

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DE UN EDIFICIO CON AISLADORES DE BASE Y SU
INFLUENCIA EN LA CURVA DE CAPACIDAD**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

JORGE LUIS SUNTAXI TIPAN
afk.jorge@hotmail.com

DIRECTOR: M. en I. CARLOS ANDRÉS CELI SÁNCHEZ
carlos.celi@epn.edu.ec

Quito, Agosto 2016

DECLARACIÓN

Yo JORGE LUIS SUNTAXI TIPAN, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional: y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

JORGE LUIS SUNTAXI TIPAN

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por JORGE LUIS SUNTAXI TIPAN, bajo mi supervisión.

M.Sc. CARLOS ANDRÉZ CELI SANCHEZ
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

DEDICATORIA

CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XVII
RESUMEN.....	XIX
ABSTRACT.....	XX
PRESENTACIÓN.....	XXI
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES GENERALES	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 OBJETIVO GENERAL	2
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.5 JUSTIFICACIÓN	3
1.6 ALCANCE	3
CAPÍTULO 2: MODELO Y ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BÁSICA.....	5
2.1 INTRODUCCIÓN	5
2.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA BASICA	6
2.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	8
2.3.1 MODOS DE VIBRACIÓN	8
2.3.2 ESPECTRO DE ACELERACIONES.....	13
2.3.3 CRITERIOS DE COMBINACION MODAL	15

2.3.3.1	Raíz Cuadrada De La Suma De Los Cuadrados (SRSS)	15
2.3.3.2	Valor Absoluto (ABS)	16
2.4	FUERZAS SÍSMICAS (MÉTODO ESTÁTICO)	17
2.5	CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES (MÉTODO ESTÁTICO Y DINÁMICO)	19
2.6	ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL SAP2000.	21
CAPITULO 3: ESTRUCTURA AISLADA.....		23
3.1	INTRODUCCIÓN	23
3.2	AISLAMIENTO SÍSMICO	24
3.3	TIPOS DE AISLADORES DE BASE	26
3.3.1	AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL.....	27
3.3.2	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	27
3.3.3	AISLADORES DE PÉNDULO FRICCIONAL (F.P.S).....	28
3.4	REQUISITOS DE DISEÑO (FEMA 450)	29
3.4.1	ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	30
3.4.2	ANALISIS DINÁMICO (ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL)	34
3.5	PARAMETROS DEL MODELO BILINEAL DE LOS AISLADORES.....	34
3.5.1	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO LRB.....	36
3.5.2	COMPROBACIÓN.....	39
3.5.2.1	Procedimiento de diseño de un aislador LRB	44
3.6	ANALISIS MODAL ESPECTRAL ESTRUCTURA AISLADA.....	53
3.7	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA SAP2000	56
3.7.1	MODELO MATEMATICO DE LOS AISALDORES	56

3.7.2	ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA ESTRUCTURA AISLADA	57
3.7.3	ANALISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL SAP2000.....	59
3.8	CONSIDERACIONES ECONÓMICAS.....	61
CAPÍTULO 4: EVALUACION DEL DESEMPEÑO.....		63
4.1	COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MATERIALES	63
4.1.1	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL HORMIGON.....	63
4.1.2	MODELO CONSTITUTIVO PARA EL HORMIGÓN CONFINADO	65
4.1.2.1	Modelo constitutivo de KENT y PARK (1971)	65
4.1.2.2	Modelo constitutivo de PARK et al. (1982).....	67
4.1.3	MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO	68
4.1.3.1	Modelo constitutivo PARK Y PAULAY (1975).....	69
4.2	DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	71
4.2.1	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA	72
4.3	LONGITUD PLÁSTICA	79
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	82
4.4.1	CURVA DE CAPACIDAD	83
4.4.2	NIVELES DE DESEMPEÑO.....	84
4.5	ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (NSP) EN SAP2000.....	85
4.5.1	PROCESO SISTEMÁTICO DEL NSP (PUSHOVER) EN SAP2000.....	86
4.6	METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	88
4.6.1	PROCEDIMIENTO A PARA LA OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (ATC 40).....	89
4.6.2	PUNTO DE DESEMPEÑO SAP2000	93
CAPITULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS		96

5.1	GENERALIDADES.....	96
5.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL.....	97
5.2.1	CORTANTE BASAL	97
5.2.2	DESPLAZAMIENTOS.....	101
5.2.3	DERIVAS.....	103
5.2.4	RELACIÓN PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLACIÓN	107
5.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	109
5.3.1	CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURA BASE FIJA.....	110
5.3.2	CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURA BASE AISLADA.....	111
5.3.3	VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS.....	121
5.3.3.1	Desplazamiento	121
5.3.3.2	Cortante	122
5.3.3.3	Variación del punto de desempeño (ADRS).....	123
5.3.3.4	Variación del punto de desempeño y puntos IO, LS y CP.	124
5.3.4	COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	128
CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		129
6.1	CONCLUSIONES.....	129
6.2	RECOMENDACIONES	132
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		
ANEXOS.....		

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 VISTA GENERAL DE LA EDIFICACIÓN.....	5
FIGURA 2.2 GEOMETRÍA GENERAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	6
FIGURA 2.3 SISTEMA EQUIVALENTE MASA-RESORTE.....	8
FIGURA 2.4 REPRESENTACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN.	10
FIGURA 2.5 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON BASE EMPOTRADA.....	13
FIGURA 2.6 ESPECTRO DE ACELERACIONES ELÁSTICO E INELÁSTICO....	14
FIGURA 2.7 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES POR PISO.....	17
FIGURA 2.8 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES POR PISO.....	20
FIGURA 2.9 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE (ESTRUCTURA CON BASE FIJA).	21
FIGURA 2.10 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO (ESTRUCTURA CON BASE FIJA).	22
FIGURA 3.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.	24
FIGURA 3.2 RESPUESTA DE UN EDIFICIO CON Y SIN AISLACIÓN BASAL...	25
FIGURA 3.3 EFECTOS DEL AISLAMIENTO DE BASE EN LOS ESPECTROS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO.....	26
FIGURA 3.4 CONSTRUCCIÓN INTERNA DE UN AISLADOR LRB.....	28
FIGURA 3.5 ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO Y DETALLES INTERNOS DE UN AISLADOR FPS.....	29
FIGURA 3.6 MODELO BILINEAL DE UN AISLADOR LRB.	35
FIGURA 3.7 ÁREA REDUCIDA DEL AISLADOR AL DESPLAZARSE LATERALMENTE.....	39
FIGURA 3.8 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL AISLADOR LRB.	52
FIGURA 3.9: ESQUEMA DE LA GEOMETRÍA FINAL DEL AISLADOR LRB.	53
FIGURA 3.10 ESTRUCTURA CON BASE AISLADA PARA UN SISTEMA DE UN PISO.....	53

FIGURA 3.11 MATRICES DE RIGIDEZ Y MASA PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELOS 3).....	54
FIGURA 3.12 MODOS NATURALES DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).....	55
FIGURA 3.13 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES DE LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).....	56
FIGURA 3.14 MODELACIÓN DE LOS AISLADORES EN SAP2000.....	57
FIGURA 3.15 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).....	58
FIGURA 3.16 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN EL EDIFICIO AISLADO (MODELO 3).....	60
FIGURA 3.17 DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS DE PISO DEL EDIFICIO AISLADO (MODELO 3).....	60
FIGURA 4.1 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA CILINDROS DE CONCRETO DE DIFERENTE RESISTENCIA.....	64
FIGURA 4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL HORMIGÓN (NO CONFINADO).....	64
FIGURA 4.3: MODELO CONSTITUTIVO HORMIGÓN CONFINADO KENT Y PARK (1971).....	66
FIGURA 4.4 MODELO CONSTITUTIVO PARK et al (1982).....	67
FIGURA 4.5 COMPARACIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS DEL HORMIGÓN CONFINADO DE KENT Y PARK (1971) Y PARK et al. (1982).....	68
FIGURA 4.6 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO.....	69
FIGURA 4.7 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO PARK Y PAULAY (1975).....	70
FIGURA 4.8 PUNTOS NOTABLES DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.....	72
FIGURA 4.9 ESQUEMA DE CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	73
FIGURA 4.10 ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UNA COLUMNA CENTRAL DEL PRIMER PISO.....	74
FIGURA 4.11 DIAGRAMA $M-\phi$ OBTENIDA DEL SAP2000 Y MATLAB.....	74
FIGURA 4.12 RUTINA DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	75

FIGURA 4.13 ESQUEMA DEL CÁLCULO DE LA LONGITUD PLÁSTICA.....	79
FIGURA 4.14: COMPARACIÓN DE LOS MOMENTOS DE FLUENCIA OBTENIDOS CON MATLAB Y SAP2000 [20].....	80
FIGURA 4.15 (a) MODELO CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS DE PISO, (b) MODELO SIN DIAFRAGMAS RÍGIDOS DE PISO.....	81
FIGURA 4.16 LONGITUD PLÁSTICA PARA UNA VIGA DEL PRIMER PISO.....	82
FIGURA 4.17 ESQUEMA ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	83
FIGURA 4.18 CURVA DE CAPACIDAD Y ESTADOS LÍMITE.....	84
FIGURA 4.19: (a) PÓRTICO DIRECCIÓN X-X Y (b) PÓRTICO DIRECCIÓN Y-Y.....	85
FIGURA 4.20 (a) CURVA DE CAPACIDAD BASE EMPOTRADA Y (b) CURVA DE CAPACIDAD BASE AISLADA.....	87
FIGURA 4.21 PROCEDIMIENTOS A, B Y C PARA LA OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	88
FIGURA 4.22 ESPECTRO DE RESPUESTA COORDENADAS ADRS.....	90
FIGURA 4.23 REPRESENTACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO PARA LA REDUCCIÓN ESPECTRAL.....	91
FIGURA 4.24 INTERCEPCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA Y CAPACIDAD.....	93
FIGURA 4.25: MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD SAP2000.....	94
FIGURA 4.26 RESULTADOS MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	95
FIGURA 5.1 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO X-X).....	98
FIGURA 5.2 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO X-X).....	98
FIGURA 5.3 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO Y-Y).....	99
FIGURA 5.4 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO Y-Y).....	99
FIGURA 5.5 COMPARACIÓN DEL CORTANTE BASAL DE LOS MODELOS 1-10 Y LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.....	100
FIGURA 5.6 PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DEL CORTANTE BASAL PARA LOS MODELOS 1-10.....	100

FIGURA 5.7 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LOS DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS 1-10 (SENTIDO X-X).	102
FIGURA 5.8 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LOS DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS 1-10 (SENTIDO Y-Y).	102
FIGURA 5.9 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO X-X).	104
FIGURA 5.10 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO X-X).	104
FIGURA 5.11 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO Y-Y).	105
FIGURA 5.12 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO Y-Y).	105
FIGURA 5.13 COMPARACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA PARA LOS MODELOS 1-10 RESPECTO A LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.	106
FIGURA 5.14 PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA PARA LOS MODELOS 1-10 RESPECTO A LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.	106
FIGURA 5.15 RELACIÓN ENTRE EL PERIODO Y EL DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN.	107
FIGURA 5.16 RELACIÓN ENTRE EL AMORTIGUAMIENTO DEL AISLADOR Y EL DESPLAZAMIENTO EN LA BASE.	108
FIGURA 5.17: RELACIÓN ENTRE RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR Y EL DESPLAZAMIENTO EN LA BASE.	108
FIGURA 5.18 INFLUENCIA DEL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN EN LA DERIVA MÁXIMA DE LA ESTRUCTURA.	109
FIGURA 5.19 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).	110
FIGURA 5.20 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).	110
FIGURA 5.21 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 1 Y 2 (SENTIDO X-X).	111

FIGURA 5.22 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 3 Y 4 (SENTIDO X-X).....	111
FIGURA 5.23 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 5 Y 6 (SENTIDO X-X).....	112
FIGURA 5.24 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 7 Y 8 (SENTIDO X-X).....	112
FIGURA 5.25 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 9 (SENTIDO X-X).....	113
FIGURA 5.26 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 10 (SENTIDO X-X).....	113
FIGURA 5.27 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).....	114
FIGURA 5.28 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA Y DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA SIN CONSIDERAS EL DESPLAZAMIENTO DE LA BASE (SENTIDO X-X).....	114
FIGURA 5.29 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 1 Y 2 (SENTIDO Y-Y).....	115
FIGURA 5.30 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 3 Y 4 (SENTIDO Y-Y).....	115
FIGURA 5.31 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 5 Y 6 (SENTIDO Y-Y).....	116
FIGURA 5.32 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 7 Y 8 (SENTIDO Y-Y).....	116
FIGURA 5.33 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL MODELOS 9 (SENTIDO Y-Y).....	117
FIGURA 5.34 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL MODELOS 10 (SENTIDO Y-Y).....	117
FIGURA 5.35 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).....	118

FIGURA 5.36 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA Y DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA SIN CONSIDERAS EL DESPLAZAMIENTO DE LA BASE (SENTIDO Y-Y).....	118
FIGURA 5.37 ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO X-X).....	120
FIGURA 5.38 ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO Y-Y).....	120
FIGURA 5.39 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).....	121
FIGURA 5.40 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).....	121
FIGURA 5.41 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).....	122
FIGURA 5.42 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).....	122
FIGURA 5.43 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA EN COORDENADAS ADRS (SENTIDO X-X).....	123
FIGURA 5.44 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA EN COORDENADAS ADRS (SENTIDO Y-Y).....	123
FIGURA 5.45 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTOS IO, LS Y CP PARA LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).....	124
FIGURA 5.46 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTOS IO, LS Y CP PARA LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).....	124
FIGURA 5.47 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).....	125

FIGURA 5.48 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).....	125
FIGURA 5.49 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).....	126
FIGURA 5.50 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).....	126
FIGURA 5.51 DESPLAZAMIENTO QUE SE PRODUCE EN LOS AISLADORES Y LA SUPERESTRUCTURA AL LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO X-X).	127
FIGURA 5.52 DESPLAZAMIENTO QUE SE PRODUCE EN LOS AISLADORES Y LA SUPERESTRUCTURA AL LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO Y-Y).	127
FIGURA 5.53 RESPUESTA LINEAL Y NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA.	128

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.....	11
TABLA 2.2 CALCULO DEL PESO SÍSMICO POR PISO Y MATRIZ DE MASAS.....	12
TABLA 2.3 DATOS REQUERIDOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	14
TABLA 2.4 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE LA MASA MODAL EFECTIVA.....	15
TABLA 2.5 FUERZAS MÁXIMAS MODALES.....	16
TABLA 2.6 CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN NEC (MÉTODO 2).....	19
TABLA 2.7 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES (MÉTODO ESTÁTICO).....	19
TABLA 2.8 CORTANTE BASAL MÉTODO ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	20
TABLA 3.1: COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO BD Y BM.....	31
TABLA 3.2 ESTADOS DE CARGA PARA LA VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL AISLADORES.....	39
TABLA 3.3 COEFICIENTE f_1 PARA AISLADORES CIRCULARES.....	41
TABLA 3.4 COEFICIENTE f_2 PARA AISLADORES CIRCULARES.....	41
TABLA 3.5 DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DE LOS AISLADORES.....	45
TABLA 3.6 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA GOMA Y ACERO.....	45
TABLA 3.7 PROPIEDADES DEL AISLADOR LRB.....	52
TABLA 3.8 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE LA MASA MODAL EFECTIVA PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).....	56
TABLA 3.9 ESPECTRO A CONSIDERARSE EN EDIFICIOS AISLADOS.....	57
TABLA 3.10 CORTANTE, DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).....	59
TABLA 3.11 COSTO-BENEFICIO PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE AISLADORES DE BASE.....	61

TABLA 4.1 INFORMACIÓN DE ENTRADA PARA EL MODELO MATEMÁTICO 2D.....	85
TABLA 4.2 VALORES PARA EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO k	92
TABLA 4.3 VALORES MÍNIMOS DE SRA Y SRV.	93
TABLA 5.1 PROPIEDADES DE LOS AISLADORES LRB UTILIZADOS.	96
TABLA 5.2 REDUCCIÓN DEL CORTANTE BASAL PARA LOS DIFERENTES MODELOS MATEMÁTICOS.....	97
TABLA 5.3 REDUCCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LA SUPERESTRUCTURA PARA LOS DIFERENTES MODELOS MATEMÁTICOS.....	101
TABLA 5.4 REDUCCIÓN DE LAS DERIVAS MÁXIMAS DE PISO PARA LOS DIFERENTES SISTEMAS DE AISLACIÓN.....	103
TABLA 5.5 RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y EMPOTRADA (SENTIDO X-X).	119
TABLA 5.6 RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).	119

RESUMEN

Los eventos sísmicos son fenómenos naturales que causan gran cantidad de pérdidas económicas y de vidas; debido a esto en los últimos años se ha venido desarrollando técnicas de mitigación de estos efectos para proteger a las estructuras y a sus ocupantes de los eventos sísmicos. Una tendencia actual se fundamenta en el uso de sistemas de aislación, la cual consiste en incluir elementos flexibles entre el nivel de fundación y la superestructura, logrando así independizar a la superestructura del movimiento del suelo casi en su totalidad.

El presente trabajo tiene como finalidad el análisis de una edificación de seis pisos con aisladores sísmicos, al comparar su comportamiento estructural frente a la misma estructura con base empotrada. Se presenta varios modelos matemáticos con diferentes sistemas de aislación Lead Rubber Bearing (LRB), con la finalidad de comprender como estos afectan al comportamiento de la estructura.

Se realiza un NSP (Nonlinear Static Pushover) a un pórtico representativo, en cada modelo matemático, con el propósito de encontrar las curvas de capacidad y mediante el procedimiento A del ATC 40 [7] hallar el punto de desempeño. Para este análisis se desarrolla rutinas en Matlab [16] y el uso del programa SAP2000 [20], con base en los criterios descritos en el FEMA 356 [13] y ATC 40 [7].

Los resultados finales del análisis se comparan en términos de nivel de desempeño, desplazamientos, derivas y cortantes que se pueda presentar en cada modelo.

ABSTRACT

Seismic events are natural phenomena that cause large amount of economic losses and lives; because of this in recent years it has been developing techniques to mitigate these effects to protect structures and occupants of seismic events. One of these techniques is based on the use of isolation systems, which consists of including flexible elements between the foundation level and the superstructure, thus achieving to separate the superstructure from the movement of the ground almost totally.

A current trend is based on the use of isolation systems, which consists of including flexible elements between the foundation level and the superstructure, thus achieving to separate the superstructure from the movement of the ground almost totally.

This paper aims at analyzing a six-story building with seismic isolators, comparing their structural behavior against same structure based fixed. It presents several mathematical models with different isolation systems Lead Rubber Bearing (LRB), in order to understand how these affect the behavior of the structure used.

It's applied a NSP (Nonlinear Static Pushover) to a representative frame, in each mathematical model, with the purpose of finding capacity curves and by procedure A of ATC 40 [7] to find the point of performance. For this analysis, it's realized routines in Matlab [16] and the use of the program SAP2000 [20], based on the criteria described in FEMA 356 [13] and ATC 40 [7] is performed.

The final results of the analysis are compared in terms of performance levels, displacements, drifts and shear force that occurs in each model.

PRESENTACIÓN

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.

Se presenta una breve síntesis de la importancia del presente trabajo de titulación, junto con los objetivos generales, específicos y su justificación.

CAPITULO 2: MODELO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA BÁSICA.

Se describe la estructura a analizar; geometría en planta y elevación, cargas gravitacionales, refuerzo longitudinal y transversal de los respectivos elementos; se realiza un análisis modal para determinar las propiedades dinámicas (periodos y modos de vibración) de la estructura y fuerzas laterales para la aplicación del NSP en un pórtico de la estructura. Se modela la estructura tridimensional en SAP2000 [20] y mediante un análisis dinámico se obtiene los cortantes, desplazamientos y derivas para la estructura empotrada.

CAPITULO 3: ESTRUCTURA AISLADA.

Se presenta una reseña de los efectos que tiene el incorporar aisladores de base en la estructura, los tipos de aisladores que existen y el diseño del sistema de aislación acorde al FEMA 450 [14]. Se realiza un análisis modal para evaluar y compara la respuesta que tiene la estructura al estar aislada. Se modela la estructura con aisladores en SAP2000 [20] y por medio de un análisis dinámico se obtiene los cortantes, desplazamientos y derivas para uno de los modelos matemáticos como estructura aislada.

CAPITULO 4: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO.

Se realiza una revisión de la teoría no lineal (Análisis Estático No Lineal) y lo que conlleva como: la no linealidad de los materiales, sus modelos constitutivos y la utilidad e importancia del diagrama momento curvatura. Se describe el proceso

sistemático para realizar el NSP (Pushover) y MEC (Método del Espectro de Capacidad), con el software SAP2000 [20] y empleando los cuerpos normativos FEMA 356 [13] y ATC 40 [7] para hallar la curva de capacidad y la obtener el punto de desempeño.

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Se presenta los resultados obtenidos para los modelos matemáticos como estructura empotrada y aislada; y se realiza un análisis comparativo entre todos los modelos realizados.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se desarrollan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del presente trabajo y se adjuntan los anexos correspondientes.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

La región latinoamericana está formada por las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, el Caribe, Nazca y Sudamérica; estas placas separadas entre sí, se mueven como cuerpos rígidos rozando y chocando unas con otras constantemente, el movimiento entre dichas placas es la causa de la gran actividad sísmica que se genera en las costas latinoamericanas del Pacífico y en la cuenca del Caribe. Los sismos de Haití (2010), Chile (2010) y México (1985) son claros ejemplos de las enormes pérdidas humanas y económicas que han dejado estos eventos a nivel continental. Adicionalmente el Ecuador se ha visto afectado por sismos altamente destructivos como el de Esmeraldas (1906), Bahía de Caraquez (1998) y Pedernales (2016) entre otros. La ocurrencia de los eventos sísmicos pueden generar daños serios a las estructuras y son causa de muertes, lesiones y pérdidas económicas, donde la mayoría de pérdidas no se debe directamente a los sismos sino a fallas que ocurren en las estructuras, las cuales supuestamente son diseñadas y construidas para el bienestar y seguridad de las personas.

Debido a los daños estructurales y no estructurales acontecidos por los sismos se ha comenzado a cuestionar la efectividad de las estructuras convencionales. El daño en las estructuras se produce debido a la aceleración que se transmite del suelo a la estructura, este efecto puede ser minimizado mediante el aumento de resistencia de la estructura, pero algunas veces simplemente no es fiable aumentar dicha resistencia. Por lo tanto, se debe buscar disminuir la respuesta que tendrá la estructura utilizando técnicas de mejora sísmica.

Una tendencia actual en el diseño sísmico consiste en buscar sistemas de control ante sismos, uno de estos sistemas se fundamenta en el uso de disipadores pasivos de energía entre ellos los aisladores sísmicos. Los cuales son una buena

opción para el diseño sísmico de estructuras ya que se logra independizar la estructura del movimiento del suelo casi en su totalidad.

La disipación pasiva de energía es una tecnología que mejora el desempeño de una edificación añadiendo amortiguamiento a la estructura y reduciendo los desplazamientos sísmicos, estos dispositivos absorben la energía de un sismo mediante deformaciones, con el fin de reducir la energía que se transmite a la estructura y así mejorando el comportamiento estructural. Los sismos de Chile (2010), Northridge (Los Angeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995) fueron eventos en donde se evidencio que las estructuras con aisladores de base o con disipadores de energía tuvieron un mejor comportamiento sísmico que las estructuras convencionales, lo cual ha motivado a un incremento notable en la utilización de estos dispositivos en todo el mundo.

En base a este contexto el presente trabajo busca comparar el comportamiento estructural de una estructura convencional frente a una estructura aislada, analizando la respuesta sísmica y desempeño de cada sistema.

1.2 OBJETIVOS

1.3 OBJETIVO GENERAL

Comparar el comportamiento estructural de un edificio con aisladores de base versus la misma estructura con base fija.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un análisis de una edificación de hormigón armado de 6 pisos y evaluar su nivel de desempeño según estipula los códigos FEMA 273 [12], FEMA 356 [13] y ATC-40 [7].
- Elaborar varios modelos de aisladores según los lineamientos del FEMA 450 [14]; analizar y comparar su incorporación en el comportamiento estructural.

- Realizar modelos estructurales con aisladores de base con la ayuda del software SAP2000 [20].
- Verificar la influencia que tienen los aisladores de base en la curva de capacidad y los niveles de desempeño de la estructura.
- Generar conocimiento y difusión de este tipo de nuevas tecnologías dentro del diseño sismo-resistente.
- Complementar el estudio realizado en el trabajo de titulación “Diseño de una edificación de seis pisos mediante un análisis controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de pushover”.

1.5 JUSTIFICACIÓN

En la actualidad, el Ecuador a pesar de ser un país con peligro sísmico apenas comienza a incursionar en el campo del aislamiento sísmico debido a la poca difusión o conocimiento del tema, o porque simplemente no resulta rentable el uso de estos sistemas. Hasta la fecha son muy pocas las estructuras diseñadas con aisladores sísmicos, aunque en otros países ya se ha verificado su efectividad e inclusive aquí ya se puso a prueba el buen comportamiento de una estructura aislada, como fue el puente Los Caras (San Vicente); que durante el sismo de Pedernales del pasado 16 de abril del 2016, no presentó ningún tipo de daño durante el evento y permaneció completamente operacional después del sismo; a diferencia de otro tipo de estructuras que a pesar de ser relativamente nuevas resultaron seriamente dañadas. Debido a esto se justifica la necesidad de desarrollar una investigación en torno a este tema que aún es poco conocido en nuestro medio, y que ayude a entender de mejor manera el comportamiento, beneficios y limitaciones en el uso de aisladores de base.

1.6 ALCANCE

En base al objetivo general y los objetivos específicos del presente trabajo se pueden desprender los siguientes alcances.

- Realizar varios modelos de la estructura con aisladores de base, en donde se desea conocer.
 - Curvas de capacidad.
 - El nivel de desempeño se alcance en cada modelo.
 - El daño que se puede producir en los mecanismos de disipación de energía (rotulas plásticas).
 - Cortante, desplazamientos y derivas máximas de la superestructura.

- Aportar con información acerca de este tema como una nueva alternativa en el diseño estructural.

CAPÍTULO 2

MODELO Y ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BÁSICA

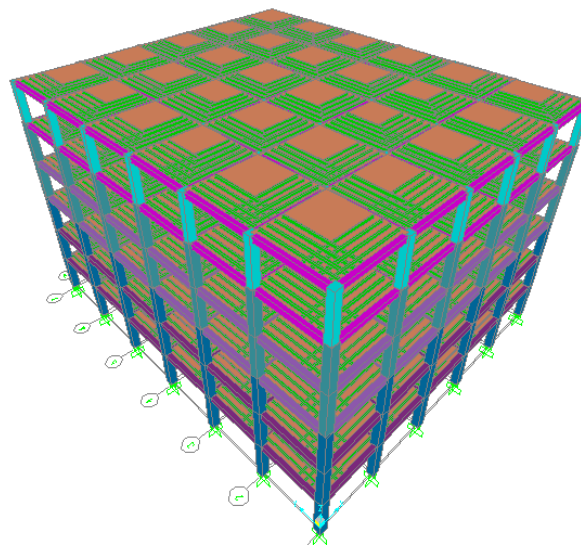
2.1 INTRODUCCIÓN

Para el desarrollo del presente trabajo, se utiliza la estructura previamente presentada en el trabajo de titulación “Diseño de una edificación de seis pisos mediante un análisis controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de pushover”, con el fin de ampliar más el estudio que se le puede dar a la misma estructura.

En el presente capítulo se realiza la descripción de la estructura, geometría en planta y elevación, especificaciones de los materiales, secciones, cargas gravitacionales y laterales, con las cuales se realiza la modelación tridimensional de la estructura y de la cual se escoge un pórtico en el cual se realizara un Nonlinear Static Pushover (NSP).

A continuación se presenta una vista general de la estructura a utilizar.

FIGURA 2.1 VISTA GENERAL DE LA EDIFICACIÓN.



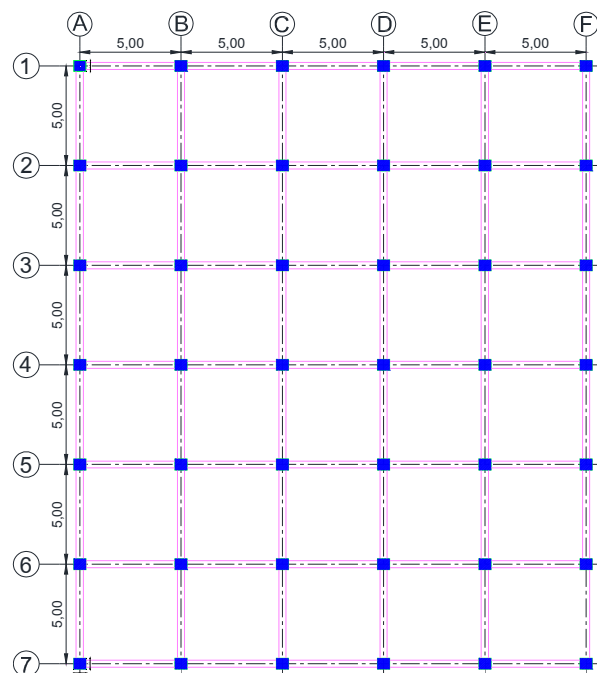
FUENTE: Sap2000 [20]

2.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA BÁSICA

La estructura estudiada es una edificación de 6 pisos previamente diseñada de acuerdo al NEC [17] y al ACI 318-08. El sistema estructural consta de pórticos espaciados cada 5 metros en ambos ejes y 3.24 metros de altura de entrepiso, con un total de 750 m² de área por planta y una altura total de 19.44 m. La tipología estructural del edificio consta de hormigón armado con pórticos sismoresistentes basados en columnas y vigas descolgadas según las dimensiones descritas en la Figura 2.2. Además consta de una losa bidireccional alivianada de 20 cm de peralte con alivianamientos de 40x40x15cm.

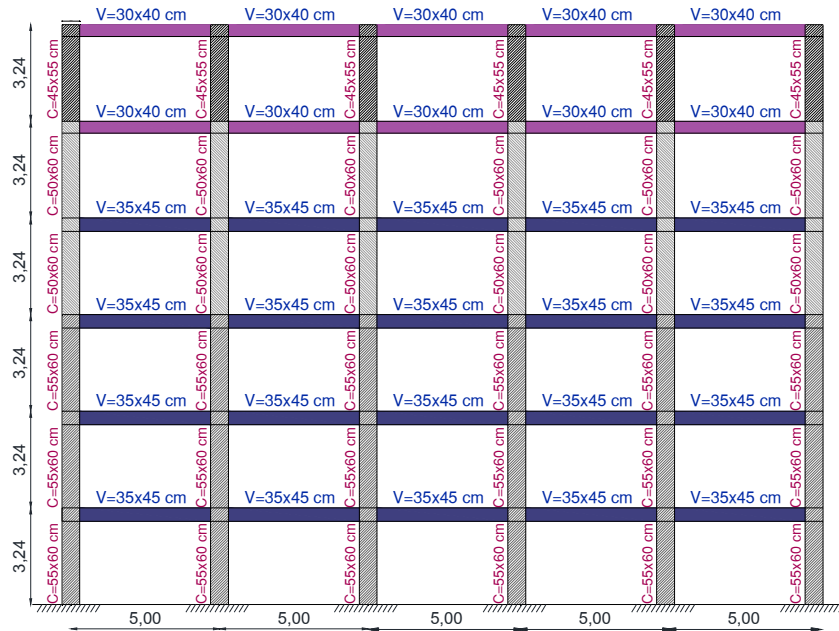
Para la modelación 3D se empleó elementos tipo frame para columnas, vigas y nervios, y para la loseta se utilizó un elemento tipo membrana como elemento transmisor de carga. Se emplea las inercias agrietadas de los elementos, según lo especificado en el NEC [17], de tal modo que para vigas se tiene una inercia efectiva del 50% y para columnas el 80%.

FIGURA 2.2 GEOMETRÍA GENERAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 2.2 CONTINUACIÓN.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

En las especificaciones de los materiales se establece, que el hormigón tendrá una resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, y el acero una esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Para la modelación de la estructura se emplea el programa SAP2000 [20], estableciendo siguientes condiciones de carga: una carga muerta (peso propio de los elementos estructurales evaluados directamente por el programa de acuerdo a los pesos unitarios de cada elemento), una sobrecarga de 0.35 ton/m^2 debido al peso de paredes, instalaciones, recubrimientos, acabados, y una carga viva de 0.40 ton/m^2 según especifica el NEC [17] para el tipo de uso que tendrá esta edificación (atención medica).

En el análisis sísmico se toma un factor de reducción sísmica R igual a 8 según el NEC [17] para este tipo de edificación. El uso del factor R pretende extrapolar un desplazamiento lineal a un desplazamiento inelástico, representando la ductilidad (capacidad de disipar energía) y sobrerresistencia de la estructura cuando incursiona en el rango no lineal.

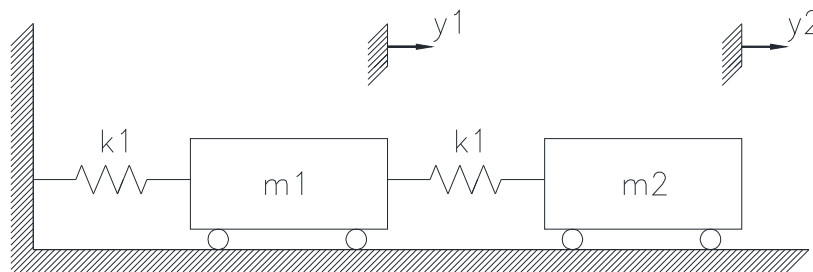
2.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral (AME) es un análisis dinámico utilizado para fines sismoresistentes que consiste en determinar todas las posibles respuestas (modos de vibración) que puede tener una estructura. El AME hace uso de un espectro de diseño, el cual representa la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos que han ocurrido en una misma región, la respuesta final que tendrá la estructura será una combinación de todas las respuestas (modos de vibración) en base a la participación de cada modo.

2.3.1 MODOS DE VIBRACIÓN

Cuando una estructura no está sometida a algún tipo de excitación externa (fuerza) y su movimiento está gobernado solamente por las condiciones iniciales se considera que esta en vibración libre. El análisis de la estructura en movimiento libre proporciona las propiedades dinámicas de un sistema, los modos de vibración y sus respectivas frecuencias naturales. Estas propiedades dinámicas se caracterizan por ser propias de cada estructura y de depender exclusivamente de la masa y rigidez del sistema.

FIGURA 2.3 SISTEMA EQUIVALENTE MASA-RESORTE.



