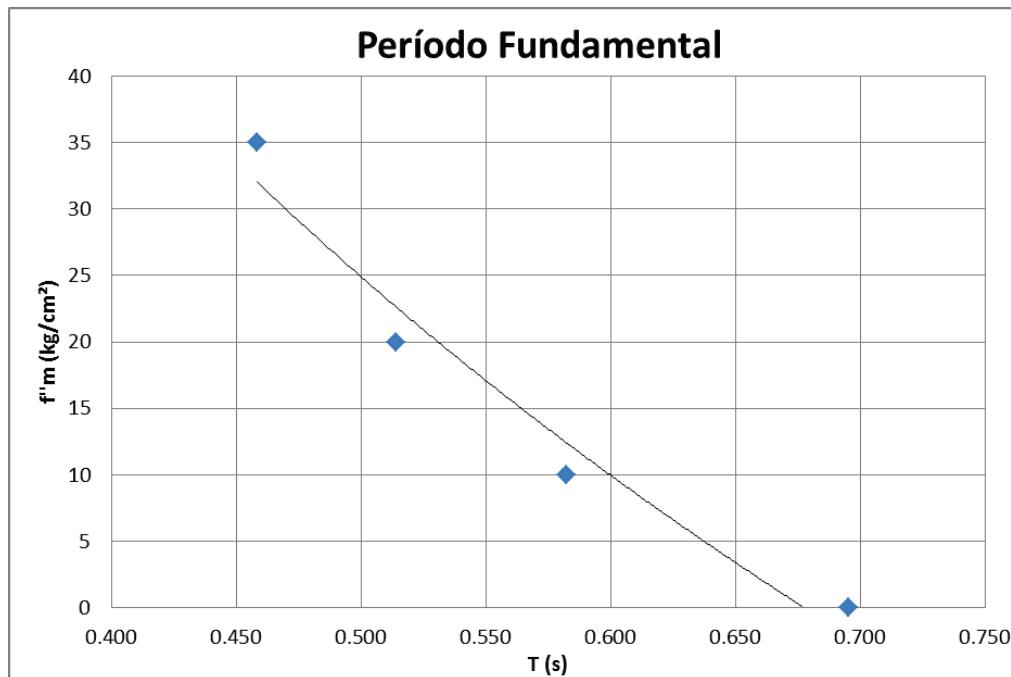
En la siguiente figura se puede apreciar que el periodo tiende a decrecer de manera exponencial conforme aumenta la resistencia de la mampostería. Esto es porque la mampostería aporta en gran medida a la rigidez de la estructura, resultando en un mayor input de aceleración que el suelo le transmite conforme el período disminuye.

**TABLA 5.2** VARIACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL

<b>f'm (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>T (s)</b>
0	0.695
10	0.582
20	0.514
35	0.458

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 5.4 VARIACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL



ELABORACIÓN: Christian Medina

### 5.1.6 ANÁLISIS DE DERIVAS

TABLA 5.3 DERIVAS DE PISO  $f'm=10\text{Kg/cm}^2$ 

TABLE: Story Drifts $f'm=10\text{ kg/cm}^2$				
Story	Load Case Sx		Load Case Sy	
	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
4	0.000993	7.00E-05	6.60E-05	0.001077
3	0.00184	0.000142	0.000114	0.001935
2	0.002485	0.000198	0.000141	0.002548
1	0.002123	0.000156	7.50E-05	0.002055
0	0	0	0	0

ELABORACIÓN: Christian Medina

$$\Delta M_x = 0.01491 \quad \Delta M_y = 0.01528$$

**TABLA 5.4** DERIVAS DE PISO  $f'm=20\text{kg/cm}^2$ 

TABLE: Story Drifts $f'm=20\text{ kg/cm}^2$				
Story	Load Case Sx		Load Case Sy	
	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
4	0.000695	5.70E-05	4.90E-05	0.000794
3	0.001315	0.000115	8.40E-05	0.001415
2	0.001843	0.000168	0.000106	0.001881
1	0.001818	0.000139	4.00E-05	0.00163
0	0	0	0	0

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

$$\Delta Mx = 0.011 \quad \Delta My = 0.0112$$

**Tabla 5.5:** Derivas de Piso  $f'm=35\text{kg/cm}^2$ 

TABLE: Story Drifts $f'm=35\text{ kg/cm}^2$				
Story	Load Case Sx		Load Case Sy	
	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
4	0.0005	4.70E-05	3.70E-05	0.000609
3	0.000955	9.40E-05	6.10E-05	0.001056
2	0.001369	0.000144	7.90E-05	0.001394
1	0.001556	0.000127	5.50E-05	0.001393
0	0	0	0	0

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

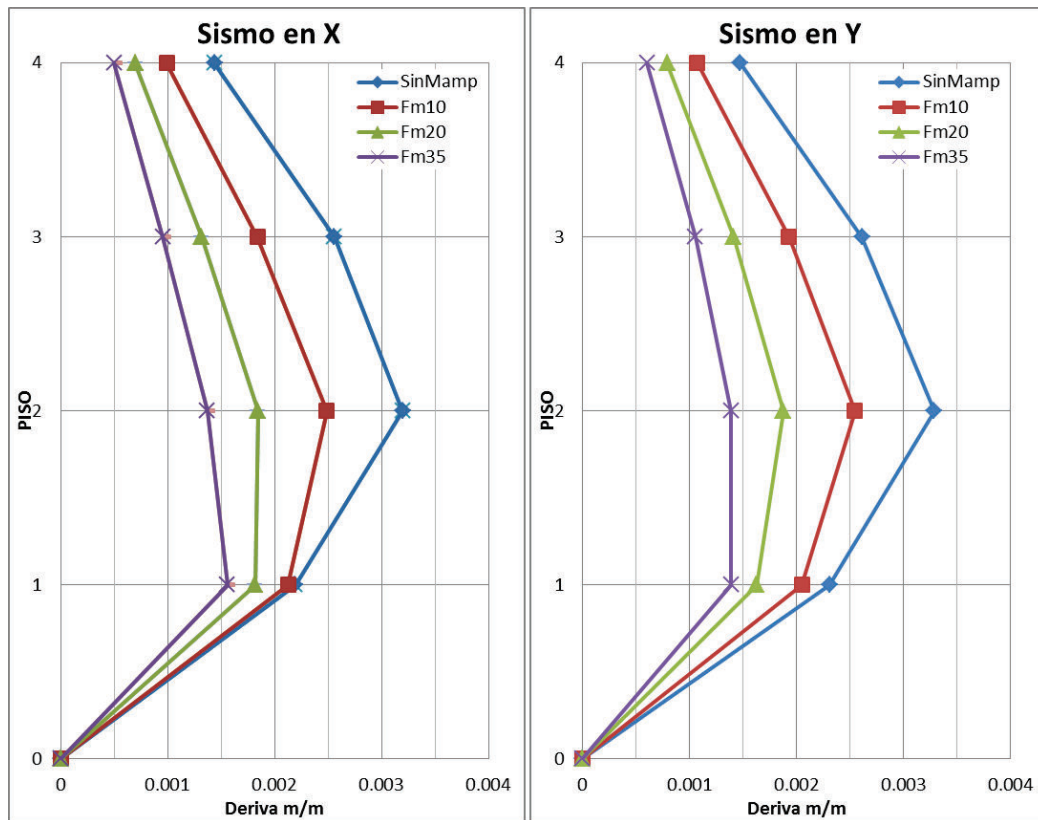
$$\Delta Mx = 0.00933 \quad \Delta My = 0.00835$$

Si bien las derivas de piso se reducen y cumplen con la deriva inelástica máxima de 0.02, lo que no se toma en cuenta es el grado de daño generado en la mampostería. De acuerdo con (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) la mampostería deja de trabajar cuando se tiene una deriva de 0.01, a partir de este punto la mampostería inicia el proceso de colapso. Esto quiere decir, que solamente la estructura cuya mampostería tiene una resistencia de  $f'm = 35\text{ kg/cm}^2$ , sería segura después del sismo de diseño y el nivel de desempeño de los elementos no estructurales alcanzaría la Seguridad de Vida.



### 5.1.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

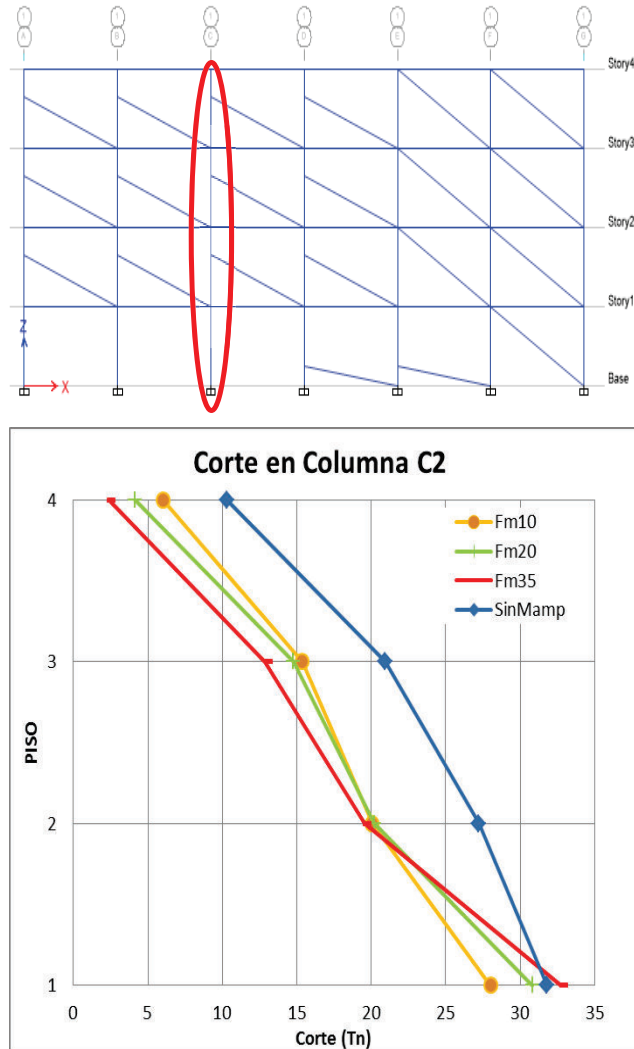
FIGURA 5.5 DERIVAS DE PISO



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Se puede apreciar que la deriva máxima en la estructura sin mampostería se produce en el segundo piso, lo cual es típico de las estructuras aporticadas. Sin embargo, conforme aumenta la resistencia de la mampostería, las derivas del primer y segundo piso se invierten hasta que para un  $f'm=35$  kg/cm<sup>2</sup> la deriva máxima se produce en el 1er Piso, notificando la presencia de un posible piso blando.

Esto se ratifica al evaluar la distribución del corte en una de las columnas de la estructura, mostrada en las siguientes figuras, pues se aprecia una amplificación drástica de la fuerza cortante en el primer piso.

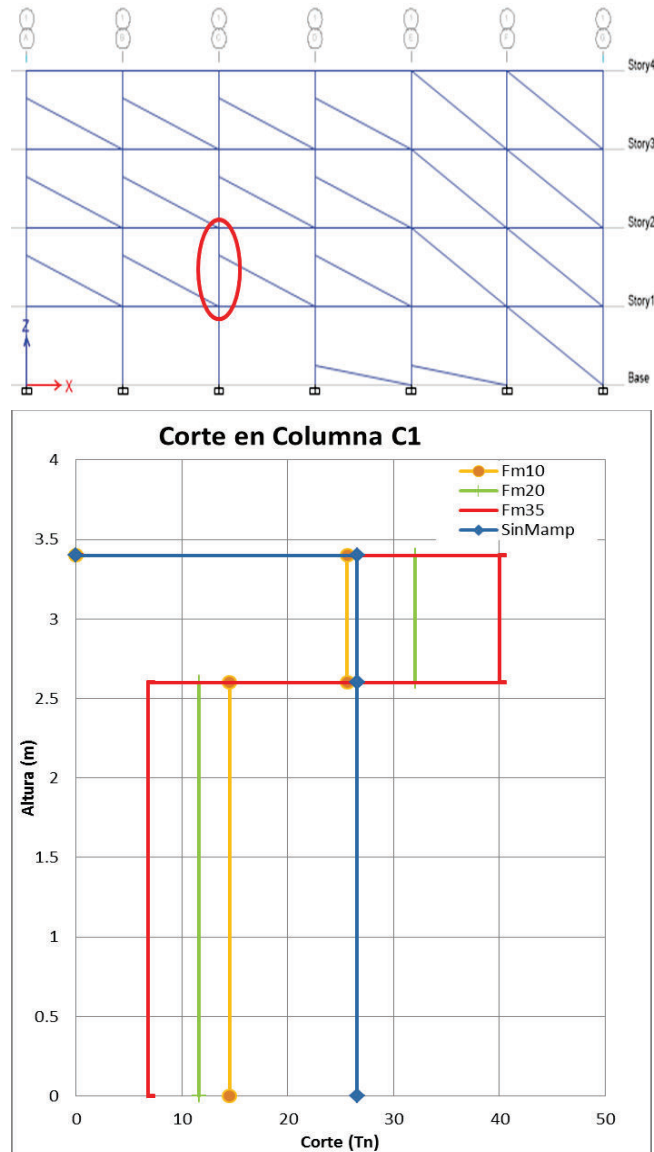
**FIGURA 5.6 CORTE EN COLUMNA C2**

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 5.1.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA

En los modelos anteriores no fue posible hacer un análisis del efecto de columna corta, ya que en ellos no se incluyó la mampostería. Este es una patología oculta que la mayoría de las veces se pasa por alto por no verse reflejada en la modelación. En la figura siguiente se muestra cómo la mampostería hace que el corte se amplifique de manera drástica en la sección de columna que queda libre, conforme aumenta la resistencia y rigidez de la mampostería.

**FIGURA 5.7 CORTE EN COLUMNA C1**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Si bien la norma establece un procedimiento cuando existe la presencia de columnas cortas, este no es aplicable cuando la altura libre de la columna es menor a 4 veces el peralte del elemento, pues el elemento deja de trabajar a flexión para trabajar como un elemento de gran peralte, por lo que la analogía de la celosía para diseño a corte no es aplicable.

### 5.1.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

**TABLA 5.6 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA  $f_m=10\text{kg/cm}^2$**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios $f_m=10\text{kg/cm}^2$														
Mod e	Perio d(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.582	0.867	0.002	0.000	0.867	0.002	0.000	0.000	0.186	0.001	0.000	0.186	0.001	0.06%
2	0.561	0.003	0.780	0.000	0.869	0.782	0.000	0.164	0.001	0.094	0.164	0.187	0.095	12.11%
3	0.521	0.000	0.088	0.000	0.869	0.870	0.000	0.022	0.000	0.772	0.186	0.187	0.866	
4	0.186	0.091	0.000	0.000	0.960	0.870	0.000	0.002	0.702	0.000	0.189	0.889	0.867	
5	0.179	0.000	0.086	0.000	0.960	0.956	0.000	0.669	0.003	0.004	0.857	0.892	0.871	
6	0.167	0.000	0.006	0.000	0.960	0.962	0.000	0.039	0.000	0.089	0.896	0.892	0.960	
7	0.107	0.030	0.000	0.000	0.990	0.962	0.000	0.000	0.062	0.000	0.896	0.954	0.960	
8	0.103	0.000	0.028	0.000	0.990	0.990	0.000	0.057	0.000	0.000	0.954	0.955	0.961	
9	0.096	0.000	0.001	0.000	0.991	0.991	0.000	0.002	0.000	0.030	0.956	0.955	0.991	
10	0.077	0.009	0.000	0.000	1.000	0.991	0.000	0.000	0.045	0.000	0.956	0.999	0.991	
11	0.075	0.000	0.009	0.000	1.000	1.000	0.000	0.043	0.001	0.000	0.999	1.000	0.991	
12	0.070	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.000	0.009	1.000	1.000	1.000	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.7 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA  $f_m=20\text{kg/cm}^2$**

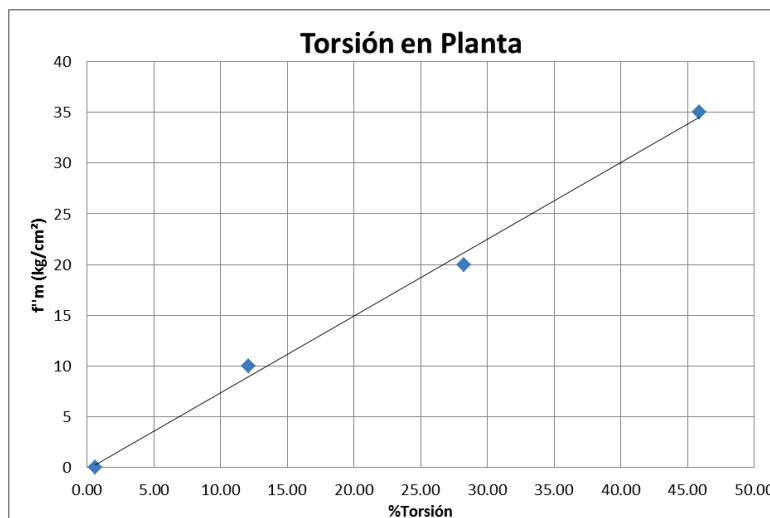
TABLE: Modal Participating Mass Ratios $f_m=20\text{kg/cm}^2$														
Mod e	Perio d(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.514	0.866	0.018	0.000	0.866	0.018	0.000	0.003	0.159	0.005	0.003	0.159	0.005	0.53%
2	0.500	0.023	0.682	0.000	0.888	0.700	0.000	0.123	0.005	0.193	0.127	0.164	0.197	28.23%
3	0.460	0.000	0.185	0.000	0.888	0.885	0.000	0.042	0.000	0.685	0.169	0.164	0.882	
4	0.167	0.079	0.001	0.000	0.968	0.886	0.000	0.013	0.732	0.000	0.182	0.896	0.883	
5	0.160	0.002	0.069	0.000	0.969	0.956	0.000	0.635	0.016	0.009	0.817	0.912	0.892	
6	0.150	0.000	0.014	0.000	0.969	0.970	0.000	0.097	0.000	0.076	0.914	0.912	0.968	
7	0.099	0.023	0.000	0.000	0.993	0.970	0.000	0.001	0.048	0.000	0.914	0.960	0.968	
8	0.094	0.000	0.021	0.000	0.993	0.991	0.000	0.043	0.001	0.001	0.957	0.961	0.969	
9	0.088	0.000	0.002	0.000	0.993	0.993	0.000	0.005	0.000	0.024	0.962	0.961	0.993	
10	0.073	0.007	0.000	0.000	1.000	0.993	0.000	0.001	0.038	0.000	0.963	0.999	0.993	
11	0.069	0.000	0.006	0.000	1.000	1.000	0.000	0.036	0.001	0.000	0.998	1.000	0.993	
12	0.065	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.000	0.007	1.000	1.000	1.000	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.8 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA  $f'm=35\text{kg/cm}^2$** 

TABLE: Modal Participating Mass Ratios $f'm=35\text{kg/cm}^2$														
Mod e	Perio d(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.458	0.731	0.127	0.000	0.731	0.127	0.000	0.021	0.115	0.047	0.021	0.115	0.047	6.36%
2	0.450	0.174	0.508	0.000	0.905	0.636	0.000	0.079	0.030	0.233	0.100	0.144	0.280	45.87%
3	0.404	0.000	0.261	0.000	0.905	0.897	0.000	0.056	0.000	0.617	0.155	0.144	0.897	
4	0.150	0.067	0.004	0.000	0.972	0.900	0.000	0.045	0.729	0.001	0.200	0.874	0.898	
5	0.144	0.005	0.054	0.000	0.977	0.954	0.000	0.568	0.057	0.012	0.768	0.930	0.910	
6	0.133	0.000	0.022	0.000	0.977	0.976	0.000	0.161	0.000	0.065	0.928	0.930	0.975	
7	0.091	0.018	0.000	0.000	0.994	0.976	0.000	0.001	0.035	0.000	0.929	0.966	0.975	
8	0.084	0.001	0.014	0.000	0.995	0.991	0.000	0.030	0.001	0.001	0.959	0.967	0.976	
9	0.080	0.000	0.004	0.000	0.995	0.995	0.000	0.008	0.000	0.018	0.967	0.967	0.995	
10	0.068	0.005	0.000	0.000	1.000	0.995	0.000	0.001	0.032	0.000	0.968	0.999	0.995	
11	0.063	0.000	0.004	0.000	1.000	0.999	0.000	0.029	0.001	0.000	0.997	1.000	0.995	
12	0.060	0.000	0.001	0.000	1.000	1.000	0.000	0.003	0.000	0.005	1.000	1.000	1.000	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 5.8  $f'm$  vs %TORSIÓN**

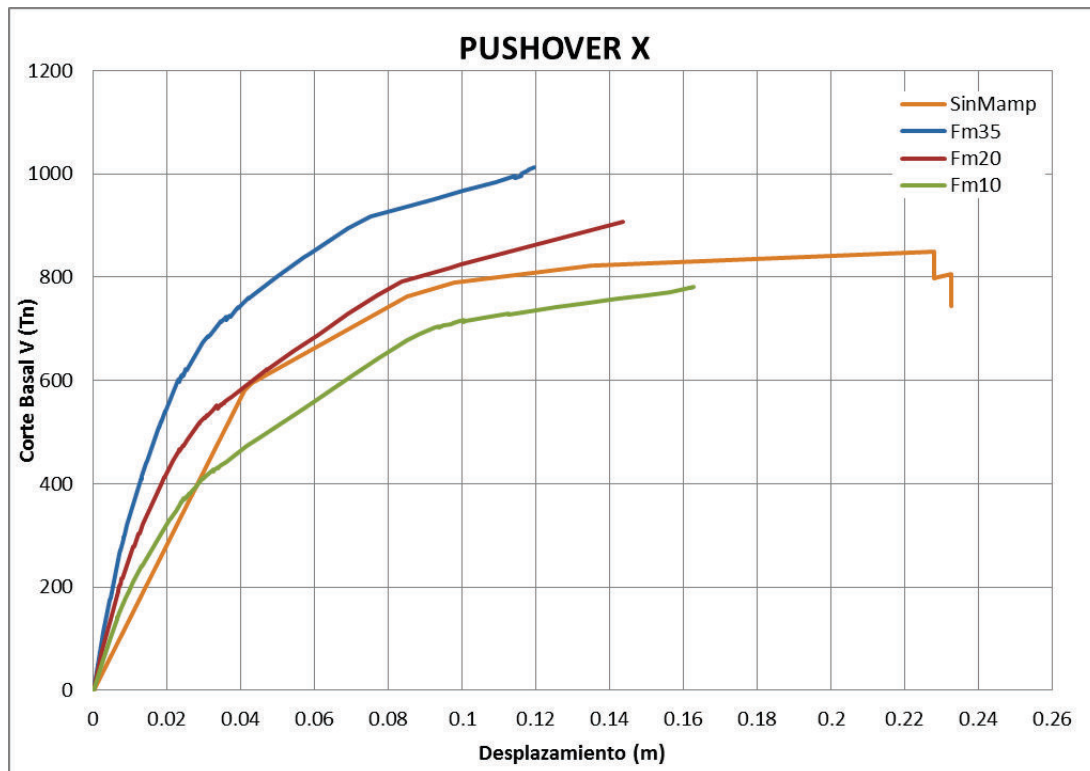
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Los gráficos anteriores demuestran que la mampostería influye notablemente en la torsión en planta, mostrando una tendencia lineal del aumento del porcentaje de torsión respecto al aumento de resistencia de la mampostería. Es así que, una estructura cuyos dos primeros modos de vibración eran totalmente traslacionales con un porcentaje de torsión del 0%, pueden llegar a ser totalmente torsionales

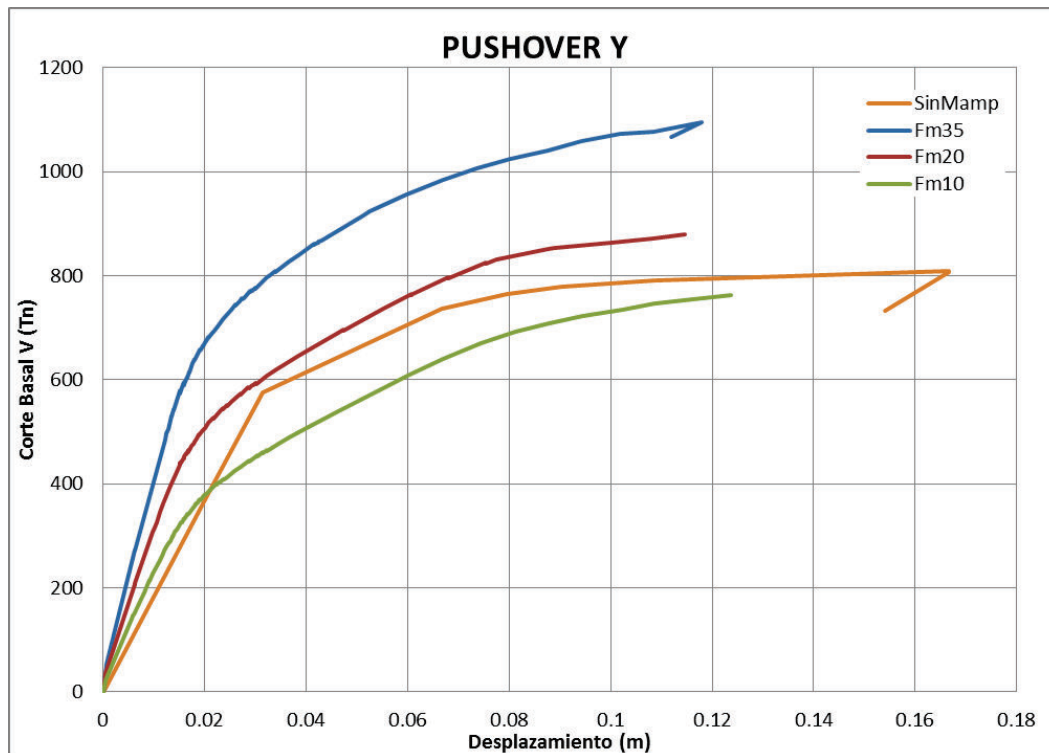
por influencia de la mampostería de relleno, la cual es considerada como elemento “no estructural”.

### 5.1.10 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

FIGURA 5.9 CURVA PUSHOVER SENTIDO X



ELABORACIÓN: Christian Medina

**FIGURA 5.10** CURVA PUSHOVER SENTIDO Y

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

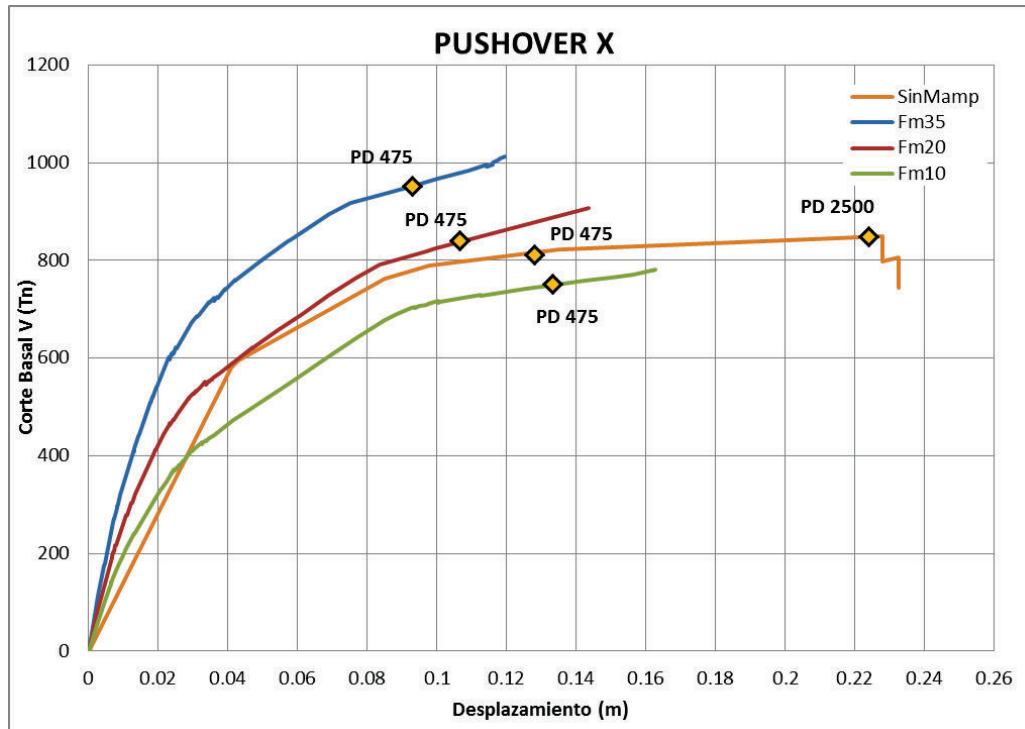
Tanto para el sentido X como para el sentido Y, el desplazamiento máximo de la estructura se reduce con la inclusión de la mampostería en el análisis, esta reducción es mayor conforme aumenta la resistencia de la mampostería.

Al incluir mampostería de buena calidad, la rigidez y la resistencia iniciales son mayores que las del modelo sin mampostería, pero esto resulta en una menor ductilidad global.

Al incluir mampostería de baja calidad, aparentemente la resistencia de la estructura debería aumentar frente a la estructura sin mampostería, pero al contrario la resistencia de la estructura disminuye. Esto sucede debido a que la mampostería concentra los esfuerzos en zonas específicas lo cual hace que los elementos resistentes a carga lateral (vigas y columnas) fallen antes de lo previsto. Esto no ocurre al modelar sin mampostería, pues los esfuerzos se distribuyen proporcionalmente.

### 5.1.11 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

FIGURA 5.11 PUNTOS DE DESEMPEÑO



ELABORACIÓN: Christian Medina

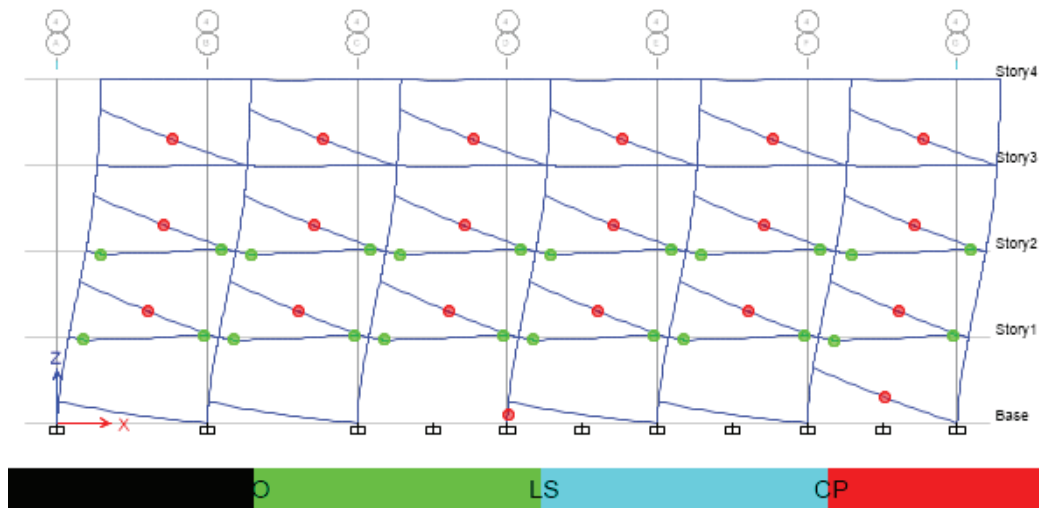
Después de realizar el análisis, para todos los casos en los que se incluyó la mampostería, **no se cumple con el desempeño requerido para estructuras esenciales**, pues para el sismo de diseño ( $T_r=475$  años) el nivel de desempeño alcanzado es Prevención de Colapso, cuando debería haberse limitado a Seguridad de Vida. Peor aún **para el sismo extremo, no se pudo determinar el punto de desempeño para ningún caso pues la estructura colapsa bajo fuerzas menores a las generadas por el sismo.**

Es así que **las estructuras que aparentemente están bien diseñadas y cumplen con los requisitos de desempeño establecidos en los códigos, pueden llegar a tener problemas en su comportamiento inelástico por la influencia de la mampostería, puesto que esta no se considera en el diseño.**



A continuación se muestra el grado de daño alcanzado en el punto de desempeño para el sismo de diseño ( $T_r=475$  años), en la estructura con mampostería de resistencia  $f_m=10\text{kg/cm}^2$ .

**FIGURA 5.12** NIVEL DE DAÑO 475 AÑOS X



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

La mayoría de las paredes han colapsado y todas las vigas de los 2 primeros niveles se encuentran más allá de la fluencia. Además una de las columnas del primer nivel está próxima al colapso al igual que otras columnas de los pórticos contiguos, lo que determina que el nivel de desempeño alcanzado el Prevencción de Colapso.

A continuación se muestra una tabla en la que se pueden comparar los parámetros encontrados en el punto de desempeño para las estructuras con diferentes resistencias de mampostería.

**TABLA 5.9** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

<b>Sismo de Diseño Tr=475 años sentido X</b>			
<b>f'm (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	10	20	35
<b>Sa (g)</b>	0.3111	0.3419	0.3832
<b>Sd (m)</b>	0.1054	0.087	0.0771
<b>V (Tn)</b>	750.32	840.38	951.82
<b>d (m)</b>	0.1333	0.1066	0.09307
<b>Tsec (s)</b>	1.168	1.045	0.899
<b>Teff (s)</b>	1.074	0.9207	0.793
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.2364	0.2301	0.2232
<b>Ductilidad</b>	6.41	6.01	5.58
<b>M</b>	0.846	0.8262	0.7778

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.10** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

<b>Sismo de Diseño Tr=475 años sentido Y</b>			
<b>f'm (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	10	20	35
<b>Sa (g)</b>	0.3163	0.3624	0.4139
<b>Sd (m)</b>	0.097548	0.08257	0.06909
<b>V (Tn)</b>	760.32	865.64	1030.56
<b>d (m)</b>	0.1222	0.101	0.0827
<b>Tsec (s)</b>	1.12	0.961	0.82
<b>Teff (s)</b>	1.029	0.868	0.724
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.2276	0.2185	0.2061
<b>Ductilidad</b>	5.85	5.28	4.51
<b>M</b>	0.845	0.816	0.7801

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

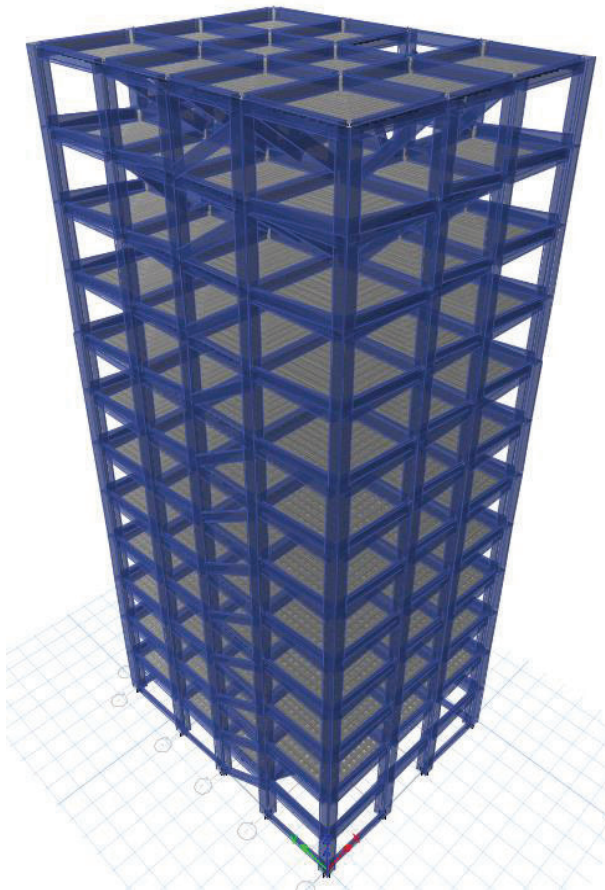
Es notorio entonces, que las demandas tanto de ductilidad como de amortiguamiento para las estructuras con mampostería, son mucho mayores que para el modelo sin mampostería, teniendo hasta  $\beta_{eff} = 23\%$  en el primer caso comparado con  $\beta_{eff} = 14\%$  en el segundo caso.

## 5.2 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS)

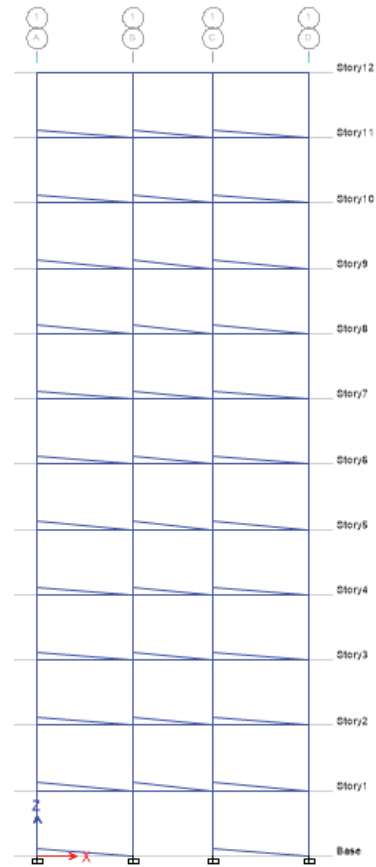
### 5.2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Siguiendo la metodología descrita, el modelo a utilizar para la incorporación de la mampostería es el del puntal equivalente. De esta manera la configuración de la estructura resulta como se muestra en los gráficos siguientes.

**FIGURA 5.13** RENDER DEL MODELO



**FIGURA 5.14** VISTA EN ELEVACIÓN



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015) **FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 5.2.2 ANCHO Y RESISTENCIA DEL PUNTAL EQUIVALENTE

En la siguiente tabla se muestra el ancho y resistencia del puntal que corresponde a cada tipo de pared de mampostería de  $f'm=15\text{kg/cm}^2$ .

**TABLA 5.11 PROPIEDADES DEL PUNTAL EQUIVALENTE**

Paredes				
$f'm = 15\text{kg/cm}^2$				
Altura	Largo	$a=l/4$	a FEMA	R (Tn)
<b>Paredes de Columna a Columna X-X</b>				
0.5	5.25	1.32	0.58	<b>13</b>
0.5	4.25	1.07	0.46	<b>10</b>
3.4	5.25	1.56	0.7	<b>16</b>
1.5	4.25	1.13	0.48	<b>11</b>
<b>Paredes Intermedias X-X Y-Y</b>				
3.4	2	0.99	0.45	<b>5</b>
3.4	2.75	1.09	0.49	<b>6</b>
3.4	3.75	1.27	0.56	<b>6</b>
<b>Paredes de Columna a Columna Y-Y</b>				
3	4.25	1.30	0.58	<b>13</b>

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 5.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES

Si bien las estructuras en análisis son las mismas, es necesario descontar el peso propio incluido en los puntales equivalentes a la carga adicional de la mampostería. El resto de cargas gravitacionales son iguales.

Peso Paredes Por piso 57.11Tn

Área Losa: 344m<sup>2</sup>

CMPincluida = 166.6kg/m<sup>2</sup>

- Entrepiso

$$PP = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 195 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Terraza

$$PP = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 40.50 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 150 \text{ kg/m}^2$$

#### 5.2.4 CARGA SÍSMICA

Luego de haber realizado el análisis modal, se determinó que el período fundamental de los edificios se redujo debido al aumento de rigidez de la estructura por la presencia de la mampostería. Con lo que el corte basal calculado fue de:

**TABLA 5.12 PERÍODOS Y CORTE BASAL**

Pisos	Período T (s)	Sa (g)	V/W (g)
8	0.829	0.811	0.1318
12	1.246	0.54	0.0877
15	1.438	0.467	0.0760

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 5.2.5 ANÁLISIS DE DERIVAS

**TABLA 5.13 DERIVAS DE PISO**

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case Sx			Load Case Sy		
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift Y	Max Drift Y
15			0.000239			1.62E-04
14			0.000253			0.000179
13			0.000358			0.000288
12		0.000786	0.000713		0.00069	0.00064
11		0.001165	0.00099		0.00106	0.00090
10		0.001542	0.000954		0.00143	0.00083
9		0.001642	0.001136		0.00151	0.00100
8	0.000386	0.001444	0.001314	0.000336	0.00129	0.00117
7	0.000607	0.001574	0.001463	0.000545	0.00141	0.00131
6	0.000805	0.001688	0.001578	0.000731	0.00152	0.00142
5	0.00095	0.001767	0.001658	0.000869	0.00160	0.00150
4	0.001043	0.00181	0.0017	0.000959	0.00165	0.00155
3	0.001084	0.001814	0.001686	0.001011	0.00168	0.00156
2	0.001053	0.001735	0.001533	0.001045	0.00171	0.00148
1	0.00069	0.00113	0.000881	0.000698	0.00114	0.00087
0	0	0	0	0	0	0

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.14 DERIVAS INELÁSTICAS**

Derivas Inelásticas Máximas			
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
$\Delta M X$	0.00650	0.010884	0.0102
$\Delta M Y$	0.00627	0.010284	0.009336

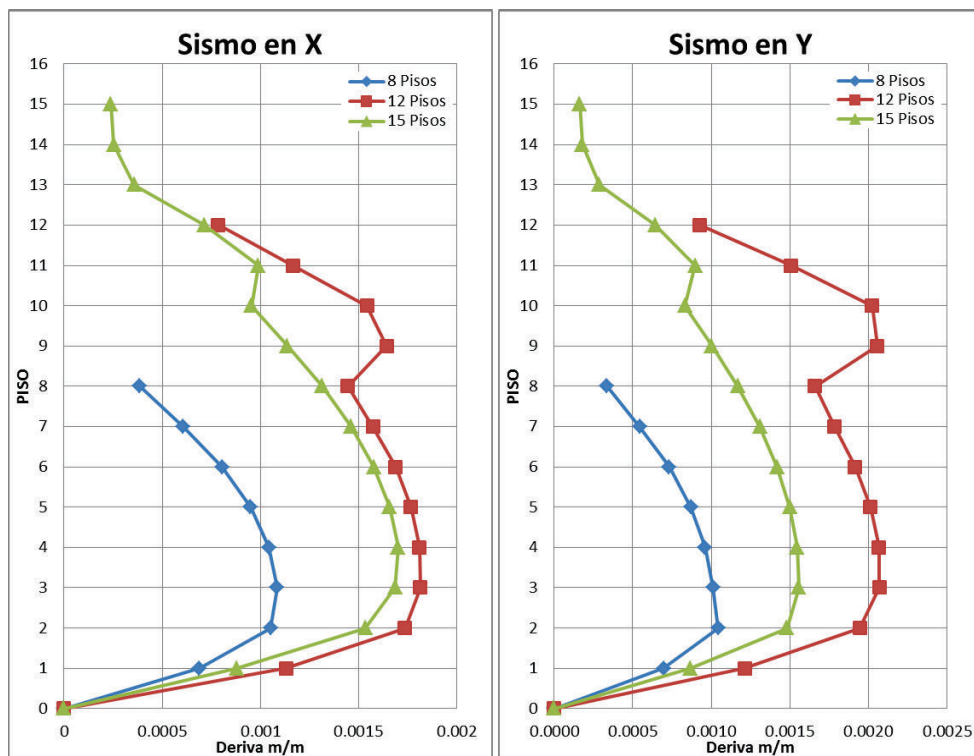
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Si bien se reducen las derivas debido al sismo de diseño, son mayores al 1% por lo que se verifica que la mampostería no sería capaz de resistir el movimiento, siendo un riesgo para la vida de los ocupantes.

### 5.2.6 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

En las figuras mostradas a continuación se puede apreciar la presencia de un posible piso blando sobre todo en la dirección de análisis Y. La deriva máxima se produce en el piso 2 de la edificación en donde se observa una amplificación de dicha deriva. Inicialmente se debe a la presencia del mezzanine como se ha mencionado previamente y a la diferencia de volumen de mampostería entre ese piso y los superiores. Este efecto se agrava aún más conforme la estructura se va rotulando debido al sismo, aunque el piso blando no se denota tan marcado como cuando se tiene mamposterías de mayor resistencia y rigidez.

FIGURA 5.15 DERIVAS DE PISO



ELABORACIÓN: Christian Medina

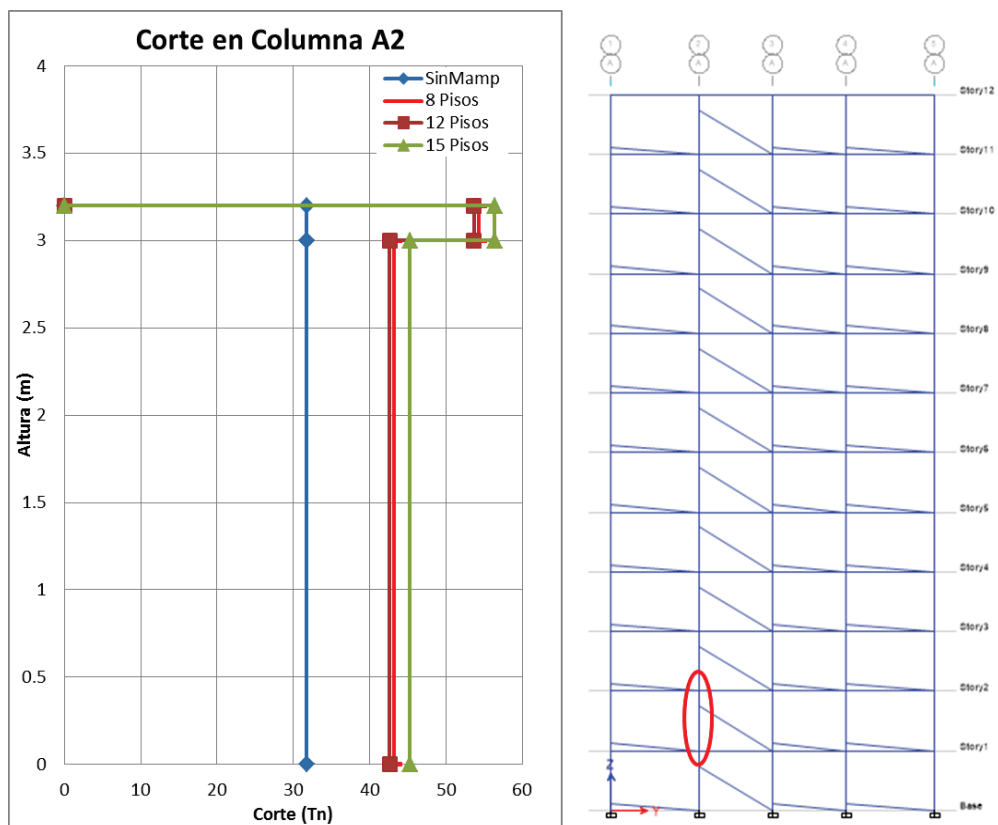
### 5.2.7 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA

La columna en análisis es la columna A2, la cual es parte de un pórtico en el que la pared no llega a toda la altura para dar paso a una ventana corta que da a los baños, lo cual es muy común en edificios con baños públicos.

Se puede ver que existe una ligera amplificación de la fuerza cortante, sin que esto signifique la presencia de una columna corta. Se confirma una vez más que el efecto es menos grave cuando se tienen mamposterías de baja resistencia y rigidez.

Además, se concluye que la gravedad del efecto de columna corta es independiente de la altura del edificio, pues a diferentes alturas se obtienen resultados similares, siendo la resistencia de la mampostería la variable que define la severidad del mismo.