FUENTE: Paz [19]
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

La siguiente ecuación define el sistema equivalente masa-resorte de n grados de libertad.

$$[M]\{\ddot{y}\} - [K]\{y\} = \{0\} \quad (2.1)$$

donde:

$[M]$ = Matriz de masas del sistema.

$\{\ddot{y}\}$ = Vector de aceleración.

$[K]$ = Matriz de rigidez del sistema.

$\{y\}$ = Vector de desplazamiento.

Al resolver esta ecuación diferencial se obtiene el problema de valores y vectores propios que se denomina ecuación característica o ecuación de frecuencias del sistema. Esta ecuación tiene N raíces reales y positivas para ω^2 ya que la matriz de masa M y rigidez K , son simétricas y positivas definidas. Chopra [9]

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (2.2)$$

Los N valores propios y los N modos naturales pueden ensamblarse de manera compacta en la siguiente matriz. Si el modo natural ϕ_n corresponde a la frecuencia natural ω_n tiene los elementos ϕ_{jn} , donde j indica los grados de libertad del sistema.

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_N^2 \end{bmatrix}$$

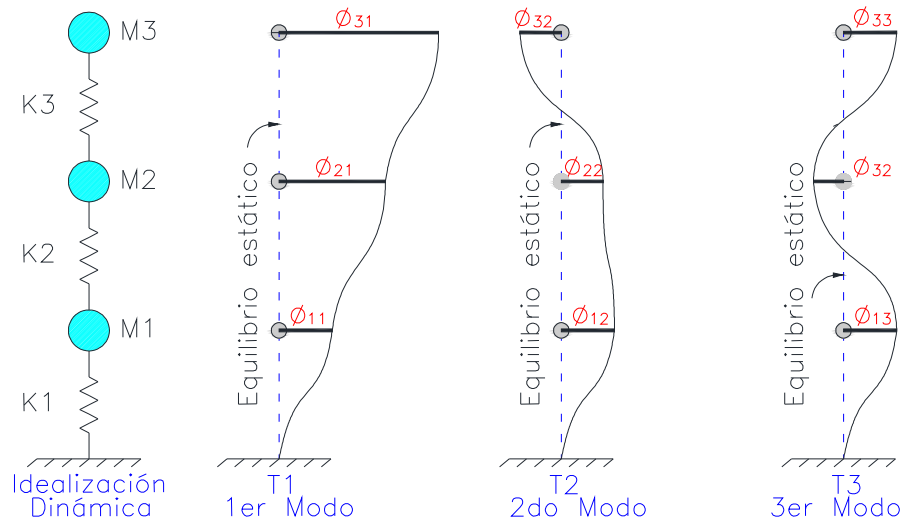
$$\phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

donde:

Ω^2 = Matriz de frecuencias.

ϕ = Matriz modal.

Los vectores ϕ (modos de vibración) son una representación de la forma en la que el sistema puede vibrar u oscilar, es decir para cada modo i se define una coordenada generalizada j .

FIGURA 2.4 REPRESENTACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN.

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

Otra propiedad dinámica de un sistema vibratorio es la masa modal efectiva, esta relaciona la cantidad de masa que participa en cada modo i es decir el porcentaje de masa que se actuara cuando el sistema se deforma según un determinado modo de vibración. Por lo general la mayor cantidad de masa modal efectiva está asociada con el primer modo (modo fundamental). Un modo con alta masa modal efectiva contribuye de manera significativa a la respuesta del final del sistema, mientras que si su masa modal efectiva es muy baja este es irrelevante a la hora de representar la respuesta del sistema.

Para un sistema medido desde el equilibrio estático las matrices de rigidez y masa para análisis modal espectral son las siguientes.

$$[K] = \begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 \\ 0 & -k3 & k3 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{bmatrix}$$

donde:

M = Matriz de masas del sistema.

K = Matriz de rigidez del sistema.

Ω^2 = Valores propios.

\emptyset = Vectores propios.

Para la solución del problema de valores y vectores propios se elaboró una subrutina por medio del programa MatLab [16] (Anexo 1), el cual emplea la matriz de rigidez y masas de la estructura expuestas a continuación.

TABLA 2.1 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.

	Altura Piso	Columna Tipo		Inercias		Rigidez	
Piso	L (m)	b (m)	h (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	K(X) (t/cm)	K(Y) (t/cm)
6	3,24	0,45	0,55	0,0062	0,0042	44,0	29,47
5	3,24	0,5	0,6	0,0090	0,0063	63,5	44,10
4	3,24	0,5	0,6	0,0090	0,0063	63,5	44,10
3	3,24	0,55	0,6	0,0099	0,0083	69,9	58,70
2	3,24	0,55	0,6	0,0099	0,0083	69,9	58,70
1	3,24	0,55	0,6	0,0099	0,0083	69,9	58,70

$$[K_x] = \begin{vmatrix} 4694,41 & -2347,2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2347,2 & 4694,41 & -2347,2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2347,2 & 4481,02 & -2133,8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2133,8 & 4267,64 & -2133,8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2133,8 & 3613,05 & -1479,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1479,2 & 1479,23 \end{vmatrix} \quad (\text{ton/cm})$$

$$[K_y] = \begin{vmatrix} 3944,61 & -1972,3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1972,3 & 3944,61 & -1972,3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1972,3 & 3454,12 & -1481,8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1481,8 & 2963,64 & -1481,8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1481,8 & 2472,05 & -990,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -990,2 & 990,23 \end{vmatrix} \quad (\text{ton/cm})$$

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Para la matriz de masas es necesario obtener la masa aportante de acuerdo a las magnitudes de carga viva y muerta que existe en cada piso. Acorde a la sección 6.1.7 del NEC [17], la masa sísmica que se debe considerar durante un sismo es igual al 100% de la masa proveniente de la carga muerta más un 25% de la masa de la carga viva. En la Tabla 2.2 se expone las masas presentes en cada piso.

TABLA 2.2 CALCULO DEL PESO SÍSMICO POR PISO Y MATRIZ DE MASAS.

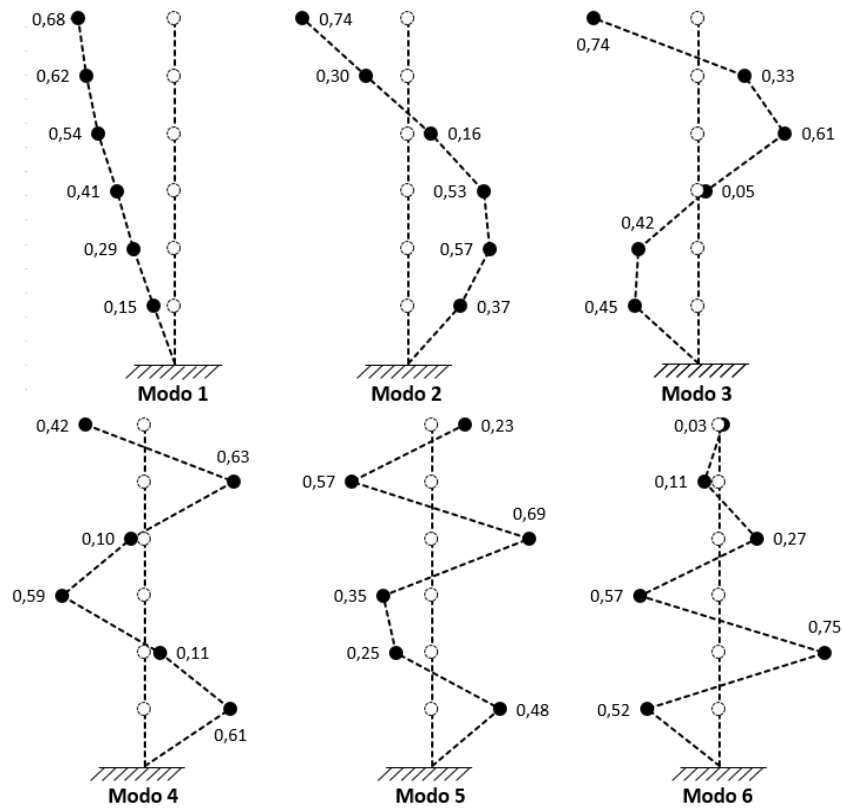
No piso	Peso Propio (Ton)	Sobrecarga (Ton)	25% Carga viva (Ton)	Peso Total/Piso (Ton)	Masa/Piso (Ton.s ² /cm)
Piso 6	402,67	150	37,50	590,17	0,602
Piso 5	419,82	262,5	75,00	757,32	0,773
Piso 4	451,77	262,5	75,00	789,27	0,805
Piso 3	461,57	262,5	75,00	799,07	0,815
Piso 2	461,57	262,5	75,00	799,07	0,815
Piso 1	461,57	262,5	75,00	799,07	0,815

[M]=	0,815	0	0	0	0	0	(t.s ² /cm)
	0	0,815	0	0	0	0	
	0	0	0,815	0	0	0	
	0	0	0	0,805	0	0	
	0	0	0	0	0,772	0	
	0	0	0	0	0	0,602	

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

En la Figura 2.5 se muestra la representación gráfica de los modos de vibración para la estructura con base empotrada. La importancia de los modos de vibración radica en que estos nos indican la forma de responder de la estructura para un estado estacionario (excitación dinámica) y si la estructura va a tener un buen o mal comportamiento acorde a la masa efectiva que participa en cada modo.

FIGURA 2.5 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON BASE EMPOTRADA



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

2.3.2 ESPECTRO DE ACELERACIONES

El AME determina las respuestas máximas con base en las aceleraciones espectrales para cada modo de vibración y en función del periodo correspondiente; para esto se debe hacer uso de un espectro de respuesta. En la Tabla 2.3 se presenta un resumen de los parámetros necesarios para elaborar el espectro de aceleración según los lineamientos de la sección 3.3 del NEC [17].

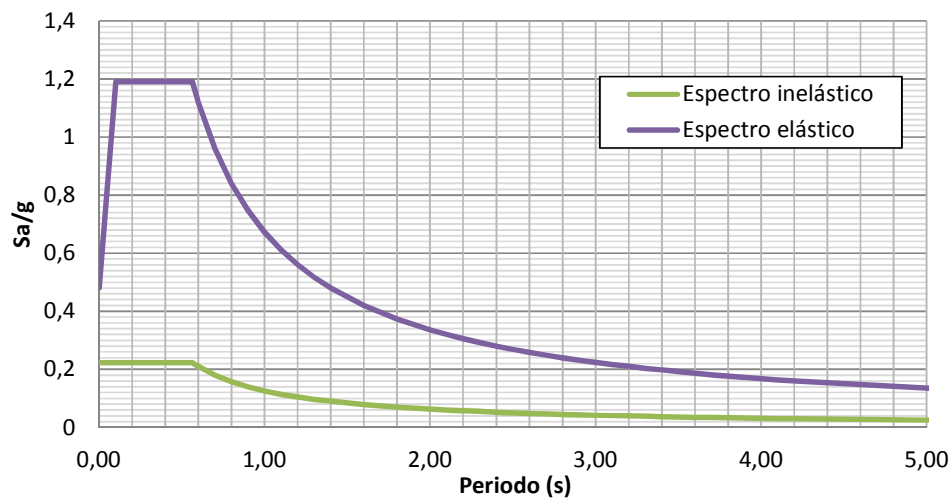
El espectro que se emplea en este trabajo es el inelástico (reducido mediante el factor de reducción sísmica R), para así considerar la ductilidad y sobrerresistencia que posee la estructura.

TABLA 2.3 DATOS REQUERIDOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

Ciudad:	Quito
Z=	0,4
Tipo de perfil=	C
Fa=	1,2
Fd=	1,11
Fs=	1,11
r=	1
η =	2,48
To=	0,103
Tc=	0,565
R=	8
I=	1,5
ϕ_p =	1
ϕ_e =	1

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 2.6 ESPECTRO DE ACELERACIONES ELÁSTICO E INELÁSTICO.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

En función del espectro de aceleración se determinan los factores de excitación sísmica y participación de masa efectiva para todos los modos de vibración de la estructura y los resultados se presentan en la Tabla 2.4.

TABLA 2.4 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE LA MASA MODAL EFECTIVA.

Modos	Periodos		Aceleraciones espectrales		Masa participativa			
	Tx (s)	Ty(s)	Sa-x (cm/s ²)	Sa-y (cm/s ²)	Mm-x (%)	Mm-x acum (%)	Mm-y (%)	Mm-y acum (%)
1	0,468	0,523	218,96	218,96	86,24%	86,24%	84,59%	84,59%
2	0,167	0,195	218,96	218,96	9,12%	95,35%	10,22%	94,81%
3	0,108	0,126	218,96	218,96	2,70%	98,05%	2,68%	97,49%
4	0,083	0,095	193,49	205,80	1,33%	99,38%	1,65%	99,14%
5	0,069	0,081	175,91	188,01	0,44%	99,82%	0,53%	99,67%
6	0,062	0,069	166,82	173,70	0,18%	100,00%	0,33%	100,00%

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

2.3.3 CRITERIOS DE COMBINACION MODAL

La respuesta final que se desee obtener ya sea (momento, corte, desplazamiento, etc.) será el producto de la combinación de todas las respuestas a través de un promedio ponderado debido a que según las respuestas modales alcanzan sus picos en diferentes instante de tiempo Chopra [9]; cada modo posee un factor de participación modal en la respuesta final de la estructura y estos modos se deben combinar de tal forma que se involucre al menos un 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones principales.

2.3.3.1 Raíz Cuadrada De La Suma De Los Cuadrados (SRSS)

Sea R un valor de respuesta que se desea obtener, puede ser desplazamiento, momento, corte, etc. El criterio del valor máximo probable, es:

$$R_{j,s} = \sqrt{\sum_{i=1}^N R_{j,i}^2} \text{máx} \quad (2.3)$$

donde:

$R_{j,s}$ = Respuesta máxima SRSS (momento, corte, desplazamiento, etc).

$R_{j,i}$ = Respuesta máxima correspondiente al modo i en esa coordenada hasta que la masa efectiva alcance el 90%.

N = Número de modos que se considera en la respuesta.

Es apropiado su uso cuando las frecuencias naturales de vibración se encuentran bastante separadas, más de un 10%. Aguiar [1]

2.3.3.2 Valor Absoluto (ABS)

La respuesta máxima viene dada por la suma de todas las respuestas en cada modo de vibración de la siguiente manera.

$$R_{j,p} = \sum_{i=1}^N |R_{j,i} \text{ máx}| \quad (2.4)$$

donde:

$R_{j,p}$ = Respuesta máxima absoluta (momento, corte, desplazamiento, etc).

R_i = Respuesta máxima correspondiente al modo i hasta que la masa efectiva alcance el 90%.

N = Número de modos que se considera en la respuesta.

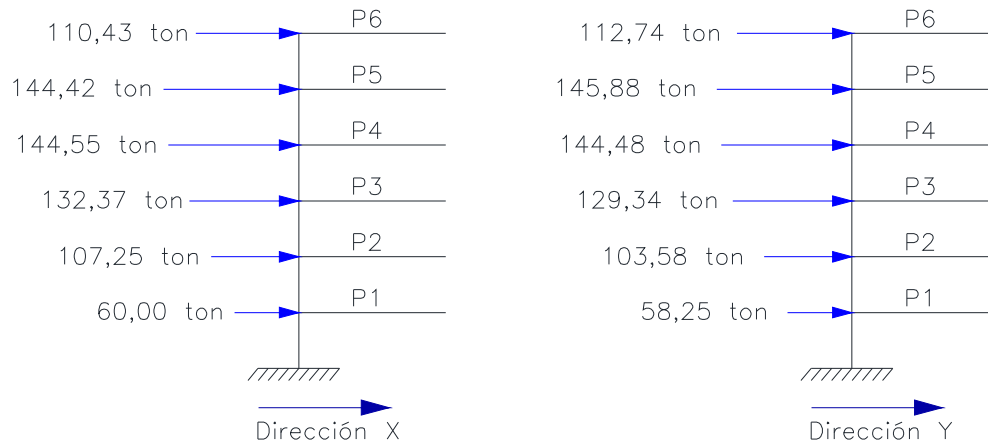
TABLA 2.5 FUERZAS MÁXIMAS MODALES.

[Qmáx-X]=	54,63	45,10	32,24	23,76	10,45	4,93	(ton)
	105,84	68,16	26,46	-0,15	-9,32	-7,89	
	150,42	57,89	-10,52	-23,76	-2,14	7,69	
	186,78	15,27	-37,09	2,66	12,41	-5,55	
	203,69	-33,34	-15,62	22,06	-11,56	2,89	
	171,30	-60,84	31,85	-12,72	3,77	-0,70	
[Qmáx-Y]=	51,13	44,20	27,99	28,18	11,69	9,07	(ton)
	99,20	69,51	27,14	5,63	-6,03	-13,07	
	141,35	65,12	-1,68	-27,05	-8,58	9,78	
	183,92	21,95	-37,27	-5,65	16,55	-4,54	
	205,13	-31,42	-21,49	27,63	-12,64	1,74	
	175,26	-65,95	32,45	-13,06	3,65	-0,33	

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Los resultados finales de las fuerzas laterales correspondientes a cada piso en dirección X-X e Y-Y se presenta en la Figura 2.7.

FIGURA 2.7 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES POR PISO.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

2.4 FUERZAS SÍSMICAS (MÉTODO ESTÁTICO)

El corte basal se obtiene mediante los procesos descritos en el NEC [17]; para lo cual primero se halla el periodo de vibración de la estructura. El NEC [17] estipula 2 metodologías para el cálculo del periodo fundamental de una estructura.

- Método 1

$$T = C_t h n^\alpha \quad (2.5)$$

donde:

T = Periodo de vibración.

C_t, α = Coeficientes que depende del tipo de edificio.

hn = Altura total del edificio.

- Método 2

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^N f_i \delta_i}} \quad (2.6)$$

donde:

f_i = Distribución de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i = Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

w_i = Peso asignado al nivel o piso i .

Al aplicar la siguiente expresión se obtiene el cortante basal.

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\phi_E}W \quad (2.7)$$

donde:

Sa = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p, ϕ_E = Factores de configuración estructural en planta y elevación.

I = Factor de Importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

V = Cortante Basal total de diseño.

W = Carga sísmica reactiva.

Parámetros que fueron definidos anteriormente, por lo cual el cortante estático para la estructura es de 723.08 ton, el cual se distribuye en cada piso mediante la siguiente expresión.

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (2.8)$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^N w_i h_i^k} V \quad (2.9)$$

donde:

V = Cortante total en la base de la estructura.

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

w_i = Peso por piso de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, evaluado de la siguiente manera:

- Para valores de $T < 0.5s$, $K = 1.0$
- Para valores de $0.5s < T < 2.5s$, $K = 0.75 + 0.5 T$

- Para valores de $T > 2.5s$, $K=2.0$

TABLA 2.6 CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN (MÉTODO 2).

Piso	Kx-x (t/cm)	Ky-y (t/cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	fix * δ_{ix}	fiy * δ_{iy}	Wi * δ_{ix}^2	Wi * δ_{iy}^2	Tx	Ty
1	2347,203	1972,303	0,306	0,365	11,52	13,71	74,98	106,19	0,47	0,52
2	2347,20	1972,30	0,60	0,71	44,87	53,40	284,44	402,85		
3	2347,20	1972,30	0,85	1,02	96,44	114,77	583,98	827,09		
4	2133,82	1481,82	1,09	1,35	161,36	200,61	931,04	1439,17		
5	2133,82	1481,82	1,25	1,58	222,33	282,08	1178,97	1897,86		
6	1479,23	990,23	1,36	1,75	226,68	291,83	1092,15	1810,14		
			Σ		763,19	956,40	4145,56	6483,30		

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

TABLA 2.7 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES (MÉTODO ESTÁTICO).

NIVEL	Wi (t)	hi (m)	Wi·hi ^k	Wi·hi ^k / Σ Wi·hi	Fix(Ton)	Fiy(Ton)	Vix (Ton)	Viy (Ton)
6	557,75	19,44	16788,38	0,23	159,59	158,79	159,59	158,79
5	762,85	16,2	18627,77	0,26	181,53	180,99	341,13	339,78
4	803,42	12,96	15187,13	0,21	152,57	152,49	493,70	492,26
3	808,23	9,72	10983,01	0,15	114,74	115,05	608,44	607,31
2	813,23	6,48	6940,07	0,10	76,62	77,18	685,06	684,49
1	813,23	3,24	3133,15	0,04	38,02	38,59	723,08	723,08
Σ	4558,71		71659,51					

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

2.5 CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES (MÉTODO ESTÁTICO Y DINÁMICO)

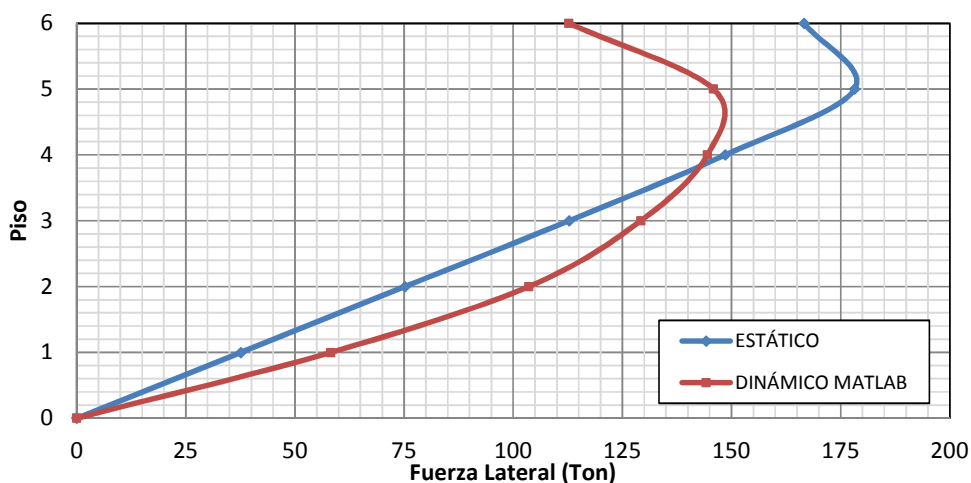
Se presenta las distribuciones de fuerzas laterales y valores de los cortantes basales provenientes de los análisis estático y dinámico para la presente investigación.

TABLA 2.8 CORTANTE BASAL MÉTODO ESTÁTICO Y DINÁMICO.

	Dirección X-X (ton)	Dirección Y-Y (ton)
Cortante estático	723,08	723,08
Cortante dinámico MatLab [16]	700,02	694,18
Cortante dinámico Sap2000 [20]	710,03	694,38
80% del Cortante estático	578,46	578,462

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Como se aprecia los valores de los cortantes dinámicos resultan mayores al 80% del valor del cortante obtenido por el método estático como se estipula en la sección 6.2.2. del NEC [17]. El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático.

FIGURA 2.8 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES POR PISO.

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

La distribución de fuerzas sísmicas para los casos estáticos y dinámicos son diferentes, ya que el análisis estático supone una distribución lineal (triangular) basada en el modo fundamental de vibración y por otro lado la respuesta final del análisis dinámico se estima por el aporte de todos los modos de vibración hasta alcanzar una masa efectiva del 90%; para el análisis dinámico realizado en MatLab [16] se utilizó los dos primeros modos de vibración con los cuales se alcanza el 95% de la masa efectiva de la estructura para la presente investigación.

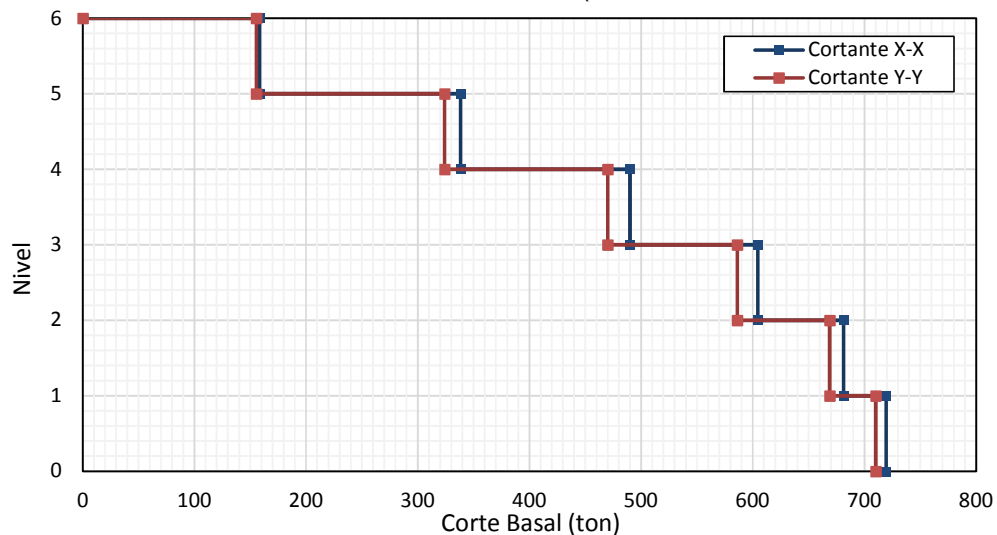
La selección de una apropiada distribución de fuerzas laterales es importante para el análisis NSP (Nolineal Static Pushover) que se realiza más adelante ya que la forma de la distribución influye significativamente en los resultados de la curva de capacidad de la estructura, con este antecedente se opta por utilizar la distribución de fuerzas laterales basada en los modos de vibración (provenientes del AME).

2.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL SAP2000.

El análisis dinámico permite verificar las derivas que se producirán en la estructura en cuestión. Lo que se pretende es conocer las deformaciones en entrepisos consecutivos al aplicar el sismo de diseño, considerando que este es un análisis lineal que pretende transformar una deriva elástica a una inelástica mediante la utilización de factor R que representa la ductilidad de la estructura (capacidad de disipar energía).

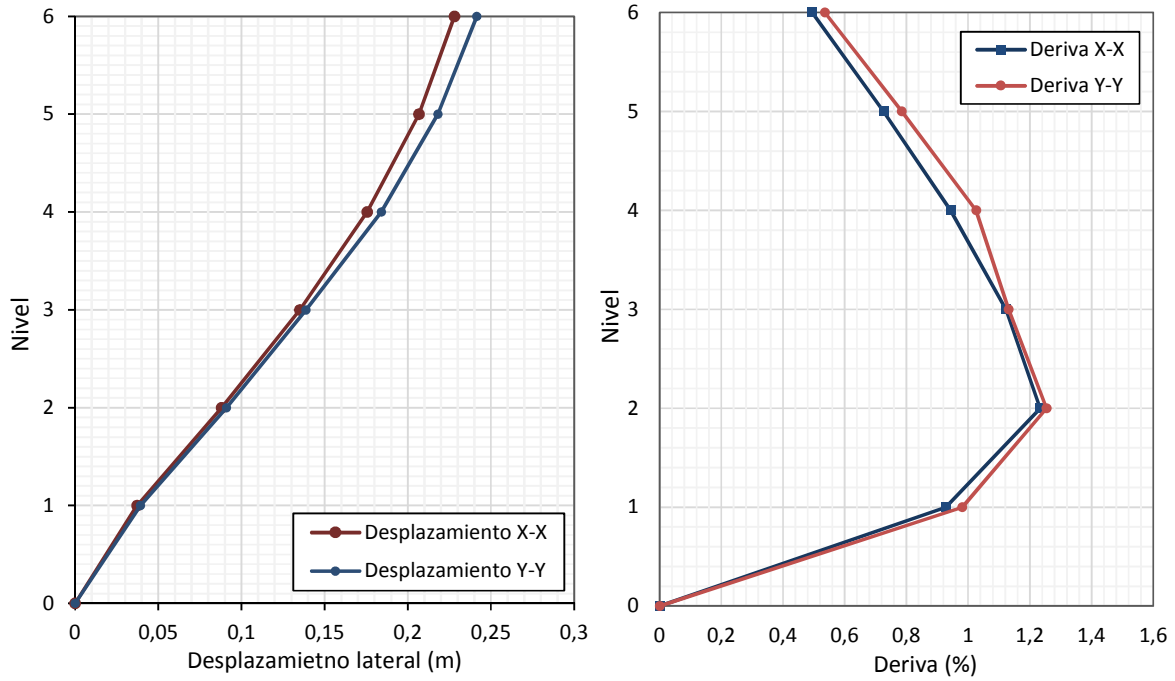
Para el modelo tridimensional creado en SAP2000 [20], se empleó las especificaciones anteriormente descritas como son materiales, secciones, agrietamientos, cargas y espectro de diseño. A continuación se presentan los resultados de cortante, desplazamientos y derivas de la estructura con base empotrada.

FIGURA 2.9 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE (ESTRUCTURA CON BASE FIJA).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 2.10 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO (ESTRUCTURA CON BASE FIJA).



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

CAPÍTULO 3

ESTRUCTURA AISLADA

3.1 INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos son fenómenos naturales que se han suscitado a lo largo de toda la historia geológica de nuestro planeta. Las pérdidas humanas y económicas que caracterizan a estos eventos no son debidas a los sismos en sí; sino a fallas que ocurren en las estructuras que supuestamente fueron diseñadas para resistir estos eventos. Es obvia la necesidad de tomar medidas para lograr un mejor comportamiento de las obras de ingeniería ante las acciones sísmicas. Dichas acciones le transmiten energía a la estructura que se transforma en energía elástica de movimiento y deformación ($E_{elástica}$), y en energía disipada ($E_{disipada}$), por lo tanto debe existir un equilibrio entre la energía que entra al sistema y la suma de la energía elástica y la energía disipada.

$$E_{entrada} = E_{elástica} + E_{disipada} \quad (3.1)$$

La energía elástica se conforma por la energía almacenada de deformación elástica ($E_{potencial}$) y por la energía de movimiento ($E_{cinética}$).

$$E_{elástica} = E_{potencial} + E_{cinética} \quad (3.2)$$

Una estructura tiene dos posibilidades para disipar anergia, una de ellas es por medio de energía de amortiguamiento ($E_{amortiguamiento}$) y la otra es por medio de energía histerética ($E_{histerética}$), la cual se basa en la ductilidad de sus miembros (mecanismos de disipación de energía).

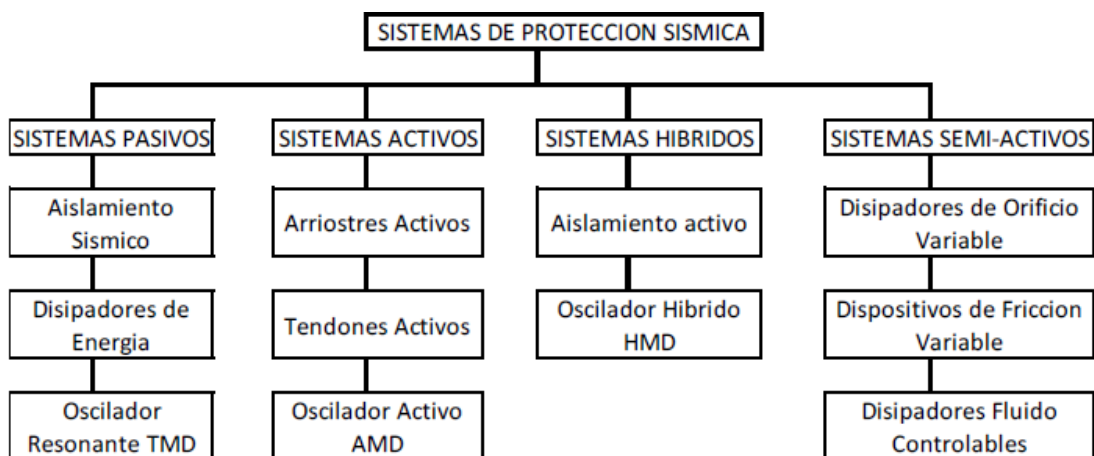
$$E_{entrada} = E_{potencial} + E_{cinética} + E_{amortiguamiento} + E_{histerética} \quad (3.3)$$

Las nuevas tecnologías que mejoran el comportamiento sísmico de las estructuras proponen que la tendencia no debe ser rigidizar la estructura, sino más bien reducir

la energía de entrada (E entrada), o incrementar su capacidad de disipación de energía (E disipada). Aguiar [3]

En los últimos años la ingeniería sismoresistente se ha enfocado en investigar nuevos sistemas de protección sísmica que ayuden a mitigar los efectos destructivos de los sismos.

FIGURA 3.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.



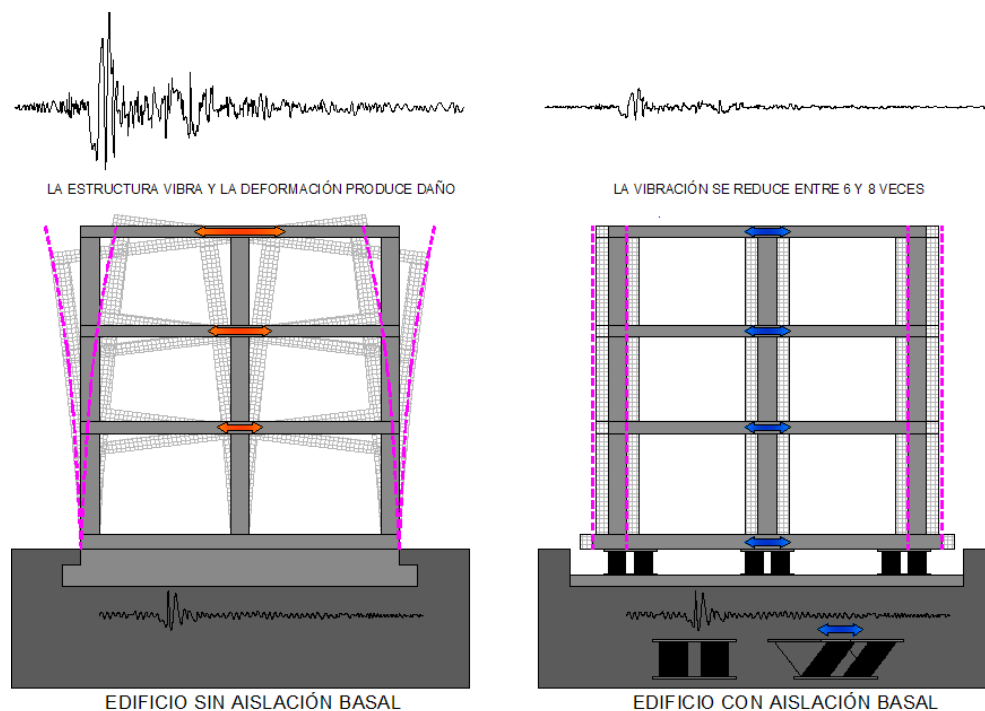
FUENTE: Aguiar [5]

En el presente trabajo se estudia el uso de aisladores de base los cuales pertenecen a la categoría de sistemas de protección pasivos, es decir solo entran en funcionamiento al momento de una excitación sísmica. La función principal de los sistemas de aislación sísmica es la de absorber una parte de la energía de entrada, reduciendo notablemente la energía transmitida a la estructura y así atenuando el daño estructural y no estructural. El efecto se traduce en la reducción de la demanda en la estructura.