**FIGURA 5.16 CORTE EN COLUMNA A2**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina



## 5.2.8 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

**TABLA 5.15 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 8 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.829	0.016	0.812	0.000	0.016	0.812	0.000	0.195	0.004	0.007	0.195	0.004	0.007	0.813
2	0.824	0.801	0.018	0.000	0.817	0.830	0.000	0.004	0.206	0.004	0.199	0.210	0.011	0.549
3	0.780	0.008	0.005	0.000	0.824	0.835	0.000	0.001	0.003	0.822	0.201	0.212	0.833	
4	0.268	0.002	0.092	0.000	0.827	0.927	0.000	0.578	0.013	0.001	0.779	0.225	0.835	
5	0.266	0.098	0.002	0.000	0.924	0.929	0.000	0.015	0.557	0.002	0.794	0.782	0.836	
6	0.252	0.002	0.001	0.000	0.926	0.930	0.000	0.005	0.009	0.090	0.799	0.791	0.926	
7	0.151	0.004	0.026	0.000	0.929	0.956	0.000	0.051	0.007	0.002	0.850	0.798	0.928	
8	0.150	0.029	0.004	0.000	0.958	0.960	0.000	0.008	0.056	0.002	0.858	0.854	0.929	
9	0.143	0.001	0.001	0.000	0.959	0.961	0.000	0.001	0.002	0.030	0.859	0.856	0.959	
10	0.102	0.006	0.010	0.000	0.966	0.970	0.000	0.041	0.025	0.002	0.900	0.882	0.961	
11	0.101	0.011	0.006	0.000	0.976	0.977	0.000	0.027	0.044	0.000	0.927	0.925	0.961	
12	0.096	0.001	0.000	0.000	0.977	0.977	0.000	0.002	0.003	0.015	0.929	0.928	0.976	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.16 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 12 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	1.246	0.782	0.005	0.000	0.782	0.005	0.000	0.001	0.235	0.002	0.001	0.235	0.002	0.307
2	1.236	0.005	0.793	0.000	0.787	0.798	0.000	0.224	0.002	0.002	0.225	0.236	0.004	0.252
3	1.150	0.003	0.002	0.000	0.790	0.801	0.000	0.001	0.001	0.800	0.226	0.238	0.804	
4	0.448	0.000	0.106	0.000	0.790	0.906	0.000	0.492	0.001	0.000	0.718	0.238	0.804	
5	0.443	0.108	0.000	0.000	0.898	0.907	0.000	0.001	0.459	0.004	0.720	0.697	0.809	
6	0.431	0.005	0.000	0.000	0.903	0.907	0.000	0.001	0.022	0.091	0.720	0.719	0.900	
7	0.255	0.000	0.039	0.000	0.903	0.946	0.000	0.110	0.001	0.001	0.830	0.719	0.901	
8	0.252	0.033	0.001	0.000	0.936	0.947	0.000	0.003	0.086	0.010	0.833	0.806	0.911	
9	0.247	0.009	0.000	0.000	0.945	0.947	0.000	0.001	0.023	0.032	0.834	0.829	0.943	
10	0.173	0.000	0.016	0.000	0.945	0.963	0.000	0.056	0.001	0.001	0.890	0.830	0.944	
11	0.171	0.015	0.001	0.000	0.960	0.963	0.000	0.002	0.051	0.003	0.892	0.881	0.947	
12	0.167	0.003	0.000	0.000	0.962	0.964	0.000	0.001	0.009	0.014	0.892	0.890	0.961	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 5.17 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 15 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsió n
1	1.438	0.762	0.000	0.000	0.762	0.000	0.000	0.000	0.266	0.000	0.000	0.266	0.000	0.026
2	1.408	0.000	0.768	0.000	0.762	0.768	0.000	0.258	0.000	0.001	0.258	0.266	0.002	0.169
3	1.294	0.000	0.001	0.000	0.762	0.770	0.000	0.000	0.000	0.776	0.258	0.266	0.777	
4	0.549	0.000	0.109	0.000	0.762	0.879	0.000	0.407	0.000	0.000	0.665	0.266	0.777	
5	0.544	0.111	0.000	0.000	0.873	0.879	0.000	0.000	0.394	0.003	0.665	0.660	0.781	
6	0.524	0.004	0.000	0.000	0.877	0.879	0.000	0.000	0.014	0.094	0.666	0.674	0.875	
7	0.309	0.000	0.050	0.000	0.877	0.928	0.000	0.138	0.001	0.000	0.803	0.675	0.875	
8	0.306	0.047	0.000	0.000	0.925	0.929	0.000	0.001	0.122	0.003	0.805	0.797	0.878	
9	0.296	0.002	0.000	0.000	0.927	0.929	0.000	0.001	0.005	0.048	0.805	0.802	0.926	
10	0.207	0.000	0.018	0.000	0.927	0.947	0.000	0.055	0.000	0.000	0.860	0.802	0.926	
11	0.205	0.018	0.000	0.000	0.945	0.947	0.000	0.001	0.053	0.001	0.861	0.856	0.927	
12	0.200	0.001	0.000	0.000	0.947	0.948	0.000	0.000	0.003	0.017	0.861	0.859	0.945	

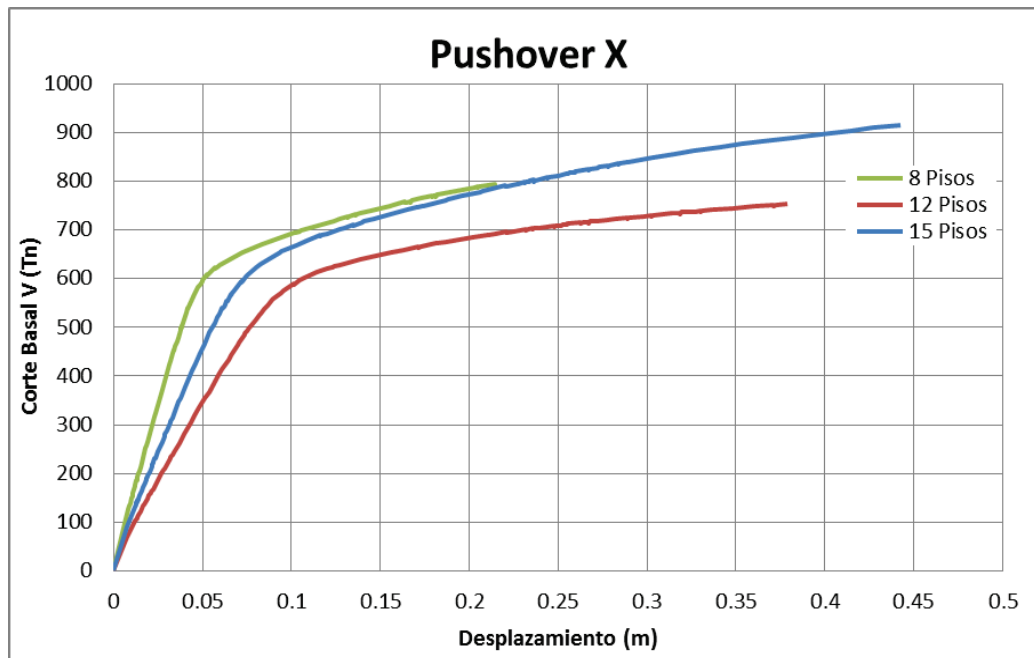
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

No existen problemas por torsión en planta como se puede apreciar, puesto que la rigidez de la mampostería no es lo suficientemente influyente como para torsionar a la estructura, además que la distribución de dicha mampostería no es muy irregular. Al igual que en el caso anterior, la torsión disminuye a medida que la altura del edificio aumenta, debido a que la flexibilidad que va aumentando induce a la estructura a presentar un comportamiento traslacional.

### 5.2.9 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

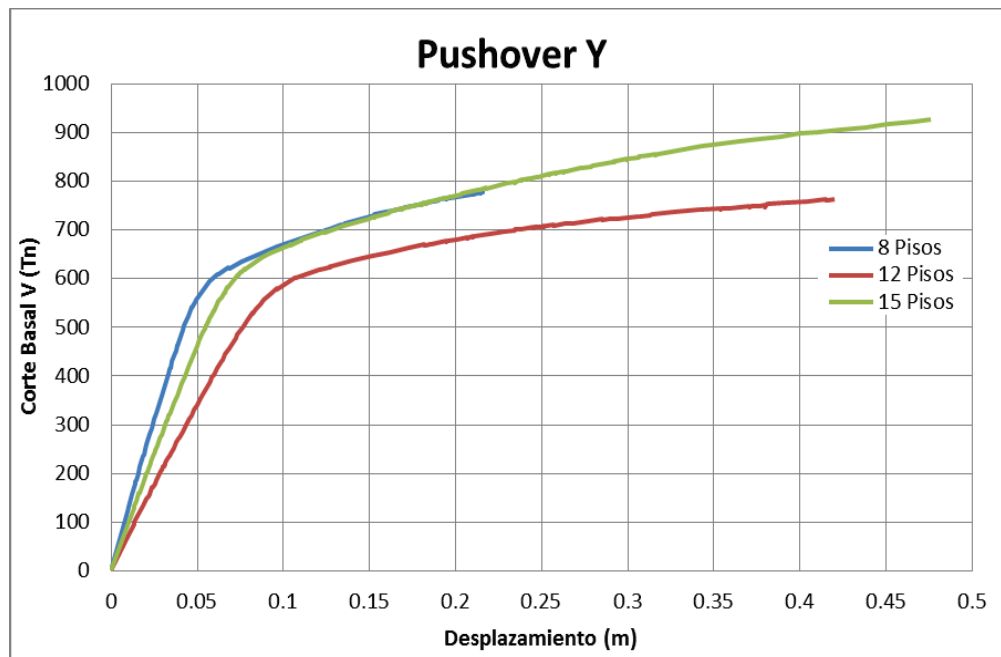
A simple vista se puede observar que los desplazamientos máximos de las estructuras se reducen por el aumento en la rigidez de las mismas por la inclusión de la mampostería. Esta disminución del desplazamiento, se traduce en una reducción de la ductilidad global del edificio. Por otro lado se observa también, un aumento en la resistencia de la estructura, lo cual de cierta manera es beneficioso para la misma.

**FIGURA 5.17** CURVA PUSHOVER SENTIDO X



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 5.18** CURVA PUSHOVER SENTIDO Y

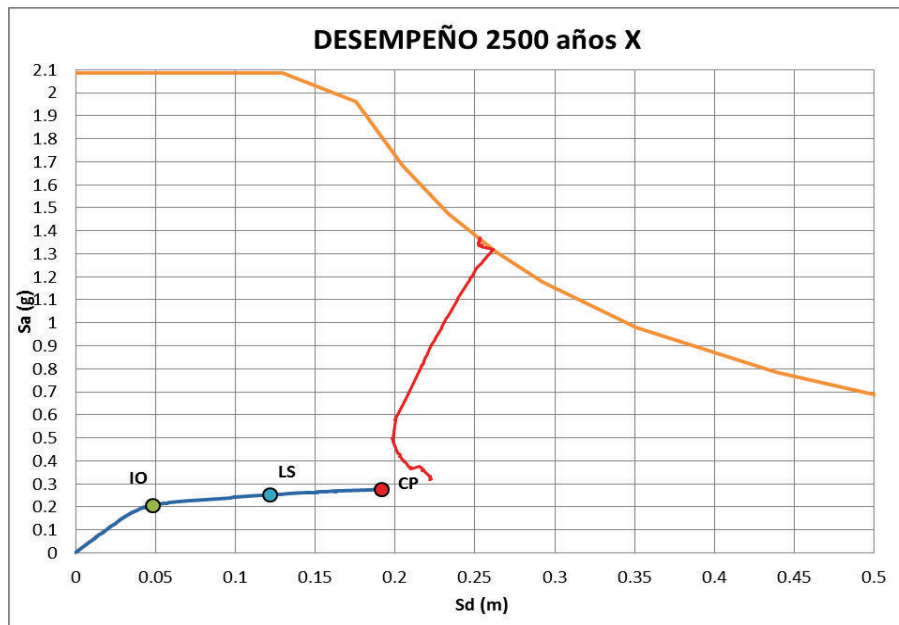


**ELABORACIÓN:** Christian Medina

## 5.2.10 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

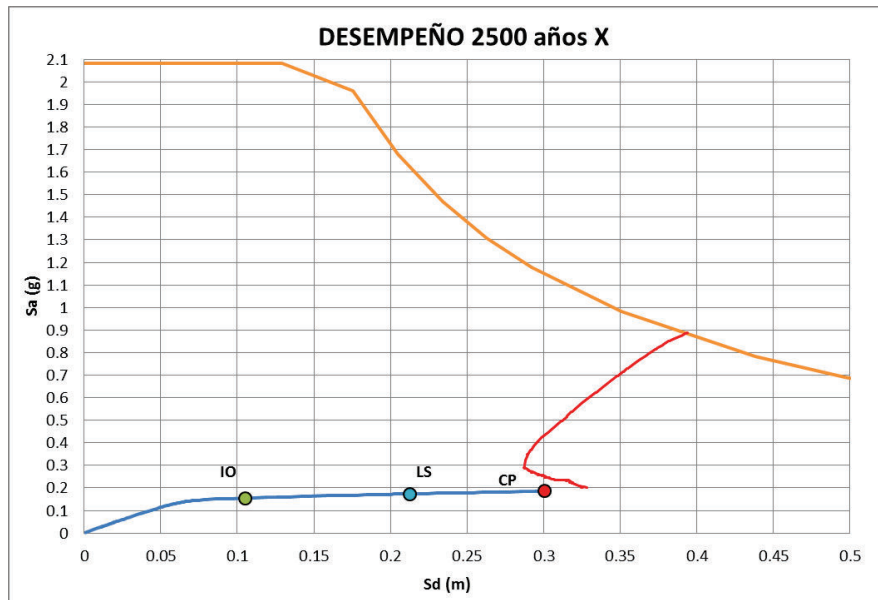
### 5.2.10.1 Desempeño para el Sismo Extremo (Tr=2500 Años)

FIGURA 5.19 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X 8 PISOS



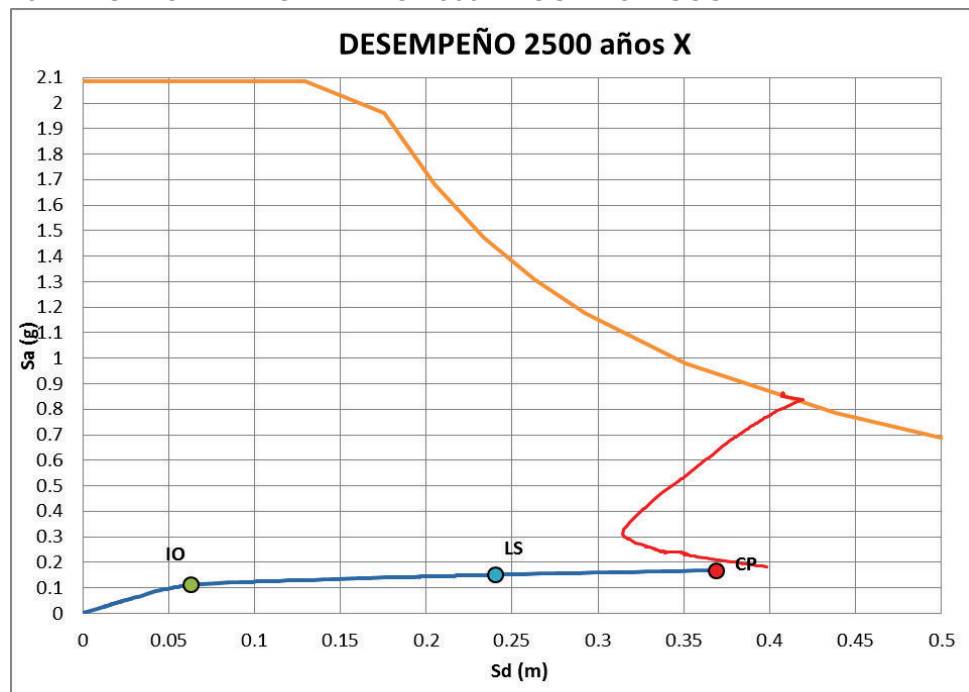
ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 5.20 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X 12 PISOS



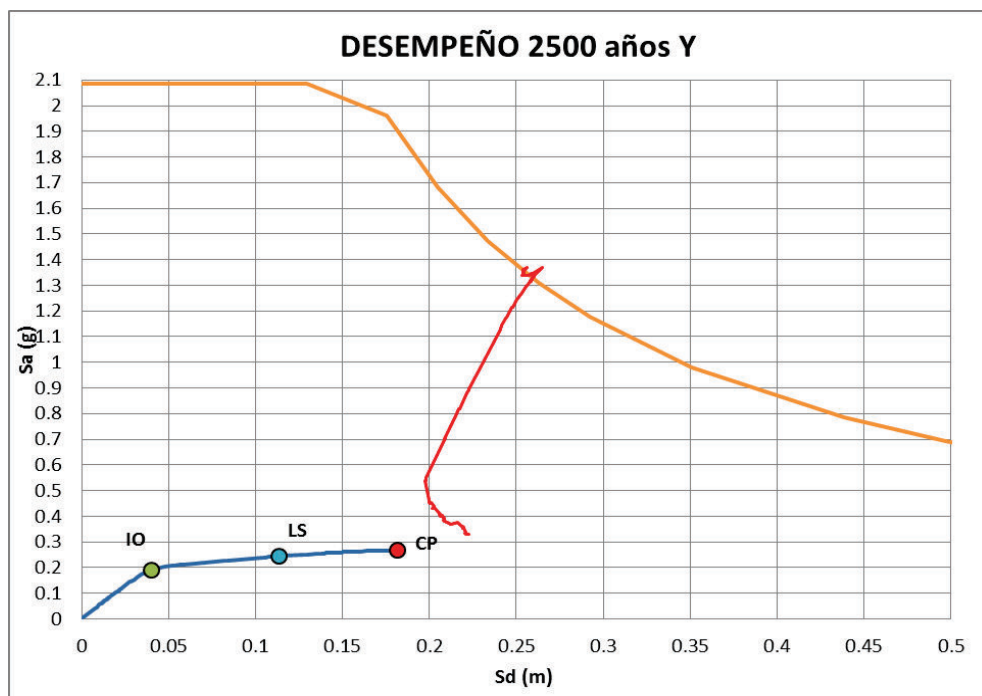
ELABORACIÓN: Christian Medina

**FIGURA 5.21 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X 15 PISOS**



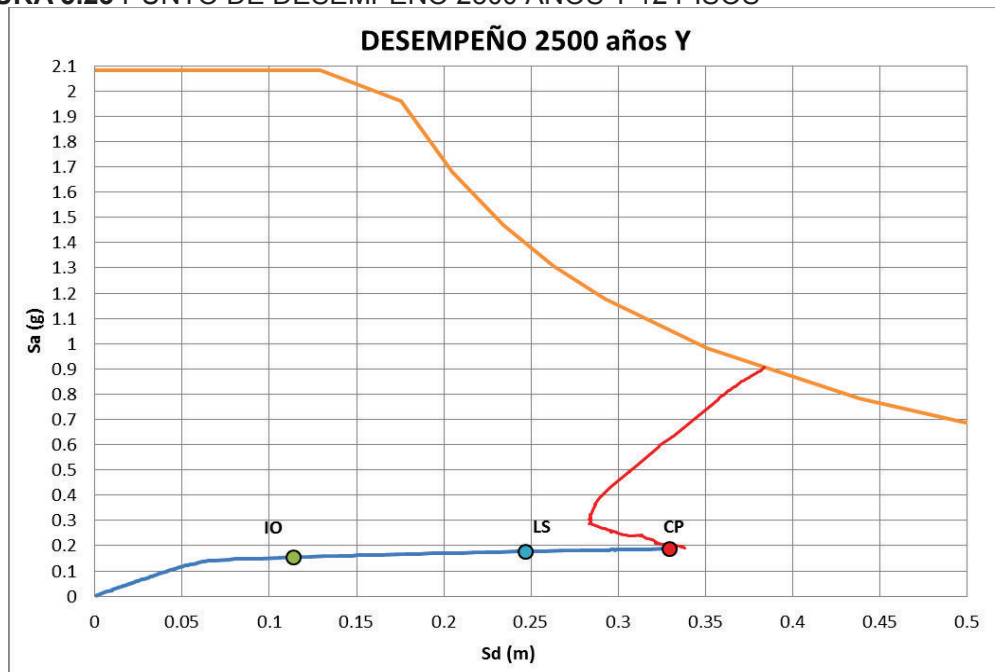
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 5.22 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y 8 PISOS**



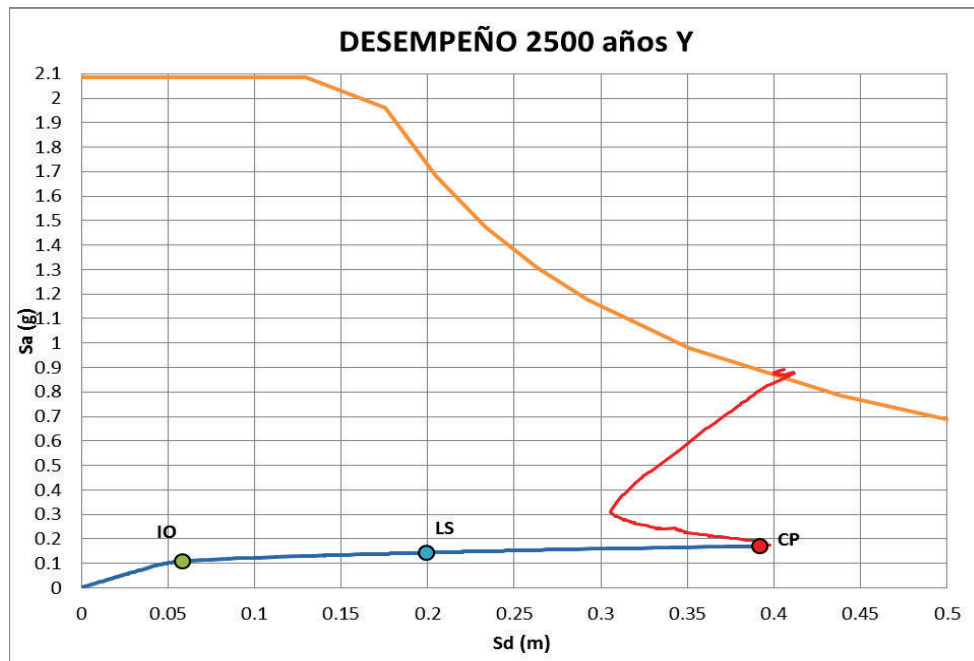
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 5.23 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y 12 PISOS**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 5.24 PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y 15 PISOS**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 5.25 NIVEL DE DAÑO X 12P

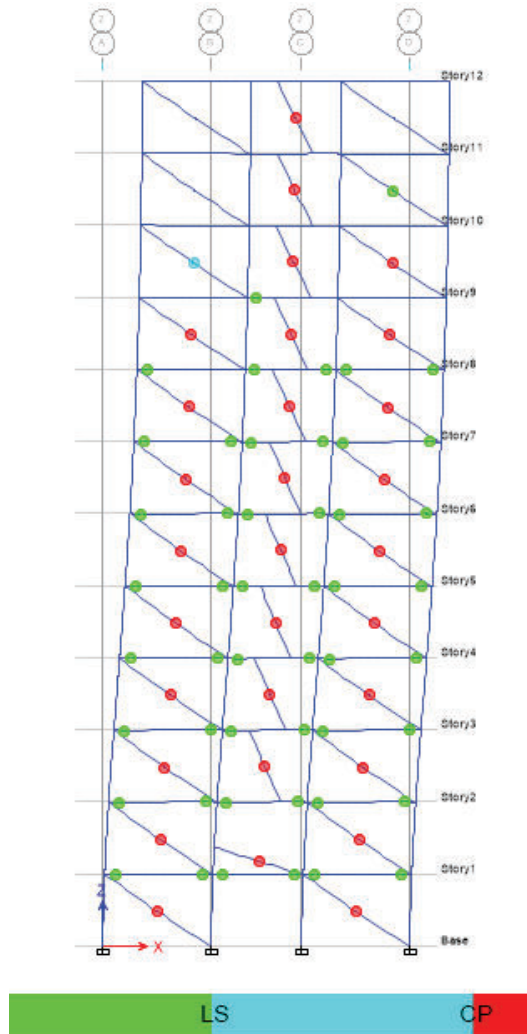
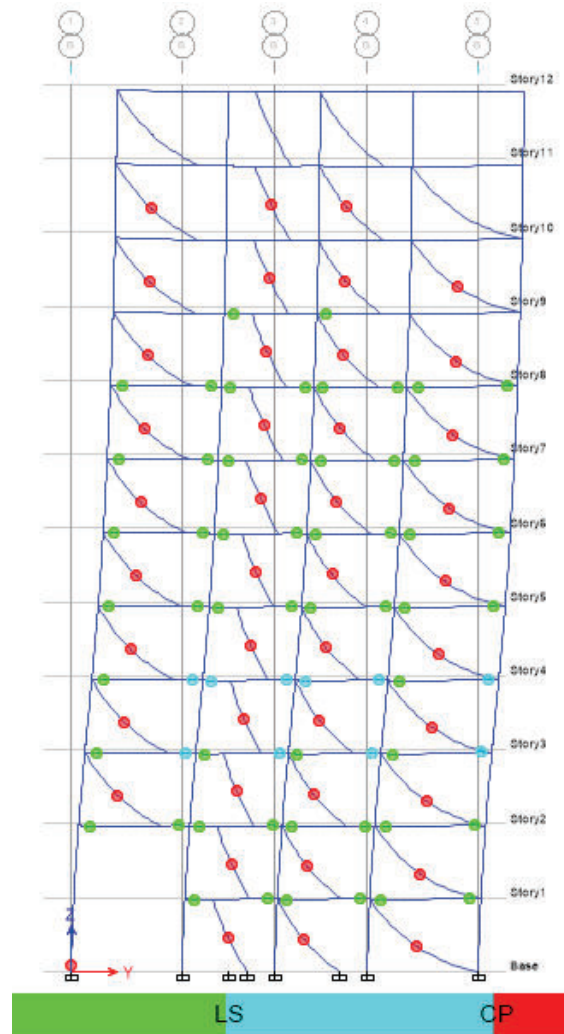


FIGURA 5.26 NIVEL DE DAÑO Y 12P



FUENTE: (Computers and Structures, 2015) FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

Para ninguno de los sentidos de análisis se pudo encontrar un punto de desempeño, pues la demanda de desplazamiento del sismo de  $T_r=2500$  años es mayor a la capacidad de desplazamiento de las estructuras, por lo que las estructuras colapsan ante esta demanda. El nivel de daño en el punto último de la estructura es evidente en el que se ve a toda la mampostería colapsada para el edificio de 12 Pisos, así como la fluencia de la mayoría de los elementos estructurales y proximidad al colapso de algunos de ellos.

## CAPÍTULO 6

### SOLUCIÓN AL PROBLEMA

Finalmente, el propósito de este estudio ha sido proponer un sistema que neutralice la mayoría de las patologías y efectos negativos atribuidos a la influencia de la mampostería, los cuales se han demostrado en capítulo 5 del presente documento. Como punto de partida se estableció cambiar el sistema estructural aporticado por un sistema dual, y de esta manera encontrar un porcentaje mínimo de muros de corte que elimine todos los efectos adversos y garantice un excelente comportamiento inelástico de la estructura.

#### 6.1 PROPUESTA PARA EL COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

Luego de haber analizado el problema y de revisar las disposiciones de la NEC-SE se ha llegado a la conclusión de que las tablas para el cálculo para el coeficiente de irregularidad en planta pueden ser reemplazadas por la ecuación propuesta por el autor de este estudio:

$$\Phi_p = 1.05 - \frac{Rz_i}{\max(Ux_i; Uy_i)} \leq 1 \quad \text{Si } \Phi_p < 0.75 \text{ Rediseñar Estructura} \quad (6.1)$$

$\Phi_p$  = Coeficiente de Irregularidad en Planta

$Rz_i$  = Porcentaje de Participación Masa en Torsión para el modo  $i$

$Ux_i$  = Porcentaje de Participación Masa en Traslación en X para el modo  $i$

$Uy_i$  = Porcentaje de Participación Masa en Traslación en Y para el modo  $i$

Esta ecuación es aplicable a todo tipo de estructura de edificación; debe ser analizada para los dos primeros modos de vibración y se debe tomar el menor de



los valores obtenidos. Mediante esta ecuación, se permite al diseñador un 5% de torsión en planta sin castigo alguno, y el porcentaje máximo de torsión que se permite es del 30% pero tomando en cuenta un severo castigo. **Es así que si  $\phi_p < 0.75$  se debe reconfigurar la estructura para obtener menor porcentaje de torsión.**

**Ejemplo:** Determinar el coeficiente de irregularidad en planta si se tienen los siguientes datos:

**TABLA 6.1** EJEMPLO DE CÁLCULO

ESTRUCTURA	UX	UY	UZ	%Torsión	$\phi_p$
1	36.7560	34.8760	8.1567	22.19%	0.83
2	21.8596	40.5656	17.9895	44.35%	0.61

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Como se puede observar en la primera estructura se tiene un porcentaje de torsión en planta del 22.19% lo cual está dentro de lo permisible, pero el coeficiente de irregularidad en planta que debe ser asignado es 0.83.

Para la segunda estructura, el 1er modo es torsional puesto que se tiene el 44.35% de torsión, con estos datos el coeficiente obtenido es de 0.61, es decir, la estructura se debe reconfigurar con el fin de obtener un porcentaje menor de torsión.

## 6.2 ESTRUCTURAS ESENCIALES (HOSPITALES)

### 6.2.1 SOLUCIÓN AL PROBLEMA

Luego de realizado el análisis se determinó que **el porcentaje mínimo de muros de cortante que se debe incluir en los hospitales (estructuras esenciales) es del 4% del área en planta, distribuidos inversamente proporcionalmente a la**

**longitud de cada dirección.** Con este porcentaje, se reducen drásticamente las patologías ocultas atribuidas a la interacción pórtico-mampostería, es decir, se eliminan efectos de piso blando, columna corta y torsión en planta. Más importante aún, **se logra alcanzar los desempeños requeridos para estructuras esenciales para los diferentes niveles de amenaza sísmica descritos en la NEC-SE 2015.** Cabe anotar, que en esta ecuación, no se incluye un factor de altura, pues de los resultados obtenidos en el capítulo 3 se desprende que este tipo de edificaciones no presentan una variación de número de pisos significativa, a excepción de casos puntuales.

Así mismo, se observó que los muros son mucho más efectivos cuando su longitud es mayor, es así que de acuerdo con este resultado y de la recomendación de (Placencia, 2015), **la longitud mínima de cada muro debe ser 5m.**

$$\%Muros_{L_{mayor}} = 4\% * \frac{L_{menor}}{L_{mayor} + L_{menor}} \quad (6.2)$$

$$\%Muros_{L_{menor}} = 4\% * \frac{L_{mayor}}{L_{mayor} + L_{menor}} \quad (6.3)$$

$$L_{muro} \geq 5m \quad (6.4)$$

$\%Muros_{L_{mayor}}$  = Porcentaje de Muros de Corte en la dirección mas larga

$\%Muros_{L_{menor}}$  = Porcentaje de Muros de Corte en la dirección mas corta

$L_{mayor}$  = Dirección mas larga del edificio

$L_{menor}$  = Dirección mas corta del edificio

$L_{muro}$  = Longitud de cada muro en metros

Es así que para el presente caso de estudio el porcentaje de muros de corte adecuado es de **1.1% en la dirección X y 2.9% en la dirección Y**, lo cual sumado da el 4%.

## 6.2.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

En la tabla siguiente se anotan las características del modelo y se resalta con rojo las diferencias respecto del modelo inicial.

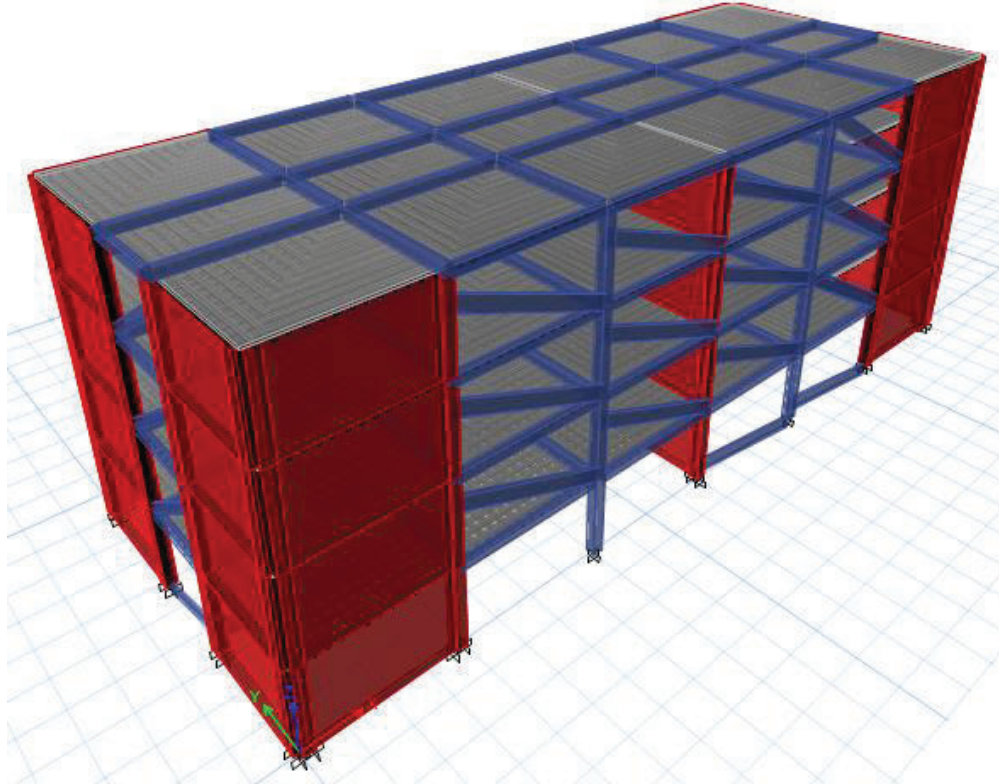
**TABLA 6.2** CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

INDICADOR	CARACTERÍSTICA
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Sistema Dual
Configuración Geométrica en Planta	Rectangular de 42m de largo X 16m de ancho
Configuración Geométrica en Elevación	Regular de 4 pisos
Luces entre ejes	7m en sentido X; 6m y 4m en sentido Y
Altura de Piso	4m
Características de la mampostería	$f'm = 35 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de la mampostería	$e = 15\text{cm}$
Resistencia del Hormigón	$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Losa	Nervada $e = 25\text{cm}$ Nervios $c/50\text{cm}$
Porcentaje de Muros en Dirección X	1.1% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección Y	2.9% del área en planta
Dimensión de Columnas	45cm x 45cm todos los pisos
Dimensión de vigas	30cm x 45cm todos los pisos
Restricciones en la base	Empotrada y con Subsuelos

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

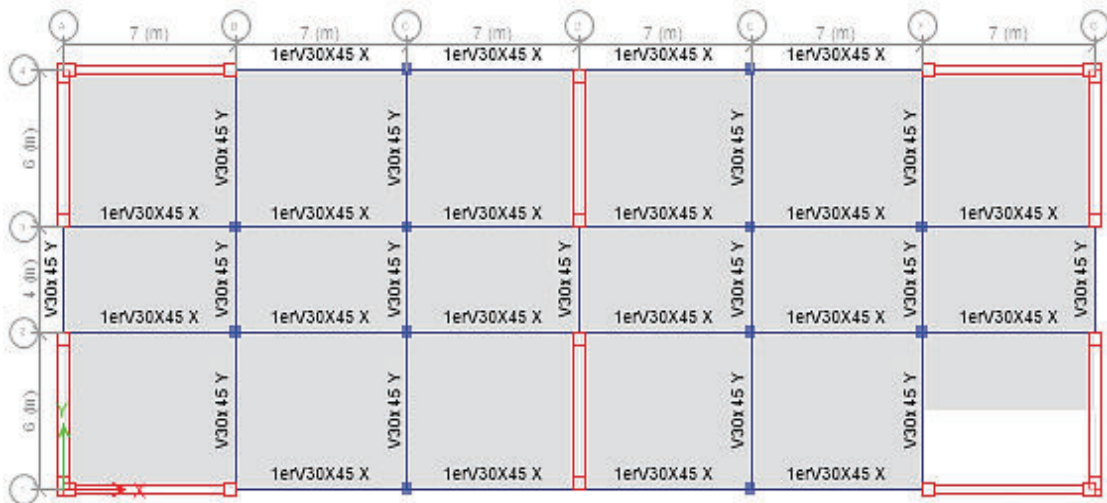
Como se puede observar a primera vista, la sección de las columnas se redujo de 70x70cm a 45x45cm, es decir **hubo una disminución del 58.67% del área bruta de columnas**. Así mismo las vigas se redujeron de 40x60cm a 30x45cm es decir **una reducción del 43.75% del área bruta de vigas**, por lo que la solución recomendada comienza a mostrar sus ventajas iniciales. En las figuras siguientes se muestra la configuración adoptada. Cabe anotar que en la sección 6.2.14 se analiza la influencia de los subsuelos, en los desplazamientos y capacidad de la estructura en mención.

**FIGURA 6.1** RENDER DEL MODELO

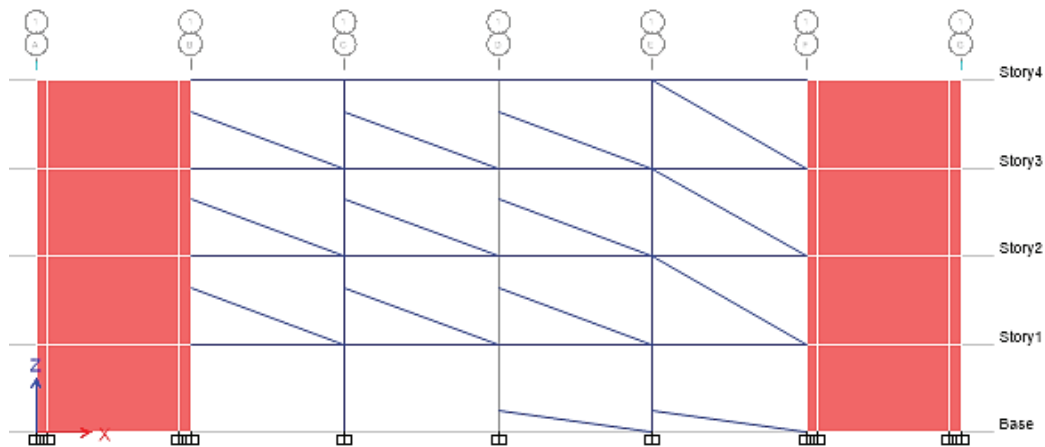


**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 6.2** PLANTA DE LA ESTRUCTURA



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 6.3 VISTA EN ELEVACIÓN**

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 6.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales son las mismas que para los modelos en los que se incluye la mampostería.

### 6.2.4 CARGA SÍSMICA

Luego de realizar un análisis modal a la estructura se tiene que el período fundamental de vibración es menor a  $T_c$ , por lo que el coeficiente para el corte basal es igual al obtenido para los modelos con mampostería.

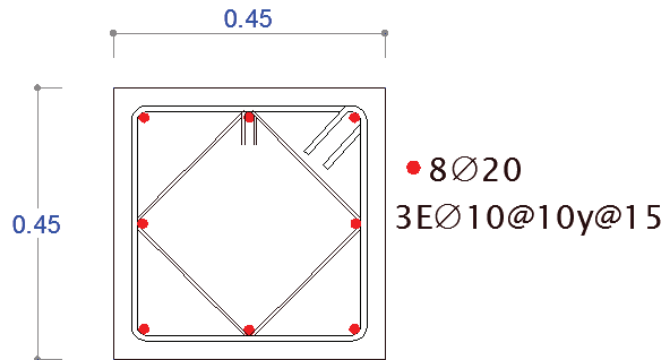
$$V = 0.2232 * W$$

### 6.2.5 SECCIONES DE DISEÑO

#### Columnas

Todas las columnas de la estructura presentan el siguiente armado.

FIGURA 6.4 COLUMNA TIPO

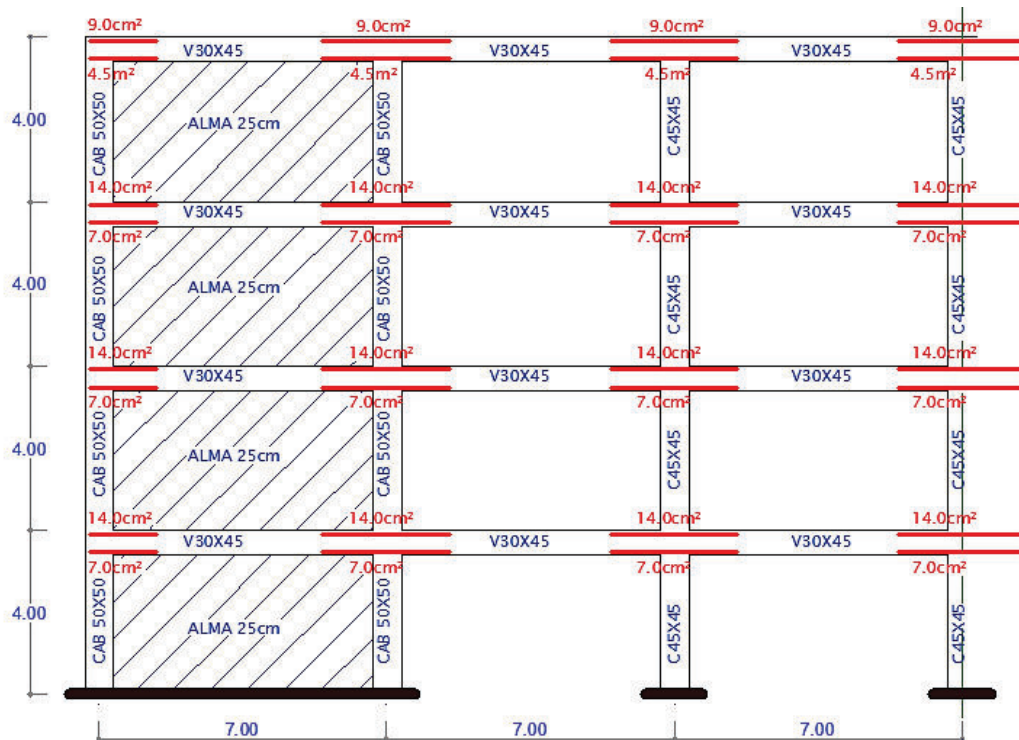


ELABORACIÓN: Christian Medina

### Vigas

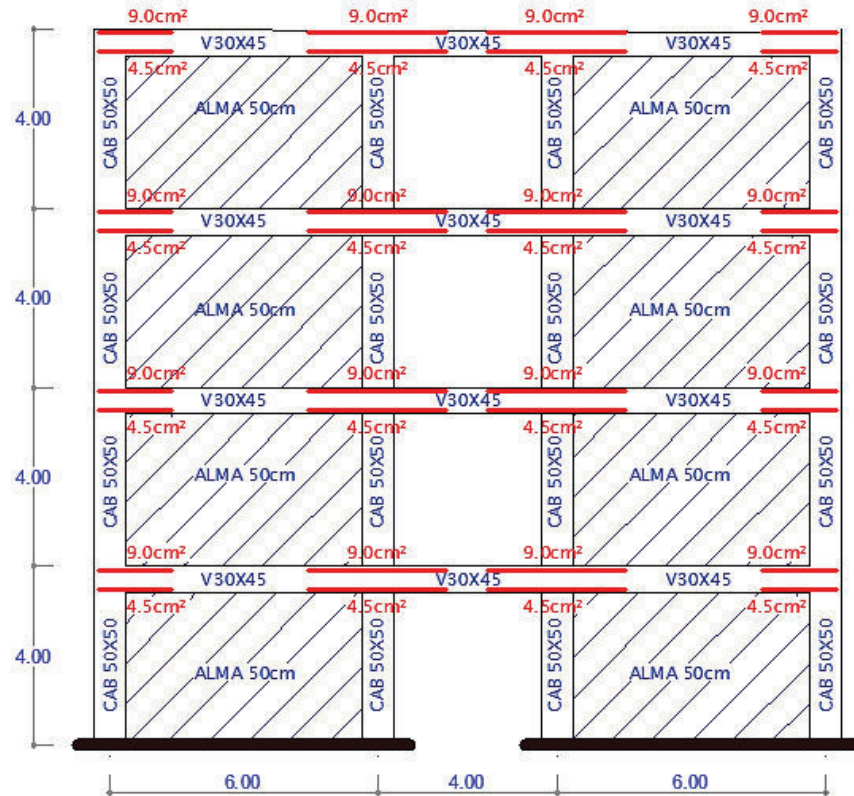
Se presenta el armado de un pórtico tipo en el sentido X y en el sentido Y. Cabe recalcar que este es un **armado esquemático**, en el cual se representan las armaduras utilizadas para las rótulas plásticas únicamente. De aquí en adelante se utilizará la misma representación gráfica para el armado de las vigas.

FIGURA 6.5 PÓRTICO X-X



ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 6.6 PÓRTICO Y-Y

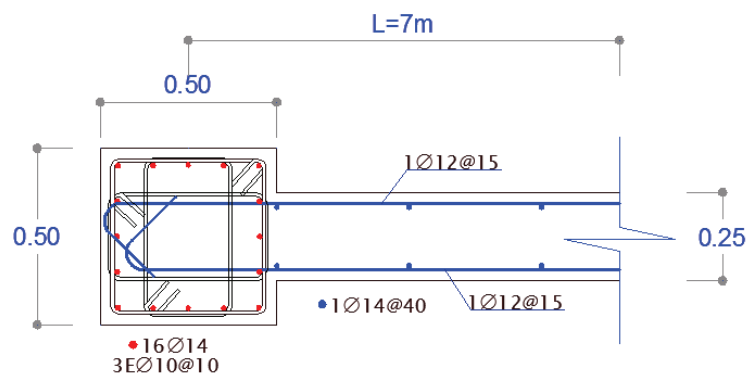


ELABORACIÓN: Christian Medina

### Muros de Corte

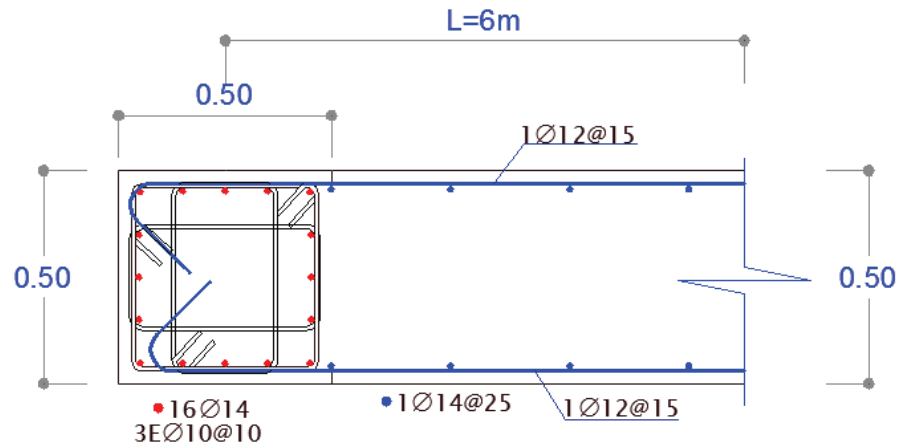
De igual manera se presenta el armado de los muros de corte en sentido X y en sentido Y.

FIGURA 6.7 ARMADO MURO X-X



ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 6.8 ARMADO MURO Y-Y



ELABORACIÓN: Christian Medina

## 6.2.6 ANÁLISIS DE DERIVAS

TABLA 6.3 DERIVAS DE PISO

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case Sx		Load Case Sy	
	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
4	0.000257	1.40E-05	9.00E-06	0.00025
3	0.000273	9.00E-06	7.00E-06	0.000253
2	0.000256	9.00E-06	7.00E-06	0.000217
1	0.000167	4.00E-06	1.00E-05	0.000117
0	0	0	0	0

ELABORACIÓN: Christian Medina

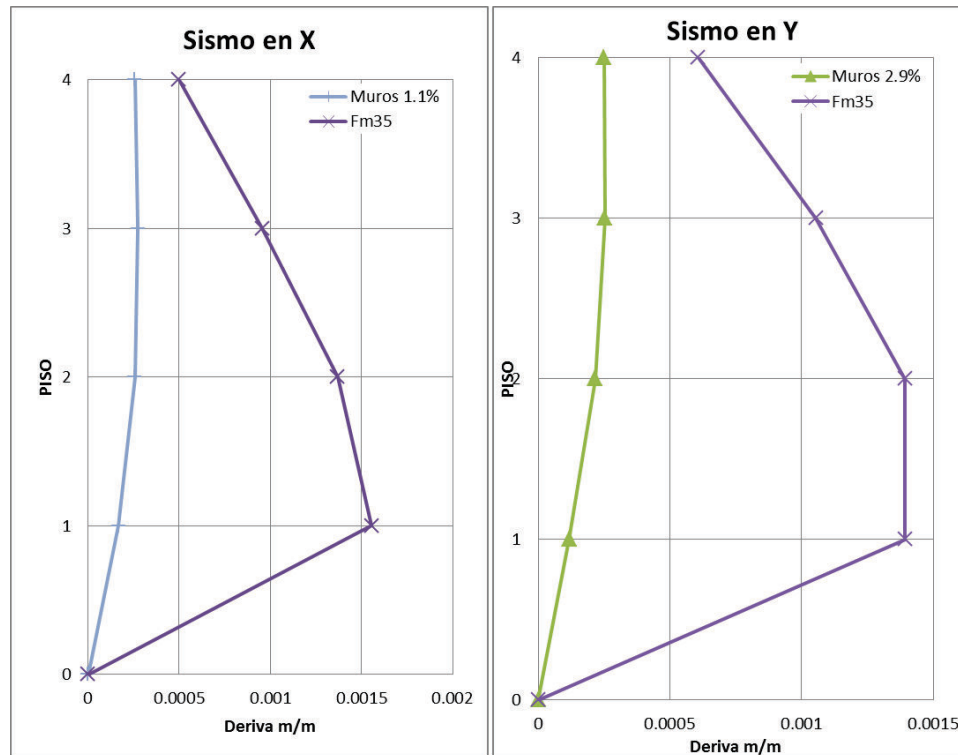
$$\Delta M_x = 0.00163 \quad \Delta M_y = 0.0015$$

Las derivas inelásticas obtenidas para el sismo de diseño son muy pequeñas, tanto así que son mucho menores a 0.01, es decir la mampostería apenas se fisura y no existe la posibilidad de grietas en ninguna de las paredes.