3.2 AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico se basa en el concepto de que se puede desacoplar a la estructura del movimiento del suelo mediante la introducción de elementos de alta flexibilidad y baja resistencia. Esto permite reducir la demanda sísmica de la estructura logrando una frecuencia fundamental que es mucho más baja que su frecuencia como base supuestamente empotrada. En otras palabras el aislamiento sísmico introduce un mecanismo de alta flexibilidad en la componente horizontal entre la estructura y el nivel de terreno: aumentando el periodo de vibración de la misma, alejándola de la zona de mayor energía sísmica, reduciendo los desplazamientos de los pisos y concentrando los mayores desplazamientos en el nivel de aislamiento sísmico. Por ésta razón, los edificios con aislamiento sísmico tienen un mejor comportamiento que los edificio que no cuentan con aisladores, cumpliendo el objetivo fundamental de la filosofía sismoresistente. Aguiar [5]

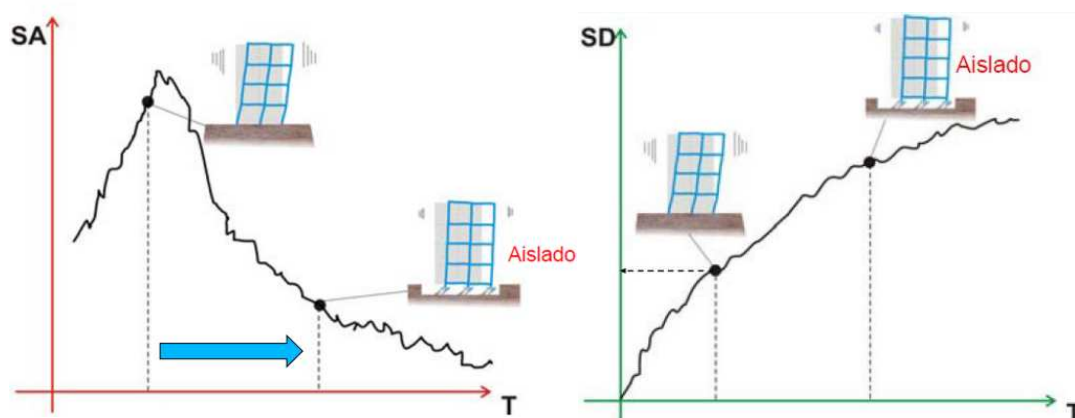
FIGURA 3.2 RESPUESTA DE UN EDIFICIO CON Y SIN AISLACIÓN BASAL.



FUENTE: Dis-inc.com
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

El aumento del periodo viene acompañado conjuntamente con un aumento el desplazamiento total que experimenta la superestructura, pero el desplazamiento relativo de piso (deriva) disminuye notablemente.

FIGURA 3.3 EFECTOS DEL AISLAMIENTO DE BASE EN LOS ESPECTROS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO.



FUENTE: Dis-inc.com

En resumen, el sistema de aislación debe incorporar a la estructura:

- Flexibilidad horizontal de modo de llevar al periodo fundamental de vibración a una zona de menor aceleración espectral.
- Amortiguamiento y disipación de energía de modo de reducir la demanda de deformación a la superestructura.

3.3 TIPOS DE AISLADORES DE BASE

Existen varios tipos de aisladores de base, cada uno con sus características únicas en cuanto a los materiales que los componen, propiedades, mecanismos, costos, estudios teóricos y tipos de estructuras en donde es conveniente emplearlos; todos ellos con un mismo propósito, el desacoplar a la estructura del suelo. A continuación se presentan los 3 tipos de aisladores de base más comunes en el mercado.

- Aislador Elastomérico Convencional
- Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo
- Aisladores de péndulo friccional (F.P.S)

3.3.1 AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL

Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, conformados por un conjunto de láminas planas de goma intercalada con placas de acero unidas por un proceso de vulcanización; las láminas alternadas de goma pueden deformarse en un plano horizontal así se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo. Estos apoyos poseen una alta rigidez vertical inhibiendo la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical de la estructura. Los aisladores de elastómero laminado cuentan con dos placas en sus extremos superior e inferior que conectan a él aislador con la superestructura en la parte superior y a la fundación en la parte inferior.

Por lo general presentan una sección circular ya que así las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiendo los esfuerzos uniformemente.

Dentro de este tipo de apoyos se puede distinguir entre dos tipos principalmente: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR, Low-Damping Rubber Bearing) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR, High-Damping Rubber Bearing); diferenciándose entre sí por el amortiguamiento que proporciona, de 2-5% para LDR y 10-15% para HDR. El aumento de amortiguamiento está dado por el tipo de goma que se usa, para el caso de los HDR se logra un mayor amortiguamiento al agregar sustancias químicas al elastómero.

3.3.2 AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

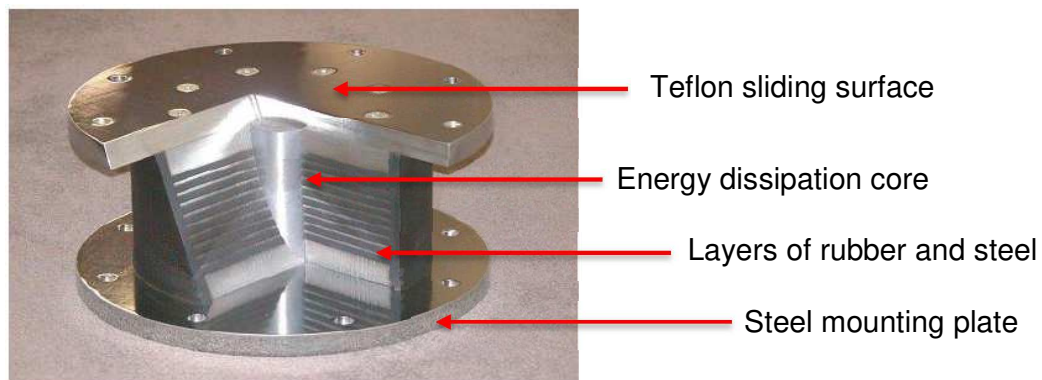
Este tipo de aisladores son similares a los anteriores, (compuesto de láminas de goma y acero intercaladas), pero tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen los tapones de plomo proporcionando medios adicionales para la disipación de energía y rigidez al sistema de aislación; por lo general cuentan con un solo núcleo insertado en el centro del aislador, el núcleo de plomo cumple dos funciones principales, la primera es la de aumentar el amortiguamiento del aislador,

pues el plomo puede fluir bajo deformaciones laterales y la segunda, es la de proveer mayor rigidez lateral a la estructura.

Un LRB al deformarse lateralmente durante un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformación plástica y disipando energía en forma de calor. Al final de la acción sísmica la goma del aislador retorna a la estructura a su posición inicial, mientras que el núcleo de plomo se recristaliza. Estos a

isladores pueden llegar a niveles de amortiguamiento cercanos a los 25 a 30% gracias al núcleo de plomo.

FIGURA 3.4 CONSTRUCCIÓN INTERNA DE UN AISLADOR LRB.



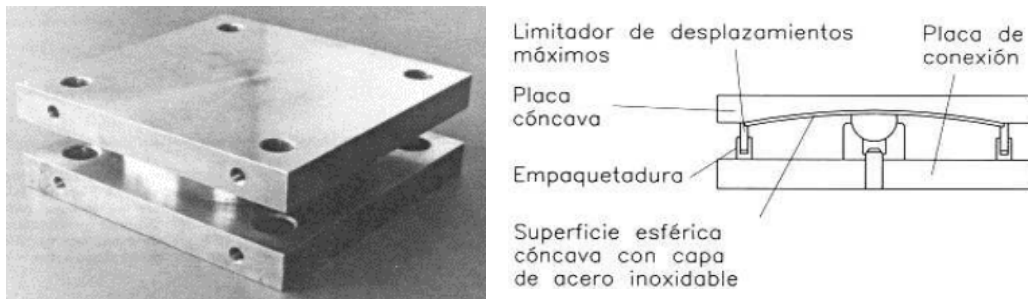
FUENTE: Dis-inc.com

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

3.3.3 AISLADORES DE PÉNDULO FRICCIONAL (F.P.S)

Los aisladores friccionantes son sistemas deslizantes que utilizan una superficie de deslizamiento típicamente de acero inoxidable. Consiguen el efecto de aislación a través de un mecanismo deslizante unido a un efecto péndulo. Consiste de un deslizador articulado (slider) que se mueve sobre una superficie cóncava de acero inoxidable.

FIGURA 3.5 ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO Y DETALLES INTERNOS DE UN AISLADOR FPS.



FUENTE: Aguiar [5]

Ante un movimiento sísmico se producirá un desplazamiento del slider a lo largo de la superficie cóncava disipando energía por fricción y ocasionando que la masa soportada y la estructura se eleve y empiece a oscilar como un péndulo simple; como el desplazamiento se produce sobre una superficie cóncava la propia carga gravitacional sea la responsable de volver a centrar al sistema. Aguiar [5]

3.4 REQUISITOS DE DISEÑO (FEMA 450)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [17] en su sección 8.3 establece que el diseño sísmico de edificios con sistemas de aislamiento sísmico utilicen como requisitos las especificaciones de los capítulos 13 y 15 del "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" FEMA 450 [14].

De acuerdo a las regulaciones del FEMA 450 [14] los edificios aislados deben cumplir los siguientes objetivos:

- Resistir sismos pequeños y moderados sin daño a los elementos estructurales y no estructurales o contenidos del edificio.
- Resistir sismos severos sin que el sistema de aislamiento colapse, sin daño significativo a los elementos estructurales y no estructurales y sin mayor interrupción al funcionamiento del edificio.

3.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

Este análisis se puede utilizar cuando la estructura cumpla con las siguientes condiciones.

1. La estructura se implanta en un sitio con clasificación A, B, C o D y la aceleración espectral para periodo 1s es menor a 0.6g.
2. La altura del edificio sobre el sistema de aislamiento es menor que 20m.
3. El periodo efectivo del sistema de aislamiento bajo el SMC es menor o igual que 3s.
4. El periodo efectivo del sistema de aislamiento bajo el sismo de diseño es mayor que 3 veces el periodo de la estructura si estuviera empotrada en su base.
5. La superestructura es regular

Desplazamiento de diseño:

El sistema de aislamiento deberá ser diseñado y construido para resistir desplazamientos laterales mínimos por sismo que actúan en la dirección de cada uno de los ejes principales horizontales de la estructura.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \quad (3.4)$$

donde:

D_D = Desplazamiento de diseño.

g = Aceleración de la gravedad.

S_{D1} = La aceleración espectral para $T=1s$ para un periodo de retorno de 475 años.

T_D = Periodo efectivo de la estructura al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

B_D = Coeficiente numérico relacionado con la amortiguación efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño.

TABLA 3.1: COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO B_D Y B_M .

Effective Damping, B_D or B_M (Percentage of Critical)	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

FUENTE: FEMA 450 [14]

Desplazamiento máximo:

Es el desplazamiento máximo del sistema de aislación en la dirección más crítica.

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M} \quad (3.5)$$

donde:

D_M = Desplazamiento máximo.

g = Aceleración de la gravedad.

S_{M1} = La aceleración espectral para $T=1s$ para un periodo de retorno de 2500 años.

T_M = Periodo efectivo de la estructura al desplazamiento máximo en la dirección considerada.

B_M = Coeficiente numérico relacionado con la amortiguación efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento máximo.

Periodo efectivo al máximo desplazamiento:

Periodo efectivo de la estructura aislada correspondiendo al máximo desplazamiento.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{eff} \cdot g}} \quad (3.6)$$

donde:

T = Periodo efectivo al desplazamiento máximo.

W = Peso de la carga sísmica.

k_{eff} = Rigidez efectiva mínima del sistema aislación para el desplazamiento máximo horizontal en la dirección considerada.

Desplazamiento total de diseño:

El desplazamiento total de diseño, y el desplazamiento total máximo, de los elementos del sistema de aislamiento deberá incluir el desplazamiento adicional debido a de torsión inherente y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desventajosa de masa excéntrica.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.7)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.8)$$

donde:

D_{TD} = Desplazamiento total de diseño.

D_{TM} = Desplazamiento total máximo.

D_D = Desplazamiento de diseño.

D_M = Desplazamiento máximo.

y = Distancia al centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento seleccionado, medido perpendicularmente a la dirección de la carga sísmica considerada.

e = Excentricidad horizontal medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión más larga de la planta perpendicular a la dirección de la carga sísmica máxima considerada.

b = Dimensión más corta de la estructura medida perpendicular a d .

d = Dimensión más larga de la estructura.

Fuerzas laterales mínimas del sistema de aislación:

El sistema de aislación, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo del sistema de aislación deben ser diseñados y construidos para resistir una fuerza lateral mínima V_b .

$$V_b = k_{eff} \cdot D_D \quad (3.9)$$

donde:

k_{eff} = Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación.

D_D = Desplazamiento de diseño.

Fuerzas laterales mínimas sobre el sistema de aislación:

Los elementos estructurales encima del sistema de aislación deben ser diseñados y construidos para resistir una fuerza lateral mínima V_s .

$$V_s = \frac{k_{eff} D_D}{R_I} \quad (3.10)$$

donde:

k_{eff} = Máxima rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.

D_D = Desplazamiento de diseño.

R_I = Coeficiente de reducción sísmica, para estructuras aisladas igual a 2.

Distribución de fuerzas verticales:

La fuerza total debe ser distribuida en altura al edificio encima del sistema de aislación de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_x = V_s \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \quad (3.11)$$

donde:

V_s = Fuerza total de diseño o cortante basal aislado.

N = Número de pisos de la estructura.

w_x = Peso correspondiente al nivel x .

h_x = Altura del piso x de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

3.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO (ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL)

En este análisis se considera la flexibilidad y la participación de los modos de vibración en la respuesta de la estructura. La respuesta máxima del modo fundamental (modo de aislación) es reducida en función del amortiguamiento del sistema de aislamiento y luego combinada con la respuesta de los modos de la estructura. Cuando se utilice un espectro de respuesta para determinar el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento máximo de diseño se debe incluir 100% de la acción sísmica en la dirección crítica y el 30% en la dirección perpendicular

El FEMA 450 [14] limita la aplicación de este método a las estructuras que cumplan los siguientes requerimientos.

- La estructura no esté ubicada en un sitio clasificado como E.
- El sistema de aislamiento cumpla con los mismos requisitos expuestos para en el método de fuerzas equivalentes (estático).

3.5 PARAMETROS DEL MODELO BILINEAL DE LOS AISLADORES

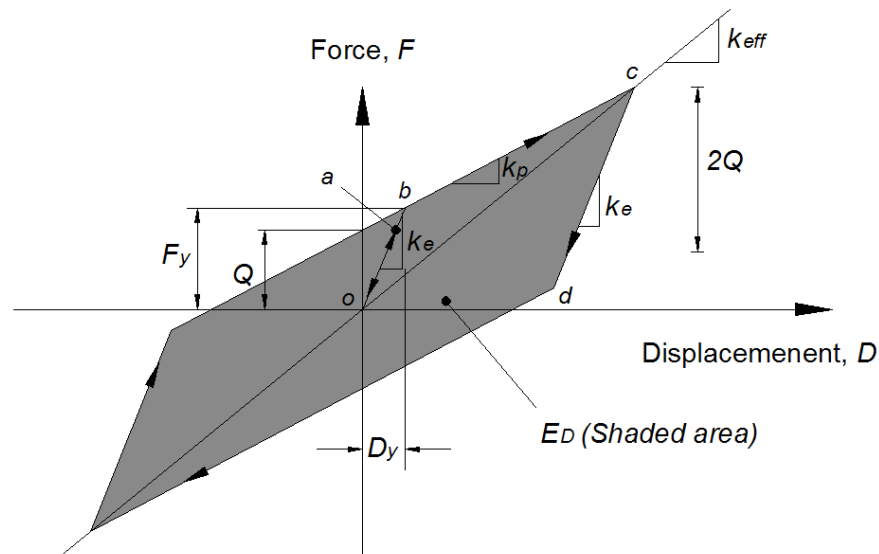
Como se mencionó anteriormente el objetivo del aislamiento basal es concentrar la energía transmitida a la estructura en estos dispositivos logrando que estos tengan mayores desplazamiento por lo tanto presentaran una respuesta no lineal, el modelo matemático bilineal ha sido enormemente acogido para caracterizar el comportamiento lineal y no lineal de un aislador; este modelo es aplicable tanto en aisladores elastoméricos como en friccionantes.

El modelo bilineal representa la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, este modelo se define por tres parámetros acorde a las propiedades de cada tipo de aislador, reflejando las características mecánicas de los aisladores de una

manera simple y proporcionan una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador.

- Rigidez elástica k_e
- Rigidez post-fluencia k_p
- Fuerza característica Q

FIGURA 3.6 MODELO BILINEAL DE UN AISLADOR LRB.



FUENTE: Aguiar [5]
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

En La Figura 3.6 se puede apreciar que cuando la fuerza cortante empieza a aplicarse sobre el aislador existe una relación lineal entre dicha fuerza y el desplazamiento hasta llegar al punto b , si la fuerza cortante decrece en b la descarga será lineal; una vez el cortante llegue al punto b el aislador entra en su estado de fluencia y desde aquí el aislador experimenta grandes desplazamiento con pequeños incrementos en la fuerza cortante, la rigidez en este rango se define como la rigidez post-fluencia k_p . Si la descarga se produce en el punto c la trayectoria de descarga no se produce por la misma senda, en su lugar regresa por la trayectoria cd , con la misma rigidez inicial k_e . Después del punto d , la trayectoria es paralela a la línea bc y será con la misma rigidez post-fluencia k_p .

La rigidez efectiva k_{eff} , está definida por la línea secante del valor pico en la curva histéresis y se expresa en términos de la rigidez post-fluencia k_p y de la fuerza característica Q con su respectivo desplazamiento D lateral:

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D_D} \quad (3.12)$$

El desplazamiento de fluencia D_y :

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \quad (3.13)$$

La fuerza de fluencia F_y , esta fuerza se alcanza cuando el aislador llega a su desplazamiento de fluencia:

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (3.14)$$

Se define E_D como la energía disipada por ciclo, la cual se representa como el área del ciclo de histéresis (área encerrada en la curva de histéresis), limitada por el desplazamiento lateral D :

$$E_D = 4Q(D_D - D_y) \quad (3.15)$$

Amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como:

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D_D^2} \quad (3.16)$$

En la práctica de diseño, la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo son determinados para el desplazamiento de diseño D_D .

3.5.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO LRB.

La fuerza característica Q se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Q = A_p \tau_p \quad (3.17)$$

donde:

A_p = Area de la seccion transversal de plomo.

τ_p = Esfuerzo de fluencia del plomo.

El elastomero controla la rigidez postfluencia K_p del dispositivo. Se considera que la rigidez post fluencia del nucleo de plomo solo contribuye en un 15% a la rigidez post-fluencia del dispositivo. Aguiar [5]

$$K_p = 1.15 \frac{A_r G_r}{H_r} \quad (3.18)$$

donde:

A_r = Area de la seccion transversal del aislador que trabaja a corte.

G_r = Modulo de corte de la goma.

H_r = Altura total de la goma.

El nucleo de plomo controla la rigidez inicial k_e , fuerza de fluencia F_y y desplazamiento de fluencia D_y del dispositivo.

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (3.19)$$

donde:

F_y =Fuerza de fluencia del aislador.

D_y = Desplazamiento de fluencia del plomo.

Cuando el núcleo de plomo alcanza su límite de fluencia la fuerza desarrollada por la goma se suma a la fuerza de fluencia del núcleo de plomo y se obtiene la fuerza de fluencia del dispositivo.

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} + \frac{A_r G_r}{H_r} \quad (3.20)$$

$$k_e = k_{e \text{ plomo}} + k_{e \text{ goma}} \quad (3.21)$$

Rigidez vertical se debe calcula para asegurarnos de que se disminuyan las deformaciones verticales.

$$K_V = \left(\frac{E_c A_r}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l} \right) \quad (3.22)$$

donde:

A_r = Área de la sección transversal de la goma

E_c = Módulo de compresión del compuesto goma-acero.

H_r = Espesor total de la goma.

A_l = Área del núcleo de plomo.

E_l = Módulo de compresión del plomo.

El módulo de compresión del compuesto goma-acero es controlado por un factor de forma S .

$$S = \frac{D_e^2 - D_i^2}{4D_e t_r} \quad (3.23)$$

donde:

D_e = Diámetro exterior de la goma.

D_i = Diámetro del núcleo de goma.

t_r = espesor de una laminad de goma.

De donde el módulo de compresión E_c se calcula con la siguiente ecuación.

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{1}{3K} \right) \quad (3.24)$$

donde:

G = Modulo de corte de la goma.

S = Factor de forma.

K = Modulo de compresibilidad de la goma 20000kg/cm². Constantinou [10]

Además se debe verificar que la frecuencia vertical de una estructura sea mayor a 14Hz, mediante la siguiente ecuación.

$$f_v = \sqrt{6} \cdot S \cdot f_h \quad (3.25)$$

3.5.2 COMPROBACIÓN

Este proceso consiste en revisar los valores obtenidos del diseño para que los aisladores cumplan las condiciones requeridas y de ser necesario realizar un ajuste en las dimensiones del aislador. Se deben controlar los límites permitidos para las deformaciones producidas debido a: compresión, rotación, desplazamiento lateral y efectos de pandeo. Esta verificación se la debe realizar para cada uno de los siguientes estados de carga.

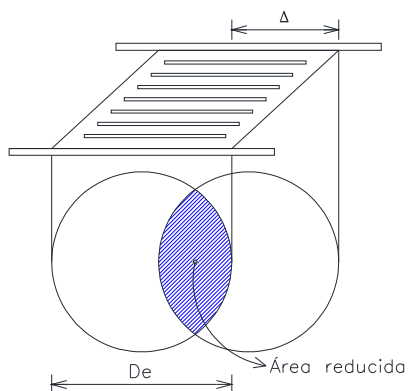
TABLA 3.2 ESTADOS DE CARGA PARA LA VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL AISLADORES.

Estados de carga	Control
1.2D + 1.6L	$\gamma_c + \gamma_r + \gamma_s \leq 6$
1.2D+0.5L+DBE	$\gamma_c + \frac{1}{2}\gamma_r + \gamma_s \leq 7$
1.2D+0.25L+MCE	$\gamma_c + \frac{1}{4}\gamma_r + \gamma_s \leq 9$

FUENTE: Constantinou [10]
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Al producirse un desplazamiento en el aislador el área en la que actúa la carga proveniente de la estructura, se reduce. Esta área reducida está definida por la superposición entre la parte superior y la parte inferior del aislador.

FIGURA 3.7 ÁREA REDUCIDA DEL AISLADOR AL DESPLAZARSE LATERALMENTE.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

$$\delta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta}{D}\right) \quad (3.26)$$

donde:

Δ = Desplazamiento lateral.

D = Diámetro del aislador

$$A_r = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin\delta) \quad (3.27)$$

Según área reducida se calcula las deformaciones producidas debido a compresión, rotación y desplazamiento lateral.

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{P_U}{AGS} \cdot f_1 \quad (3.28)$$

donde:

P_U = Carga ultima.

A_r = Área de la sección de goma.

G = Modulo de corte de la goma.

S = Factor de forma.

f_1 = Factor de compresión para aisladores circulares ver Tabla 3.3.

Deformación por rotación:

$$\gamma_r = \frac{D_e^2 \theta}{H_r t_r} \cdot f_2 \quad (3.29)$$

donde:

H_r = Altura total de la goma.

t_r = Espesor de una lámina de goma.

θ = Rotación del aislador

f_2 = Factor de rotación para aisladores circulares ver Tabla 3.4.

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H_r} \quad (3.30)$$

donde:

Δ = Desplazamiento lateral.

H_r = Altura total de la goma.

TABLA 3.3 COEFICIENTE f_1 PARA AISLADORES CIRCULARES.

S	K/G			
	2000	4000	6000	∞
5	1,02	1,01	1,01	1,00
7,5	1,05	1,03	1,02	1,00
10	1,10	1,05	1,03	1,00
12,5	1,15	1,08	1,05	1,00
15	1,20	1,11	1,07	1,00
17,5	1,27	1,14	1,10	1,00
20	1,34	1,18	1,13	1,00
22,5	1,41	1,23	1,16	1,00
25	1,49	1,27	1,19	1,00
27,5	1,57	1,32	1,23	1,00
30	1,66	1,37	1,26	1,00

FUENTE: Constantinou [10]

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

TABLA 3.4 COEFICIENTE f_2 PARA AISLADORES CIRCULARES.

S	K/G			
	2000	4000	6000	∞
5	0,37	0,37	0,37	0,37
7,5	0,36	0,36	0,37	0,37
10	0,34	0,36	0,36	0,37
12,5	0,33	0,35	0,36	0,37
15	0,31	0,34	0,35	0,37
17,5	0,30	0,33	0,34	0,37
20	0,28	0,32	0,33	0,37
22,5	0,27	0,31	0,32	0,37
25	0,25	0,29	0,32	0,37
27,5	0,24	0,28	0,31	0,37
30	0,23	0,27	0,30	0,37

FUENTE: Constantinou [10]

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

CARGA DE PANDEO:

Se debe comprobar la estabilidad de los aisladores tanto en su estado no deformado como deformado. El cálculo de la carga crítica de pandeo se la realiza mediante la siguiente ecuación.

$$P_{cr} = \frac{\pi\sqrt{\lambda}GSA_r}{H_r} \quad (3.31)$$

donde:

P_{cr} = Carga crítica de pandeo (Estado no deformado).

λ = 2. Para aisladores circulares.

G = Modulo de corte de la goma.

S = Factor de forma.

A = Área del aislador.

r^2 = I/A Radio de giro.

I = Inercia del aislador.

La carga crítica de pandeo se la puede redefinir en función de la geometría del aislador según la siguiente expresión.

$$P_{cr} = 0.218 + \frac{GD_e^4 \left(1 - \frac{D_i}{D_e}\right) \left(1 - \frac{D_i^2}{D_e^2}\right)}{t_r H_r \left(1 - \frac{D_i^2}{D_e^2}\right)} \quad (3.32)$$

Cuando el aislador se encuentra deformado debido a una carga lateral la carga crítica de pandeo se obtiene con la siguiente ecuación.

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A} \quad (3.33)$$

donde:

P'_{cr} = Carga crítica de pandeo (Estado deformado).

A_r = Área reducida de la goma.

A = Área de la sección de goma.

COMPROBACIÓN PARA CARGAS ÚLTIMAS:

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{P_U}{A_r G S} \cdot f_1 \leq 3.5 \quad (3.34)$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_r = \frac{D^2 (\theta_{st} + \theta)}{H_r t_r} \cdot f_2 \quad (3.35)$$

donde:

θ_{st} = 0.005 rad Componente estático de rotación:

θ = Rotación producida por cargas ultimas.

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H_r} \quad (3.36)$$

Carga critica de pandeo:

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} \geq 2 \quad (3.37)$$

Control:

$$\gamma_c + \gamma_r + \gamma_s \leq 6 \quad (3.38)$$

COMPROBACIÓN PARA SISMO DE DISEÑO (DBE):

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{P_U}{A_r G S} \cdot f_1 \quad (3.39)$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta + \Delta_{DBE}}{H_r} \quad (3.40)$$

donde:

Δ = Desplazamiento producido por cargas verticales.

Δ_{DBE} = Desplazamiento producido por DBE.

Control:

$$\gamma_c + \frac{1}{2}\gamma_r + \gamma_s \leq 7 \quad (3.41)$$

COMPROBACIÓN PARA SISMO MÁXIMO CONSIDERADO (MCE):

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{P_U}{A_r G S} \cdot f_1 \quad (3.42)$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{0.5\Delta + \Delta_{MCE}}{H_r} \quad (3.43)$$

donde:

Δ = Desplazamiento producido por cargas verticales.

Δ_{DBE} = Desplazamiento producido por MCE.

Carga critica de pandeo:

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} \geq 1.1 \quad (3.44)$$

Control:

$$\gamma_c + \frac{1}{4}\gamma_r + \gamma_s \leq 9 \quad (3.45)$$

3.5.2.1 Procedimiento de diseño de un aislador LRB

Para el análisis y diseño de los aisladores se considera la misma estructura con iguales características en materiales, secciones, cargas, etc. Para así comparar la influencia que tiene el incorporar aisladores de base a la misma estructura.

El diseño de los aisladores es un proceso interactivo el cual parte de un periodo y un amortiguamiento objetivo (asumidos). Como el presente trabajo tiene la finalidad de verificar el comportamiento de la estructura para diferente sistemas de aislación, a continuación se presenta el procedimiento de diseño de los aisladores para uno de los modelos matemáticos realizados (modelo matemático 3).

TABLA 3.5 DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DE LOS AISLADORES.

DATOS GENERALES			
Numero de aisladores		42	u
Peso sísmico de la estructura	W	4537,02	Ton
Periodo objetivo deseado	TD	2,50	Seg
Amortiguamiento	β	10%	
Carga Máxima	Pmax	241,69	ton
Carga Mínima	Pmin	142,19	ton
Aceleración espectral de diseño	SD1	0,50	g
Aceleración espectral máxima	SM1	0,75	g
Coefficiente amortiguamiento	BD=BM	1,21	

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

PASO 1.- Se establece las propiedades de los materiales a utilizar.

TABLA 3.6 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA GOMA Y ACERO.

Deformación máxima por corte goma	γ_{max}	100%	
Modulo a corte de la goma	G_r	4,00	kg/cm ²
Esfuerzo a fluencia a corte plomo	τ_p	80,00	kg/cm ²
Esfuerzo admisible a compresión	σ_{AC}	90,00	kg/cm ²
Módulo de compresión de la goma	K	20000,00	kg/cm ²
Módulo de compresión del plomo	E_p	140000,00	kg/cm ²

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

PASO 2.- Se calcula los desplazamientos estimados.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} = 0.26m$$

$$D_M = \left(\frac{S_{M1}}{S_{D1}}\right) D_D = 0.30m$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2}\right)\right] = 0.40m$$

PASO 3.- Se calcula la rigidez horizontal de todo el sistema de aislación y posteriormente la de cada aislador.

$$k_{HTotal} = \left(\frac{4\pi^2 \cdot W}{T_D^2 \cdot g}\right) = 2921.32 \text{ ton/m}$$

$$k_H = \left(\frac{k_{HTotal}}{N} \right) = 69.56 \text{ ton/m}$$

PASO 4.- Se calcula la energía aproximada disipada en un ciclo de histéresis de cada aislador.

$$E_D = 2\pi k_H D_D^2 \beta_{eff} = 2.99 \text{ ton.m}$$

PASO 5.- Se estima la altura necesaria de goma en base al desplazamiento de diseño y a la deformación lateral por corte.

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} = 0.26m$$

PASO 6.- Se considera que el desplazamiento de fluencia del plomo se da a $0.09H_r$ y se calcula la fuerza característica del aislador a cero deformación, con lo que el área de plomo necesaria resulta de la división de la Q para el esfuerzo de fluencia del plomo de 80 kg/cm^2 y el área de goma se encuentra de la división entre la P_u y el esfuerzo a compresión de la goma 90 kg/cm^2 .

$$Q_i = \frac{E_D}{4(D_D - D_y)} = 3.42 \text{ ton}$$

$$A_p = \frac{Q_i}{\tau_y} = 42.73 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{P_{max}}{\sigma_{AC}} = 2685.44 \text{ cm}^2$$

Para estas áreas se impone un diámetro externo de la goma y un diámetro interno del plomo y se verifica que cumplan estas áreas mínimas. Se decide por un diámetro externo de la goma $D_e = 65 \text{ cm}$ y un diámetro del plomo de $D_i = 7.5 \text{ cm}$.

PASO 7.- Se asume un espesor para las capas de goma y acero, y se calcula el número de capas necesarias de goma y acero.

$$t_r = 4 \text{ mm}$$

$$t_s = 2 \text{ mm}$$

$$n = \frac{H_r}{t_r} = 64 u$$

PASO 8.- Se calcula la altura total del aislador, la cual es la suma total de las capas de goma y de acero.

$$H_T = H_r + (n - 1) \cdot t_s = 0.418 m$$

PASO 9.- Para el cálculo del módulo de compresión del conjunto acero-goma es necesario encontrar el valor del factor de forma S .

$$S = \frac{D_e^2 - D_i^2}{4D_e t_r} = 40.08$$

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6 G_r S^2} + \frac{1}{3K} \right)$$

$$E_c = 10799.24 \text{ ton/m}^2$$

PASO 10.- Se obtiene la rigidez y frecuencia vertical para verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima para disminuir las deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones

$$f_v = \sqrt{6} \cdot S \cdot f_h = 39.27 \text{ Hz}$$

$$f_v \geq 14 \text{ Hz}$$

La rigidez vertical es la suma de la aportación de la rigidez vertical del compuesto goma-acero y la del plomo.

$$K_V = \left(\frac{E_c A_r}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l} \right) = 141075.58 \text{ ton/m}$$

PASO 11.- Se calcula las propiedades bilineales del aislador con las dimensiones escogidas.

Rigidez post-fluencia del aislador:

$$K_p = 1.15 K_r = 1.15 \frac{A_g G_r}{H_r} = 53.79 \text{ ton/m}$$

Fuerza de fluencia del plomo.

$$F_{y,p} = A_p \tau_p = 3.53 \text{ ton}$$

Fuerza de fluencia del aislador.

$$F_y = F_{y,p} + k_r D_y = 5.29 \text{ ton}$$

Rigidez inicial del aislador.

$$k_e = k_{e \text{ plomo}} + k_{e \text{ goma}}$$

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} + \frac{A_g G_r}{H_r} = 140.72 \text{ ton/m}$$

Fuerza característica del aislador.

$$Q = F_y - k_p D_y = 3.27 \text{ ton}$$

Rigidez efectiva del aislador.

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D_D} = 66.56 \text{ ton/m}$$

Energía disipada en el primer ciclo de histéresis.

$$E_D = 4Q(D_D - D_y) = 2.86 \text{ ton.m}$$

Calculo del amortiguamiento real.

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D_D^2} = 10.42\%$$

Calculo del periodo real.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{eff} \cdot g}} = 2.55 \text{ seg}$$

Una vez definidas las dimensiones y las propiedades bilineales del aislador se debe realizar los respectivos chequeos para que los aisladores cumplan las condiciones mínimas ante los estados de carga mencionados anteriormente.