## 6.2.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

FIGURA 6.9 DERIVAS DE PISO



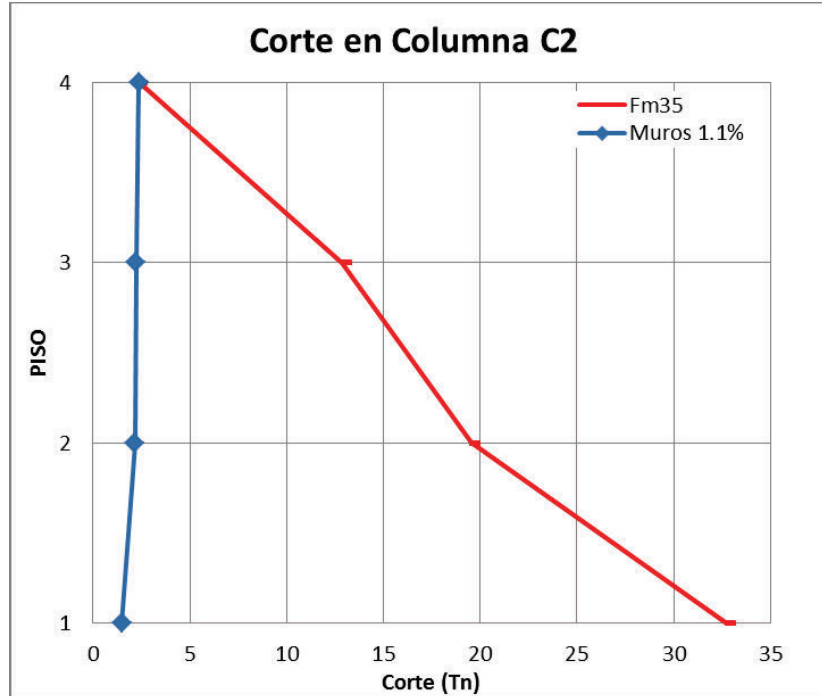
ELABORACIÓN: Christian Medina

Como se puede observar se elimina la existencia de piso blando, pues la deriva máxima ya no se encuentra en el primer piso, y se nota que no existe amplificación de la deriva en el primer piso como en el caso del modelo con mampostería.

Se aprecia también, que la forma de la curva de las derivas se asemeja a la de un sistema dual teniendo las mayores derivas en los pisos superiores.

Así mismo, **el cortante basal absorbido por los muros de corte llega al 98.18% en el sentido X y al 98.94% en el sentido Y, es decir prácticamente las columnas trabajan solamente carga vertical**, lo cual se refleja en la disminución de la fuerza de corte que absorben las mismas, mostrada en la figura siguiente.

**FIGURA 6.10** CORTE EN COLUMNA C2



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

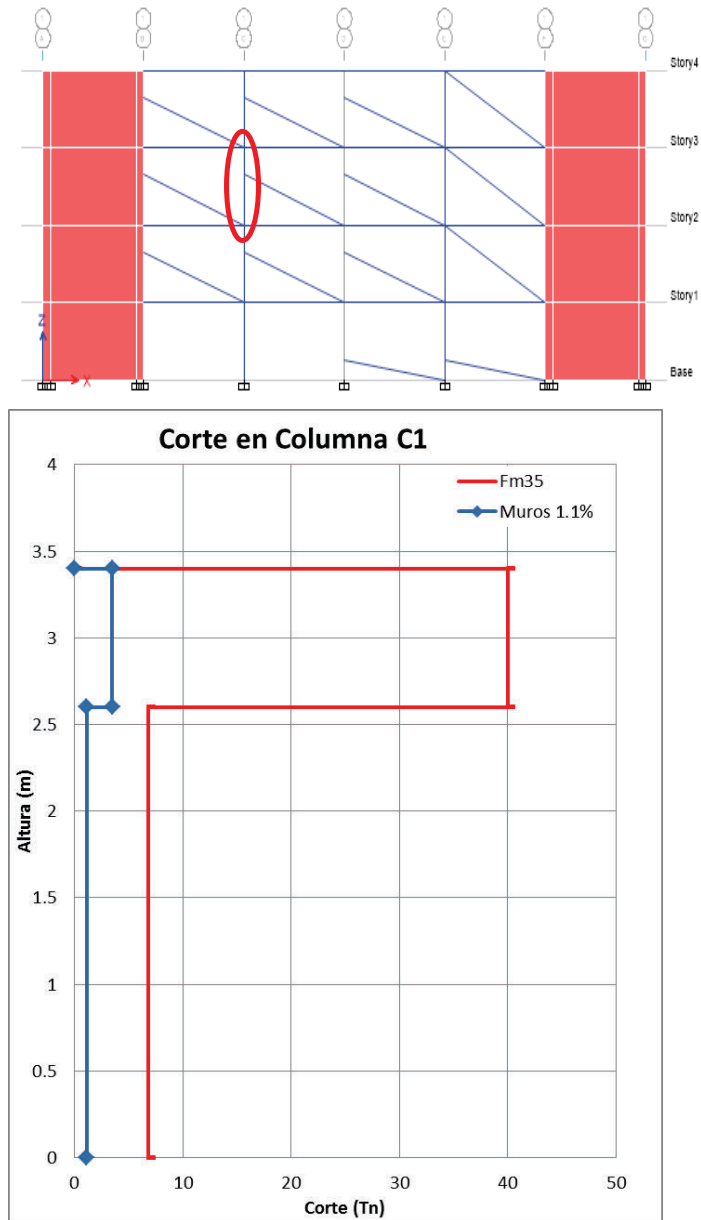
Resulta claro entonces que al incorporar muros de cortante el piso blando se elimina.

### 6.2.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA

Se muestra a continuación la misma columna en la que se ha analizado el efecto de columna corta, y se la compara con el modelo con mampostería de  $f'm=35\text{kg/cm}^2$ .

Los resultados demuestran que el efecto de columna corta se elimina totalmente, pues los valores de corte en la columna para el punto de desempeño para el sismo de diseño son extremadamente bajos, y no existe una amplificación exagerada del corte en la parte libre de la columna.

**FIGURA 6.11 CORTE EN COLUMNA C1**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

## 6.2.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

**TABLA 6.4 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.193	0.741	0.000	0.000	0.741	0.000	0.000	0.000	0.270	0.000	0.000	0.270	0.000	0.000
2	0.173	0.000	0.703	0.000	0.741	0.703	0.000	0.307	0.000	0.000	0.307	0.270	0.000	0.000
3	0.116	0.000	0.000	0.000	0.741	0.703	0.000	0.000	0.000	0.711	0.307	0.270	0.712	
4	0.056	0.177	0.000	0.000	0.918	0.703	0.000	0.000	0.462	0.000	0.307	0.732	0.712	
5	0.043	0.000	0.202	0.000	0.918	0.904	0.000	0.395	0.000	0.000	0.702	0.732	0.712	
6	0.032	0.003	0.000	0.000	0.920	0.904	0.000	0.000	0.006	0.168	0.702	0.738	0.879	
7	0.032	0.026	0.000	0.000	0.947	0.905	0.000	0.000	0.064	0.015	0.702	0.802	0.894	
8	0.025	0.007	0.000	0.000	0.954	0.905	0.000	0.000	0.024	0.000	0.702	0.826	0.894	
9	0.022	0.000	0.042	0.000	0.954	0.947	0.000	0.103	0.000	0.000	0.804	0.826	0.894	
10	0.018	0.000	0.000	0.000	0.954	0.947	0.000	0.000	0.000	0.033	0.804	0.826	0.927	
11	0.016	0.000	0.008	0.000	0.954	0.955	0.000	0.024	0.000	0.000	0.828	0.826	0.927	
12	0.015	0.000	0.000	0.000	0.954	0.955	0.000	0.000	0.000	0.000	0.828	0.826	0.927	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Con la inclusión de los muros de corte a la estructura, se logró que los dos primeros modos de vibración sean totalmente traslacionales, reduciendo el porcentaje de torsión del 45.87% al 0%. Cabe recalcar, que la torsión en planta es muy susceptible a la configuración de los muros, es por ello que se deben procurar configuraciones regulares y simétricas.

### 6.2.10 PORCENTAJE DE CORTE BASAL EN LOS MUROS

De acuerdo con el literal 1.2 de la (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, 2015), para que se considere un Sistema Dual, los muros deben absorber al menos el 75% de corte basal, es por ello que es necesario realizar esta comprobación para conocer el grado de esfuerzos al que están sometidos el resto de elementos estructurales.

**TABLA 6.5** CORTE ABSORBIDO POR LOS MUROS

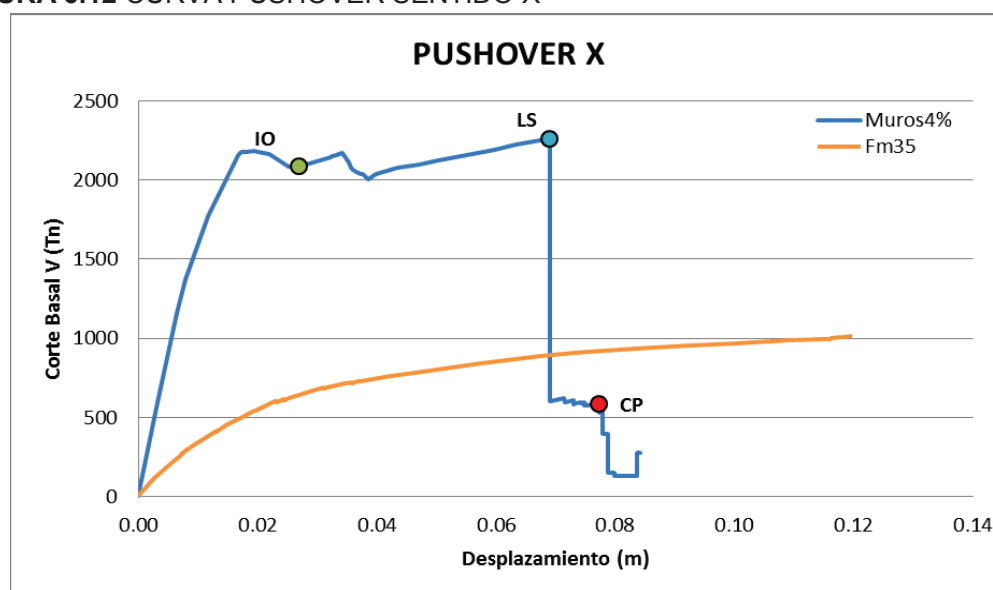
Dirección	V (Tn)	V Muros (Tn)	% V
X	608.66	593.87	97.57%
Y	608.67	603.07	99.08%

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Para ambas direcciones se cumple con el porcentaje de corte mínimo, ya que en ambos casos es mayor al 75%.

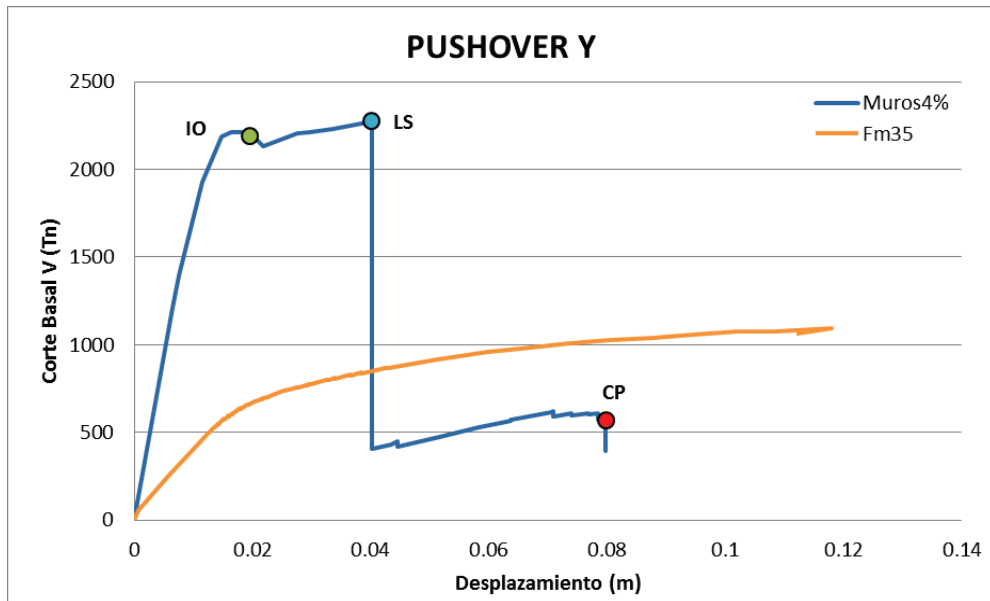
### 6.2.11 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

En los siguientes gráficos se muestra la curva de capacidad de la estructura tanto para el sentido X como para el sentido Y, y se las compara con la curva de la estructura sin muros. A primera vista se puede apreciar que la resistencia de la estructura con muros es muchísimo mayor que la de la estructura sin muros, y si bien esta última es capaz de desarrollar mayor desplazamiento, este desplazamiento no es suficiente para lograr un buen desempeño. Por otro lado la estructura con muros es más dúctil y resistente por lo que fácilmente cumple con el desempeño requerido, como se muestra más adelante.

**FIGURA 6.12** CURVA PUSHOVER SENTIDO X

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 6.13 CURVA PUSHOVER SENTIDO Y

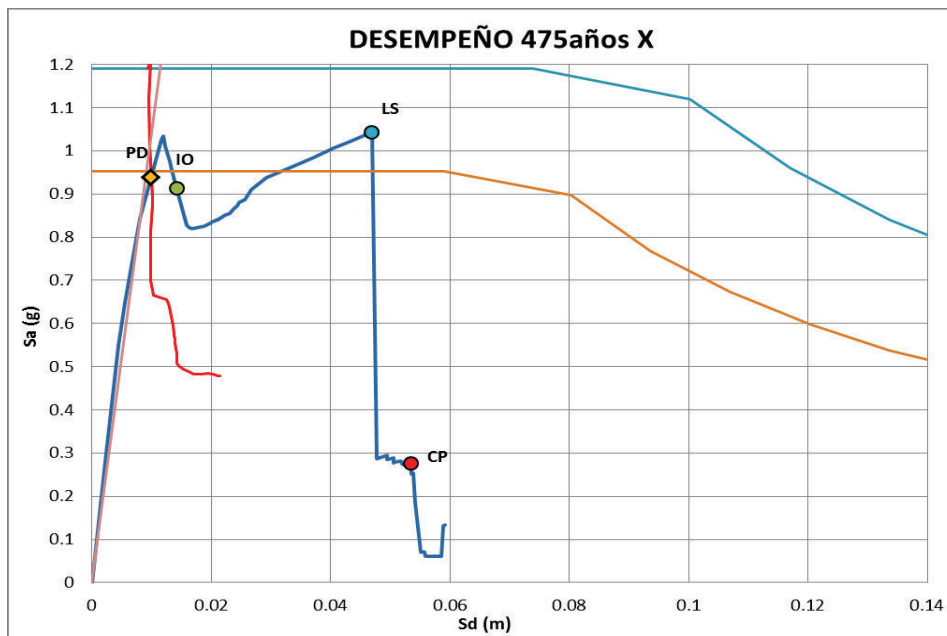


ELABORACIÓN: Christian Medina

## 6.2.12 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 6.2.12.1 Desempeño para el Sismo de Diseño ( $T_r=475$ Años)

FIGURA 6.14 PUNTO DE DESEMPEÑO 475 AÑOS X



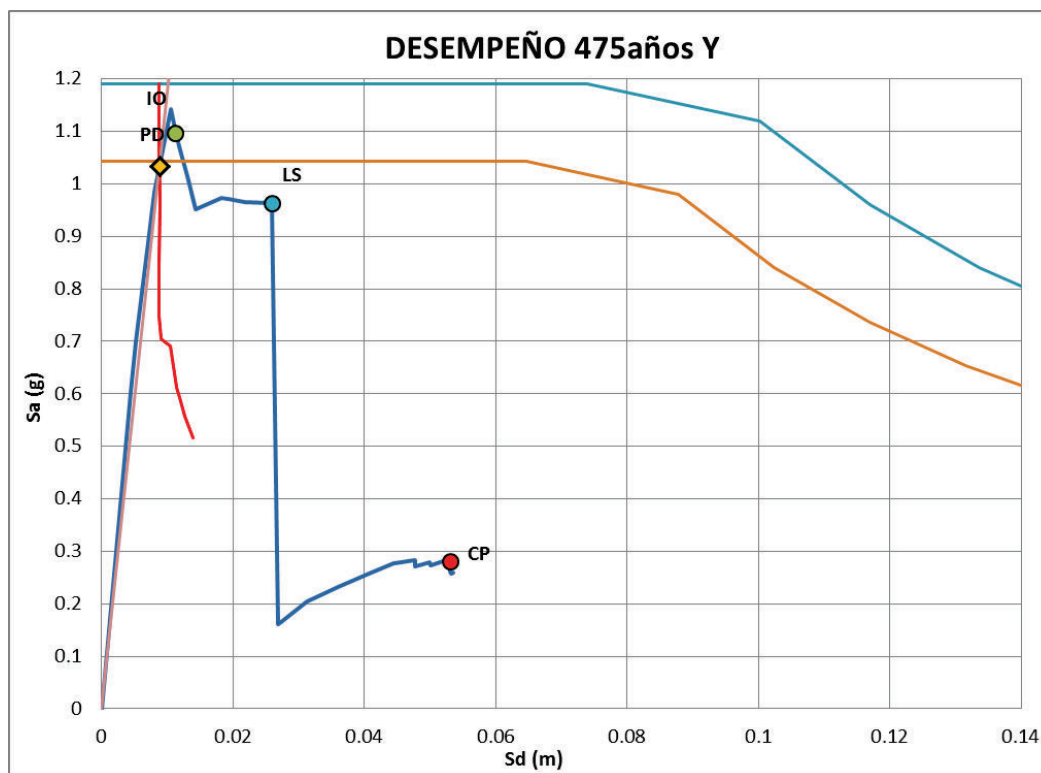
ELABORACIÓN: Christian Medina

**TABLA 6.6** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Punto de Desempeño X	
Sa (g)	0.9395
Sd (m)	0.0099
V (Tn)	1974.96
d (m)	0.0145
Tsec (s)	0.205
Teff (s)	0.197
$\beta_{eff}$	0.0889
Ductilidad	2.07
M	0.926

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 6.15** PUNTO DE DESEMPEÑO 475 AÑOS Y



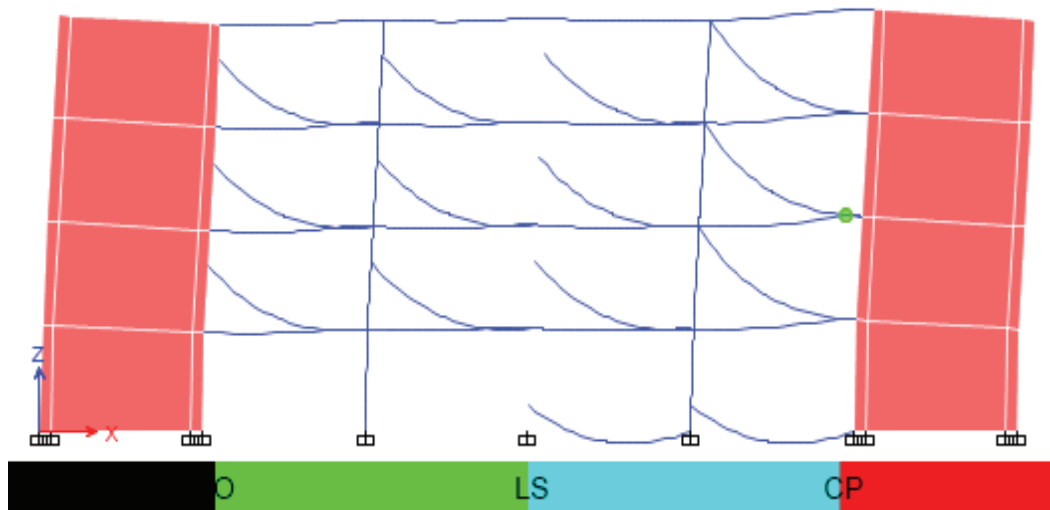
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.7** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Punto de Desempeño Y	
<b>Sa (g)</b>	1.033
<b>Sd (m)</b>	0.00882
<b>V (Tn)</b>	2007.23
<b>d (m)</b>	0.013
<b>Tsec (s)</b>	0.185
<b>Teff (s)</b>	0.18
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.0681
<b>Ductilidad</b>	1.705
<b>M</b>	0.9456

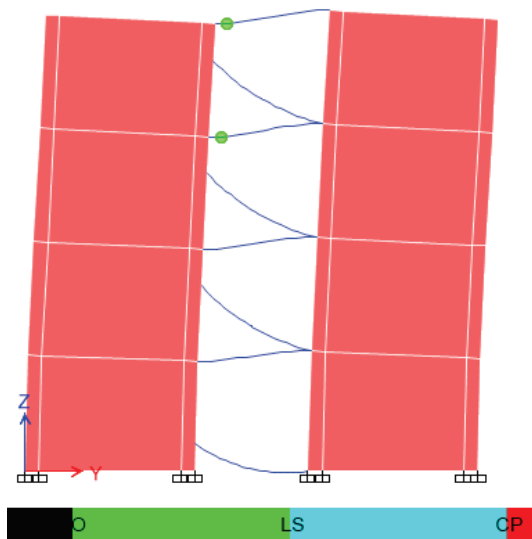
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Se observa claramente que el desempeño para el sismo de diseño se cumple con holgura para los dos sentidos de análisis por lo que se demuestra la bondad de este sistema estructural. Así mismo, la demanda de ductilidad y de amortiguamiento efectivo son mucho menores que las obtenidas para las estructuras sin muros. En cuanto al nivel de daño de los elementos no estructurales (mampostería) se puede afirmar que alcanzan el nivel Ocupación Inmediata, es decir fisuramientos menores.

**FIGURA 6.16** NIVEL DE DAÑO 475 AÑOS X

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

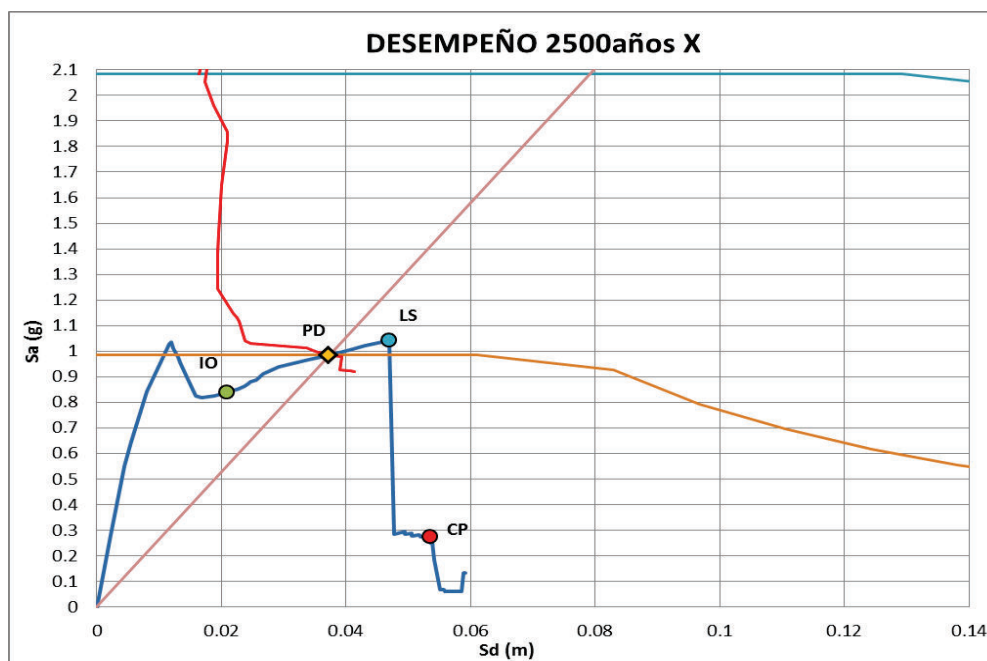


**FIGURA 6.17** NIVEL DE DAÑO 475 AÑOS Y

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 6.2.12.2 Desempeño para el Sismo Extremo ( $T_r=2500$ Años)

Así mismo para el sismo con período de retorno  $T_r=2500$  años se cumple el desempeño requerido por la norma, alcanzando el nivel de desempeño de Seguridad de Vida como se muestra en las figuras a continuación.

**FIGURA 6.18** PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS X

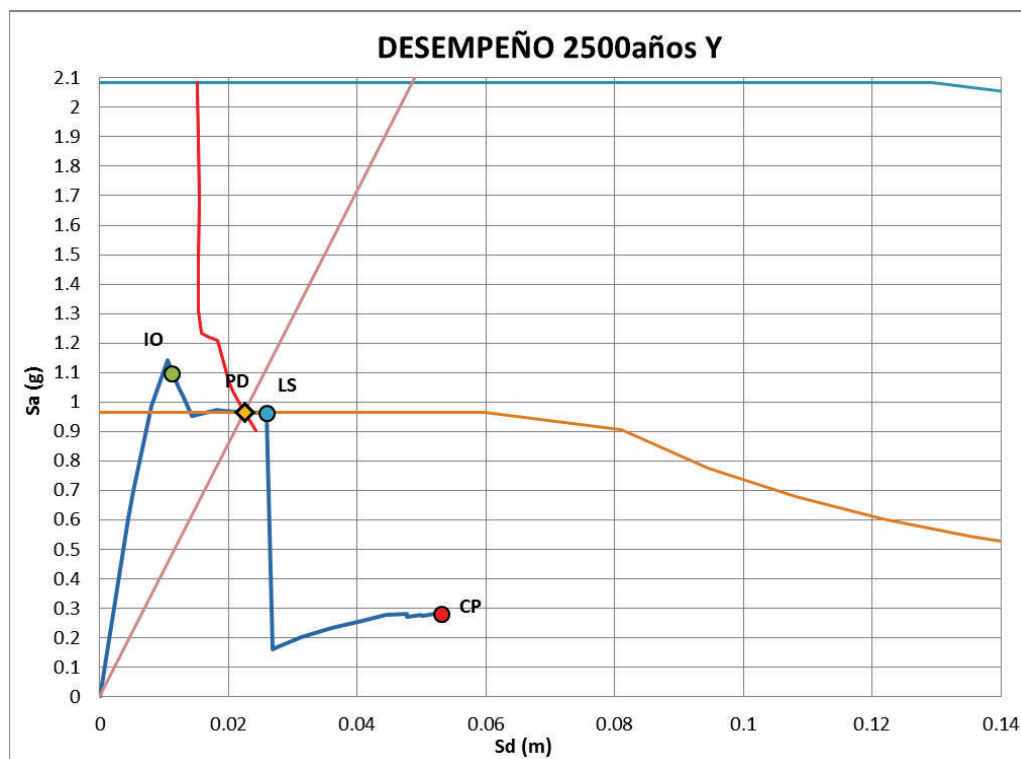
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.8** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Punto de Desempeño X	
Sa (g)	0.9846
Sd (m)	0.03715
V (Tn)	2155.54
d (m)	0.0549
Tsec (s)	0.391
Teff (s)	0.318
$\beta_{eff}$	0.2284
Ductilidad	5.911
M	0.661

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 6.19** PUNTO DE DESEMPEÑO 2500 AÑOS Y



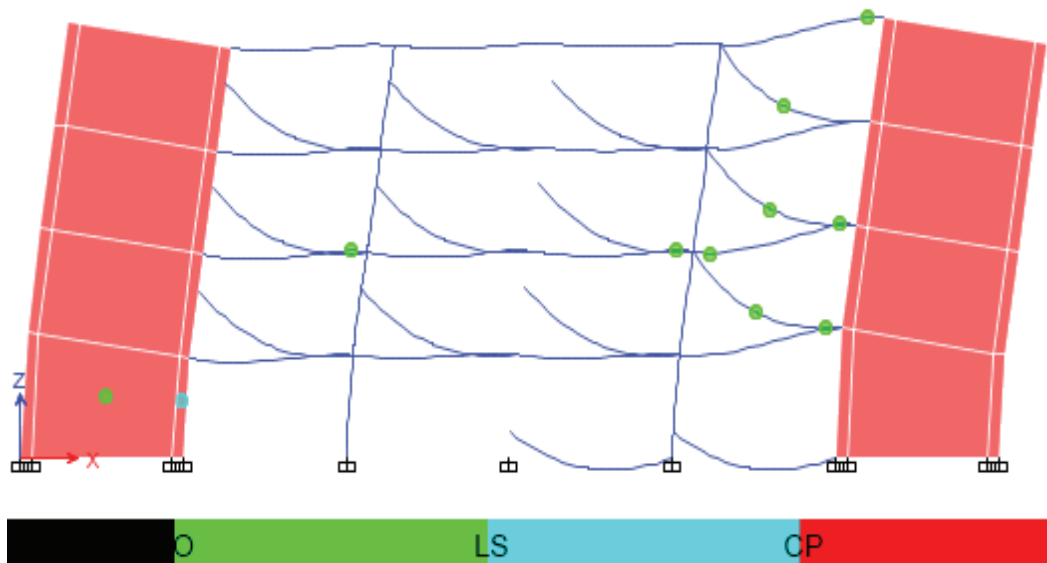
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.9** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Punto de Desempeño Y	
<b>Sa (g)</b>	0.9648
<b>Sd (m)</b>	0.0225
<b>V (Tn)</b>	2234.31
<b>d (m)</b>	0.034
<b>Tsec (s)</b>	0.306
<b>Teff (s)</b>	0.223
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.1523
<b>Ductilidad</b>	3.018
<b>M</b>	0.64

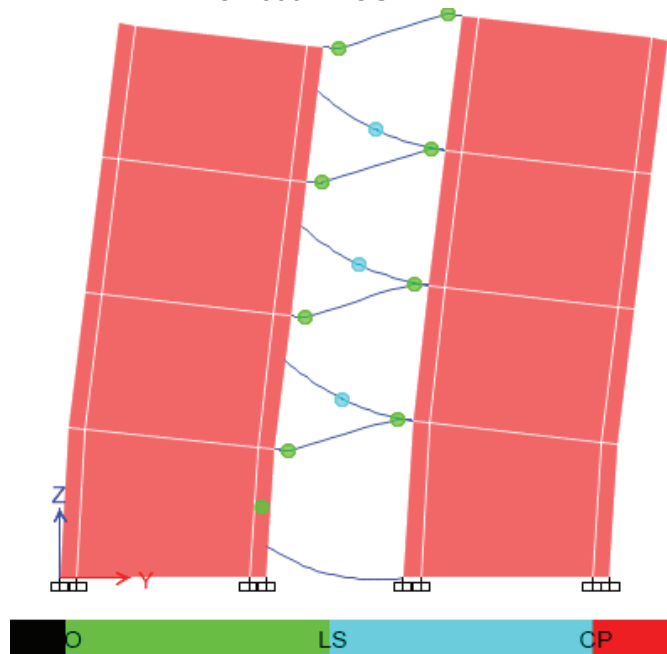
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

En cuanto al nivel de daño se refiere, este es mucho menor al obtenido con las estructuras sin muros, además que el volumen de rótulas es menor. Esto ratifica que la estructura se torna mucho más segura para la vida de los ocupantes. Incluso el nivel de daño en elementos estructurales es mucho menor.

**FIGURA 6.20** NIVEL DE DAÑO 2500 AÑOS X

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

FIGURA 6.21 NIVEL DE DAÑO 2500 AÑOS Y



FUENTE: (Computers and Structures, 2015)

### 6.2.13 ANÁLISIS ECONÓMICO

Finalmente se ha realizado un análisis económico comparativo en lo que se refiere al costo de la superestructura del Hospital, con los dos sistemas estructurales analizados. En el siguiente cuadro, se detallan los presupuestos para ambos casos.

TABLA 6.10 COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS


 <b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b> <b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b> <b>PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DE UN HOSPITAL TIPO CON</b> <b>SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO</b>					
Fecha: 30 de Diciembre del 2015					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	Hormigón en columnas $f_c=240\text{kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	219.52	\$ 220.00	\$ 48,294.40
2	Hormigón en losa alivian $e=25\text{cm}$ $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	208.25	\$ 198.95	\$ 41,431.34
3	Hormigón en vigas $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	238.56	\$ 210.72	\$ 50,269.36
4	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	81914.71	\$ 2.12	\$ 173,659.18
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 313,654.28</b>
SON: TRES CIENTOS TRECE MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO CON 28/100					

TABLA 6.10 CONTINUACIÓN

 <b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b>					
<b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b>					
<b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b>					
<b>PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DE UN HOSPITAL TIPO CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL</b>					
Fecha: 30 de Diciembre del 2015					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>P. TOTAL</b>
1	Hormigón en columnas $f_c=240\text{kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	38.88	\$ 220.00	\$ 8,553.60
2	Hormigón en losa alivian $e=25\text{cm}$ $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	236.25	\$ 198.95	\$ 47,001.94
3	Hormigón en vigas $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	108.00	\$ 210.72	\$ 22,757.76
4	Hormigón en Muro Estructural $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	411.20	\$ 208.48	\$ 85,726.98
5	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	70311.89	\$ 2.12	\$ 149,061.21
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 313,101.48</b>
SON: TRESCIENTOS TRECE MIL CIENTO UN CON 48/100					

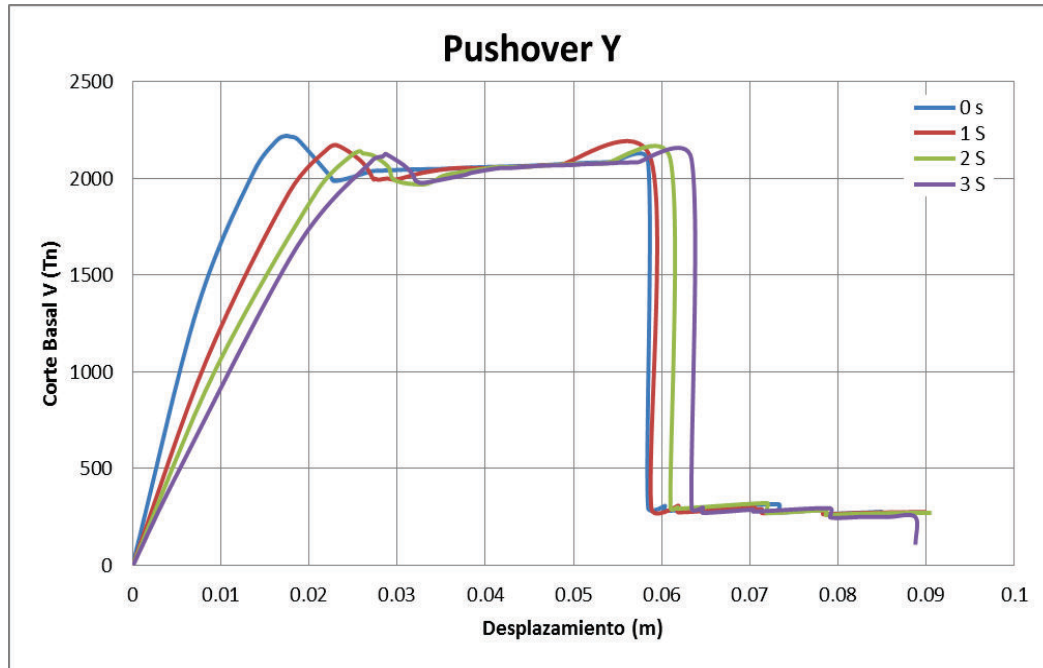
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

A primera vista el sistema estructural que resulta más costoso es el aporticado, aun cuando se requiere un gran volumen de hormigón para los muros de corte.

Aunque la reducción del costo es solamente un 0.18% el cambio de enfoque en cuanto al sistema estructural se justifica totalmente debido a las enormes ventajas que presenta frente al sistema aporticado, mostradas previamente.

#### 6.2.14 INFLUENCIA DE LOS SUBSUELOS

Es conocido que en las estructuras de baja altura se pueden tener uno o dos subsuelos como máximo, en cuyo caso se debe analizar cuál es la influencia de dichos subsuelos sobre la estructura, y determinar si un subsuelo basta para considerar la base empotrada. Es por ello que se analiza la estructura propuesta, sin mampostería, con 1, 2 y 3 subsuelos y establecer comparaciones en cuanto a capacidad y desplazamientos. En los gráficos mostrados a continuación se observan los parámetros descritos previamente.

**FIGURA 6.22** INFLUENCIA DE LOS SUBSUELOS EN LA CAPACIDAD

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Del cuadro mostrado se concluye que la capacidad de la estructura sin subsuelos y con varios subsuelos, prácticamente es la misma, con la diferencia de que el desplazamiento final obtenido con subsuelos es ligeramente mayor al obtenido con base empotrada. Esto es debido a que la planta baja del edificio se desplaza mínimamente cuando la estructura posee subsuelos.

Es así que se justifica la utilización de base empotrada para la estructura mencionada pues la variación en capacidad es mínima, teniendo condiciones más favorables cuando están presentes los subsuelos.

### 6.3 ESTRUCTURAS ESPECIALES (EDIFICIOS PÚBLICOS)

#### 6.3.1 SOLUCIÓN AL PROBLEMA

Luego de haber realizado la investigación se concluyó que **el porcentaje mínimo de muros de corte para edificios públicos (estructuras especiales), no debe ser menor al 2% del área total de la planta, distribuido inversamente proporcional a la longitud de los lados y que debe aumentar linealmente conforme aumenta la altura del edificio.** Es así que se propone la siguiente ecuación para el cálculo del porcentaje mínimo:

$$\%Muros = 0.051 * hn > 2\% \quad (6.5)$$

$$\%Muros_{Lmayor} = \%Muros * \frac{Lmenor}{Lmayor + Lmenor} \quad (6.6)$$

$$\%Muros_{Lmenor} = \%Muros * \frac{Lmayor}{Lmayor + Lmenor} \quad (6.7)$$

$$Lmuro \geq 5m \quad (6.8)$$

$\%Muros$  = Porcentaje de Muros de Corte en las dos direcciones

$hn$  = Altura del Edificio en metros

$\%Muros_{Lmayor}$  = Porcentaje de Muros de Corte en la dirección mas larga

$\%Muros_{Lmenor}$  = Porcentaje de Muros de Corte en la dirección mas corta

$Lmayor$  = Dirección mas larga del edificio

$Lmenor$  = Dirección mas corta del edificio

Así, para las estructuras estudiadas el porcentaje de muros de corte adecuado se muestra en la siguiente tabla.

**TABLA 6.11** PORCENTAJE REQUERIDO DE MUROS DE CORTE

hn (m)	%Muros	%Muros X	%Muros Y
32	2.00	1.13	0.87
48	2.45	1.38	1.07
60	3.06	1.73	1.33

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 6.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

En la siguiente tabla se muestran los modelos que se conformaron con los porcentajes de muros correspondientes.

**TABLA 6.12** CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

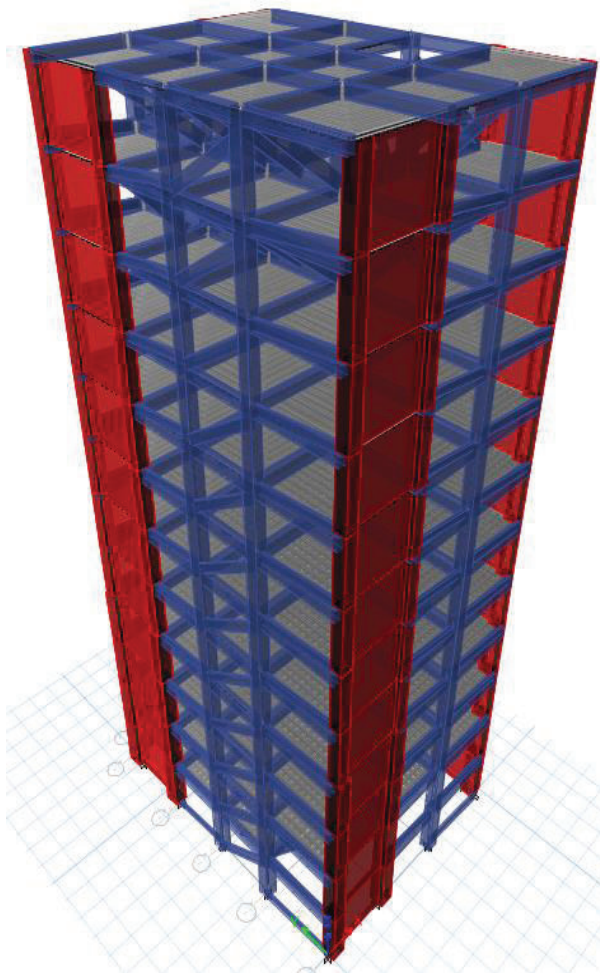
INDICADOR	CARACTERÍSTICA
Sistema Estructural Principal resistente a carga lateral	Sistema Dual
Configuración Geométrica en Planta	Rectangular de 22m de largo X 17m de ancho
Configuración Geométrica en Elevación	Regular de 8 y 12 pisos
Luces entre ejes	6m y 5m en ambos sentidos
Altura de Piso	4m
Características de la mampostería	$f_m = 15 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de la mampostería	$e = 15 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Dimensión de Columnas 8 Pisos	80x80cm Todos los pisos
Dimensión de Columnas 12 Pisos	80x80cm 1-8Piso; 70x70 9-12Piso
Dimensión de Columnas 15 Pisos	80x80cm 1-8Piso; 70x70 9-15Piso
Dimensión de vigas 8 Pisos	40x80cm todos los pisos
Dimensión de vigas 12 Pisos	40x80cm 1-8Piso; 40x60 9-12Piso
Dimensión de vigas 15 Pisos	40x80cm 1-10Piso; 40x60 11-15Piso
Porcentaje de Muros en Dirección X 8 Pisos	1.13% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección Y 8 Pisos	0.87% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección X 12 Pisos	1.38% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección Y 12 Pisos	1.07% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección X 15 Pisos	1.73% del área en planta
Porcentaje de Muros en Dirección Y 15 Pisos	1.33% del área en planta
Losa	Nervada $e = 25 \text{ cm}$ Nervios c/50cm
Restricciones en la base	Empotrada

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

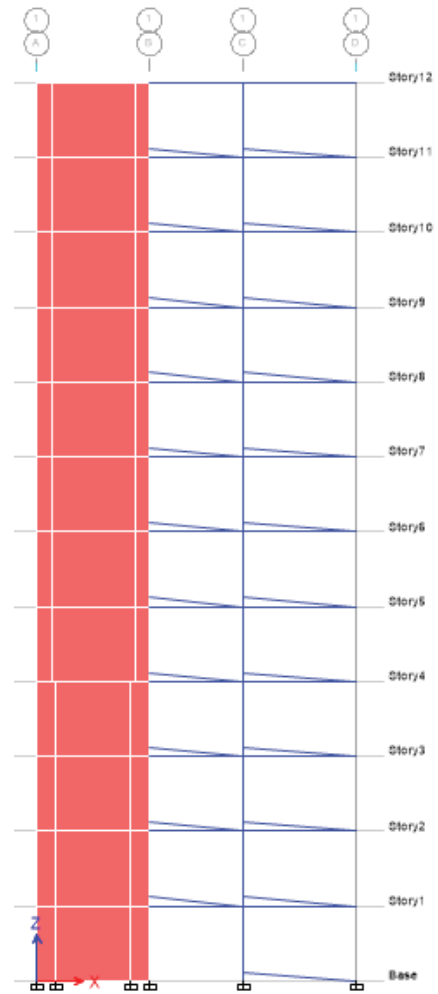


Se ha considerado la base empotrada pues en edificios de más de 8 pisos se tienen mínimo 2 subsuelos de parqueaderos, cantidad suficiente para que se logre un empotramiento a nivel de planta baja como se demuestra en el análisis realizado para el hospital.

**FIGURA 6.23** RENDER MODELO 12 PISOS  
12 PISOS



**FIGURA 6.24** ELEVACIÓN MODELO



**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015) **FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

**FIGURA 6.25** PLANTA DEL EDIFICIO 12 PISOS

**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)

### 6.3.3 CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales son las mismas que para los modelos en los que se incluye la mampostería.

### 6.3.4 CARGA SÍSMICA

Se determinaron los períodos de los edificios mediante análisis modal con el fin de estimar la carga sísmica. Como era de esperarse las estructuras se tornaron más rígidas por la presencia de muros de corte.

TABLA 6.13 PERÍODOS Y CORTE BASAL

Pisos	Período T (s)	Sa (g)	V/W (g)
8	0.624	1.077	0.1751
12	1.102	0.61	0.0991
15	1.447	0.465	0.0755

ELABORACIÓN: Christian Medina

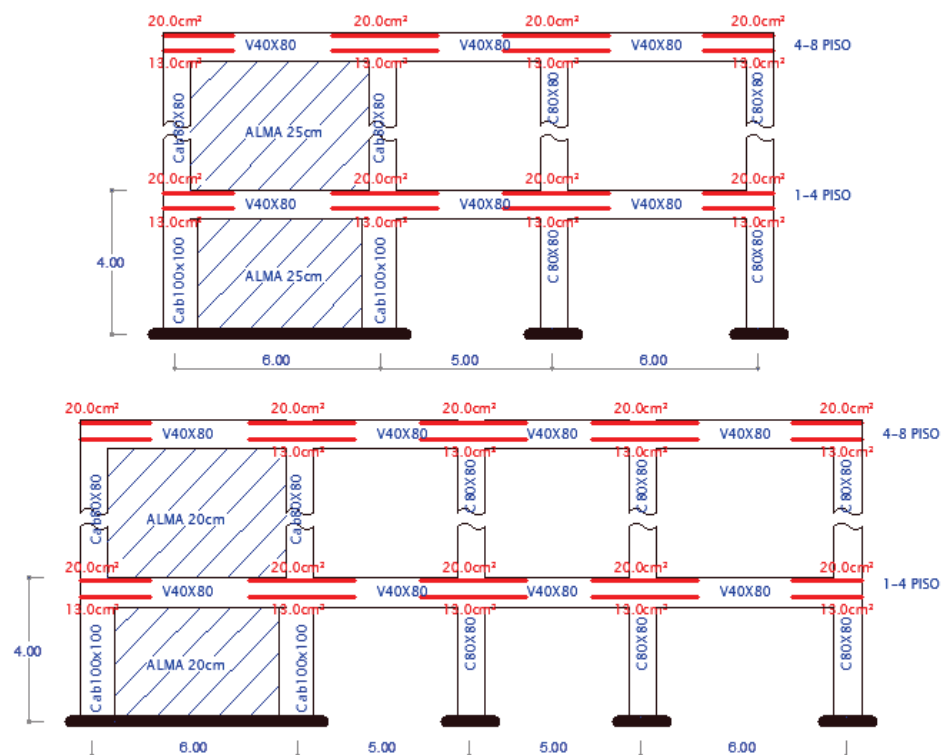
### 6.3.5 SECCIONES DE DISEÑO

#### Columnas

Las secciones de columnas que se han utilizado son las mismas, la diferencia está en la distribución en elevación de las mismas, que se muestra en las figuras de los pórticos a continuación.