PASO 12.- Comprobación:

Comprobación por cargas ultimas:

$\Delta = 0.001$ m (Desplazamiento producido por cargas últimas)

$\theta = 0.000186$ rad (Giro producido por cargas últimas)

$P = 265.82$ ton (Carga ultima)

Calculo del área reducida

$$\delta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta}{D}\right) = 3.14$$

$$A_r = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin\delta) = 4414.11 \text{ cm}^2$$

Deformación por compresión

$$\gamma_c = \frac{P_u}{A_r G S} \cdot 1 = 0.54 \leq 3.5 \text{ OK}$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_r = \frac{D^2(\theta_{st} + \theta)}{H_r t_r} \cdot 0.37 = 0.96$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H_r} = 0.0022$$

$$\gamma_c + \gamma_r + \gamma_s = 1.51 \leq 6 \text{ OK}$$

Carga critica de pandeo:

$$P_{cr} = 0.218 + \frac{GD_e^4}{t_r H_r} \frac{\left(1 - \frac{D_i}{D_e}\right) \left(1 - \frac{D_i^2}{D_e^2}\right)}{\left(1 - \frac{D_i^2}{D_e^2}\right)} = 1538.44 \text{ ton}$$

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A} = 1537.13 \text{ ton}$$

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} = 5.78 \geq 2 \text{ OK}$$

Comprobación por sismo de diseño (DBE) :

$\Delta = 0.115$ m (Desplazamiento producido por DBE)

$\theta = 0.0066$ rad (Giro producido por DBE)

$P = 182.27$ ton (Carga ultima DBE)

Calculo del área reducida

$$\delta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta}{D}\right) = 2.83$$

$$A_r = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin\delta) = 3552.52 \text{ cm}^2$$

Deformación por compresión

$$\gamma_c = \frac{P_U}{A_r G S} \cdot 1 = 0.68 \leq 3.5 \text{ OK}$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_r = \frac{D^2(\theta_{st} + \theta)}{H_r t_r} \cdot 0.37 = 2.15$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H_r} = 0.51$$

$$\gamma_c + \frac{1}{2}\gamma_r + \gamma_s = 3.34 \leq 7 \text{ OK}$$

Carga critica de pandeo:

$$P_{cr} = 1538.44 \text{ ton}$$

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A} = 1237.10 \text{ ton}$$

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} = 4.65 \geq 2 \text{ OK}$$

Comprobación por sismo máximo considerado (MCE) :

$\Delta = 0.1621$ m (Desplazamiento producido por MCE)

$\theta = 0.0092$ rad (Giro producido por MCE)

$P = 95.42$ ton (Carga ultima MCE)

Calculo del área reducida

$$\delta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta}{D}\right) = 2.7$$

$$A_r = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin\delta) = 3211.13 \text{ cm}^2$$

Deformación por compresión

$$\gamma_c = \frac{P_U}{A_r G S} \cdot 1 = 0.75 \leq 3.5 \text{ OK}$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_r = \frac{D^2(\theta_{st} + \theta)}{H_r t_r} \cdot 0.37 = 2.64$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H_r} = 0.721$$

$$\gamma_c + \frac{1}{4}\gamma_r + \gamma_s = 4.11 \leq 9 \text{ OK}$$

Carga crítica de pandeo:

$$P_{cr} = 1538.44 \text{ ton}$$

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A} = 1118.21 \text{ ton}$$

$$\frac{P'_{cr}}{P_u} = 4.21 \geq 2 \text{ OK}$$

Tras haber cumplido todos los parámetros descritos anteriormente, en la Tabla 3.7 se presenta un resumen de las características finales del aislador LRB.

TABLA 3.7 PROPIEDADES DEL AISLADOR LRB.

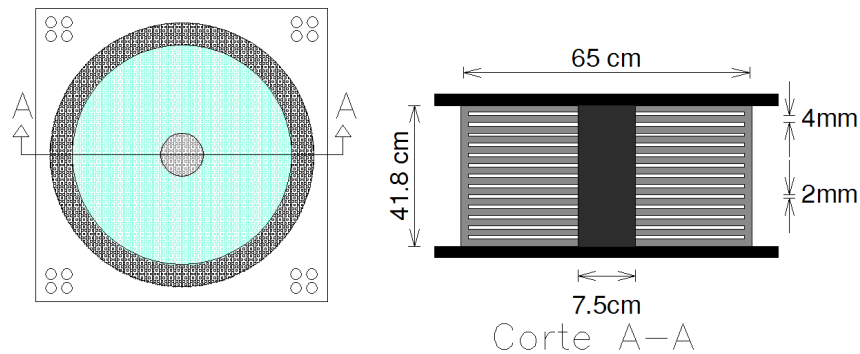
RESUMEN AISLADOR LRB		
Diámetro exterior	65,00	cm
Diámetro interior	7,5	cm
Altura total	45,8	cm
Altura total goma	28	cm
Altura total acero	13,8	cm
Capacidad a cero deformación	3,53	ton
Fuerza de fluencia	5,29	ton
Rigidez elástica	140,42	ton/m
Rigidez post fluencia	53,79	ton/m
Rigidez efectiva	66,56	ton/m
Rigidez vertical	141075,58	ton/m
K_p/K_e	0,3822	
Amortiguamiento	10,42%	

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 3.8 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL AISLADOR LRB.

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 3.9: ESQUEMA DE LA GEOMETRÍA FINAL DEL AISLADOR LRB.

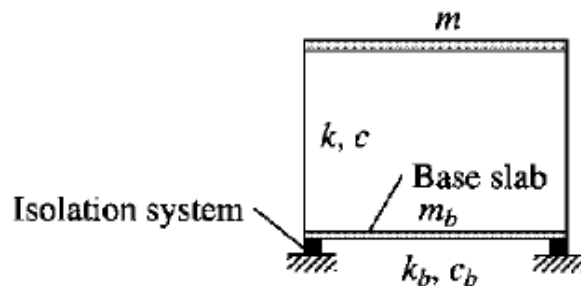


ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

3.6 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL ESTRUCTURA AISLADA

Como se mencionó en el capítulo anterior este análisis pretende mostrar las posibles respuestas que tendrá la estructura (modos de vibración). A continuación se indican las matrices de masa y rigidez utilizadas para la estructura aislada, con las cuales se obtendrán los periodos, modos naturales de vibración y fuerzas laterales necesarias para la aplicación del NSP.

FIGURA 3.10 ESTRUCTURA CON BASE AISLADA PARA UN SISTEMA DE UN PISO.



FUENTE: Chopra [9]

$$[K] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}$$

donde:

$[K]$ = Matriz de masas de la estructura aislada.

$[M]$ = Matriz de rigidez de la estructura aislada.

k_b = Rigidez del sistema de aislación.

k_e = Rigidez de la superestructura como base empotrada.

m_b = Masa a nivel del sistema de aislamiento.

m_s = Masa de la superestructura.

FIGURA 3.11 MATRICES DE RIGIDEZ Y MASA PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELOS 3).

$[K_x]=$	66,56	0	0	0	0	0	0	(ton/cm)
	0	4694,41	-2347,2	0	0	0	0	
	0	-2347,2	4694,41	-2347,2	0	0	0	
	0	0	-2347,2	4481,02	-2133,8	0	0	
	0	0	0	-2133,8	4267,64	-2133,8	0	
	0	0	0	0	-2133,8	3613,05	-1479,2	
	0	0	0	0	0	-1479,2	1479,23	
	0	0	0	0	0	0	0	
$[K_y]=$	66,56	0	0	0	0	0	0	(ton/cm)
	0	3944,61	-1972,30	0	0	0	0	
	0	-1972,30	3944,61	-1972,30	0	0	0	
	0	0	-1972,30	3454,12	-1481,82	0	0	
	0	0	0	-1481,82	2963,64	-1481,82	0	
	0	0	0	0	-1481,82	2472,05	-990,23	
	0	0	0	0	0	-990,23	990,23	
	0	0	0	0	0	0	0	
$[M]=$	5,38	0,81	0,81	0,81	0,80	0,76	0,56	(t.s ² /cm)
	0,81	0,815	0	0	0	0	0	
	0,81	0	0,815	0	0	0	0	
	0,81	0	0	0,810	0	0	0	
	0,80	0	0	0	0,805	0	0	
	0,76	0	0	0	0	0,763	0	
	0,56	0	0	0	0	0	0,560	
	0,56	0	0	0	0	0	0,560	

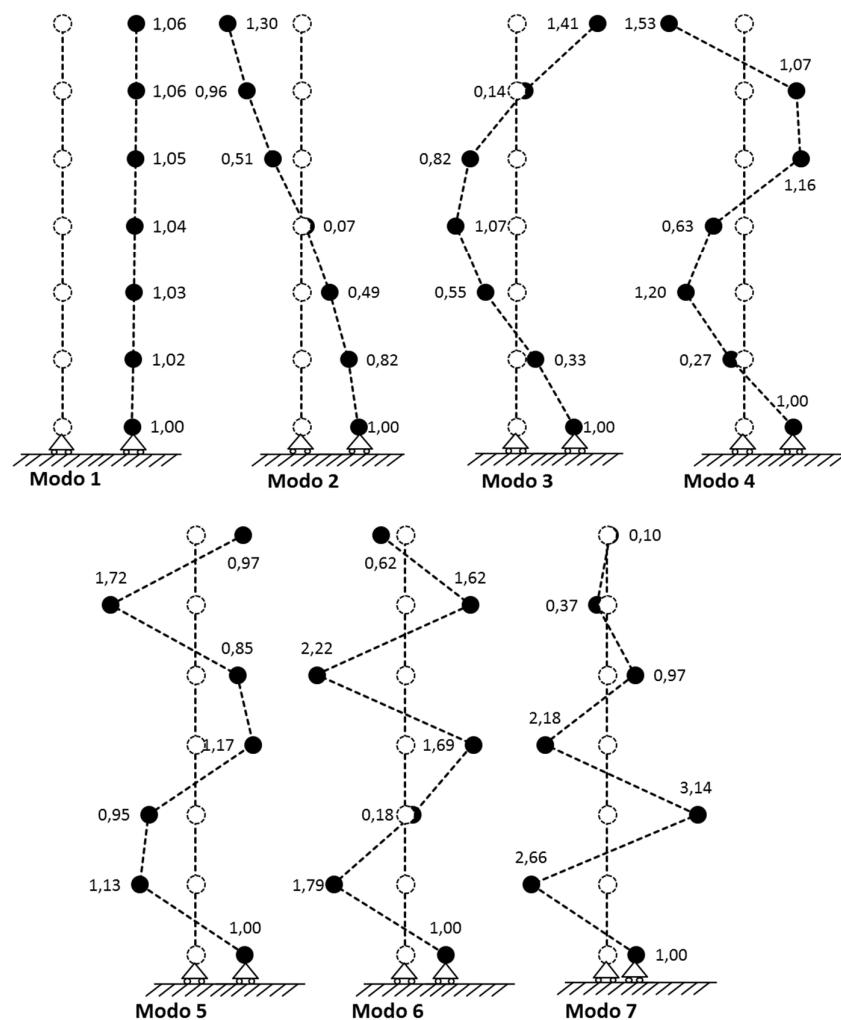
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

En la Figura 3.12 se presenta la representación gráfica de los modos de vibración para la estructura aislada (modelo 3). En el primer modo de vibración, los aisladores sufren deformación mientras la estructura se comporta primariamente rígida, debido a esto a el primer modo de vibración se le suele llamar *modo de aislación*; mientras

tanto los otros modos de vibración involucran deformación tanto en el sistema de aislación como en la estructura razón por la que se les considera como *modos estructurales*.

En el Anexo 2 se presenta los modos de vibración para todos los modelos matemáticos realizados en el presente trabajo.

FIGURA 3.12 MODOS NATURALES DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).



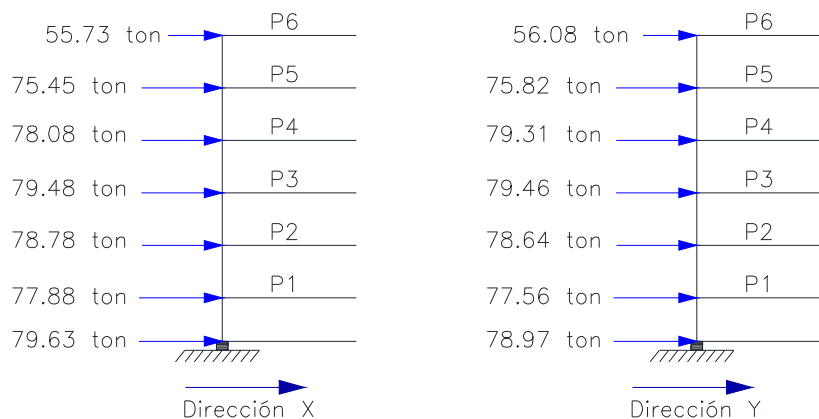
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

TABLA 3.8 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE LA MASA MODAL EFECTIVA PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).

Modos	Periodos		Aceleraciones espectrales		Masa participativa			
	Tx (s)	Ty(s)	Sa-x (cm/s ²)	Sa-y (cm/s ²)	Mm-x (%)	Mm-x acum (%)	Mm-y (%)	Mm-y acum (%)
1	2,786	2,792	82,7	82,9	99,984%	99,984%	99,973%	99,973%
2	0,257	0,295	583,9	583,9	0,013%	99,997%	0,025%	99,998%
3	0,137	0,158	583,9	583,9	0,000%	99,997%	0,000%	99,998%
4	0,098	0,115	583,9	568,8	0,000%	99,998%	0,000%	99,998%
5	0,078	0,090	539,6	501,3	0,002%	99,999%	0,001%	99,999%
6	0,067	0,078	501,8	464,2	0,001%	100,00%	0,001%	100,00%
7	0,061	0,068	465,6	442,9	0,000%	100,00%	0,000%	100,00%

Elaboración: Jorge Suntaxi

FIGURA 3.13 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES DE LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

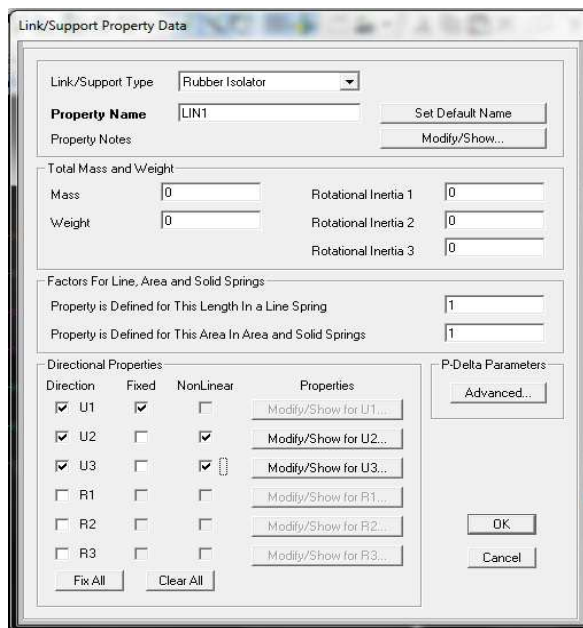
3.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA SAP2000

3.7.1 MODELO MATEMATICO DE LOS AISALDORES

La modelación de los aisladores se realiza utilizando la herramienta "LINK/SUPPORT" del SAP2000 [20], la cual cuenta con una amplia gama de opciones para la modelación de aisladores, amortiguadores y disipadores de energía. La herramienta a utilizar es "Rubber Isolator" para los aisladores LRB. A cada tipo de aislador se le asigna las características mecánicas para el rango lineal

y no lineal (las mismas que fueron establecidas por el modelo bilineal en el subcapítulo anterior), luego se asignan dichos elemento link a la base.

FIGURA 3.14 MODELACIÓN DE LOS AISLADORES EN SAP2000.



FUENTE: Sap2000 [20]

3.7.2 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA ESTRUCTURA AISLADA

El análisis sísmico debe no solo debe limitarse controlar los desplazamientos producidos en la estructura y sus instalaciones; sino también a la capacidad de controlar los desplazamiento del sistema de aislamiento, en la siguiente tabla se muestra los espectros a considerar en estructura aisladas.

TABLA 3.9 ESPECTRO A CONSIDERARSE EN EDIFICIOS AISLADOS.

PARAMETRO	CRITERIO DE ACEPTACION	SISMO
Deriva de piso en el edificio	Menor o igual que 1.5 %	RARO
Desplazamiento del sistema de aislamiento	Menor o igual que la capacidad de desplazamiento del dispositivo. Menor o igual que la capacidad de desplazamiento de la junta entre el edificio aislado y suelo alrededor. Menor o igual que la capacidad de desplazamientos en las juntas de las instalaciones eléctricas, de agua, alcantarillado, gas, etc. que conectan al edificio	SMC

FUENTE: Aguiar [5]

Para el cálculo del espectro de diseño (BDE) en estructuras aisladas se debe partir del espectro que propone la NEC [17] (definido en el capítulo anterior), mientras que para el espectro del sismo máximo considerado (MCE) Constantinou [10] propone que se lo obtiene al multiplicar el espectro de diseño (BDE) por 1.4.

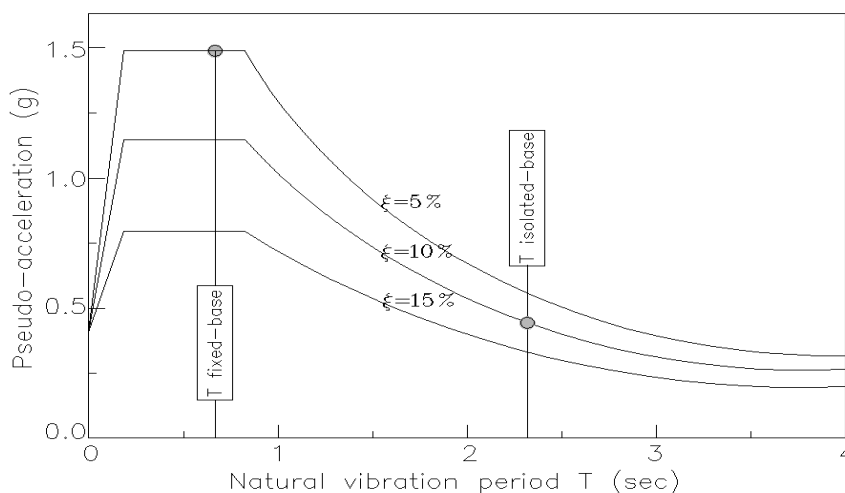
El espectro de diseño se debe reducir en función amortiguamiento β_{eff} (amortiguamiento que los aisladores le proporcionan a la estructura) para el periodo efectivo de la estructura aislada. Según Constantinou [10] la aceleración espectral se debe reducir para la zona de periodos altos (periodos perteneciente de los modos de vibración aislados, mayores a 0.8 veces el periodo como estructura aislada), debido a que las estructuras con aislación sísmica trabajan principalmente en los primeros modos de vibración y la respuesta de los otros modos de vibración se da al mismo nivel de amortiguamiento considerando a la estructura como no estuviera aislada. Además se debe tener en cuenta que acorde al FEMA 450 [14] el factor de reducción sísmica para estructuras aisladas es $R = 2$.

$$B = \left(\frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^{0.3} \quad (3.46)$$

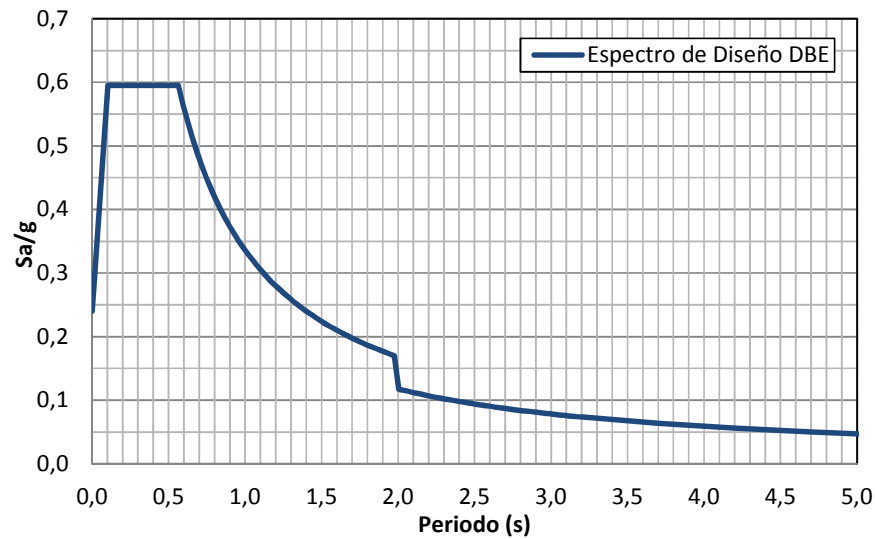
donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

FIGURA 3.15 ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 3.15 CONTINUACION.

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

3.7.3 ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECTRAL SAP2000.

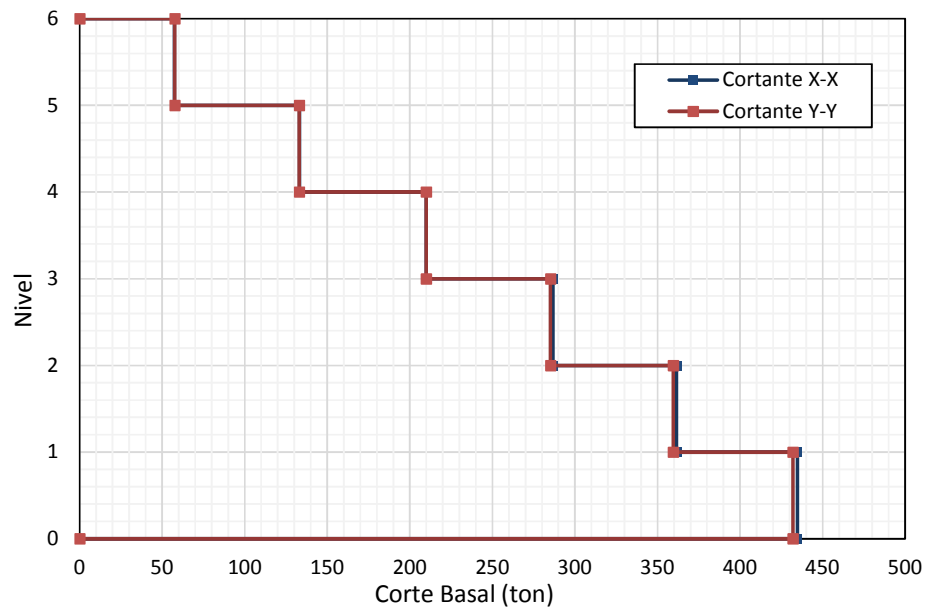
Tras haber descrito todos los parámetros de modelamiento se procede a realizar el análisis de la estructura aislada en Sap2000 [20], para los aisladores diseñados en el subcapítulo anterior.

TABLA 3.10 CORTANTE, DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS PARA LA ESTRUCTURA AISLADA (MODELO 3).

Nivel	Altura (m)	Cortante		Desplazamiento		Deriva	
		Vo X-X (ton)	Vo Y-Y (ton)	X-X (m)	Y-Y (m)	X-X (%)	Y-Y (%)
6	19,44	57,53	57,65	0,187	0,188	0,08	0,09
5	16,2	133,23	133,12	0,186	0,187	0,12	0,14
4	12,96	210,01	210,02	0,183	0,185	0,17	0,19
3	9,72	286,61	285,22	0,181	0,181	0,23	0,24
2	6,48	361,54	359,45	0,177	0,177	0,33	0,34
1	3,24	434,79	432,06	0,171	0,172	0,76	0,84

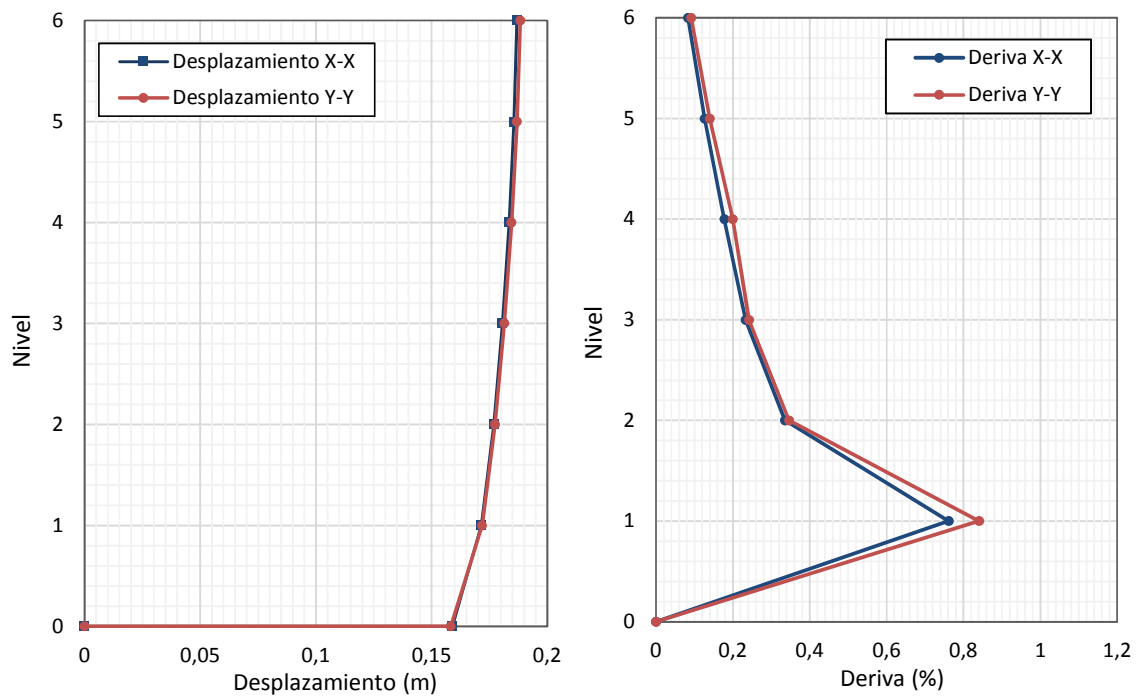
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 3.16 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN EL EDIFICIO AISLADO (MODELO 3).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 3.17 DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS DE PISO DEL EDIFICIO AISLADO (MODELO 3).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

3.8 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS

Claramente uno de los factores predominantes en el uso de estructuras sísmicamente aisladas es el económico; a continuación se presentan algunos factores costo-beneficio que se deben considerar para la implementación de aisladores de base.

TABLA 3.11 COSTO-BENEFICIO PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE AISLADORES DE BASE.

Costo	Beneficio
<ul style="list-style-type: none"> -Costos del proyecto -Costos de fabricación y ensayo de aisladores. -Costos de instalación. -Costo de los sistemas flexibles en las instalaciones y juntas. -Costo del diafragma requerido sobre el nivel de aislación. -Costos de mantención e inspección. -Costo de proveer un espacio físico adicional para el sistema de aislación. -Costos de reparación o remplazo de los aisladores de ser necesario luego del evento sísmico 	<ul style="list-style-type: none"> -Mantiene la estructura operativa durante e inmediatamente después de un evento sísmico. -Disminución de los costos de reparación de daños, luego del evento sísmico en los elementos estructurales y no estructurales. -Menores daños de contenidos no estructurales. -Mayor percepción de seguridad por parte de los usuarios.

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Una vez que se establecen los parámetros del aislador, suele ser conveniente que el diseñador busque en los catálogos de los fabricantes dispositivos con las mismas o similares características debido a que el utilizar dispositivos que aparecen en los catálogos siempre será más económico que utilizar dispositivos fabricados para un proyecto en específico. Aguiar [3]

Por lo general en un proyecto con aisladores de base, el sistema de aislación conlleva un aumento en el costo total del proyecto al compararla con una estructura convencional (base empotrada). Sin embargo el diseño convencional proporciona un nivel mínimo de protección contra un sismo fuerte, lo que garantiza únicamente que la estructura no colapse precautelando así las vidas humanas, pero no se protege a la edificación de daños estructurales debido a que la disipación de energía se da por medio de mecanismos de disipación de energía (rotulas plásticas), cuya reparación puede ser costosa e impráctica, y además que la estructura quedara fuera de funcionamiento temporalmente.

CAPÍTULO 4

EVALUACION DEL DESEMPEÑO

4.1 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MATERIALES

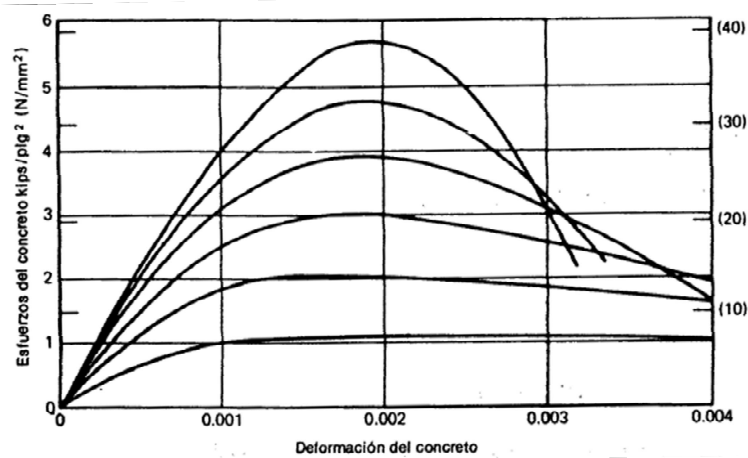
Al evaluar el desempeño que una estructura tendrá ante un posible evento sísmico, es indispensable conocer cómo se comportan los distintos materiales en la estructura, ya que ante grandes fuerzas sísmicas los materiales dejan de trabajar en el rango lineal e incursionan en el rango no lineal, esta no linealidad se la puede representar a través de diferentes modelos constitutivos que existen tanto para el concreto, como para el acero, provenientes de diferentes autores quienes han realizado estudios experimentales del comportamiento de dichos materiales.

A continuación se presentan las propuestas de algunos autores las cuales han sido aceptadas por la comunidad ingenieril y empleadas en los diferentes programas comerciales.

4.1.1 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL HORMIGON

El hormigón es un material compuesto de cemento, arena, grava y agua que debido a sus características se utiliza para absorber los esfuerzos a compresión. La resistencia del hormigón se obtiene por medio de ensayos en cilindros a los 28 días aplicando cargas longitudinales hasta alcanzar su deformación máxima, en la Figura 4.1 se presentan las curvas esfuerzo-deformación para hormigones de diferente resistencia al aplicarse cargas de compresión uniaxial. Se puede apreciar que un hormigón de mayor resistencia es menos dúctil que uno de menor resistencia. La deformación unitaria máxima se da aproximadamente a los 0.002 cuando se alcanza el esfuerzo máximo, aunque a deformaciones más elevadas el hormigón todavía puede transmitir esfuerzos, pero se hacen visibles las grietas en dirección de la carga aplicada. Park & Paulay [18]

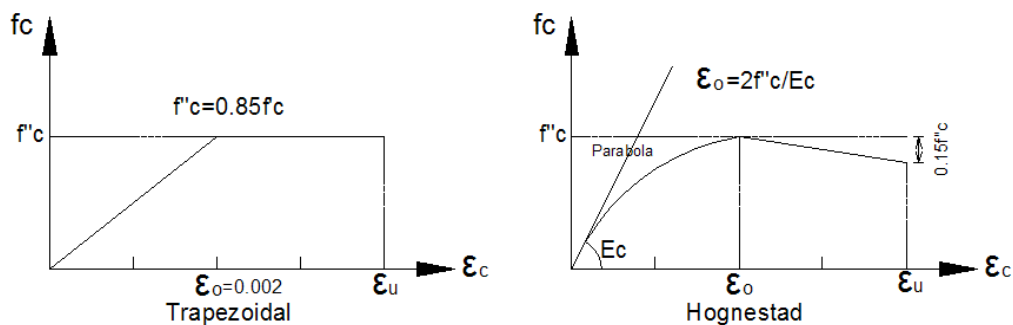
FIGURA 4.1 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA CILINDROS DE CONCRETO DE DIFERENTE RESISTENCIA.



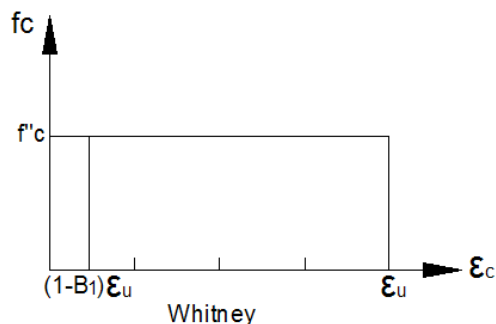
FUENTE: Park & Paulay [18]

Se observa que la curva esfuerzo–deformación muestra una primera etapa en la cual el material presenta una deformación relativamente lineal hasta aproximadamente la mitad de su resistencia máxima a compresión, después de esta etapa la curva tiende a inclinarse con la horizontal hasta alcanzar su resistencia máxima, además presenta una última etapa en la cual la curva sufre una disminución en su resistencia hasta llegar a su deformación ultima. Para fines de diseño se suele utilizar modelos conservadores y sencillos para el cálculo de la fuerza resultante a compresión como el modelo del bloque rectangular de Whitney (1942) aceptado por el ACI. Aguiar [1]

FIGURA 4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL HORMIGÓN (NO CONFINADO).



FUENTE: Aguiar [1]
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 4.2 CONTINUACIÓN.

FUENTE: Aguiar [1]

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

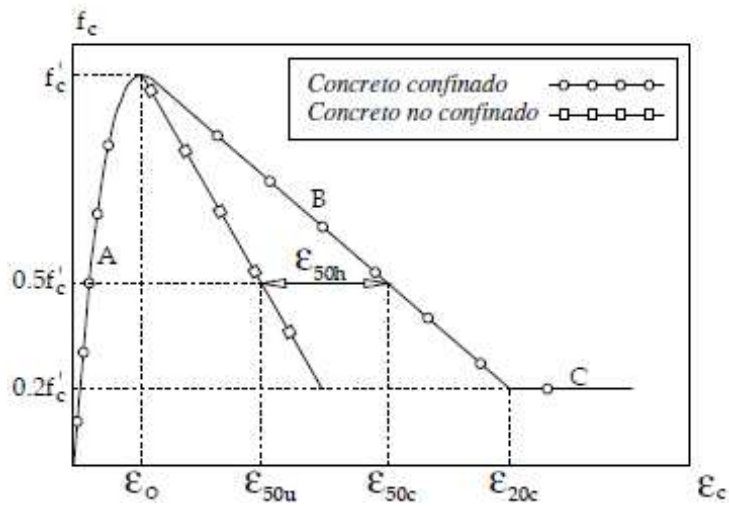
4.1.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA EL HORMIGÓN CONFINADO

EL confinamiento del hormigón se logra con la introducción de refuerzo transversal (estribos), estudios experimentales realizados por Chan (1955), Kent y Park (1971) y Mander (1988) indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento, incrementando la resistencia y aumentando la deformación unitaria del hormigón haciéndolo un material más dúctil.