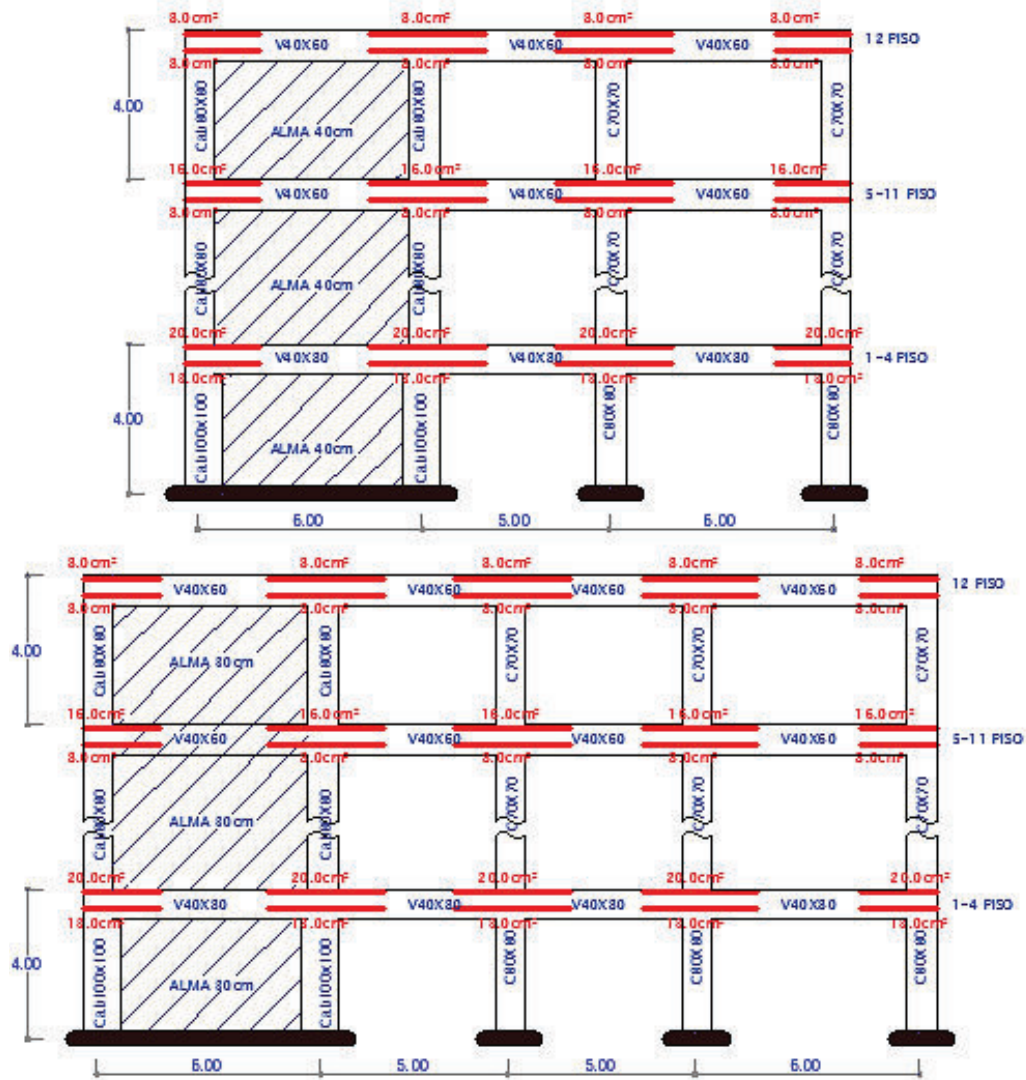
#### Vigas

Figura 6.26: Vigas Edificio 8 Pisos



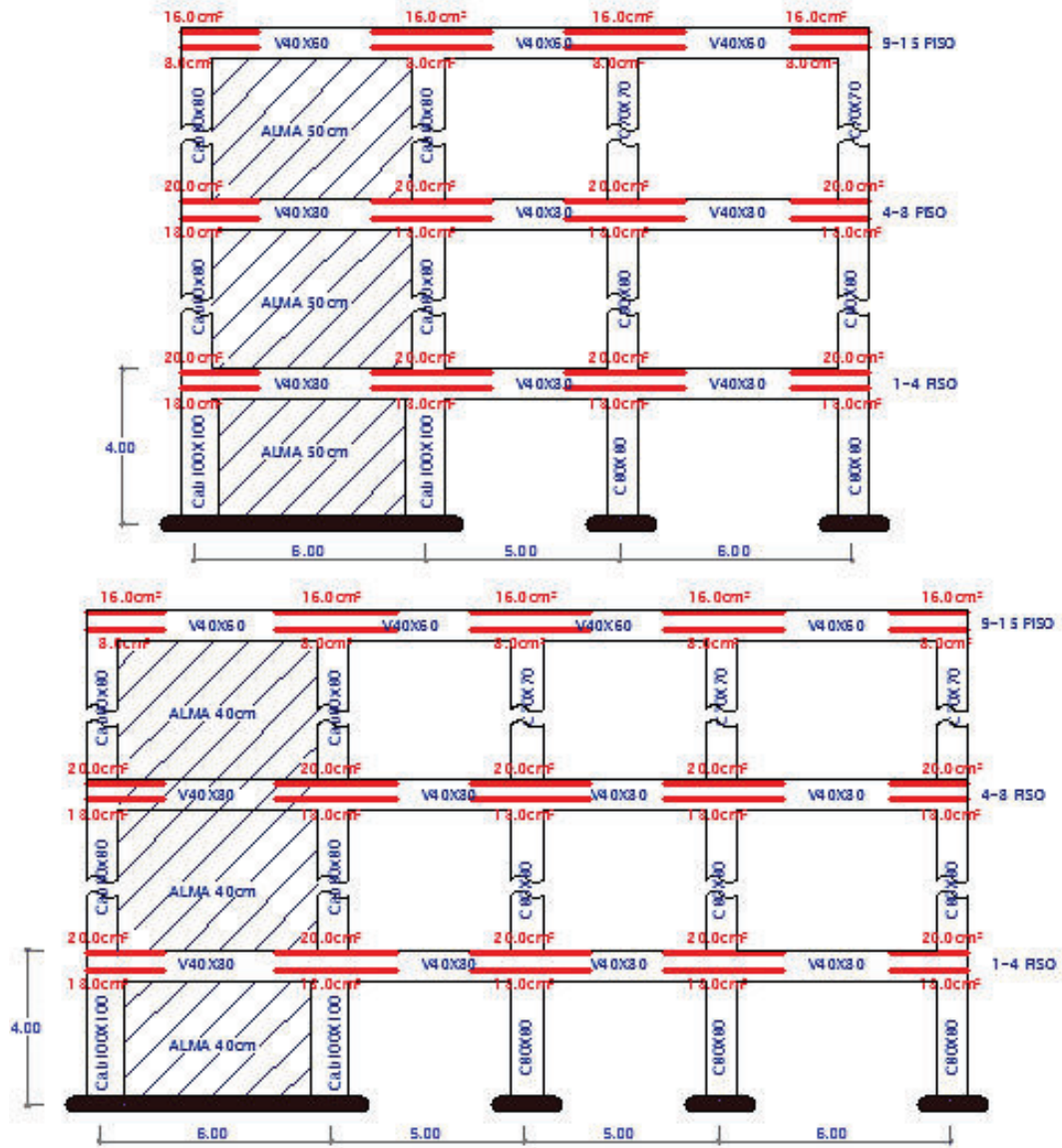
ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 6.27 VIGAS EDIFICIO 12 PISOS



ELABORACIÓN: Christian Medina

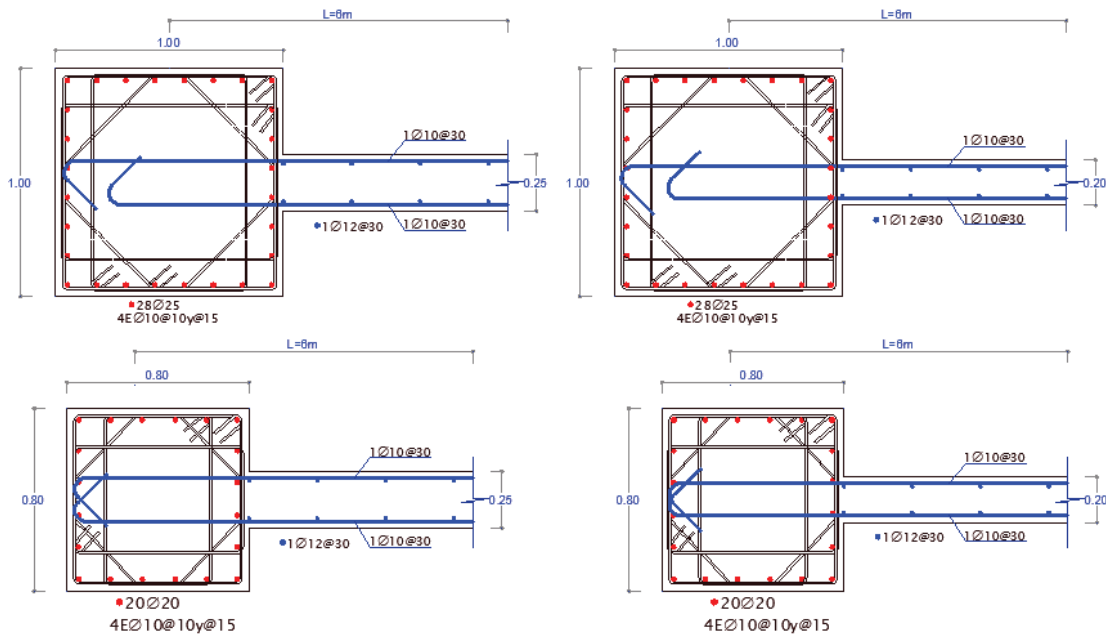
FIGURA 6.28 VIGAS EDIFICIO 15 PISOS



ELABORACIÓN: Christian Medina

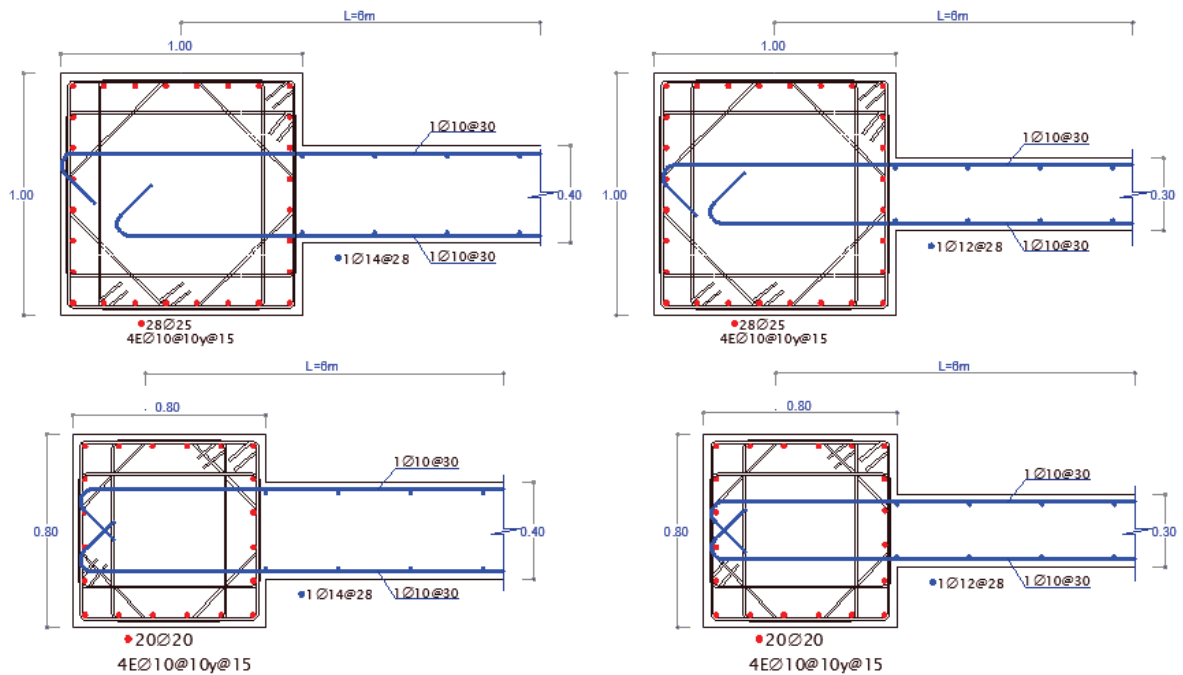
**Muros de Corte**

**FIGURA 6.29 MUROS EDIFICIO 8 PISOS**



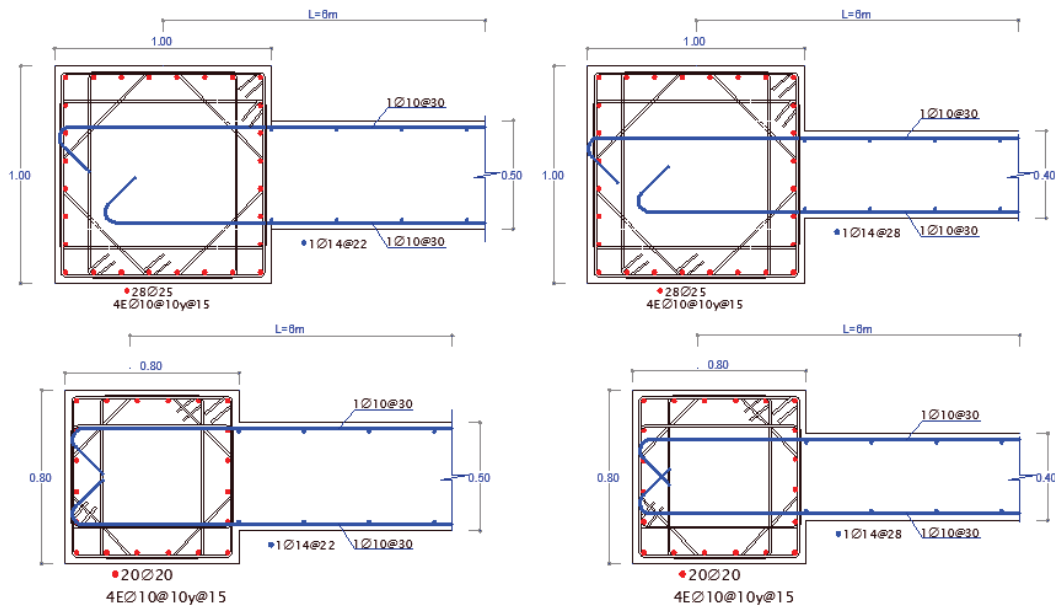
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**FIGURA 6.30 MUROS EDIFICIO 12 PISOS**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

FIGURA 6.31 MUROS EDIFICIO 15 PISOS



ELABORACIÓN: Christian Medina

## 6.3.6 ANÁLISIS DE DERIVAS

TABLA 6.14 DERIVAS DE PISO

TABLE: Story Drifts						
Story	Load Case Sx			Load Case Sy		
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift Y	Max Drift Y
15			0.000919			0.000749
14			0.000956			0.000779
13			0.000999			0.000825
12		0.000431	0.001088		0.00034	0.00092
11		0.000449	0.001184		0.00036	0.00102
10		0.000479	0.001267		0.00039	0.00110
9		0.000516	0.001307		0.00043	0.00115
8	0.000761	0.000591	0.001297	0.000656	0.00051	0.00114
7	0.000826	0.000672	0.001286	0.000728	0.00059	0.00114
6	0.000858	0.000723	0.001234	0.000769	0.00065	0.00111
5	0.000845	0.000729	0.001134	0.000768	0.00067	0.00102
4	0.000784	0.000685	0.000995	0.000721	0.00064	0.00091
3	0.000685	0.000597	0.000823	0.000637	0.00056	0.00076
2	0.000525	0.000448	0.000586	0.000519	0.00044	0.00056

**TABLA 6.14 CONTINUACIÓN**

1	0.000256	0.000212	0.000261	0.000281	0.00024	0.00028
0	0	0	0	0	0	0

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

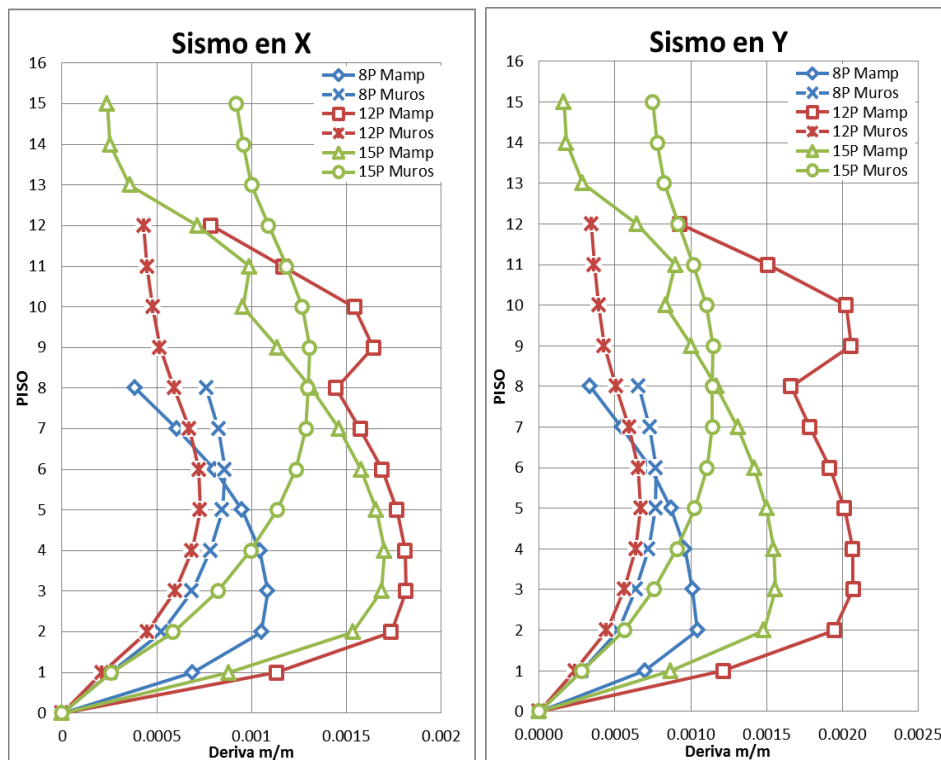
**TABLA 6.15 DERIVAS INELÁSTICAS**

Derivas Inelásticas Máximas			
	8 Pisos	12 Pisos	15 Pisos
$\Delta M X$	0.00515	0.004374	0.007842
$\Delta M Y$	0.004614	0.004014	0.006882

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 6.3.7 ANÁLISIS DE PISO BLANDO

**FIGURA 6.32 DERIVAS DE PISO**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

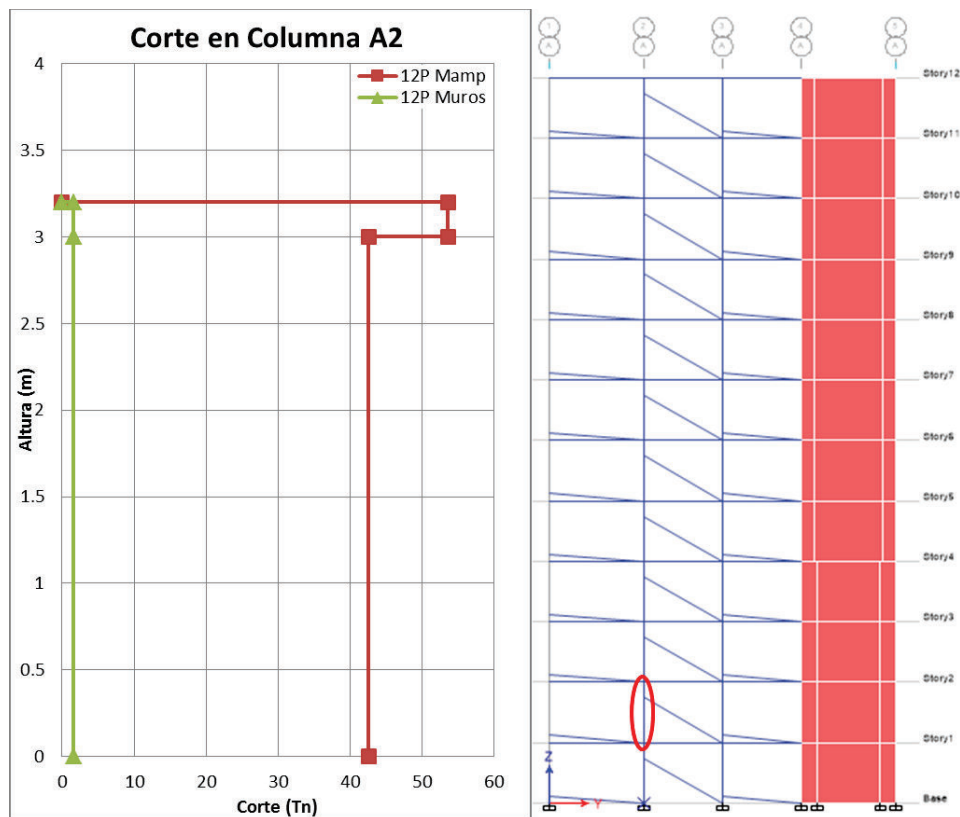


Todo indicio o posibilidad de que se genere piso blando, se elimina con el sistema dual, ya que se tiene una resistencia mucho mayor en los pisos inferiores sin importar la mala o buena distribución de mampostería en altura. En los gráficos siguientes se compara las derivas obtenidas de las estructuras con y sin muros de corte, en los que se puede apreciar que a más de que se reducen las derivas, el comportamiento es mucho más uniforme.

### 6.3.8 ANÁLISIS DE COLUMNA CORTA

El corte en todas las columnas se reduce de manera notable, de tal manera que cualquier indicio de columna corta queda eliminado pues a más de ello no se produce una amplificación del corte ni del momento en la sección no arriostrada por la pared como se produce en el modelo sin muros de corte.

**FIGURA 6.33 EFECTO DE COLUMNA CORTA**



**ELABORACIÓN:** Christian Medina

### 6.3.9 ANÁLISIS DE TORSIÓN EN PLANTA

A pesar de que se demostró que la mampostería de baja calidad no genera torsión en planta, es necesario realizar este chequeo a los modelos con muros de corte ya que la mala disposición de los mismos puede inducir torsión a la estructura.

**TABLA 6.16 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 8 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	0.624	0.707	0.000	0.000	0.707	0.000	0.000	0.000	0.307	0.000	0.000	0.307	0.000	0.005
2	0.614	0.000	0.718	0.000	0.708	0.719	0.000	0.296	0.000	0.000	0.296	0.307	0.001	0.056
3	0.458	0.000	0.001	0.000	0.708	0.719	0.000	0.000	0.000	0.690	0.296	0.307	0.691	
4	0.169	0.000	0.168	0.000	0.708	0.887	0.000	0.392	0.000	0.000	0.689	0.308	0.691	
5	0.166	0.174	0.000	0.000	0.882	0.887	0.000	0.000	0.372	0.000	0.689	0.680	0.691	
6	0.120	0.000	0.000	0.000	0.882	0.887	0.000	0.000	0.000	0.182	0.689	0.680	0.873	
7	0.082	0.001	0.057	0.000	0.883	0.944	0.000	0.133	0.003	0.000	0.822	0.683	0.873	
8	0.078	0.062	0.000	0.000	0.945	0.945	0.000	0.001	0.143	0.000	0.823	0.825	0.873	
9	0.057	0.005	0.007	0.000	0.949	0.952	0.000	0.023	0.015	0.032	0.846	0.840	0.906	
10	0.055	0.006	0.007	0.000	0.955	0.959	0.000	0.021	0.018	0.028	0.867	0.859	0.933	
11	0.051	0.011	0.010	0.000	0.966	0.968	0.000	0.030	0.033	0.000	0.897	0.892	0.933	
12	0.048	0.002	0.000	0.000	0.968	0.969	0.000	0.001	0.006	0.000	0.898	0.897	0.933	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.17 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 12 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Perio d (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	1.105	0.670	0.000	0.000	0.670	0.000	0.000	0.000	0.338	0.000	0.000	0.338	0.000	0.000
2	1.068	0.000	0.680	0.000	0.670	0.680	0.000	0.328	0.000	0.000	0.328	0.338	0.000	0.059
3	0.834	0.000	0.001	0.000	0.670	0.681	0.000	0.000	0.000	0.656	0.328	0.338	0.656	
4	0.307	0.001	0.169	0.000	0.671	0.850	0.000	0.301	0.002	0.000	0.629	0.339	0.656	
5	0.303	0.175	0.001	0.000	0.846	0.851	0.000	0.002	0.286	0.000	0.631	0.625	0.656	
6	0.221	0.000	0.000	0.000	0.846	0.851	0.000	0.000	0.000	0.183	0.631	0.625	0.839	
7	0.140	0.001	0.062	0.000	0.847	0.913	0.000	0.128	0.001	0.000	0.758	0.627	0.839	
8	0.134	0.064	0.001	0.000	0.910	0.914	0.000	0.001	0.128	0.000	0.760	0.755	0.839	
9	0.096	0.000	0.000	0.000	0.910	0.914	0.000	0.000	0.000	0.068	0.760	0.755	0.906	
10	0.091	0.003	0.026	0.000	0.913	0.939	0.000	0.065	0.006	0.000	0.825	0.761	0.906	
11	0.084	0.027	0.002	0.000	0.940	0.941	0.000	0.006	0.067	0.000	0.831	0.828	0.906	
12	0.070	0.003	0.011	0.000	0.943	0.952	0.000	0.026	0.007	0.000	0.857	0.835	0.906	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.18 PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA 15 PISOS**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Mod e	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	%Torsión
1	1.447	0.643	0.000	0.000	0.643	0.000	0.000	0.000	0.362	0.000	0.000	0.362	0.000	0.001
2	1.389	0.000	0.650	0.000	0.643	0.650	0.000	0.354	0.000	0.001	0.354	0.362	0.001	0.108
3	1.123	0.000	0.001	0.000	0.643	0.651	0.000	0.000	0.000	0.634	0.354	0.362	0.635	
4	0.418	0.007	0.173	0.000	0.650	0.824	0.000	0.259	0.010	0.000	0.613	0.371	0.635	
5	0.417	0.177	0.007	0.000	0.827	0.831	0.000	0.010	0.249	0.000	0.623	0.620	0.635	
6	0.310	0.000	0.000	0.000	0.827	0.831	0.000	0.000	0.000	0.186	0.623	0.620	0.821	
7	0.186	0.000	0.067	0.000	0.828	0.898	0.000	0.119	0.000	0.000	0.742	0.620	0.821	
8	0.181	0.068	0.000	0.000	0.896	0.898	0.000	0.000	0.119	0.000	0.742	0.739	0.821	
9	0.133	0.000	0.000	0.000	0.896	0.898	0.000	0.000	0.000	0.070	0.742	0.739	0.891	
10	0.109	0.000	0.036	0.000	0.896	0.934	0.000	0.085	0.001	0.000	0.827	0.740	0.891	
11	0.105	0.037	0.000	0.000	0.933	0.934	0.000	0.000	0.084	0.000	0.827	0.824	0.891	
12	0.077	0.001	0.016	0.000	0.934	0.950	0.000	0.036	0.003	0.000	0.863	0.827	0.891	

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Se verifica que la ubicación de los muros de corte es correcta puesto que no existe torsión en ninguno de los modelos.

### 6.3.10 PORCENTAJE DE CORTE BASAL EN LOS MUROS

**TABLA 6.19 CORTE ABSORBIDO POR LOS MUROS**

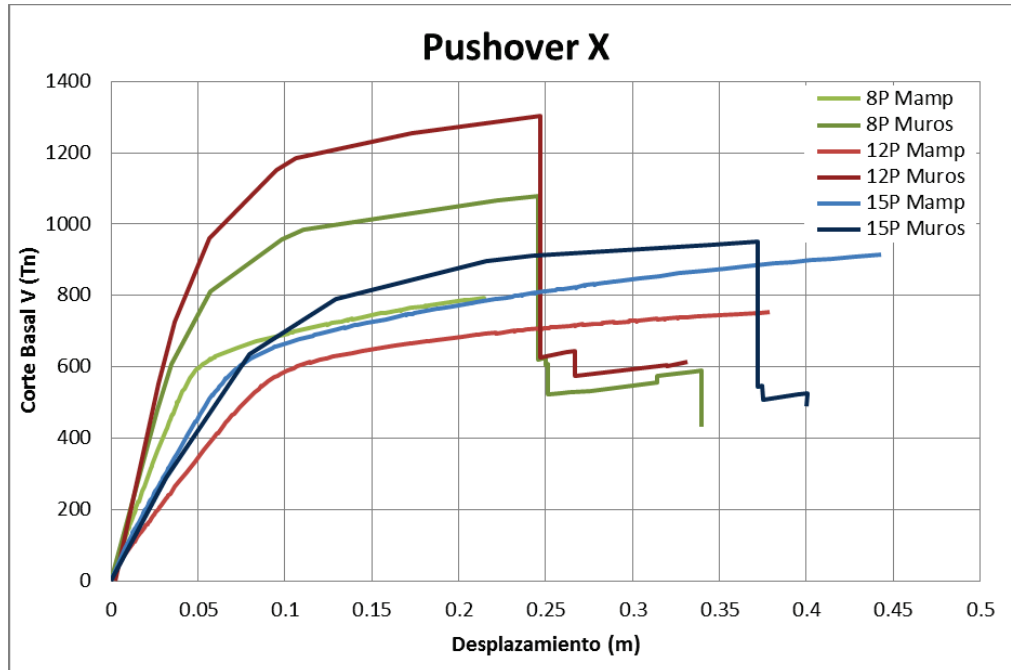
	Dirección X			Dirección Y		
	V (Tn)	V Muros (Tn)	% V	V (Tn)	V Muros (Tn)	% V
<b>8 Pisos</b>	372.91	311.56	83.55%	372.91	309.67	83.04%
<b>12 Pisos</b>	358.11	335.91	93.80%	358.11	305.84	85.40%
<b>15 Pisos</b>	418.59	360.29	86.07%	418.59	359.50	85.88%

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Todas las estructuras cumplen con la condición para ser consideradas como sistema dual. De este análisis se puede observar que el porcentaje mínimo de corte basal absorbido por los muros de corte para que se garantice un correcto desempeño es del 83%.

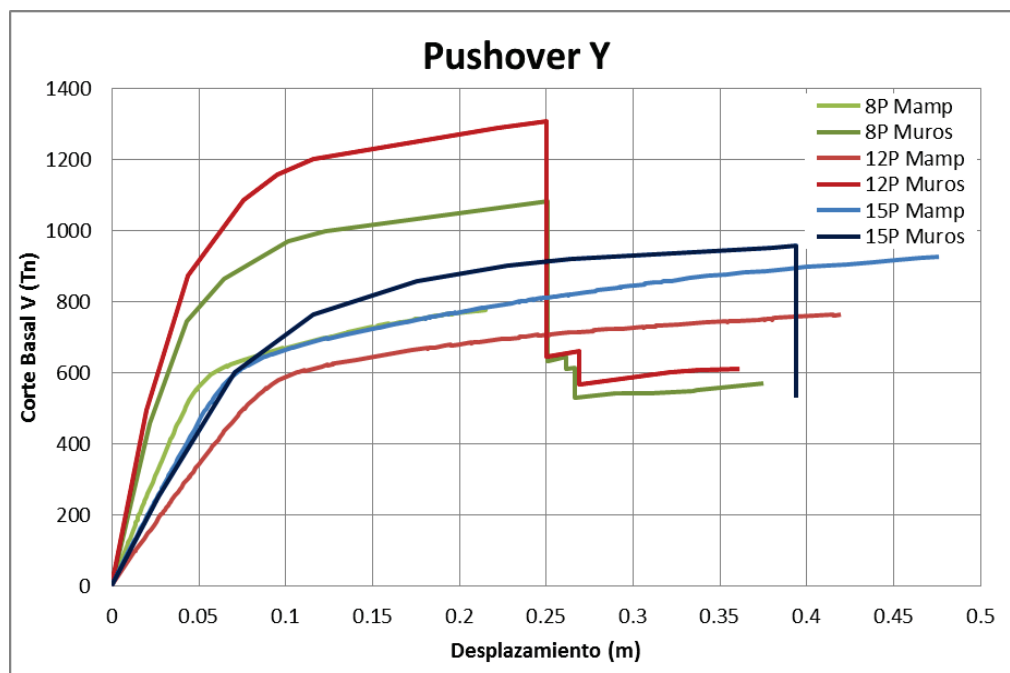
### 6.3.11 CURVA DE CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

FIGURA 6.34 CURVA PUSHOVER SENTIDO X



ELABORACIÓN: Christian Medina

FIGURA 6.35 CURVA PUSHOVER SENTIDO Y



ELABORACIÓN: Christian Medina

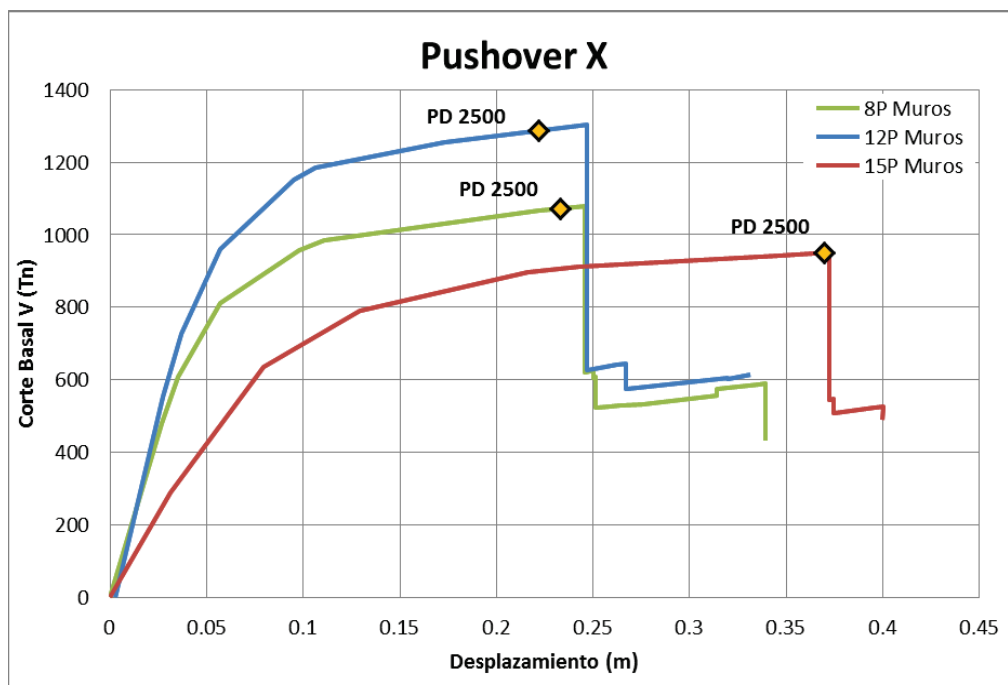
En todos los casos estudiados se observa un gran incremento en la resistencia de la estructura, aunque el desplazamiento máximo se reduce por el aumento de la rigidez.

Sin embargo, las edificaciones con muros de corte presentan un comportamiento adecuado y lo suficientemente dúctil como para cumplir con el desempeño requerido por la norma, lo cual se detalla en el literal siguiente del presente documento.

### 6.3.12 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

#### 6.3.12.1 Desempeño para el Sismo Extremo ( $T_r=2500$ Años)

**FIGURA 6.36** PUNTOS DE DESEMPEÑO



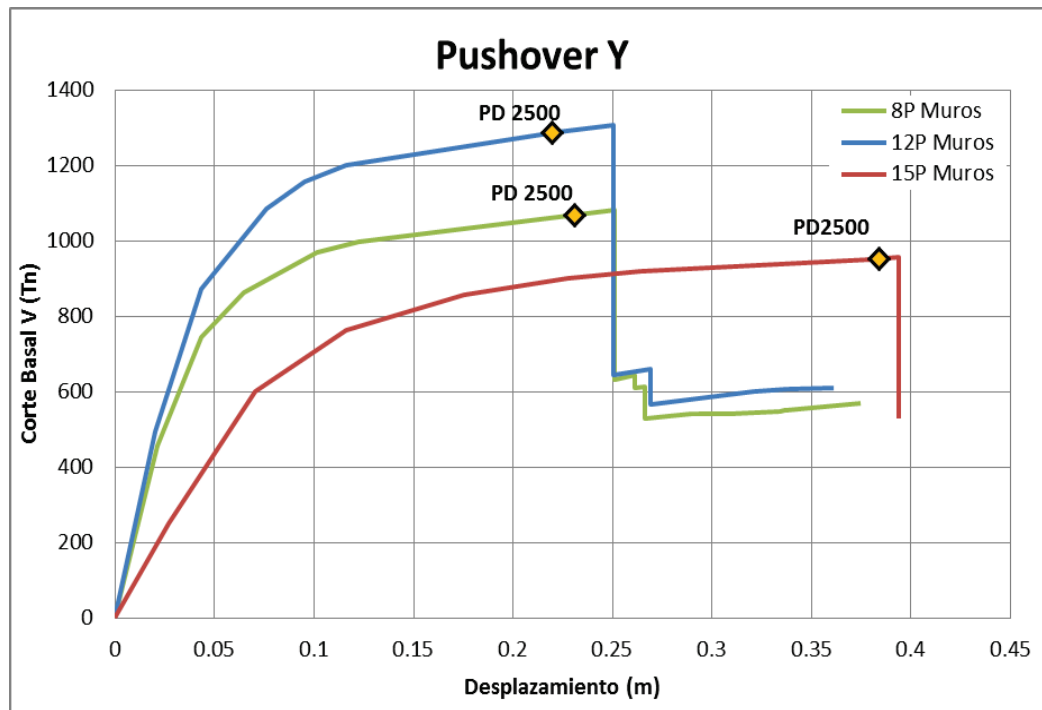
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

**TABLA 6.20** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Sismo Extremo $T_r=2500$ años sentido X			
#Pisos	8	12	15
Sa (g)	0.379	0.2889	0.1901
Sd (m)	0.1644	0.2282	0.302
V (Tn)	1072.74	1286.89	950.38
d (m)	0.233	0.222	0.37
Tsec (s)	1.321	1.776	2.529
Teff (s)	1.071	1.456	2.064
$\beta_{eff}$	0.2128	0.2063	0.2024
Ductilidad	4.923	4.547	4.2735
M	0.6574	0.6735	0.666

ELABORACIÓN: Christian Medina

**FIGURA 6.37** PUNTOS DE DESEMPEÑO



ELABORACIÓN: Christian Medina

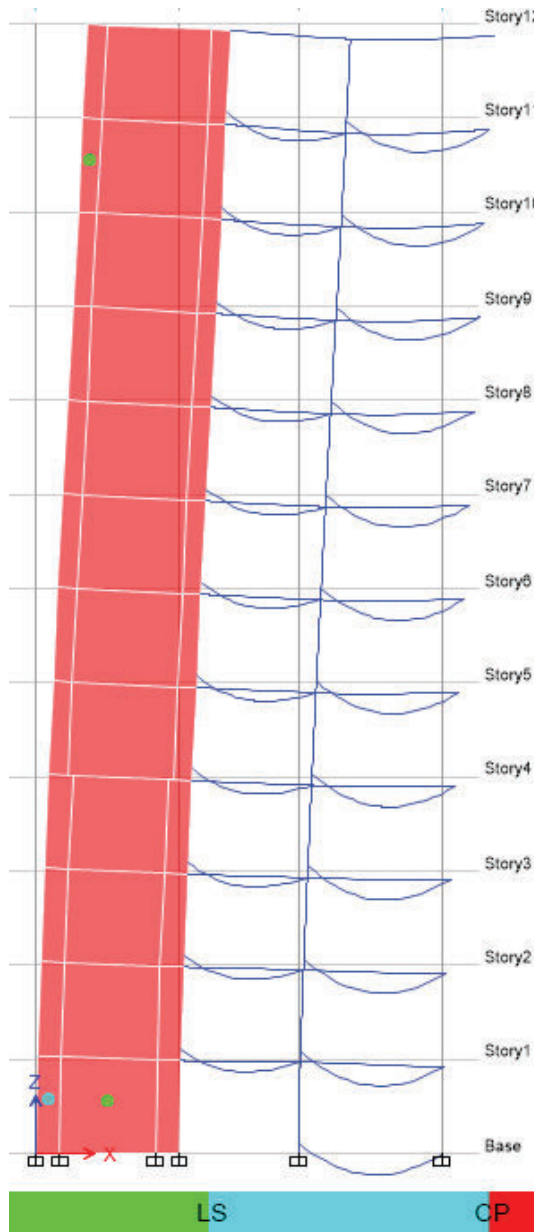
**TABLA 6.21** PARÁMETROS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

<b>Sismo Extremo Tr=2500 años sentido Y</b>			
<b>#Pisos</b>	8	12	15
<b>Sa (g)</b>	0.3805	0.2923	0.1943
<b>Sd (m)</b>	0.1639	0.2254	0.3134
<b>V (Tn)</b>	1069.17	1288.5	953.47
<b>d (m)</b>	0.231	0.22	0.384
<b>Tsec (s)</b>	1.307	1.761	2.548
<b>Teff (s)</b>	1.06	1.448	2.054
<b><math>\beta_{eff}</math></b>	0.211	0.2089	0.2081
<b>Ductilidad</b>	5.049	4.709	4.629
<b>M</b>	0.6606	0.6761	0.649

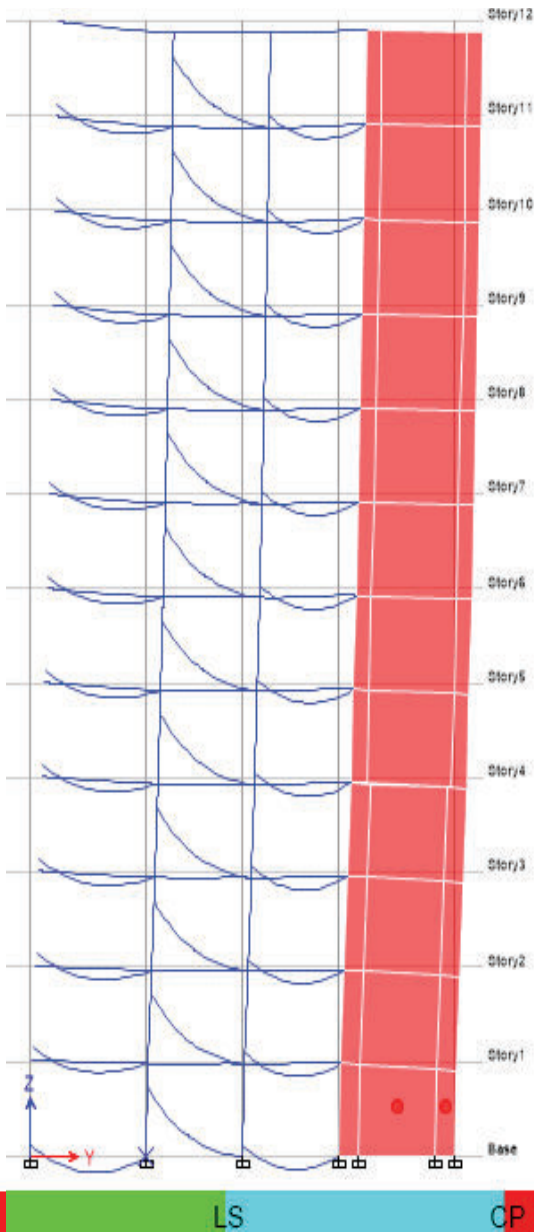
**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Las estructuras alcanzan el nivel de desempeño de Prevención de Colapso para el nivel de amenaza del sismo extremo, bajo cortantes y desplazamientos indicados en las tablas. El nivel de daño en la mayoría de elementos no estructurales (mampostería), generalmente en los que están junto a los muros, es relativamente bajo, a excepción de algunas paredes que se encuentran próximas al colapso, garantizando la vida de los ocupantes del edificio. A pesar que la demanda de ductilidad es alta y que la capacidad de desplazamiento es moderada, la resistencia desarrollada es suficiente para desarrollar un correcto comportamiento inelástico.

**FIGURA 6.38** DAÑO 2500 AÑOS X 12P



**FIGURA 6.39** DAÑO 2500 AÑOS Y 12P





**FUENTE:** (Computers and Structures, 2015) **FUENTE:** (Computers and Structures, 2015)



### 6.3.13 ANÁLISIS ECONÓMICO

El análisis económico se lo realiza para el edificio de 15 Pisos pues es el que mayor cantidad de muros tiene, y mayor volumen de obra.

**TABLA 6.22 COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS**

 <b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b> <b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b> <b>PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DE UN HOSPITAL TIPO CON</b> <b>SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO</b>					
Fecha: 30 de Diciembre del 2015					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	Hormigón en columnas $f_c=240\text{kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	996.00	\$ 220.00	\$ 219,120.00
2	Hormigón en losa alivian $e=25\text{cm}$ $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	358.78	\$ 198.95	\$ 71,379.28
3	Hormigón en vigas $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	632.76	\$ 210.72	\$ 133,335.19
4	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	251979.29	\$ 2.12	\$ 534,196.09
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 958,030.56</b>
SON: NOVECIENTOS CINCUENTA Y OCHO MIL TREINA CON 56/100					
 <b>ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL</b> <b>MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS</b> <b>PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DE UN HOSPITAL TIPO CON</b> <b>SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL</b>					
Fecha: 30 de Diciembre del 2015					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	Hormigón en columnas $f_c=240\text{kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	410.40	\$ 220.00	\$ 90,288.00
2	Hormigón en losa alivian $e=25\text{cm}$ $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	354.28	\$ 198.95	\$ 70,484.01
3	Hormigón en vigas $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	560.60	\$ 210.72	\$ 118,129.63
4	Hormigón en Muro Estructural $f_c=240\text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	816.96	\$ 208.48	\$ 170,319.82
5	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	242761.11	\$ 2.12	\$ 514,653.54
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 963,875.00</b>
SON: NOVECIENTOS SESENTA Y TRES MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y CINCO CON 00/100					

**ELABORACIÓN:** Christian Medina

Para edificaciones de altura considerable, el costo inicial de la superestructura es mayor, sin embargo en este caso de estudio la diferencia de costos es del 0.61%, lo cual se justifica dado las enormes ventajas del sistema estructural dual demostradas en este documento.

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES

- Se concluye que la primera hipótesis fue verificada, pues la interacción de la mampostería con el pórtico, sí modifica el comportamiento dinámico de las estructuras, generando cambios en su rigidez, resistencia y ductilidad, lo cual se vio reflejado en su período de vibración, formas modales y desempeño.
- Así mismo la segunda hipótesis también fue verificada, resultando afirmativa, por lo que el sistema estructural dual sí minimiza la mayoría de los efectos negativos producidos por la interacción pórtico-mampostería. De la misma forma, mejora notablemente el desempeño de las estructuras ante los diferentes niveles de amenaza sísmica, como se demuestra en el capítulo 6.
- Se realizaron varias modelaciones para encontrar los porcentajes de muros de corte adecuados, proceso durante el cual se observó que para un mismo porcentaje de muros de corte, es mejor tener muros más largos, pues dan como resultado un mejor desempeño global de la estructura.
- Las paredes de mampostería son nocivas para las estructuras debido a que son elementos de gran rigidez pero de poca resistencia y sin ductilidad. Esto se refleja en el aumento proporcional a la rigidez de la mampostería de la torsión en planta, efecto de piso blando, efecto de columna corta y otras patologías asociadas a la interacción pórtico-mampostería. Esto resulta en que estructuras aparentemente bien diseñadas con sistema aporticado, pueden no cumplir con el desempeño requerido por influencia de la mampostería.
- A partir de la inclusión del 1% del área en planta, de muros de corte en cada dirección, la torsión en planta se considera despreciable, pues los valores de torsión son inferiores al 10%. Así, mismo los efectos de columna corta y piso

blando se minimizan en gran medida. Sin embargo, con este porcentaje, no se cumplen con el desempeño requerido para este tipo de estructuras.

- ***El porcentaje mínimo de muros de cortante que se debe incluir en los hospitales (estructuras esenciales) es del 4% del área en planta, distribuidos inversamente proporcional a la longitud de cada dirección, ubicados en la periferia del edificio.*** Con este porcentaje, se neutraliza la mayoría de patologías ocultas atribuidas a la interacción pórtico-mampostería, es decir, se eliminan efectos de piso blando, columna corta o torsión en planta. Más importante aún, se logra alcanzar los desempeños requeridos para estructuras esenciales para los diferentes niveles de amenaza sísmica descritos en la NEC-SE 2015.
- El costo de la superestructura del Hospital utilizando el sistema Dual es un 0.18% menor al costo utilizando sistema aporticado. Esta reducción de costo justifica aún más el enorme beneficio que conlleva el utilizar el sistema dual, y al bajo costo de reparación que necesitaría una estructura con este sistema estructural luego de la ocurrencia de un sismo.
- El efecto de columna corta es independiente de la altura del edificio, ya que para diferentes alturas se observó un comportamiento similar, dependiendo en gran magnitud de la resistencia y rigidez de la mampostería de relleno. Sin embargo se observó que con la inclusión de paredes de corte, este efecto se neutralizó de igual forma a diferentes alturas.
- La torsión es más nociva en edificios de baja altura, pues se observó que manteniendo una misma configuración en planta la torsión se redujo a medida que la altura aumentaba, esto se debe a que mientras más alto es un edificio es más flexible, por lo que por naturaleza tiende a presentar un comportamiento traslacional.
- ***El porcentaje mínimo de muros de corte que se debe incluir en edificios públicos (estructuras especiales) es del 2% del área en planta de la estructura, distribuido inversamente proporcional a la longitud de cada***

***dirección; dicho porcentaje debe aumentar a razón de 0.05 por cada metro de altura del edificio.*** Con este porcentaje se neutralizan la mayoría de efectos nocivos por patologías ocultas asociadas a la mampostería de relleno. Así mismo se cumple con el desempeño requerido por la NEC-SE.

- La diferencia de costos de la superestructura del Edificio Público es menor al 1%, siendo más costoso el sistema estructural dual. Este mínimo aumento del costo inicial de construcción, se justifica debido a la enorme ventaja en cuanto se refiere al comportamiento inelástico, logrando así una estructura más segura y que requerirá de un mínimo costo de reparación luego de la ocurrencia de un sismo, llegando finalmente a ser más barata y segura la estructura con sistema dual.

## 7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda la aplicación de la ***ecuación 6.1*** para el cálculo del coeficiente de irregularidad en planta, propuesta en este documento, con ello se estaría tratando a la torsión en planta de manera adecuada, pues se obligaría al diseñador a configurar estructuras cuya forma modal principal sea traslacional. Sin embargo, se recomienda también realizar estudios con varias configuraciones en planta, de manera que se pueda afinar la ecuación propuesta.
- Se recomienda realizar estudios similares al presentado en este documento, utilizando otras tipologías de estructuras como escuelas, iglesias, bomberos, condominios, entre otros a fin de tener una base de datos de requerimientos mínimos que pueda ser incluida en las siguientes ediciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para así obligar a los calculistas a diseñar estructuras mucho más seguras a un costo inicial similar.
- Se recomienda realizar trabajos de investigación teóricos y experimentales de la interacción pórtico-mampostería con materiales de las canteras nacionales,

a fin de desarrollar ecuaciones para determinar el ancho del puntal equivalente, rigidez y resistencia de varios tipos de mampostería, a fin de tener valores que se ajusten lo mejor posible a la realidad constructiva del Ecuador.

- Así mismo se recomienda realizar estudios teórico experimentales de la influencia de paredes intermedias en las estructuras, es decir paredes que no llegan de columna a columna. Mediante estos estudios se podría tener una mejor visión del comportamiento de este tipo de paredes, lo cual hasta la actualidad ha sido poco estudiado y aplicado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI-318. (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. Farnington Hills: American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City: Applied Technology Council.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Carrillo, J., & González, G. (2007). Influencia de la Mampostería No Reforzada en el Comportamiento Inelástico de Pórticos de Concreto. *Dyna vol 152*, 217-227.
- Computers and Structures. (2015). *ETABS 2015*. CSI.
- FEMA356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation Buildings*. Washington D.C.: FEMA.
- FEMA440. (2005). *Improvement of Non Linear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.: FEMA.
- Mainstone. (1971). *On the stiffness and strengths of infilled frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). *NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). *NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). *NEC-SE-RE Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito: MIDUVI.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. San Diego: John Wiley & Sons.

- Placencia, P. (2015). *Apuntes de la Materia de Estructuración Sísmica*. Quito: Maestría en Estructuras EPN.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: Fondazione EUCENTRE.
- Rochel, R. (1993). Influencia de los Muros de Mampostería en el Comportamiento de las Estructuras Aperticadas. *Revista Universidad EAFIT No 90*, 71-79.
- SEAOC. (1995). *Performance Based Seismic Design of Buildings*. Vision 2000 Committee.
- Takeda, Sozen, & Nielsen. (1970). *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. ASCE V96.
- Yépez, H. e. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Zabala, O., & Zabala, J. (2006). *Rehabilitación de Mamposterías Agrietadas de Ladrillo Artesanal*. Quito: Tesis de Grado. PUCE.