4.1.2.1 Modelo constitutivo de KENT y PARK (1971)

El modelo propuesto por Kent y Park (1971) basado en pruebas experimentales, está formado por tres regiones A, B y C como se muestra en la Figura 4.3. En la primera región "A" el confinamiento aún no se presenta y la curva es similar a la del modelo de hormigón sin confinar siguiendo una forma parabólica de segundo grado en el intervalo de $(0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o)$, la región "B" es idealizada con un decremento lineal entre los límites $(\varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20C})$ hasta finalmente llegar a la región "C" en donde se considera que no existe punto de falla definido donde la capacidad de absorber fuerzas de compresión uniaxial es inexistente.

FIGURA 4.3: MODELO CONSTITUTIVO HORMIGÓN CONFINADO KENT Y PARK (1971).



Fuente: Aguiar [1]

El modelo propuesto por Kent y Park (1971) para el hormigón (no confinado) está definido por medio de las siguientes ecuaciones:

$$f_{cA} = f_{c'} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (4.1)$$

$$f_{cB} = f_{c'} [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)]; \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20C} \quad (4.2)$$

$$f_{cC} = 0.20f_{c0}; \quad \varepsilon_0 > \varepsilon_{20C} \quad (4.3)$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0)} \quad (4.4)$$

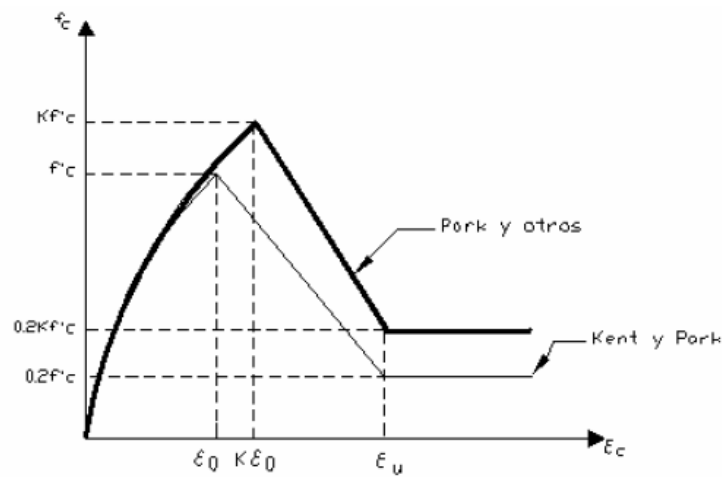
$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f_{c'}}{f_{c0} - 1000} \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad (4.6)$$

4.1.2.2 Modelo constitutivo de PARK et al. (1982)

Este modelo es una variación del modelo propuesto por Kent y Park (1971) definido anteriormente, esta nueva propuesta toma en cuenta que el confinamiento no solo incrementa las deformaciones del hormigón sino también los esfuerzos, dicho incremento está definido por un factor k , que depende exclusivamente del confinamiento que se le dé al elemento.

FIGURA 4.4 MODELO CONSTITUTIVO PARK et al (1982).



FUENTE: Aguiar, 2003

$$f_{cA} = kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq k\varepsilon_0 \quad (4.7)$$

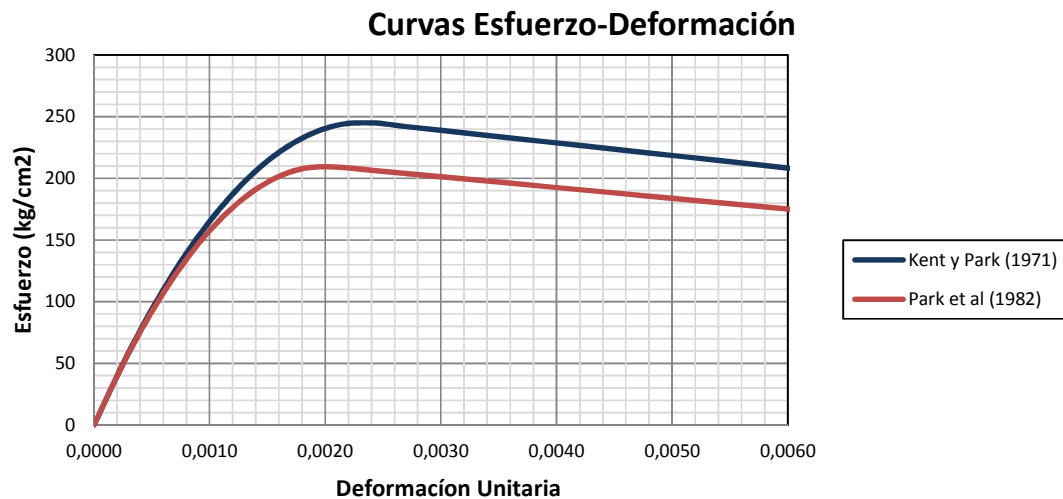
$$f_{cB} = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - k\varepsilon_0)]; \quad k\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20C} \quad (4.8)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad (4.9)$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_0)} \quad (4.10)$$

FIGURA 4.5 COMPARACIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS DEL HORMIGÓN CONFINADO DE KENT Y PARK (1971) Y PARK et al. (1982).

Modelo Kent y Park (1971)			
$f'c$	210	kg/cm ²	Esfuerzo máximo a compresión
E_c	200000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
ϵ_0	0,0020		Deformación unitaria para esfuerzo máximo
Modelo Park (1982)			
k	1,17		Factor que considera el aumento de resistencia por confinamiento
$k.f'c$	245,66	kg/cm ²	Esfuerzo máximo a compresión
E_c	200000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
$k.\epsilon_0$	0,0023		Deformación unitaria para esfuerzo máximo



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

4.1.3 MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO

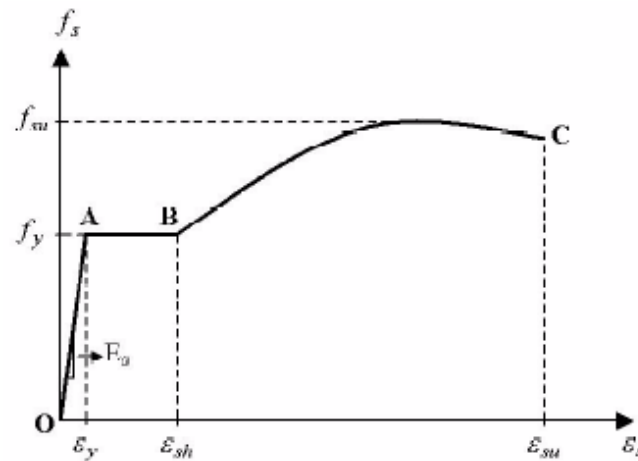
El acero es el material que le proporciona ductilidad a los elementos de hormigón armado debido a su capacidad intrínseca de resistir ciclos repetitivos de carga, sin disminuir significativamente su resistencia aun cuando se encuentra en niveles altos de deformación, la curva esfuerzo-deformación del acero está definida por las siguientes zonas:

- Zona de rango elástico
- Zona de fluencia

- Zona de endurecimiento

En la Figura 4.6 se puede apreciar claramente las tres regiones que caracterizan al acero, la región “O – A” donde el comportamiento es completamente lineal hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , la región “A – B” o región de cedencia en la cual los esfuerzos permaneces constantes y solo aumenta la deformación y finalmente la región “B – C” donde el acero incrementa su resistencia debido al endurecimiento del material hasta llegar finalmente a la rotura.

FIGURA 4.6 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO.



FUENTE: Park & Paulay [18]

4.1.3.1 Modelo constitutivo PARK Y PAULAY (1975)

La diferencia entre los autores de los diferentes modelos constitutivos del acero radica en la forma de definir la zona de endurecimiento, en el modelo propuesto por Park y Paulay (1975) la zona de endurecimiento está definida en el intervalo, $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$ donde ε_{sh} es la deformación donde se inicia el endurecimiento y ε_{su} es la deformación ultima. El cálculo de esfuerzos en la zona de endurecimiento se la obtiene mediante la siguiente expresión:

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y \quad (4.11)$$

Los parámetros m, r, u dependen de variables que se pueden obtener directamente de pruebas experimentales o de constantes ya establecidas y se definen de la siguiente manera:

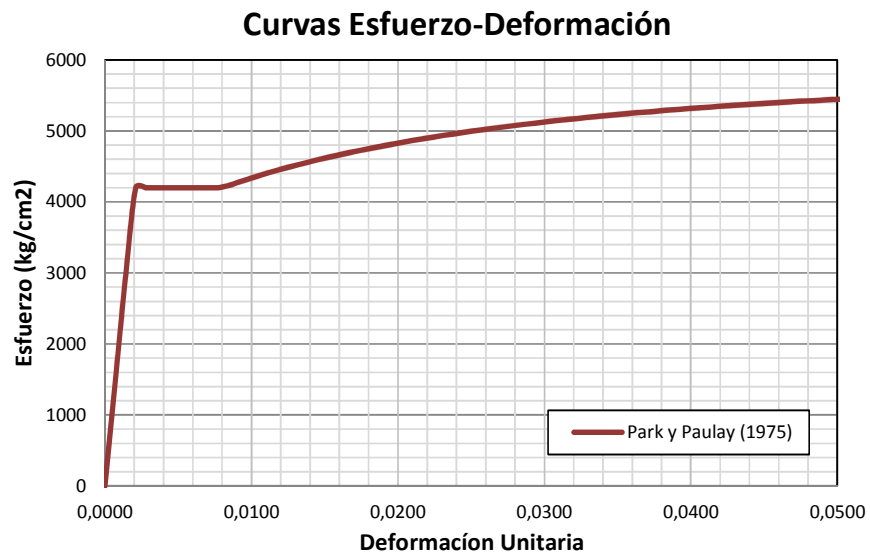
$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (4.12)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (4.13)$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh} \quad (4.14)$$

FIGURA 4.7 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO PARK Y PAULAY (1975).

Modelo Park y Paulay (1975)			
f_y	4200	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia
f_{su}	5670	kg/cm ²	Esfuerzo ultimo
E_s	2100000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad
ε_s	0,002		Deformación unitaria a esfuerzo de fluencia
ε_{sh}	0,008		Deformación unitaria al inicio dela zona de endurecimiento



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

4.2 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

El diagrama Momento-Curvatura describe la capacidad resistente de cada sección, es decir nos permite conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ y la máxima capacidad a flexión M_μ asociada con su máxima curvatura Φ_μ , esta ductilidad simboliza la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones ante cargas próximas a la falla, si un elemento posee baja capacidad de ductilidad por curvatura, se presentara una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal.

$$\mu_\phi = \frac{\Phi_\mu}{\Phi_y} \quad (4.15)$$

En el análisis no lineal es indispensable obtener la relación M- ϕ de cada una de las secciones de los elementos, con el fin de cuantificar su capacidad de ductilidad por curvatura y así comparar estas cantidades con la demanda a la que será sometida la estructura.

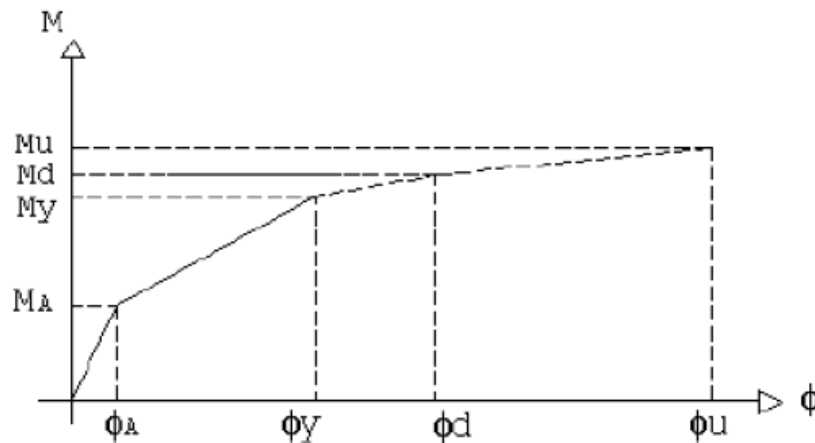
El diagrama M- ϕ se realiza en función de los modelos constitutivos (esfuerzo-deformación) del hormigón y del acero, y partir de este diagrama se puede calcular la degradación de la inercia de los elementos para las diferentes condiciones a la cuales estarán sujeto. Según Aguiar [1] existen cuatro puntos notables en el diagrama M- ϕ donde se observa la variación de la rigidez.

Punto A: se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción (alrededor de $0,1f_c$). El inicio del agrietamiento marca el comienzo de un cambio de rigidez.

Punto Y: se encuentra cuando el acero a tracción alcanza su punto de fluencia.

Punto S: se determina cuando el acero a tracción llega al inicio de la zona de endurecimiento.

Punto U: Se consigue cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión.

FIGURA 4.8 PUNTOS NOTABLES DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.

FUENTE: Aguiar [1]

4.2.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA

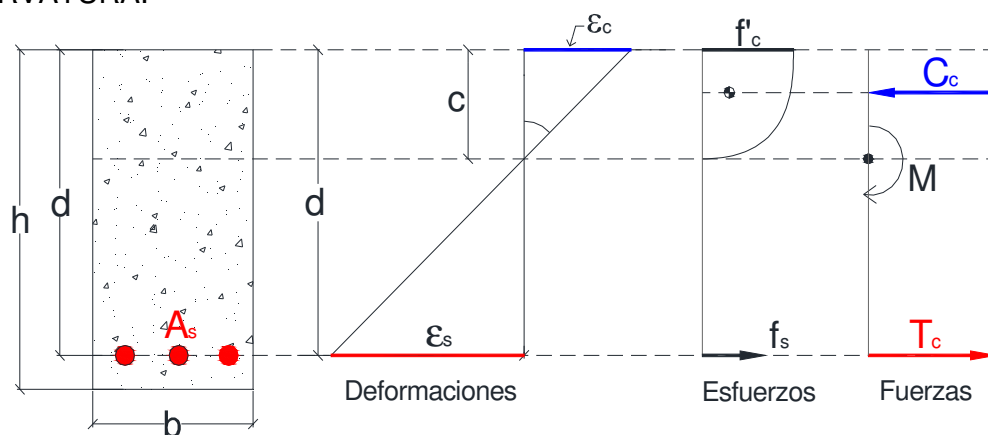
El cálculo del diagrama de momento-curvatura se basa en los principios de compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. A continuación se describen los pasos a seguir para el cálculo de un punto en el diagrama momento-curvatura.

- Se impone un valor ε_c de deformación unitaria en la fibra extrema a compresión.
- Se asume un valor de la ubicación del eje neutro c y trazar el perfil de deformaciones.
- Con a las deformaciones obtenidas se calculan los esfuerzos del acero y hormigón en base a las modelos constitutivos de los materiales.
- Se calculan las fuerzas a compresión y tensión multiplicando los esfuerzos por sus respectivas áreas.
- Se realiza la suma vectorial de la fuerzas, incluyendo la carga axial que actué sobre el elemento de ser el caso.
- De no cumplirse el equilibrio entre las fuerzas a tracción y compresión se debe variar el valor de c (profundidad del eje neutro) hasta hallar el equilibrio.

- Se obtiene el momento flector interno producido por las fuerzas del acero y el hormigón y se encuentra la curvatura dividiendo la deformación unitaria asumida ϵ_c para la distancia al eje neutro c .

Con este procedimiento se obtiene un primer punto en el diagrama $M-\phi$ para hallar los demás puntos de debe variar el valor de la deformación unitaria del hormigón y repetir el proceso.

FIGURA 4.9 ESQUEMA DE CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.



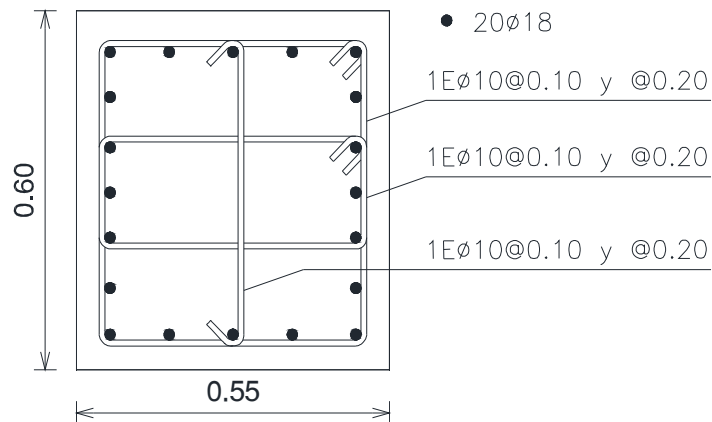
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Para la obtención de los diagramas $M-\phi$ se elaboró una subrutina en MatLab [16] siguiendo los pasos anteriormente descritos y empleando los modelos constitutivos de Park et al. (1982) para el hormigón y Park & Paulay (1975) para el acero; la programación respectiva se presenta en la Figura 4.12.

En las Figura 4.10-11 se presenta el armado de una de las columnas centrales del primer piso y su respectivo diagrama $M-\phi$.

En el Anexo 4 se presenta los diagramas $M-\phi$ de todos los elementos estructurales obtenidos con la rutina realizada.

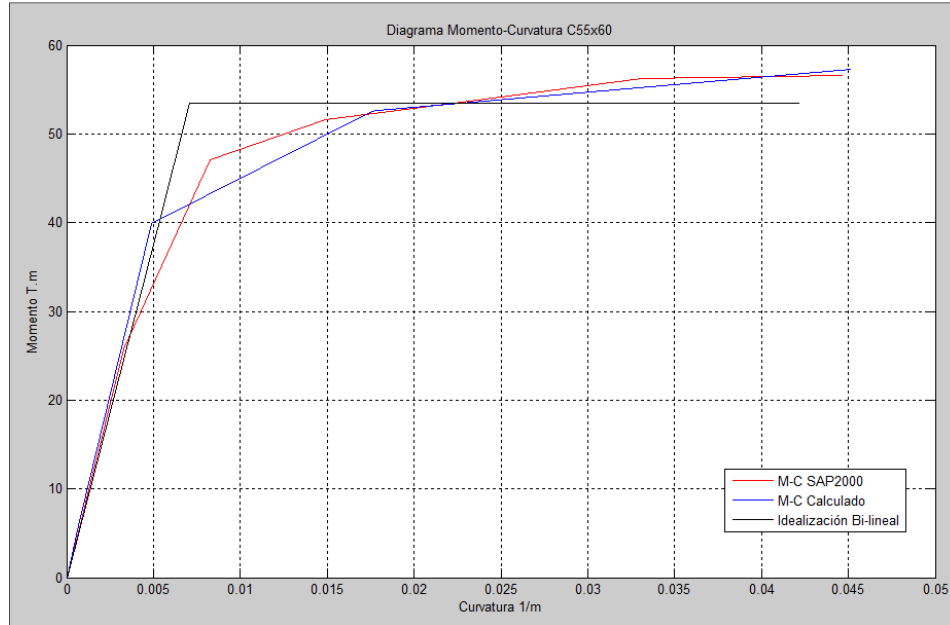
FIGURA 4.10 ARMADO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UNA COLUMNA CENTRAL DEL PRIMER PISO.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Por fines de comparación en la Figura 4.11, se presenta el diagrama M- ϕ obtenido con la subrutina realizada en MatLab [16] y mediante el software SAP2000 [20].

FIGURA 4.11 DIAGRAMA M- ϕ OBTENIDA DEL SAP2000 Y MATLAB.



FUENTE: Matlab [16]

ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 4.12 RUTINA DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.

```

%-----
clc
clear
%
%RUTINA PARA EL CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA
%
%MODELOS CONSTITUTIVOS
%
%HORMIGON CONFINADO PARK (1982)
fc=210;      %Esfuerzo máximo del hormigón no confinado (kg/cm2)
Ec=200000;  %Modulo de elasticidad del concreto (kg/cm2)
eco=0.002;  %Deformación del hormigón para f'c
ecu=0.0152; %Deformación ultima del hormigón
fyv=4200;   %Esfuerzo máximo del acero transversal (kg/cm2)
n=3;        %Numero de ramales transversales que ayudan al
            %Confinamiento (u)
Ab=0.785;   %Área del refuerzo transversal (cm2)
S=10;       %Espaciamiento de los estribos (cm)
bconf=47;   %Base del núcleo confinado (cm)

pv=n*Ab/(S*bconf);
k=1+(pv*fyv/fc);
e50u=(3+0.29*fc)/(145*fc-1000);
e50h=(3/4)*pv*(bconf/S)^0.5;
Z=0.5/(e50u+e50h-k*eco);
fccc=@(ecc) (k*fc*((2*ecc)/(k*eco))-(((ecc)/(k*eco)).^2)).*
(0<=ecc&ecc <eco*k)+k*fc*(1-(Z*((ecc)-
k*eco))).*(k*eco<=ecc&ecc<=ecu)+k*fc*(1-(Z*((ecu)-
k*eco))).*(ecu<=ecc&ecc<=0.025);

%ACERO PARK Y PAULAY (1975)

fy=4200;     %Esfuerzo máximo del acero (kg/cm2)
fu=5670;     %Esfuerzo último del acero (kg/cm2)
Es=2000000;  %Modulo de elasticidad del acero (kg/cm2)
es=0.002;    %Deformación unitaria de fluencia
esh=0.008;   %Deformación unitaria de post-fluencia
esu=0.11;    %Deformación unitaria ultima

r=esu-esh;
m=((fu/fy)*((30*r+1)^2)-(60*r)-1)/(15*(r^2));
fsss=@(ess) (Es*ess).*(0<=ess&ess<es)+fy.*(es<=ess&ess<esh)+(((m
*(ess-esh))+2)./(60*(ess-esh)+2))+(((60-m)*(ess-esh))
./2*((30*r+1)^2))).*fy.*(esh<=ess&ess<=esu);
%-----
%% Puntos para Diagrama Momento-Curvatura C55x60

PtsEc=[0.0001
        0.002
        0.006];
PtsAs=[0.002
        0.008
        0.11];

```

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 4.12 CONTINUACIÓN.

```

S1=size(PtsEc);
S2=size(PtsAs);
for i=1:S1(1,1)
    PuntosEc(i,:)=Mom_CurvC55x60(PtsEc(i,:));
end
PuntosEc;
for i=1:S2(1,1)
    PuntosAs(i,:)=Mom_CurvYC55x60(PtsAs(i,:));
end
PuntosAs;
Puntos=[zeros(1,5);PuntosEc(:,:);PuntosAs(:,:)];
figure(1)
plot(Puntos(:,1),Puntos(:,2),'o','MarkerFaceColor','g','MarkerSize',5)
title('Diagrama Momento-Curvatura C55x60')
xlabel('Curvatura 1/m')
ylabel('Momento T.m')
legend('Momento-Curvatura')
grid on

%%
%-----
%CALCULA MOMENTO-CURVATURA A PARTIR DE UNA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL
%HORMIGON

function [Punto]=Mom_CurvC55x60(def)
%Datos
b=55;      %Ancho de la sección (cm)
h=60;     %Altura de la sección (cm)
rec=5;    %Recubrimiento de la sección (cm)
Po=63350; %Carga axial (kg)

AsD=[12.723 rec
      5.089 rec+(h-2*rec)/6
      5.089 rec+(h-2*rec)*2/6
      5.089 rec+(h-2*rec)*3/6
      5.089 rec+(h-2*rec)*4/6
      5.089 rec+(h-2*rec)*5/6
      12.723 h-rec];

%Solución
size1=size(AsD);
ess=0;
esf=0;
c=1;
Error=10;
for ec=def:def
    ec;
    while (Error>0.001)
        for i=1:size1(1,1)
            if AsD(i,2)<=c
                ess(i,1)=(c-AsD(i,2))*ec/c;
            else
                esf(i,1)=(c-AsD(i,2))*ec/c;
            end
        end
    end
end
end

```

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 4.12 CONTINUACIÓN.

```

    ess;
    for i=1:size1(1,1)
        esf(i,1)=fsss(abs(ess(i,1)))*abs(ess(i,1))/ess(i,1);
    end
    esf;
    a=0.85*c;
    Fc=0.85*fccc(ec)*a*b;
    for i=1:size1(1,1)
        Fs(i,1)=AsD(i,1)*esf(i,:);
    end
    Fs;
    FxB=[Fc c-a/2
        Po c-h/2
        Fs c-AsD(:,2)]; %kg cm
    size2=size(FxB);
    SumaF=abs(sum(FxB(:,1)));
    Error=abs(sum(FxB(:,1)))/abs(FxB(size2(1,1),1));
    c=c+0.001;
    end
    Mom=0;
    for i=1:size2(1,1)
        Mom(i,:)=FxB(i,1)*FxB(i,2);
    end
    Mom;
    SumaM=sum(Mom);
    curv=(ec/c)*100; %1/m
    MOM=SumaM/100000; %ton-m
    ec;
    Punto=[curv MOM Error ec c];
end
return

%%
%-----
%CALCULA MOMENTO-CURVATURA A PARTIR DE UNA DEFORMACIÓN UNITARIA DEL
%ACERO

function [Punto]=Mom_CurvYC55x60(lim_as)
%Datos
b=55; %Ancho de la sección (cm)
h=60; %Altura de la sección (cm)
rec=5; %Recubrimiento de la sección (cm)
Po=63350; %Carga axial (kg)
AsD=[12.723 rec
    5.089 rec+(h-2*rec)/6
    5.089 rec+(h-2*rec)*2/6
    5.089 rec+(h-2*rec)*3/6
    5.089 rec+(h-2*rec)*4/6
    5.089 rec+(h-2*rec)*5/6
    12.723 h-rec];
%solucion
size1=size(AsD);
ess=0;
esf=0;

```

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 4.12 CONTINUACIÓN.

```

c=1;
Error=10;
for esy=lim_as:lim_as
    esy;
    while (Error>0.001)
        size1=size(AsD);
        for i=1:size1(1,1)-1
            if AsD(i,2)<=c
                ess(i,1)=(c-AsD(i,2))*esy/(h-c-rec);
            else
                ess(i,1)=(c-AsD(i,2))*esy/(h-c-rec);
            end
        end
        esst=[ess(:,1)
            -esy];
        for i=1:size1(1,1)
            esf(i,1)=fsss(abs(esst(i,1)))*abs(esst(i,1))/esst(i,1);
        end
        esf;
        ec=c*esy/(h-c-rec);
        a=0.85*c;
        Fc=0.85*fccc(ec)*a*b;
        for i=1:size1(1,1)
            Fs(i,1)=AsD(i,1)*esf(i,:);
        end
        Fs;
        FxB=[Fc c-a/2
            Po c-h/2
            Fs c-AsD(:,2)]; %kg cm
        size2=size(FxB);
        SumaF=abs(sum(FxB(:,1)));
        Error=abs((sum(FxB(:,1)))/(FxB(size2(1,1),1)));
        c=c+0.001;
    end
    Mom=0;
    for i=1:size2(1,1)
        Mom(i,:)=FxB(i,1)*FxB(i,2);
    end
    Mom;
    SumaM=sum(Mom);
    curv=(ec/c)*100; %1/m
    MOM=SumaM/100000; %ton-m
    ec;
    Punto=[curv MOM Error esy c];
end
return
%-----

```

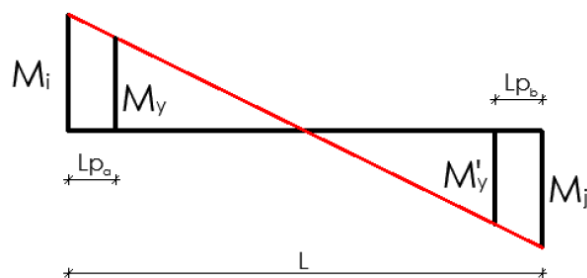
Elaboración: Jorge Sntaxi

4.3 LONGITUD PLÁSTICA

Durante un evento sísmico las estructuras tienen un comportamiento inelástico y el lugar de estimación de la formación de rotulas plásticas se concentra en las zonas de alta demanda sísmica por lo general en los nudos de las vigas, siempre y cuando se garantice el comportamiento viga débil-columna fuerte.

Mientras los momentos actuantes en los elementos estructurales no sobrepases el momento de fluencia el elemento permanecerá en el rango lineal. Así que cuando el momento de demanda, supere el momento de fluencia M_Y (obtenido del diagrama $M-\phi$), los elementos comenzaran a trabajar en el rango no lineal y se tendrá una longitud de daño plástica (elemento disipador de energía).

FIGURA 4.13 ESQUEMA DEL CÁLCULO DE LA LONGITUD PLÁSTICA.



FUENTE: Aguiar [1]

$$\frac{M_i + M_j}{L} = \frac{M_Y + M_j}{L - L_{pa}} \quad (4.16)$$

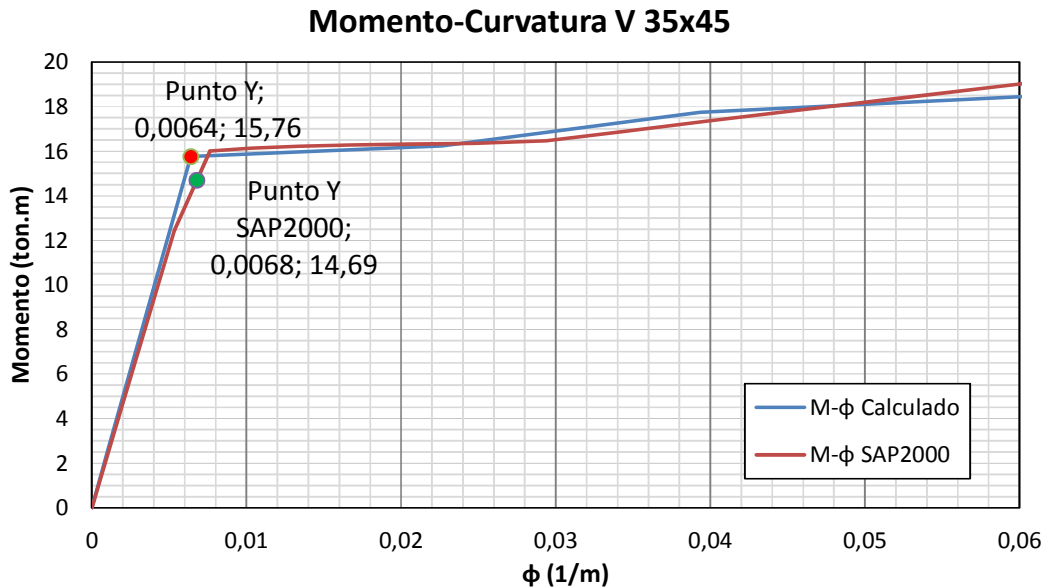
$$L_{pa} = \left(\frac{M_i - M_Y}{M_i + M_j} \right) L \quad (4.17)$$

$$L_{pb} = \left(\frac{M_j - M'_Y}{M_i + M_j} \right) L \quad (4.18)$$

Donde L_{pa} y L_{pb} son la longitud de las rotulas plásticas en el nudo inicial y final, en la Figura 4.14 se presenta una comparación de los momentos de fluencia de una

viga del primer piso obtenidos por medio de la rutina realizada en MatLab [16] y del SAP2000 [20].

FIGURA 4.14: COMPARACIÓN DE LOS MOMENTOS DE FLUENCIA OBTENIDOS CON MATLAB Y SAP2000 [20].

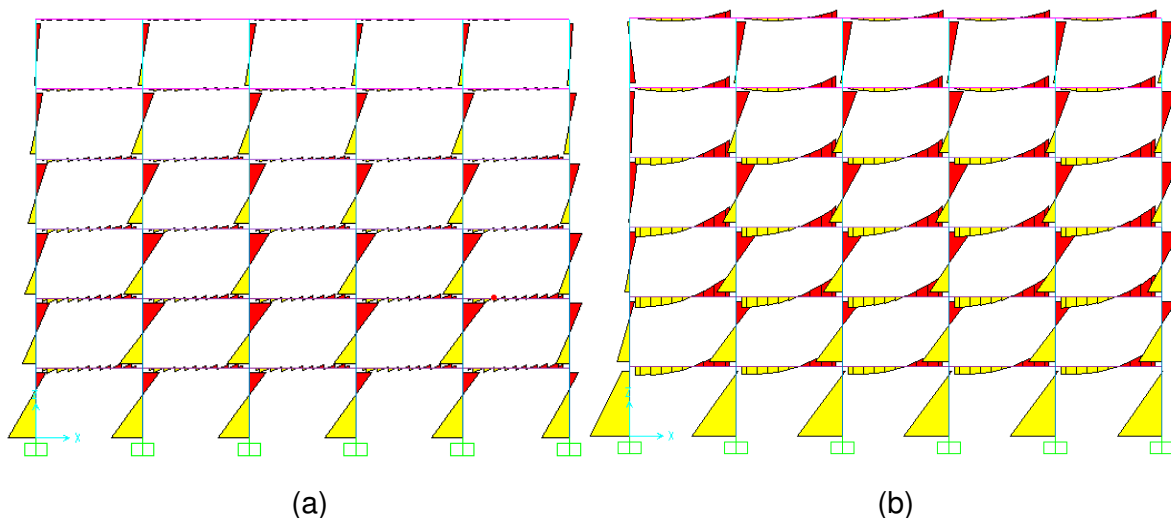


	SAP2000	MatLab
ϕ_y (1/m)	0,0068	0,0064
M_y (ton.m)	14,69	15,76
ϕ_u (1/m)	0,1032	0,1278
M_u (ton.m)	20,94	20,73

Elaboración: Jorge Sntaxi

Para el cálculo de los momentos de demanda se empleó el criterio de cargas últimas proveniente de la envolvente de momentos, según las combinaciones dispuestas en el NEC [17]. Para la obtención de los momentos de demanda se realizaron dos modelos tridimensionales en SAP2000 [20], uno sin diafragma rígido y otro con diafragma rígido de piso; debido a que al colocar el diafragma de piso se genera que la transmisión de cargas sea diferente en cada modelo y por consecuencia las acciones generadas en los elementos serán diferentes.

FIGURA 4.15 (a) MODELO CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS DE PISO, (b) MODELO SIN DIAFRAGMAS RÍGIDOS DE PISO.



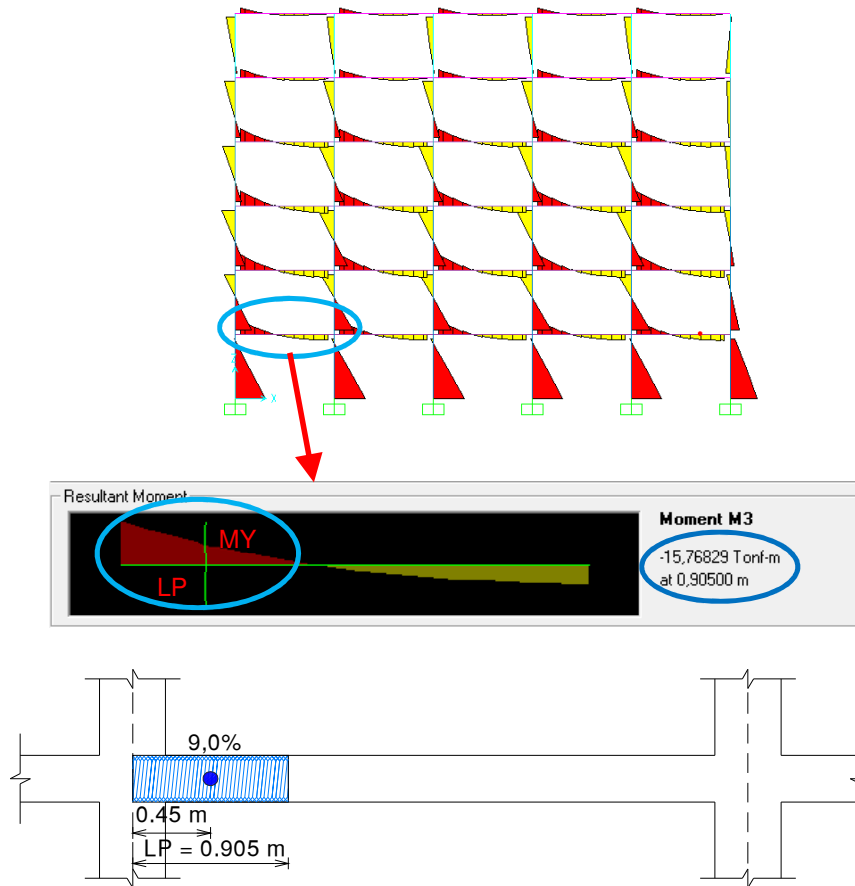
Elaboración: Jorge Sntaxi

El modelo con diafragmas rígidos presenta mayores de momento en las columnas, debido que al colocar un diafragma rígido este impide que la losa se deforme axialmente por lo cual los esfuerzos se transfieren directamente a las columnas; mientras que cuando no existen diafragmas rígidos los elementos que conforman la losa (vigas y nervios) se deforman axialmente y ocasiona que los esfuerzos producidos en las vigas sean mayores que en el modelo con diafragmas.

Con base en lo anteriormente mencionado, los momentos de demanda para el presente trabajo se obtienen según la envolvente respectiva para cada modelo matemático. Para columnas se utiliza el modelo con diafragmas rígidos de piso y para vigas el modelo sin diafragmas.

En la Figura 4.16 se muestra la longitud de rotula pastica encontrada para una viga del primer piso, y en el Anexo 3 se presenta todas las longitudes plásticas utilizadas en el presente trabajo.

FIGURA 4.16 LONGITUD PLÁSTICA PARA UNA VIGA DEL PRIMER PISO.



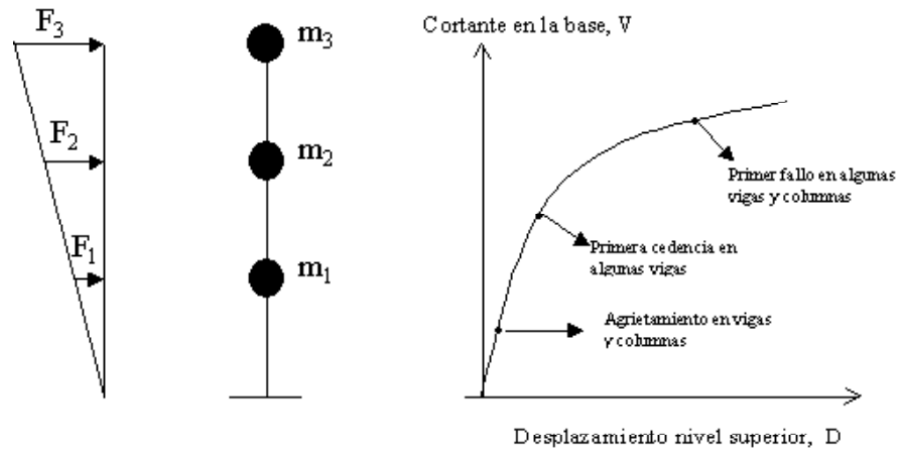
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

El SAP200 [20] utiliza un modelo de plastificación concentrada por lo tanto la longitud de rotula plástica que se ingresa al programa deberá ser considerada desde el inicio del elemento hasta el centro de la longitud LP.

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El Análisis Estático No Lineal (Pushover) consiste en llevar a una estructura ya diseñada al colapso, esto se consigue aplicando cargas laterales incrementales en una misma dirección hasta exceder un punto de control en el que se supone la estructura colapse. Aguiar [1]

FIGURA 4.17 ESQUEMA ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).



FUENTE: FEMA 273 [12], FEMA 356 [13]

Este análisis toma en cuenta la respuesta no lineal de los materiales y por ende la degradación de la rigidez de los elementos estructurales a medida que la carga se incrementando; además consecuentemente la carga se incrementa la estructura presentara una formación secuencial de rotulas (mecanismos de disipación de energía) en sus elementos hasta llegar al colapso.

Los objetivos del NSP (Nonlinear Static Pushover) son:

- Determinar la capacidad lateral de la estructura.
- Determinar los elementos susceptibles a fallar primero.
- Determinar la ductilidad de los elementos.
- Determinar la ductilidad global de la estructura.
- Verificar la degradación global de la resistencia.
- Verificar los desplazamientos relativos inelásticos.

4.4.1 CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad resistente de una estructura relaciona el cortante basal V con el desplazamiento lateral D_t cuando la estructura incursiona más allá del rango elástico Aguiar [1], logrando verificar los diferentes niveles de desempeño por los cuales la estructura atravesara mientras disminuye la rigidez de sus elementos.

4.4.2 NIVELES DE DESEMPEÑO

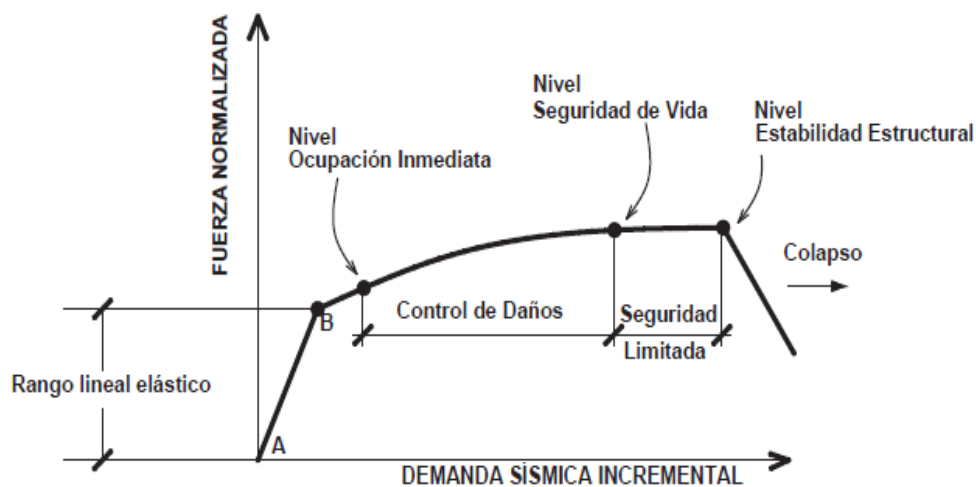
Según las tablas 6-7, 6-8 y 6-9 del FEMA 273 [12] y FEMA 356 [3], se distinguen tres niveles de desempeño para los elementos estructurales en base a los giros que se pueden producir en las rotulas durante un evento sísmico.

Immediate Occupancy “Ocupación inmediata” (I.O.).- Luego del evento sísmico la estructura puede ser ocupada inmediatamente y se requieren reparaciones mínimas.

Life Safety “Seguridad de Vida” (L.S.).- La estructura ha sufrido daño significativo, pero los elementos estructurales no colapsaran ya que conservan una parte importante de su capacidad resistente, dicha estructura puede ser rehabilitada luego de unas reparaciones sin embargo por razones económicas esto suele no ser practico.

Collapse Prevention “Prevención de Colapso” (C.P.).- La estructura ha sufrido daño sustancial en sus elementos, han perdido gran parte de su resistencia y rigidez y se han producido deformaciones permanentes, en este nivel de daño la estructura no puede ser reparada y su colapso es inminente.

FIGURA 4.18 CURVA DE CAPACIDAD Y ESTADOS LÍMITE.

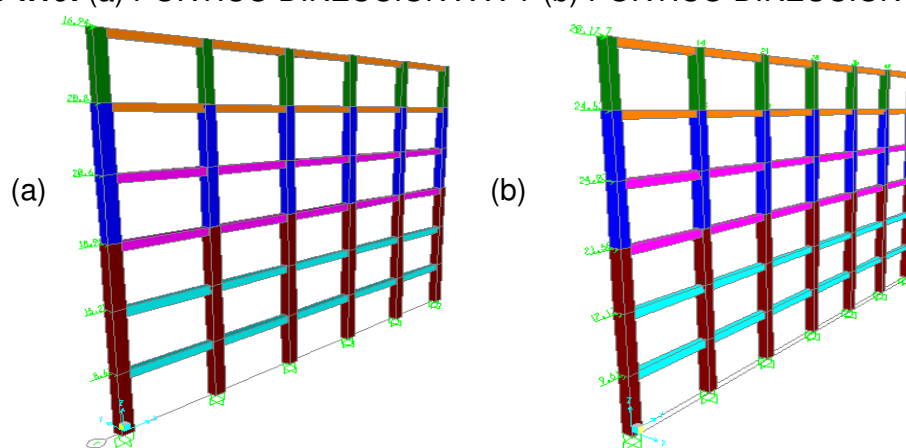


FUENTE: ATC-40 [7]

4.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (NSP) EN SAP2000

El análisis estático no lineal se realiza con ayuda del programa SAP2000 [20] ya que implementa internamente los criterios descritos en el FEMA 356 [13] para la obtención de la curva de capacidad. El NSP se aplica en un pórtico representativo en cada dirección principal; la información necesaria para la realización del modelo matemático se resume en la Tabla 4.1 donde se especifica la geometría, armado de las secciones y distribución de cargas por piso de la edificación.

FIGURA 4.19: (a) PÓRTICO DIRECCIÓN X-X Y (b) PÓRTICO DIRECCIÓN Y-Y.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

TABLA 4.1 INFORMACIÓN DE ENTRADA PARA EL MODELO MATEMÁTICO 2D.

Materiales		
Concreto	$f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero	$f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	
Agrietamiento		
Columnas	0,8	
Vigas	0,5	
Elemento	Armado	As (cm ²)
C 55x60	20Ø18	50,89
C 50x60	18Ø18	45,80
C 45x55	10Ø18	25,45
V(1) 35x45	3Ø18+3Ø22 (-)	19,04
	4Ø18 (+)	10,18
V(2) 35x45	6Ø18 (-)	15,27
	3Ø18 (+)	7,63
V 30x40	5Ø18 (-)	12,72
	3Ø16 (+)	6,03

FUENTE: Alex Llano [15]

TABLA 4.1 CONTINUACIÓN.

Piso	W peso propio (T/m)	W sobrecarga (T/m)	W viva (T/m)
6	1,12	0,333	0,333
5	1,12	0,583	0,667
4	1,21	0,583	0,667
3	1,21	0,583	0,667
2	1,21	0,583	0,667
1	1,21	0,583	0,667

FUENTE: Alex Llano [15]

El FEMA 356 [13] en la sección 3.3.3.2 se establece que la distribución de fuerzas a utilizar en el NSP puede ser la proveniente de un AME (cuando se incluya un número de modos suficientes que involucren el 90% de la masa total). La distribución de fuerzas a utilizar será la obtenida del AME, realizados en los capítulos 2 y 3, para los modelos como estructura empotrada y aislada respectivamente.

4.5.1 PROCESO SISTEMÁTICO DEL NSP (PUSHOVER) EN SAP2000

PASO 1.- Se dibuja la geometría general de la estructura según los materiales y secciones descritas anteriormente (se debe modificar dentro de la opción de refuerzo que la sección sea chequeada y no diseñada).

PASO2.- Se colocan las cargas gravitacionales correspondientes y la carga lateral de cada piso.

PASO 3.- Se crea un nuevo estado de carga denominado GNL el cual será de tipo estática no lineal. Este estado de carga representara toda la carga gravitacional actuante sobre las estructura.

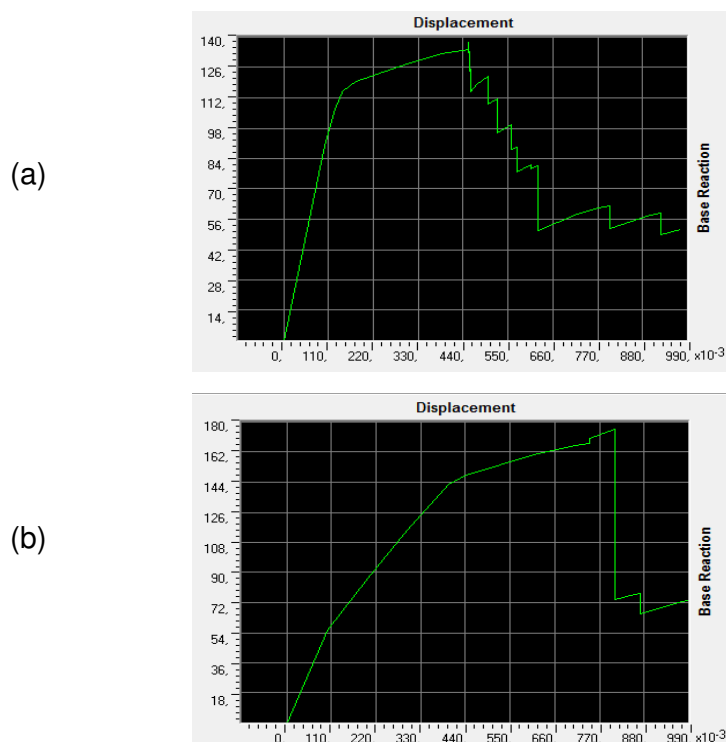
PASO 4.- Se crea un nuevo estado de carga denominado AENL el cual será de tipo estática no lineal y seguirá el patrón de cargas laterales del AME. Este estado de carga comenzara una vez aplicada la carga gravitacional (GNL), cuando la estructura ya haya sido deformada y ha disminuido su rigidez.

PASO 5.- Se define un nudo de control de desplazamiento (Joint extremo del último piso), hasta donde se necesite realizar el análisis. Según Aguiar [1] el desplazamiento en el cual una estructura colapsa se da al 5% de la altura total.

PASO 6.- Se asigna a los elementos las rotulas (Hinges) correspondientes a las vigas y columnas según las distancias relativas estipuladas en el apartado anterior y el programa internamente clasifica las rotaciones producidas en las rotulas a un nivel de desempeño de acuerdo a las tablas del FEMA 356 [13].

PASO 7.- El programa automáticamente encontrara la curva de capacidad así como la formación progresiva se los mecanismos de falla (Hinges) de la estructura hasta alcanzar la deformación establecida.

FIGURA 4.20 (a) CURVA DE CAPACIDAD BASE EMPOTRADA Y (b) CURVA DE CAPACIDAD BASE AISLADA.



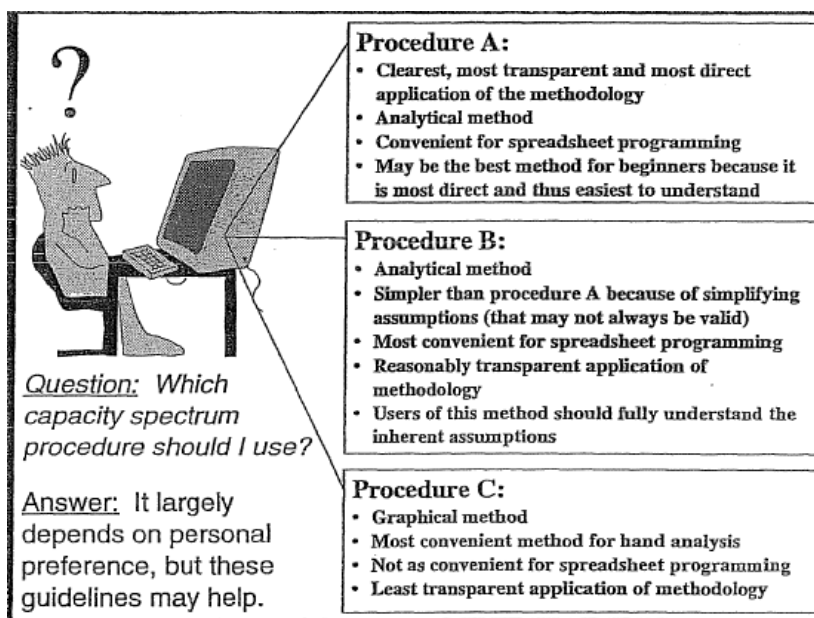
FUENTE: SAP2000 [20]

4.6 METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del espectro de capacidad (MEC), propuesto inicialmente por Freeman en el año 1975 y posteriormente acogido por el cuerpo normativo ATC 40 [7], como un método para la evaluación del riesgo sísmico; consiste en comparar gráficamente la capacidad para resistir fuerzas laterales (espectro de capacidad) con la demanda sísmica (espectro de demanda). El espectro de capacidad se obtiene transformando la curva de capacidad original a coordenadas ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) mientras que el espectro de demanda se representa por medio de un espectro de respuestas inelástico (S_a vs S_d). El punto de cruce del espectro de capacidad con el espectro de demanda determina el punto de desempeño en donde la capacidad de la estructura iguala la demanda sísmica, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación y su nivel de desempeño.

En la sección 8.2.2.1 del ATC 40 [7] se presentan tres procedimientos para la obtención del punto de desempeño, basados en los mismos conceptos y relaciones matemáticas pero implementados de manera diferente.

FIGURA 4.21 PROCEDIMIENTOS A, B Y C PARA LA OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.



A continuación se detalla el pasos a seguir para el cálculo del punto de desempeño por medio del procedimiento A descrito en el ATC 40 [7] el cual es usado por el programa computacional SAP2000 [20].

4.6.1 PROCEDIMIENTO A PARA LA OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (ATC 40)

PASO 1.- Una vez obtenida la curva de capacidad a través del NSP se la transforma a coordenadas ADRS para obtener el espectro de capacidad por medio de las siguientes ecuaciones.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.19)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (4.20)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.21)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \Delta_{roof,1}} \quad (4.22)$$

donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural.

w_i/g = Masa asignada para el nivel i .

ϕ_{i1} = Amplitud del primer modo para el nivel i .

N = Número de niveles.

V = Cortante en la base.

W = Peso de la estructura.

Δ_{roof} = Desplazamiento del tope (curva de capacidad).

S_a = Aceleración espectral.

S_d = Desplazamiento espectral.

PASO 2.- Se transforma el espectro de respuesta inelástico (5% de amortiguamiento) descrito en la sección 2.3.2 de coordenadas (S_a , T) a formato ADRS de tal manera que cada punto de periodo le corresponderá un punto de desplazamiento espectral (S_a , S_d).

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \cdot g \quad (4.23)$$

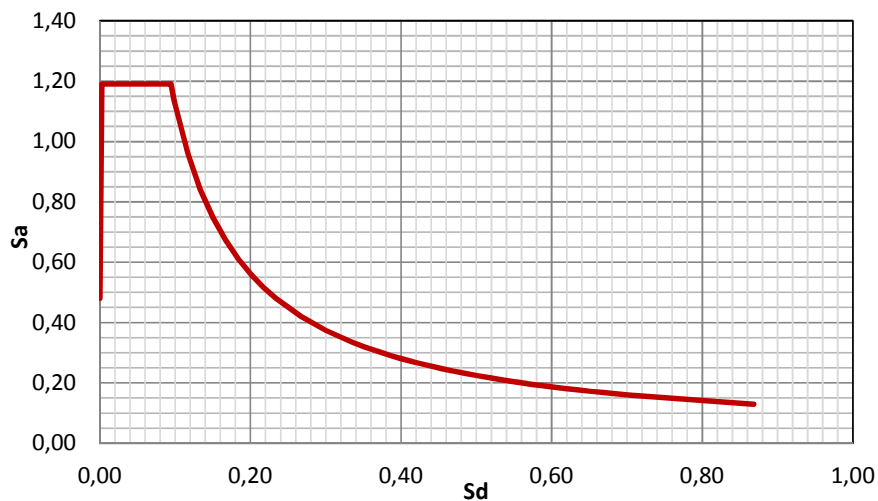
donde:

S_d = Desplazamiento espectral.

T_i = Periodo de cada punto del espectro inelástico.

S_a = Aceleración espectral para cada periodo T_i .

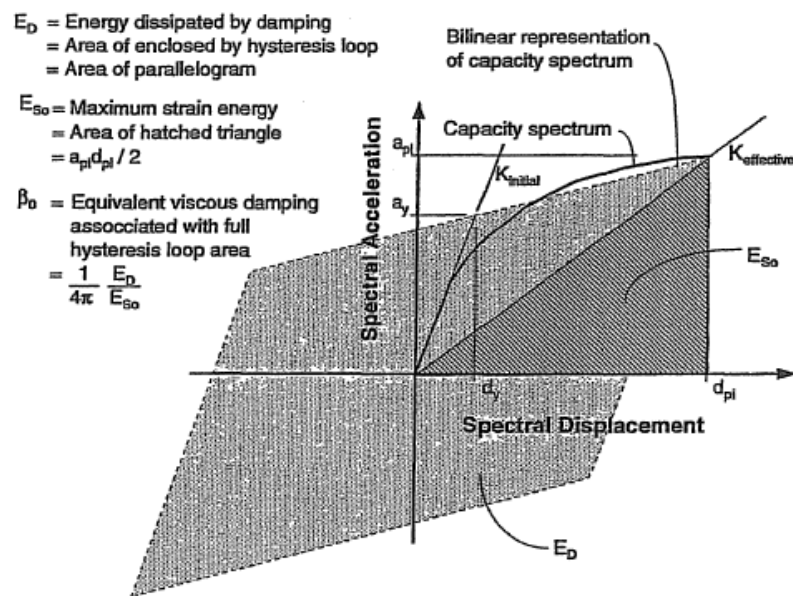
FIGURA 4.22 ESPECTRO DE RESPUESTA COORDENADAS ADRS.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

PASO 3.- Se Selecciona un punto de desempeño inicial (a_{pi} , d_{pi}). De acuerdo a este punto se desarrolla un espectro de demanda reducido partiendo del espectro de repuesta.

FIGURA 4.23 REPRESENTACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO PARA LA REDUCCIÓN ESPECTRAL.



FUENTE: ATC-40 [7]

La amortiguación que se produce cuando un movimiento sísmico empuja una estructura en el rango inelástico es una combinación del amortiguamiento viscoso (inherente de la estructura y generalmente considerado 5%), más el amortiguamiento histerético. A esta combinación se la conoce como amortiguamiento equivalente y se lo define mediante la siguiente manera.

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{d_{pi} a_{pi}} + 5 \quad (4.24)$$

donde:

β_{eff} = Amortiguamiento equivalente.

β_o = Amortiguamiento histerético.

k = Factor de modificación del amortiguamiento histerético.

a_y, d_y = Coordenadas del punto de fluencia del espectro de capacidad.

a_{pi}, d_{pi} = Coordenadas últimas del espectro de capacidad.

El factor k está dado por el comportamiento que tendrá la estructural, es decir la cualidad del sistema resistente y de la duración del evento sísmico. El ATC-40 [7] clasifica a las edificaciones en tres categorías de acuerdo al tipo de comportamiento estructural.

TIPO A.- Buen comportamiento estructural.

TIPO B.- Mediano comportamiento estructural.

TIPO C.- Pobre comportamiento estructural.

TABLA 4.2 VALORES PARA EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO k .

<i>Structural Behavior Type¹</i>	β_D (percent)	k
Type A ²	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

FUENTE: ATC-40 [7]

Finalmente el espectro reducido se obtiene a partir de los factores de reducción SRA y SRV , los cuales están en función del amortiguamiento equivalente y estos dos factores deben ser mayores o iguales que los impuestos en la Tabla 4.3.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (4.25)$$

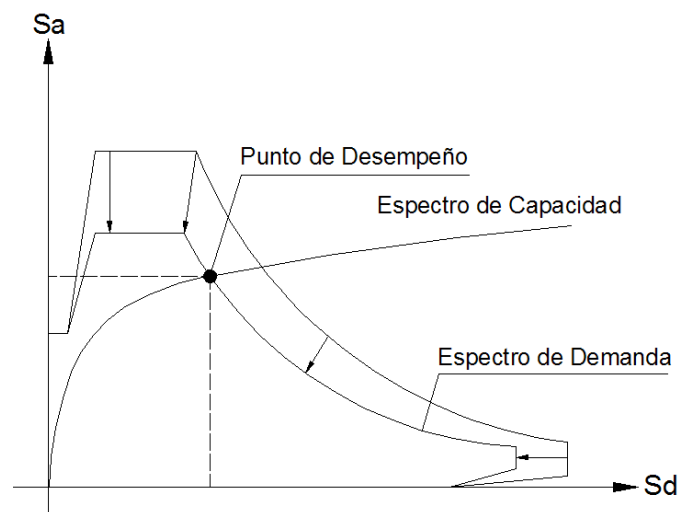
$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (4.26)$$

TABLA 4.3 VALORES MÍNIMOS DE SRA Y SRV.

<i>Structural Behavior Type</i> ²	<i>SRA</i>	<i>SRV</i>
Type A ²	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

FUENTE: ATC-40 [7]

PASO 4.- Una vez encontrado el espectro de demanda se verifica si este se intercepta con el espectro de capacidad en las coordenadas (a_{pi} , d_{pi}) con un error aceptable del 5% ($0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 1.05 d_{pi}$) y de cumplirse la condición anterior el punto (a_{pi} , d_{pi}) es el punto de desempeño (a_p , d_p). Caso contrario se selecciona un nuevo punto (a_{pi} , d_{pi}) y se repite el proceso.

FIGURA 4.24 INTERCEPCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA Y CAPACIDAD.

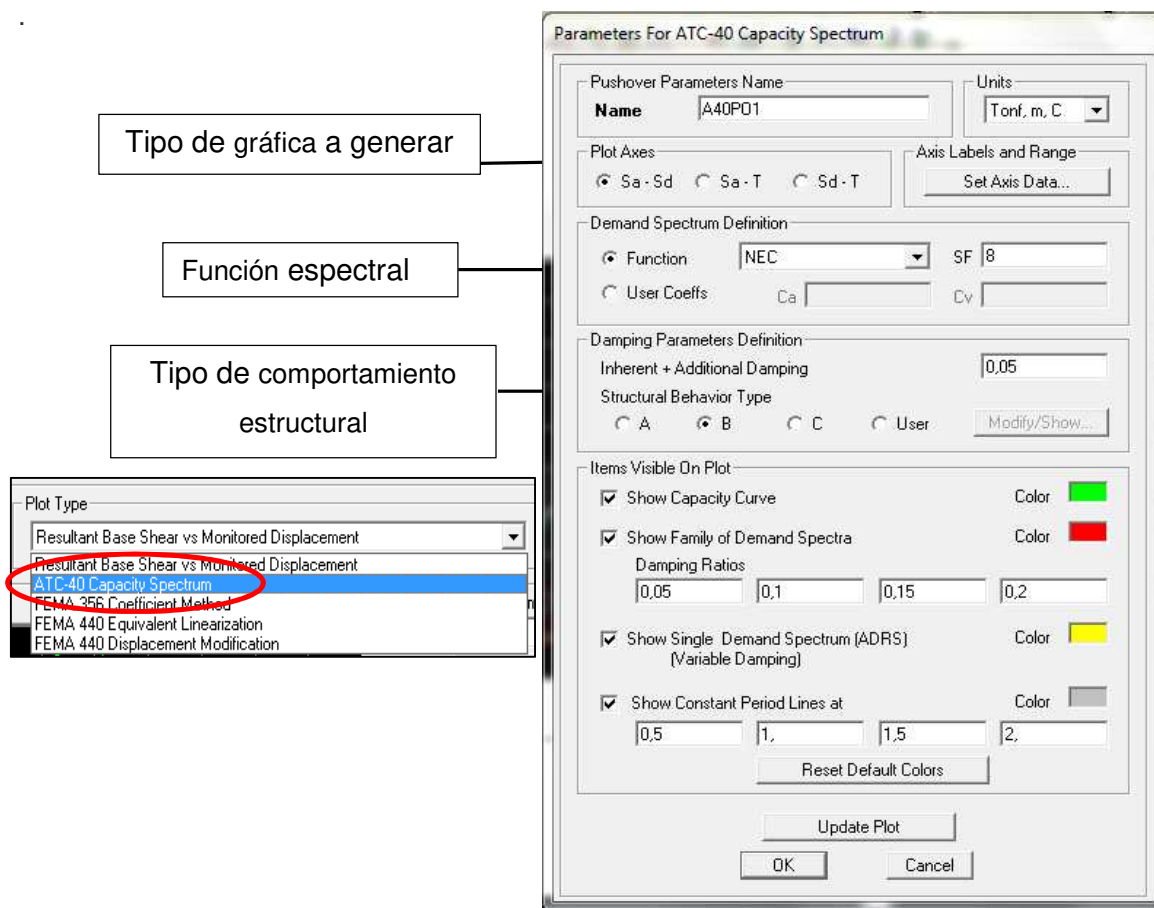
FUENTE: Aguiar [1]
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

4.6.2 PUNTO DE DESEMPEÑO SAP2000

El software SAP2000 [20] dispone de la herramienta para encontrar el punto de desempeño, donde se igualan la demanda sísmica con la capacidad a carga lateral

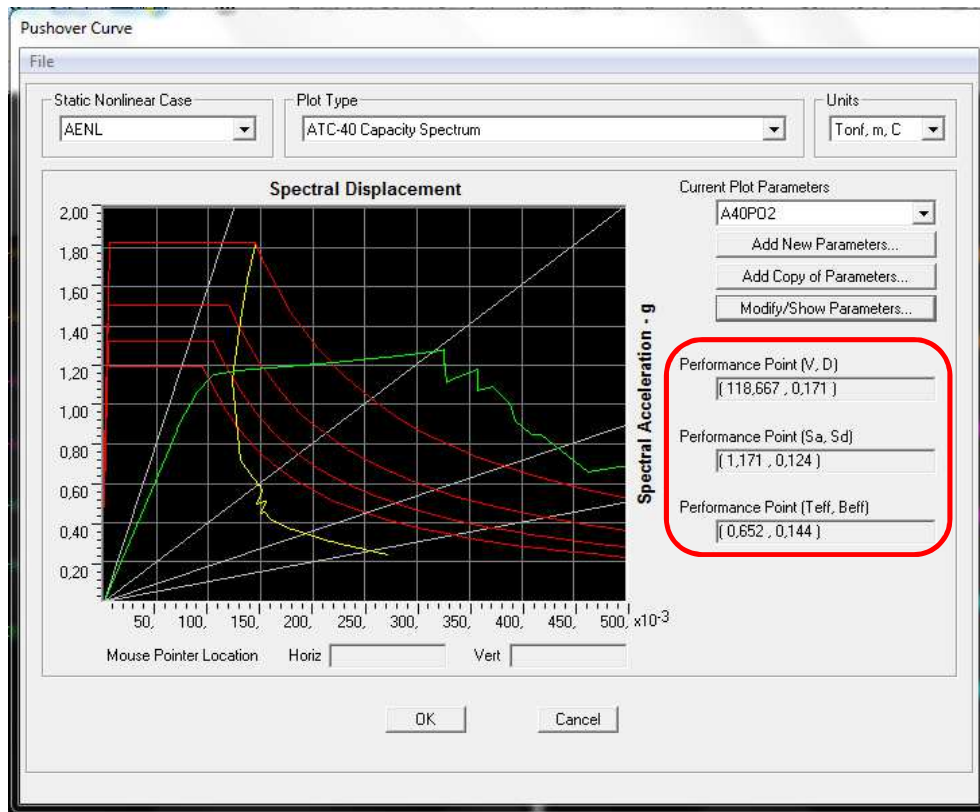
de la estructura, utilizando las pautas dispuestas en el ATC 40 [7]. En la Figura 4.29 se presenta la configuración de parámetros del SAP2000 [20] para generar el espectro de capacidad y demanda conforme al cuerpo normativo ATC 40 [7].

FIGURA 4.25: METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD SAP2000.



Fuente: SAP2000 [20]
Elaboración: Jorge Suintaxi

A continuación se presenta los resultados obtenidos del programa SAP2000 [20] al aplicar el método del espectro de capacidad.

FIGURA 4.26 RESULTADOS MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

FUENTE: SAP2000 [20]

CAPITULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 GENERALIDADES

La presentación de resultados se basa en la utilización de diferentes tipos de aisladores LRB con la finalidad de verificar como sus diferentes propiedades mecánicas afectan el comportamiento de la estructura, además se presenta la influencia que tiene la variación del amortiguamiento y el periodo de la estructura en el cortante basal, desplazamientos y derivas; mientras que en la curva de capacidad se muestran los puntos de desempeño IO, LS, y CP para un mejor entendimiento del comportamiento no lineal de la estructura y se comparara el nivel daño que tendrá cada modelo al llegar al punto de falla teórico o punto de desempeño.

En la Tabla 5.1 se presenta las propiedades de los aisladores utilizados en cada modelo matemático del presente trabajo, ordenados de mayor a menor en función del periodo alcanzado en cada modelo.

TABLA 5.1 PROPIEDADES DE LOS AISLADORES LRB UTILIZADOS.

Tipo	T (s)	Propiedades de los Aisladores						
		Keff (ton/m)	Amortig. Efectivo (%)	Ke (ton/m)	Kp (ton/m)	Fy (ton)	Kp/Ke	Kv (ton/m)
Modelo 1	3,02	53,03	10,15%	109,59	43,09	4,81	0,39	98847,91
Modelo 2	2,88	58,82	10,36%	131,95	47,80	4,82	0,36	138851,23
Modelo 3	2,77	66,56	10,42%	140,72	53,79	5,29	0,38	141075,58
Modelo 4	2,43	86,89	12,97%	239,73	66,87	5,99	0,28	206177,61
Modelo 5	2,28	101,60	13,20%	228,79	76,36	7,99	0,33	193655,37
Modelo 6	2,01	152,38	15,58%	332,08	105,31	12,49	0,32	180618,63
Modelo 7	1,80	190,05	17,85%	361,37	112,71	14,57	0,31	176681,10
Modelo 8	1,53	309,96	23,65%	798,52	159,30	17,10	0,20	472088,70
Modelo 9	1,47	353,43	25,16%	1164,64	184,68	18,66	0,16	572110,79
Modelo 10	0,95	480,43	30,15%	1114,52	125,59	27,86	0,11	616029,47

ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

5.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL

5.2.1 CORTANTE BASAL

El cortante basal es la reacción que una estructura presenta cuando está sujeta a fuerzas sísmicas, esta se distribuye a todo lo largo toda de la estructura reflejando directamente el nivel de esfuerzos a los que los elementos estructurales estarán sometidos.

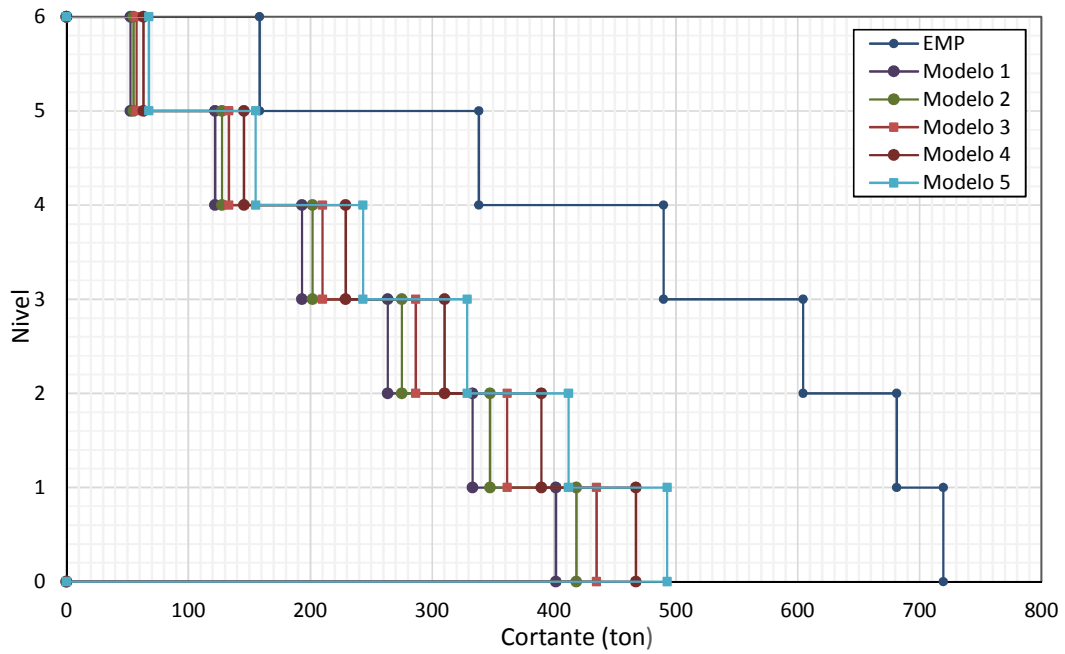
En la Tabla 5.2 se presenta la magnitud del cortante basal, el porcentaje respecto al peso sísmico de la estructura y el porcentaje de reducción respecto a la estructura empotrada para cada uno de los modelos matemático 3D realizados en el programa Sap2000 [20].

TABLA 5.2 REDUCCIÓN DEL CORTANTE BASAL PARA LOS DIFERENTES MODELOS MATEMÁTICOS.

	Cortante Basal Estructura Empotrada				Cortante Basal Estructura Aislada				Reducción (%)	
	X-X		Y-Y		X-X		Y-Y		X-X	Y-Y
	(ton)	(% W)	(ton)	(% W)	(ton)	(% W)	(ton)	(% W)		
Modelo 1	719,57	15,9%	710,03	15,7%	401,4	8,9%	399,8	8,8%	44,22%	43,69%
Modelo 2					418,3	9,2%	416,4	9,2%	41,87%	41,35%
Modelo 3					434,8	9,6%	432,1	9,5%	39,58%	39,15%
Modelo 4					467,1	10,3%	467,2	10,3%	35,08%	34,20%
Modelo 5					492,9	10,9%	489,3	10,8%	31,51%	31,09%
Modelo 6					551,1	12,2%	545,5	12,0%	23,41%	23,17%
Modelo 7					573,9	12,7%	566,9	12,5%	20,25%	20,16%
Modelo 8					619,4	13,7%	608,9	13,4%	13,93%	14,25%
Modelo 9					631,5	13,9%	619,9	13,7%	12,24%	12,70%
Modelo 10					647,4	14,3%	633,4	14,0%	10,03%	10,79%

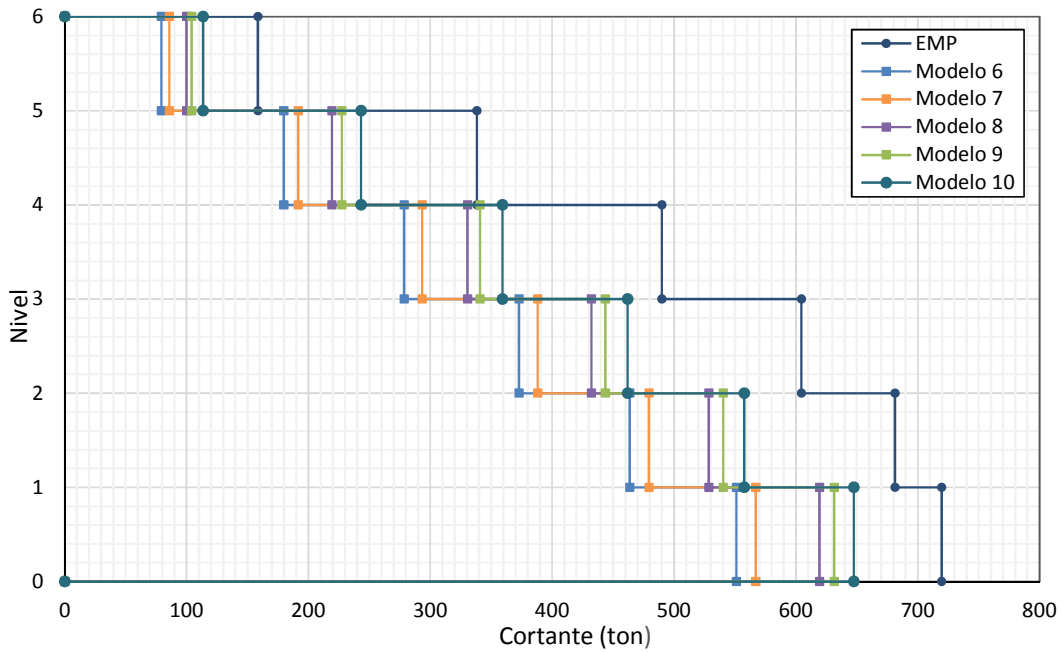
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 5.1 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO X-X).



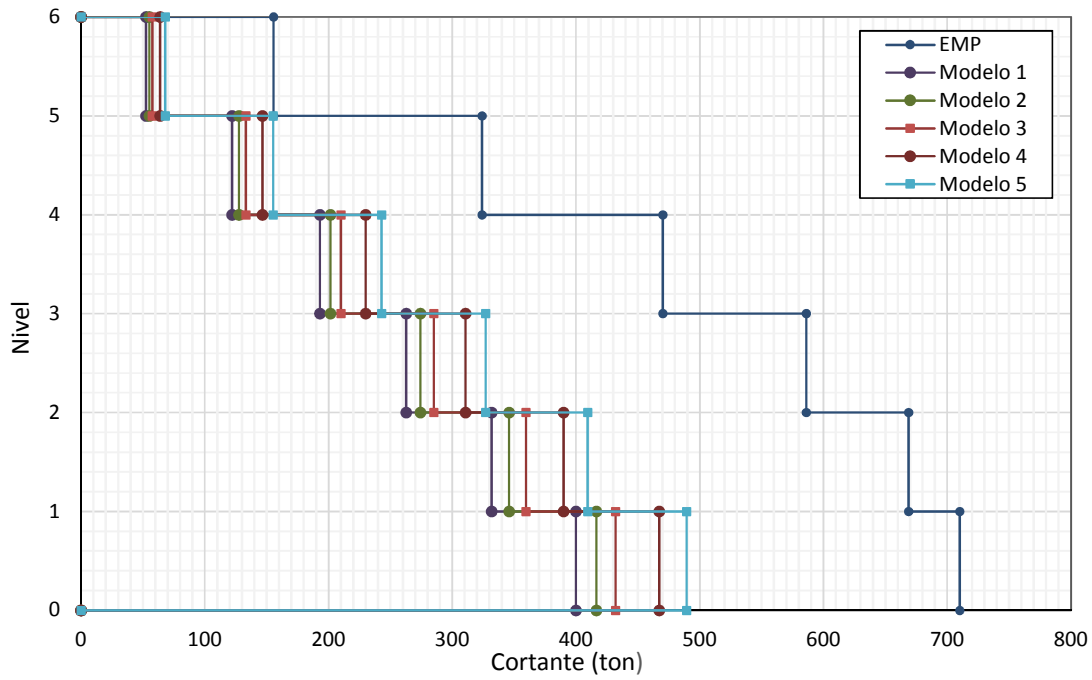
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.2 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO X-X).



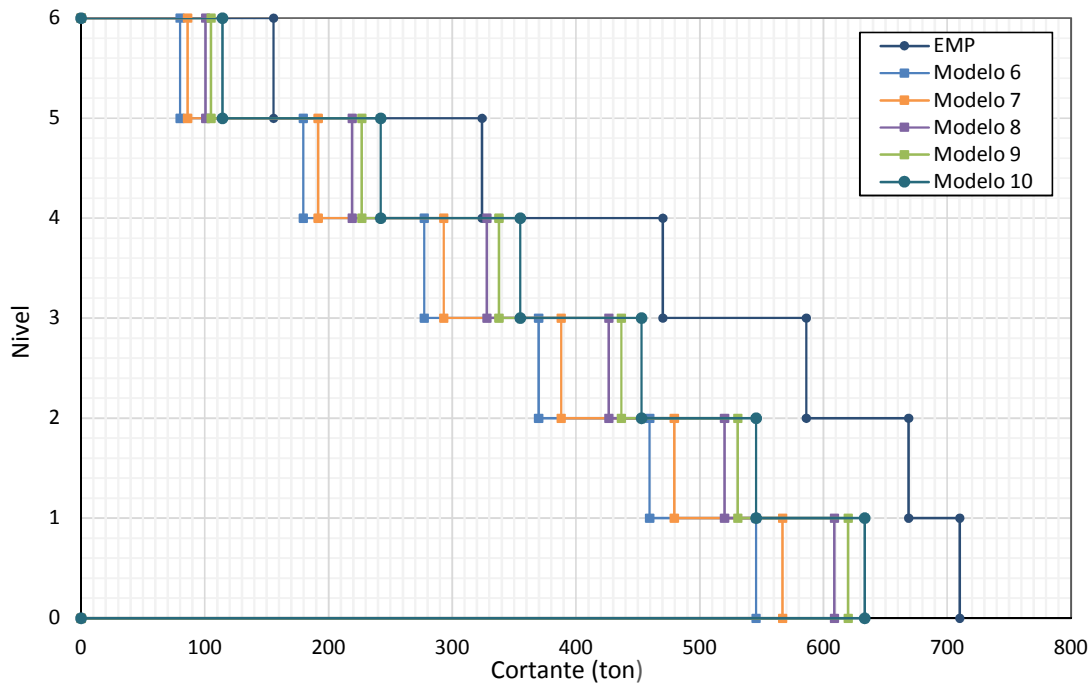
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.3 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO Y-Y).



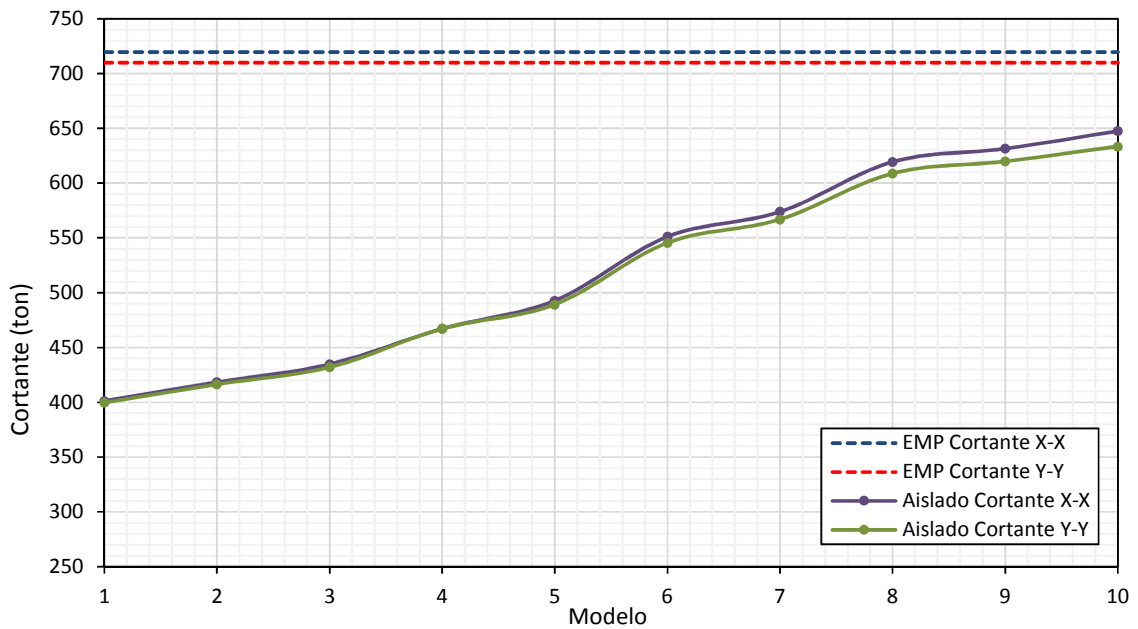
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.4 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO Y-Y).



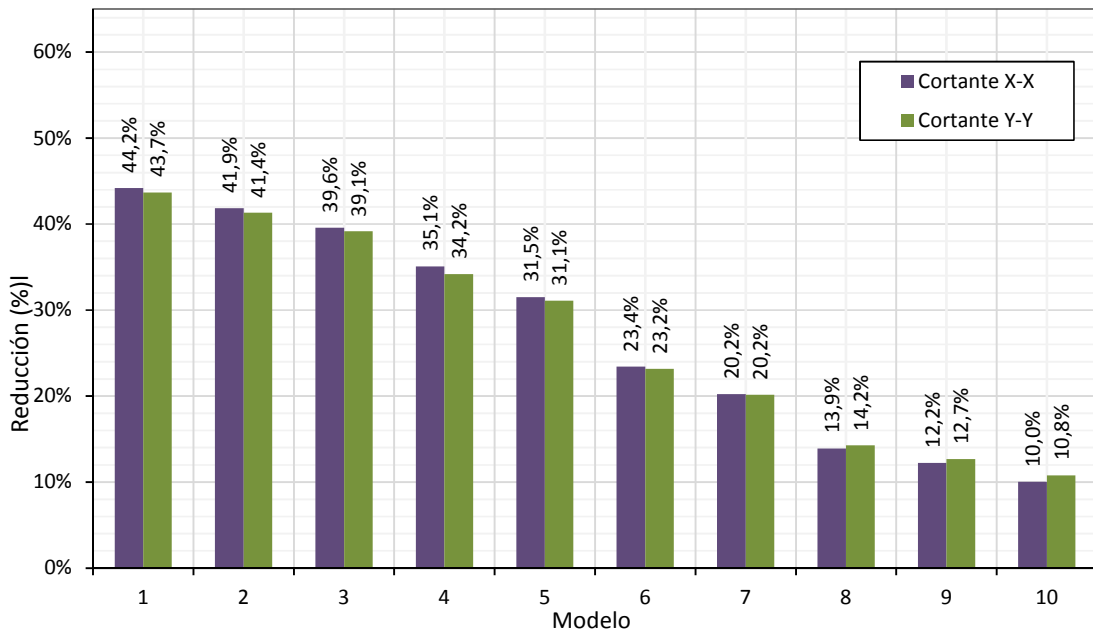
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.5 COMPARACIÓN DEL CORTANTE BASAL DE LOS MODELOS 1-10 Y LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.6 PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DEL CORTANTE BASAL PARA LOS MODELOS 1-10.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.2.2 DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos son un parámetro muy importante en el análisis ya que se la puede relacionar directamente con los daños estructurales y no estructurales que puede sufrir la edificación; se observa claramente que la mayor deformación ocurre a nivel del sistema de aislación y que esta va disminuyendo a medida que aumenta en altura, por lo tanto la edificación tiende a comportarse como un cuerpo rígido sobre el sistema de aislación, por otra parte es muy importante conocer la deformación que ocurre a nivel de la interfaz de aislamiento para verificar que este desplazamiento se encuentre dentro del desplazamiento de diseño permisible ya que el sistema de aislación es el que absorbe la mayor cantidad de energía (deformación) y debido a que constructivamente se recomienda que en un edificio aislado se verifiquen los valores necesarios para las juntas de separación entre edificios u otros elementos adyacentes.

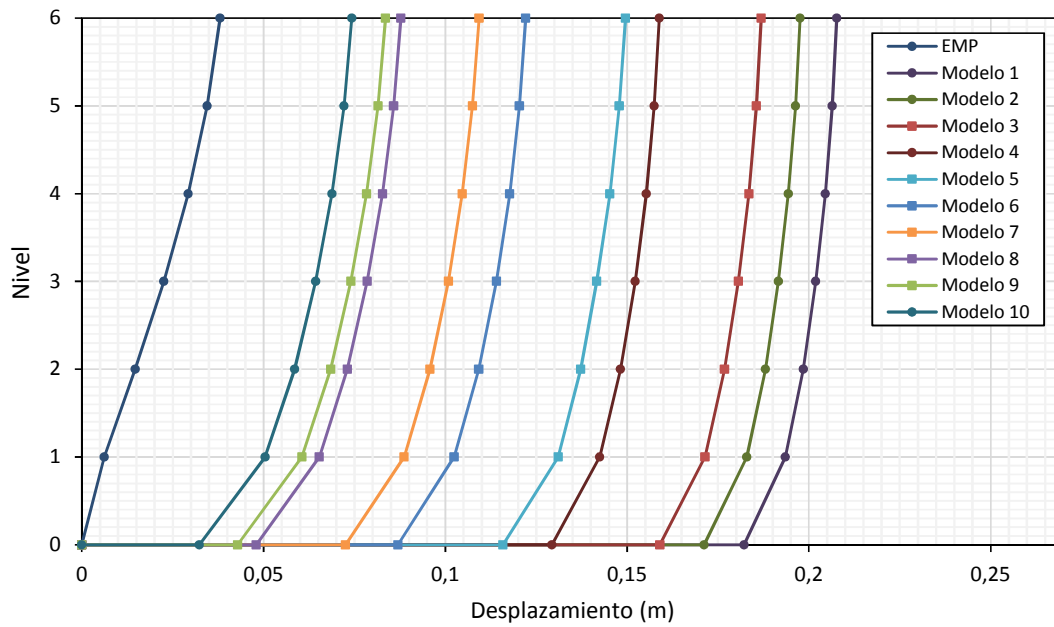
En la Tabla 5.3 se muestran los desplazamientos resultantes que se producen en la superestructura (sin considerar el desplazamiento de la base) y el porcentaje de reducción con respecto a la estructura empotrada.

TABLA 5.3 REDUCCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LA SUPERESTRUCTURA PARA LOS DIFERENTES MODELOS MATEMÁTICOS.

	Desplazamiento Est. Empotrada (m)		Desplazamiento Est. Aislada (m)		Reducción (%)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Modelo 1	0,228	0,241	0,051	0,055	77,66%	77,17%
Modelo 2			0,053	0,057	76,81%	76,29%
Modelo 3			0,056	0,060	75,60%	75,05%
Modelo 4			0,059	0,064	74,11%	73,38%
Modelo 5			0,062	0,067	72,61%	72,04%
Modelo 6			0,070	0,076	69,17%	68,61%
Modelo 7			0,074	0,079	67,76%	67,25%
Modelo 8			0,080	0,085	65,08%	64,63%
Modelo 9			0,081	0,087	64,32%	63,91%
Modelo 10			0,084	0,090	63,18%	62,88%

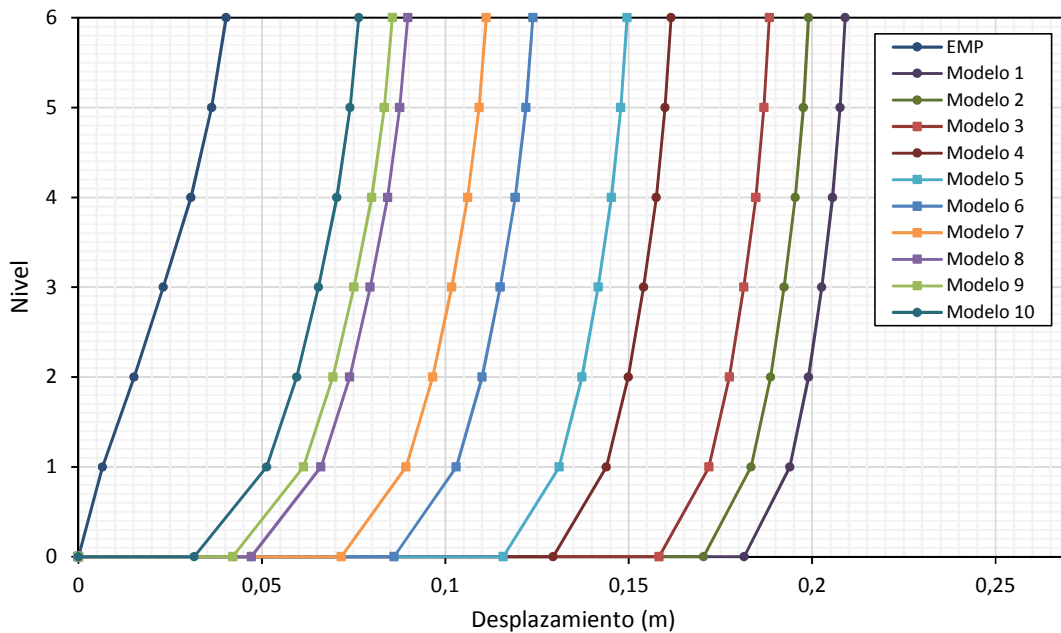
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.7 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LOS DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS 1-10 (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 5.8 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LOS DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS 1-10 (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

5.2.3 DERIVAS

Aparte de analizar la deformación del edificio respecto a la base es necesario tomar en cuenta el desplazamiento relativo que existe entre los distintos niveles de estructura y revisar como varían las derivas respecto a la estructura con base empotrada, para determinar cuál sistema de aislación genera un mejor comportamiento en la edificación. Las derivas inelásticas se calculan a partir de los desplazamientos elástico multiplicándolos por el factor de reducción sísmica R , según el FEMA 450 [14] las derivas de piso para la superestructura no deben exceder el 1.5%.

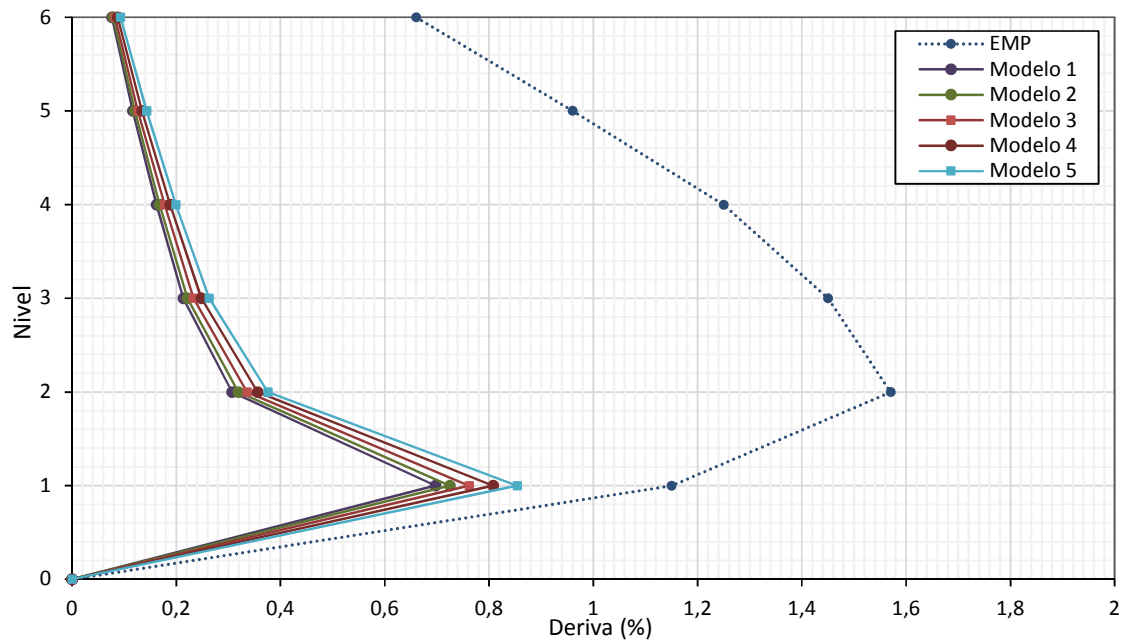
En la Tabla 5.4 se exponen las derivas máximas que se presentan para cada uno de los modelos matemáticos y en porcentaje de reducción con respecto a la estructura empotrada.

TABLA 5.4 REDUCCIÓN DE LAS DERIVAS MÁXIMAS DE PISO PARA LOS DIFERENTES SISTEMAS DE AISLACIÓN.

	Deriva máxima (%)		Deriva máxima (%)		Reducción	Reducción
	Est. Empotrada		Est. Aislada		(%)	(%)
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Modelo 1	1,57	1,60	0,697	0,769	55,61%	51,97%
Modelo 2			0,725	0,799	53,84%	50,04%
Modelo 3			0,762	0,840	51,48%	47,49%
Modelo 4			0,808	0,896	48,53%	44,02%
Modelo 5			0,854	0,938	45,62%	41,36%
Modelo 6			0,955	1,048	39,18%	34,53%
Modelo 7			0,996	1,090	36,58%	31,91%
Modelo 8			1,073	1,169	31,67%	26,93%
Modelo 9			1,094	1,190	30,33%	25,62%
Modelo 10			1,122	1,217	28,52%	23,96%

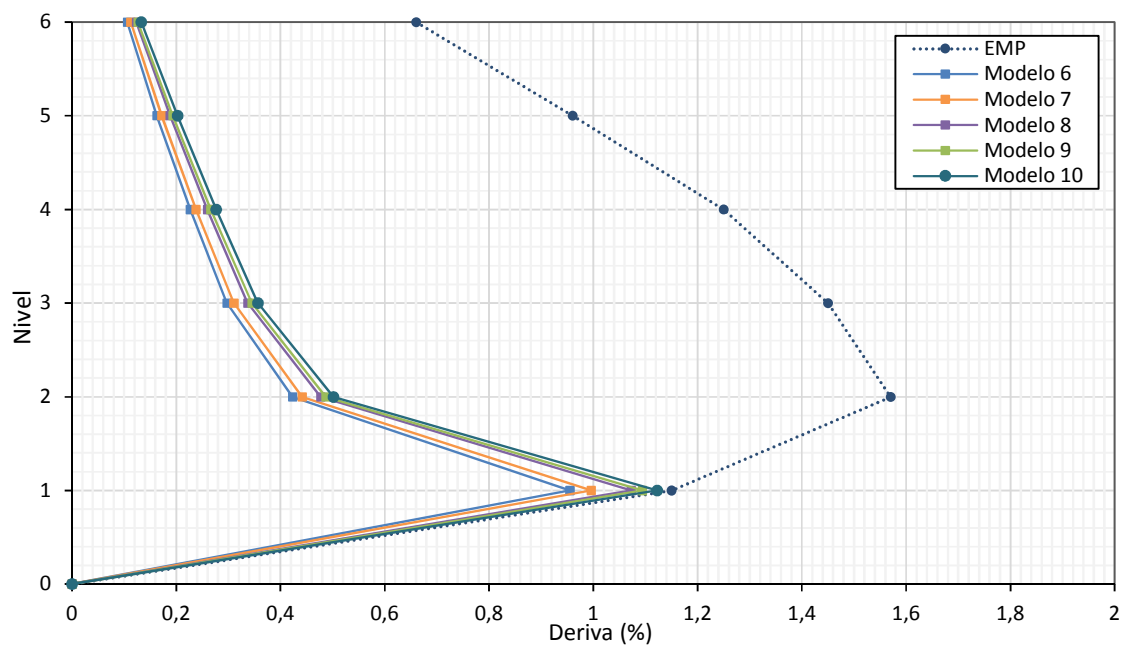
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 5.9 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.10 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.11 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 1-5 (SENTIDO Y-Y).

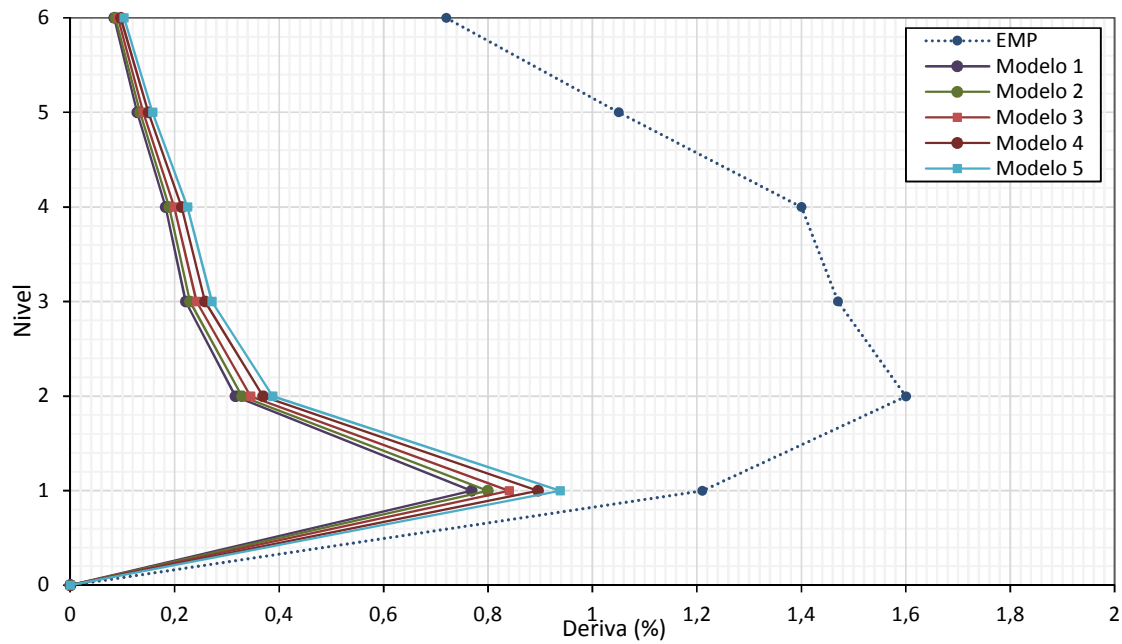


FIGURA 5.12 DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LAS DERIVAS DE PISO PARA LOS MODELOS 6-10 (SENTIDO Y-Y).

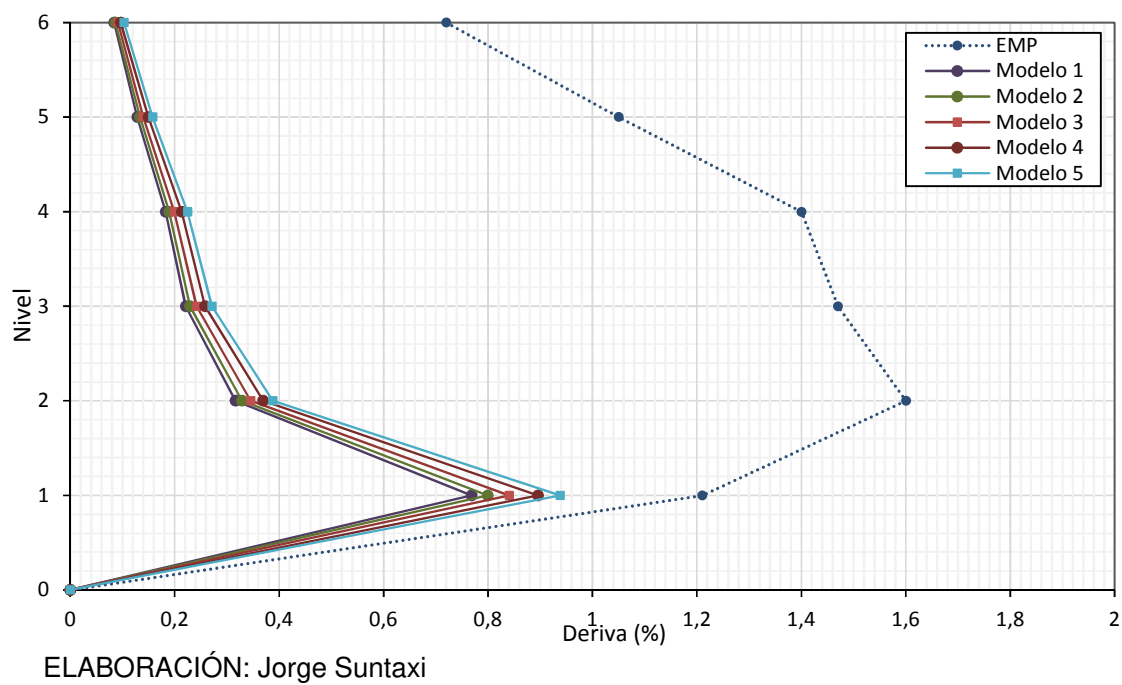
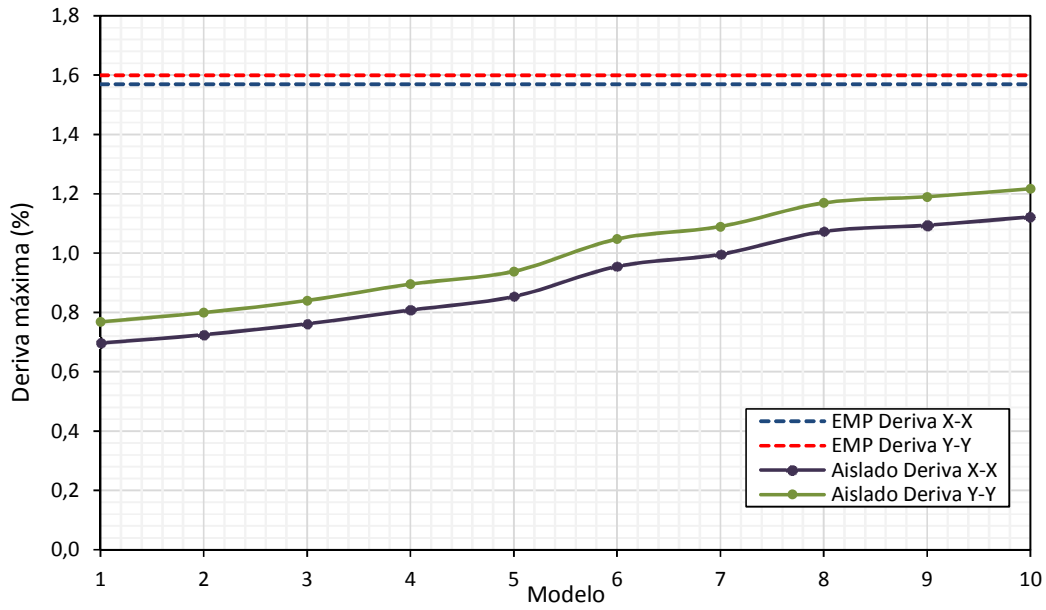
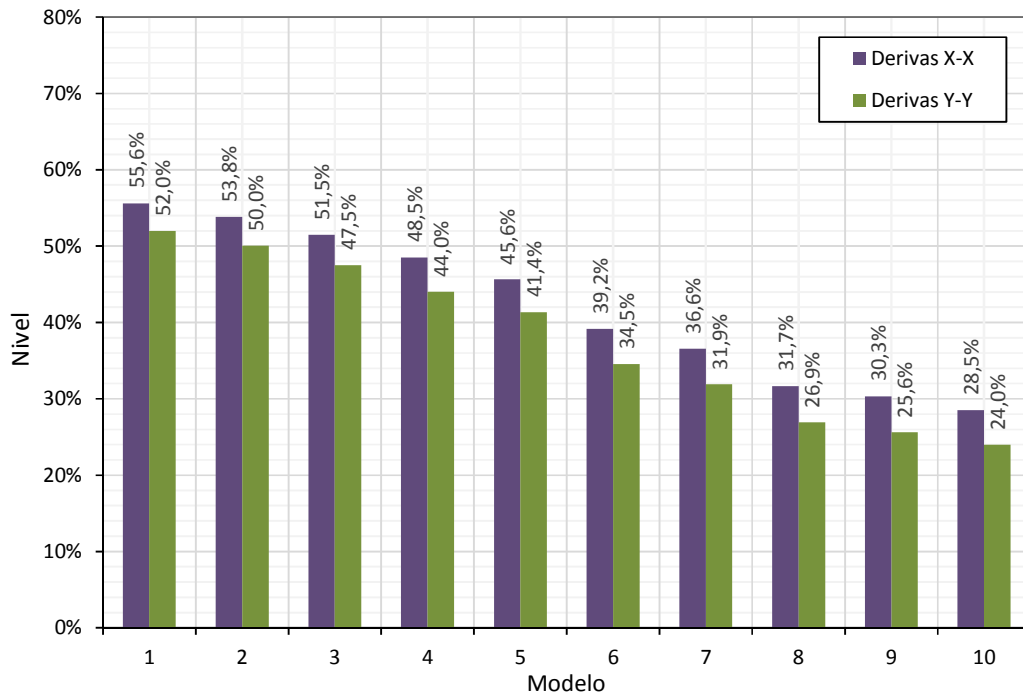


FIGURA 5.13 COMPARACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA PARA LOS MODELOS 1-10 RESPECTO A LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.14 PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA PARA LOS MODELOS 1-10 RESPECTO A LA ESTRUCTURA EMPOTRADA.



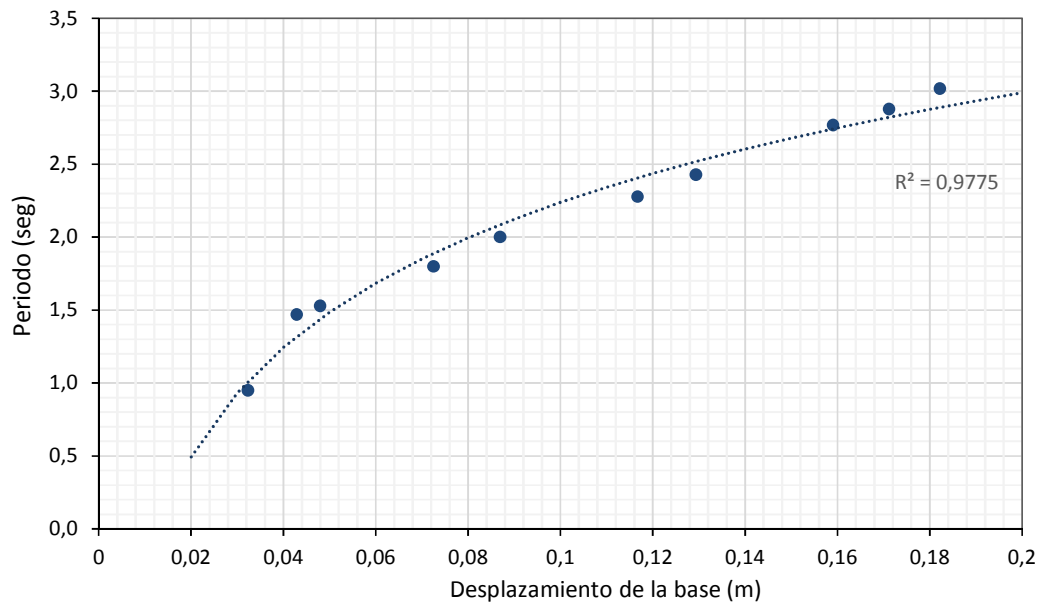
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.2.4 RELACIÓN PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

En las estructuras aisladas el parámetro a controlar es el desplazamiento que se produce en los aisladores. Este desplazamiento es fundamental para el procedimiento de diseño, el aumento del periodo, del amortiguamiento (amortiguamiento adicional que le proporciona el sistema de aislación) y la rigidez del sistema de aislación influyen enormemente en el desplazamiento que se produzca en los aisladores, ocasionando que el diseño del sistema de aislación sea un procedimiento iterativo en el cual se debe encontrar un balance adecuado entre estas tres variables.

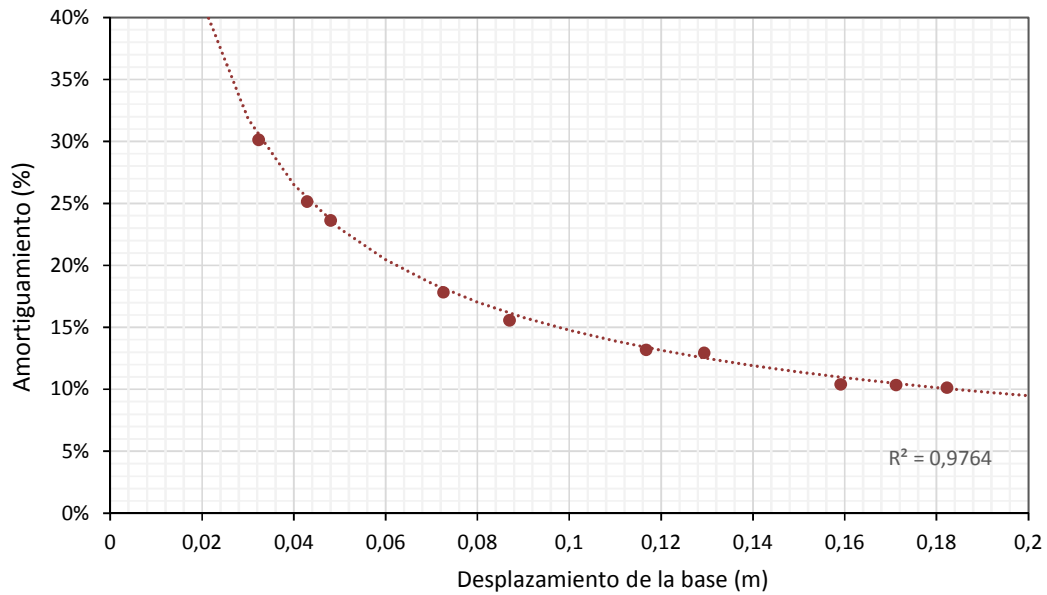
En las Figuras 5.15 a 5.17 se presenta la influencia del periodo, amortiguamiento y rigidez en el desplazamiento de los aisladores.

FIGURA 5.15 RELACIÓN ENTRE EL PERIODO Y EL DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN.



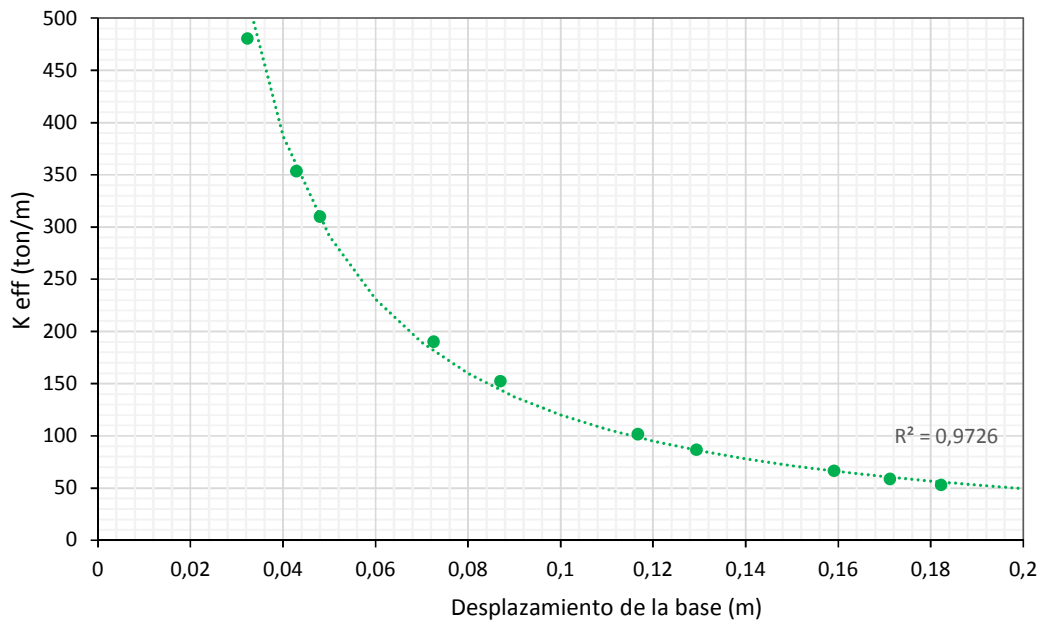
ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

FIGURA 5.16 RELACIÓN ENTRE EL AMORTIGUAMIENTO DEL AISLADOR Y EL DESPLAZAMIENTO EN LA BASE.



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.17: RELACIÓN ENTRE RIGIDEZ EFECTIVA DEL AISLADOR Y EL DESPLAZAMIENTO EN LA BASE.

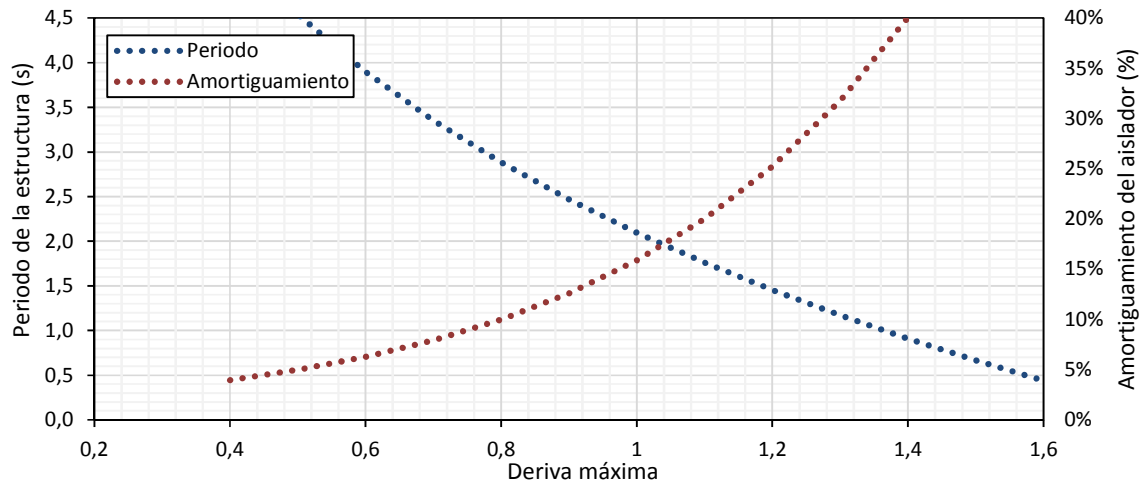


ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

Otra manera de relacionar estos parámetros es a través de la deriva máxima que se puede producir en la estructura. Con base en una deriva máxima objetivo se

puede prever: el periodo que tendrá la estructura y el amortiguamiento y rigidez necesarios de los aisladores para el diseño.

FIGURA 5.18 INFLUENCIA DEL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN EN LA DERIVA MÁXIMA DE LA ESTRUCTURA.



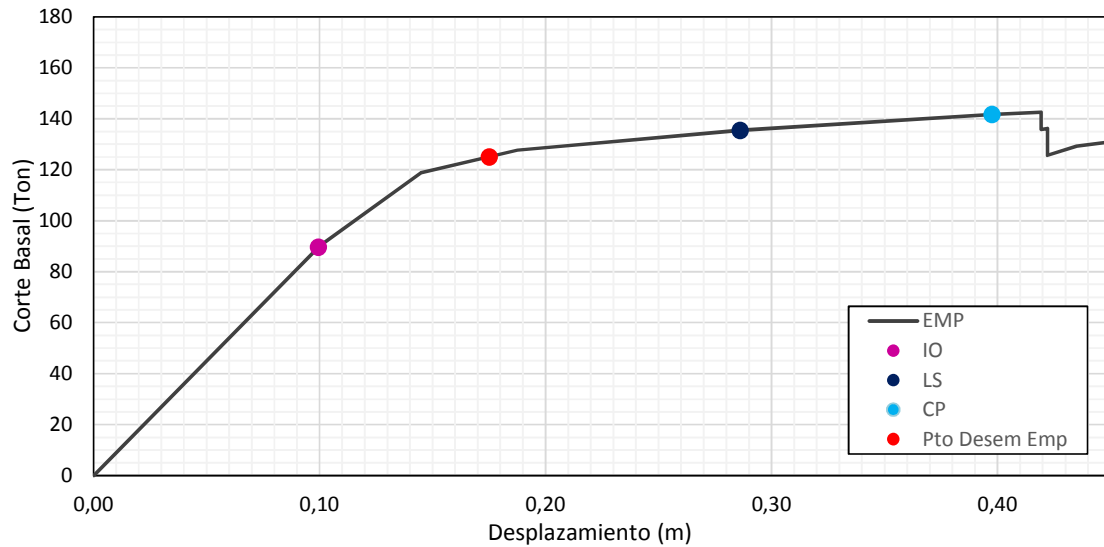
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

A continuación se presenta las curvas de capacidad y el punto de desempeño, encontrados con ayuda del software SAP2000 [20] y con base en la técnica del Pushover (NSP) y del método del espectro de capacidad (MEC). Conjuntamente se muestra los niveles de desempeño IO, LS y CP que alcanzan las rotulas plásticas (mecanismos de disipación de energía) en cada modelo matemático acorde a la clasificación que les asigna el FEMA 273 [12] y FEMA 356 [13].

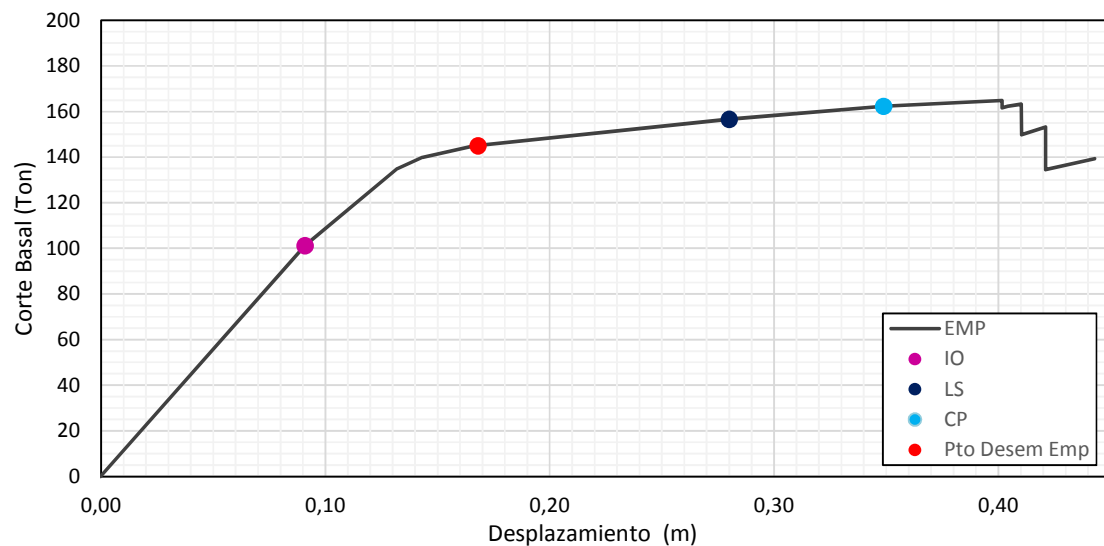
5.3.1 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURA BASE FIJA

FIGURA 5.19 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

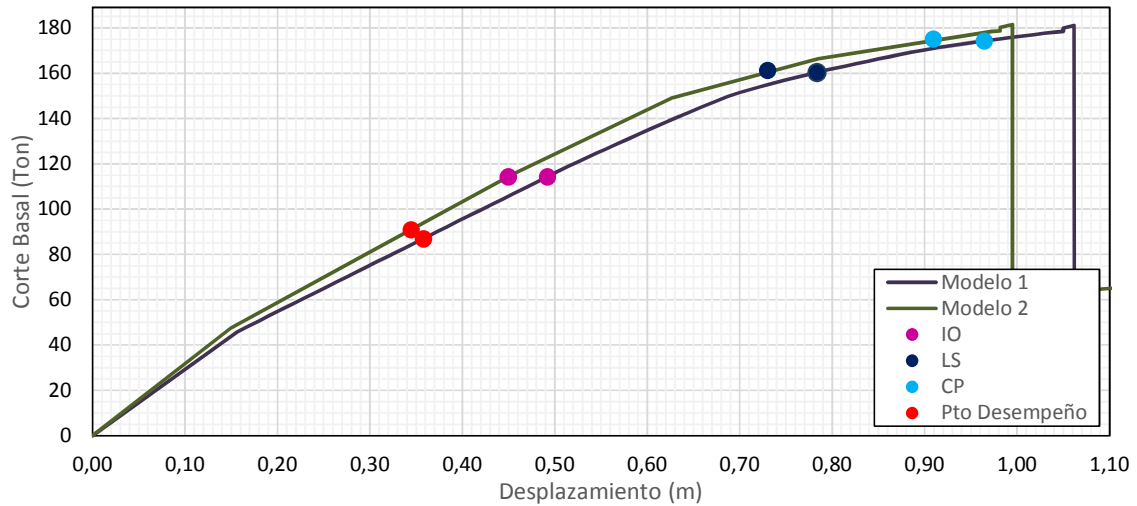
FIGURA 5.20 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

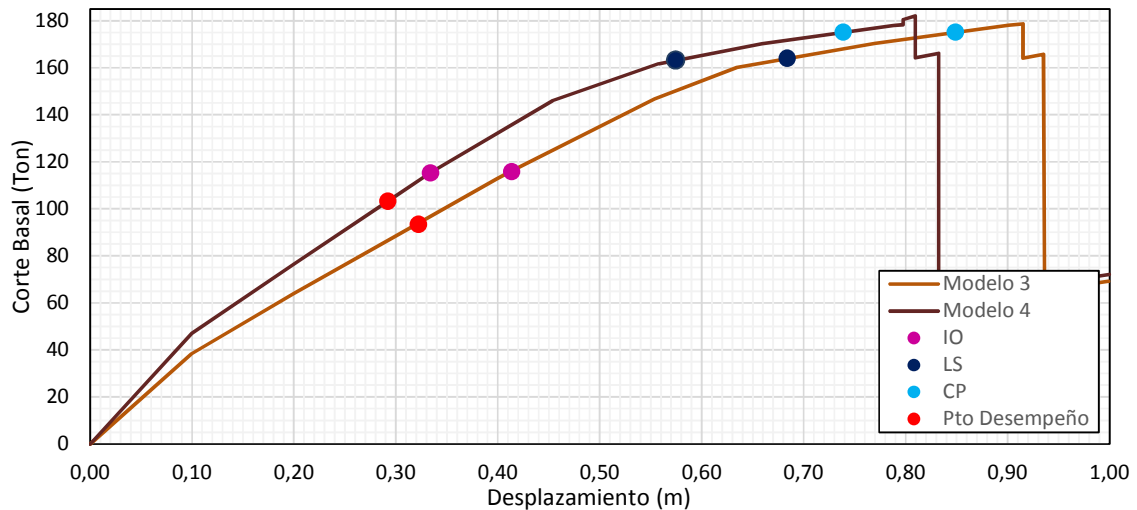
5.3.2 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURA BASE AISLADA

FIGURA 5.21 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 1 Y 2 (SENTIDO X-X).



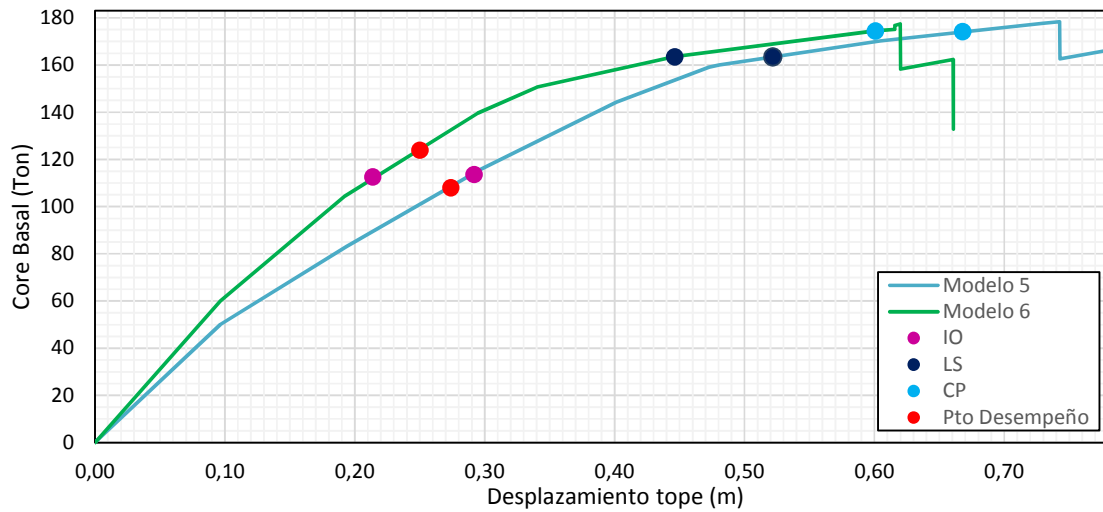
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.22 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 3 Y 4 (SENTIDO X-X).



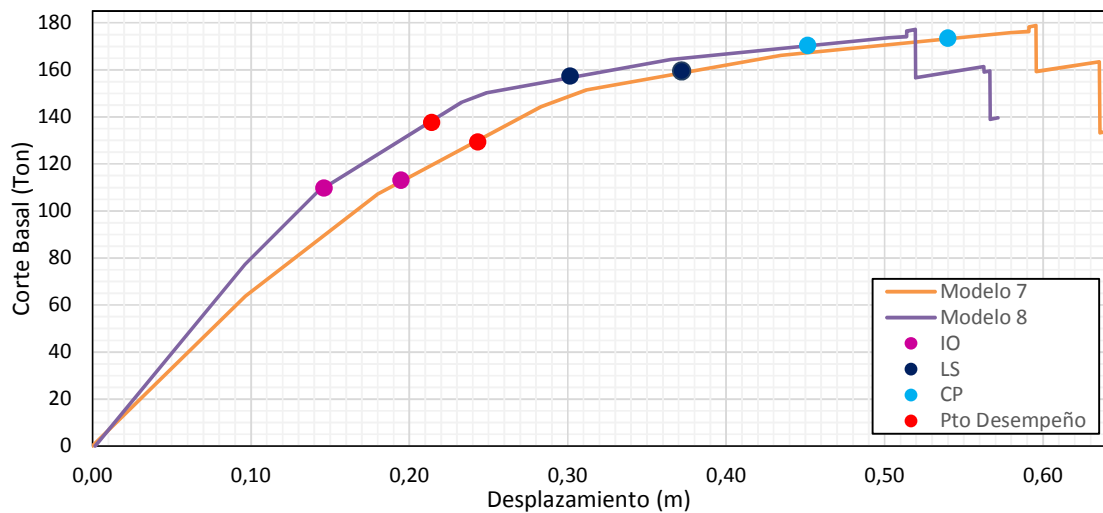
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.23 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 5 Y 6 (SENTIDO X-X).



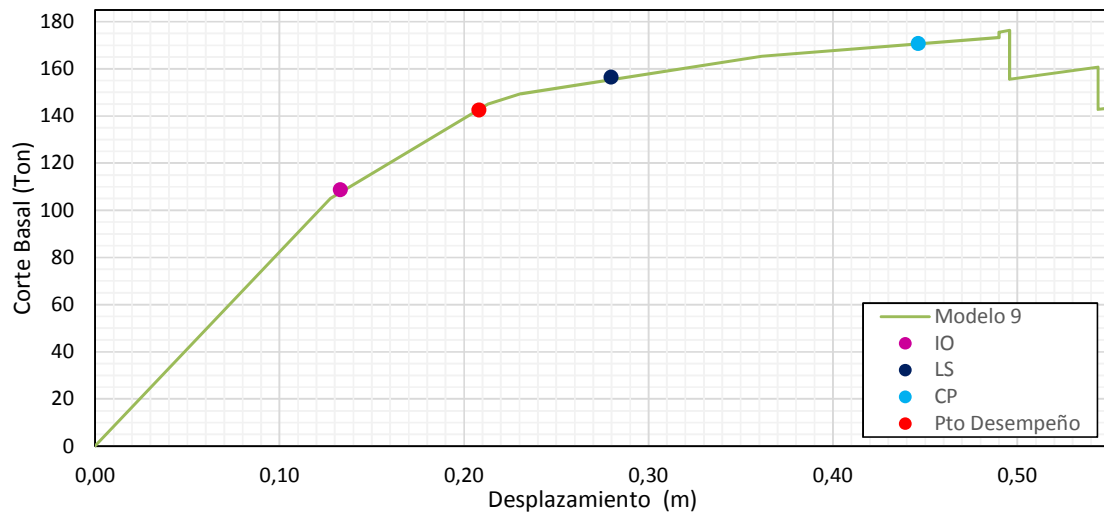
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.24 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 7 Y 8 (SENTIDO X-X).



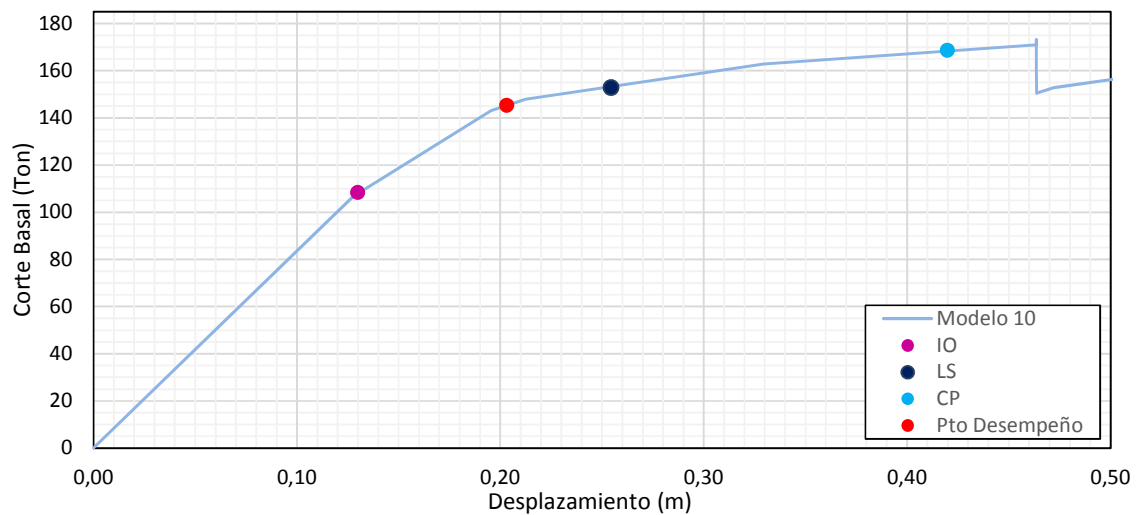
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.25 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 9 (SENTIDO X-X).



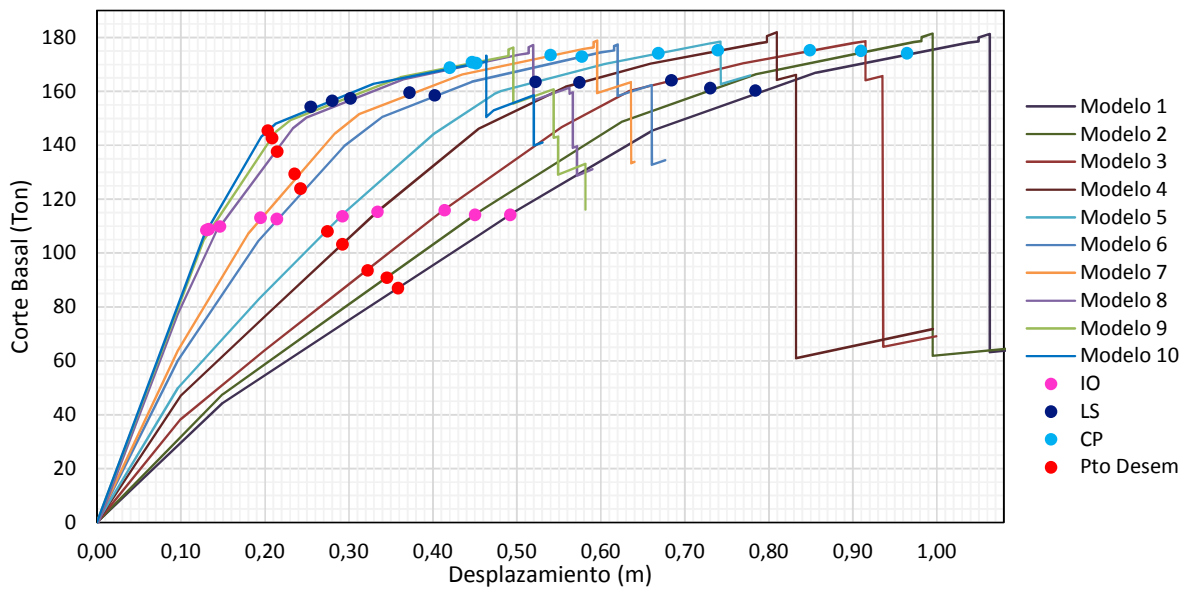
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.26 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 10 (SENTIDO X-X).



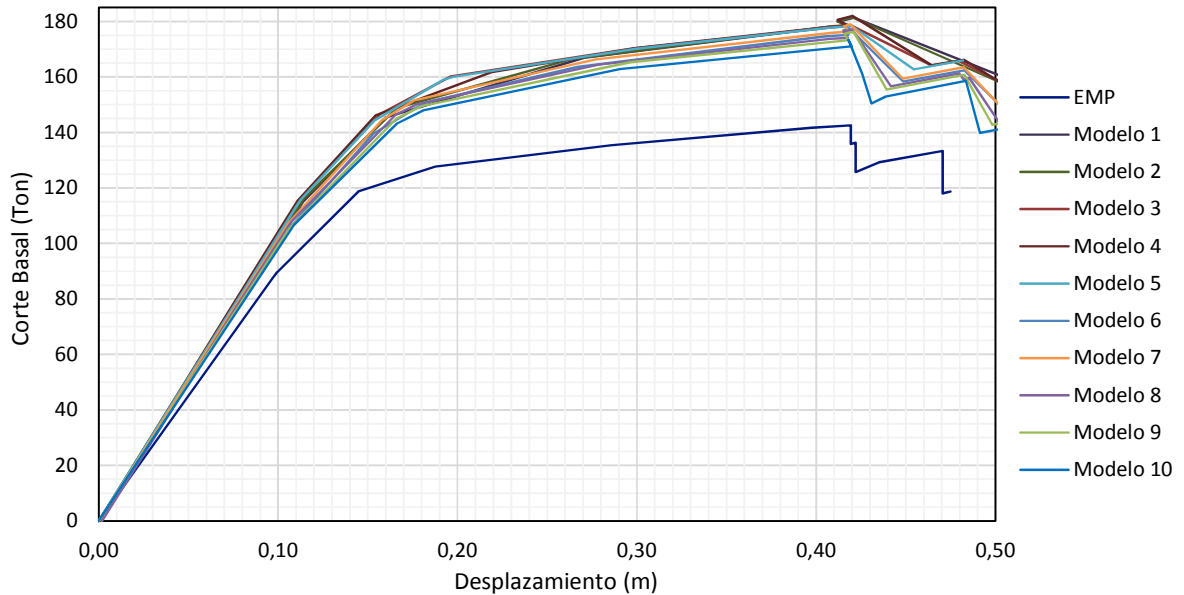
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.27 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).



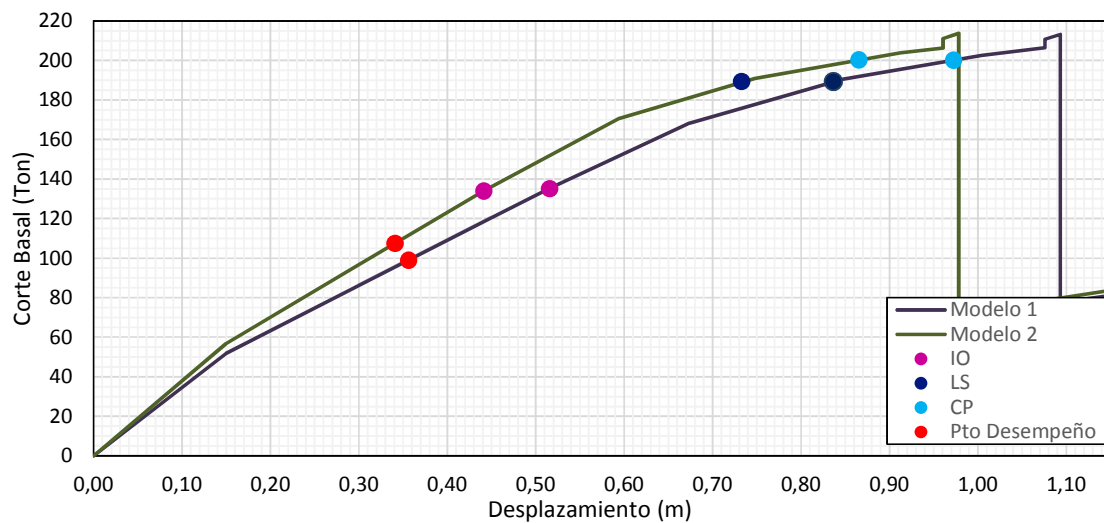
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.28 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA Y DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA SIN CONSIDERAR EL DESPLAZAMIENTO DE LA BASE (SENTIDO X-X).



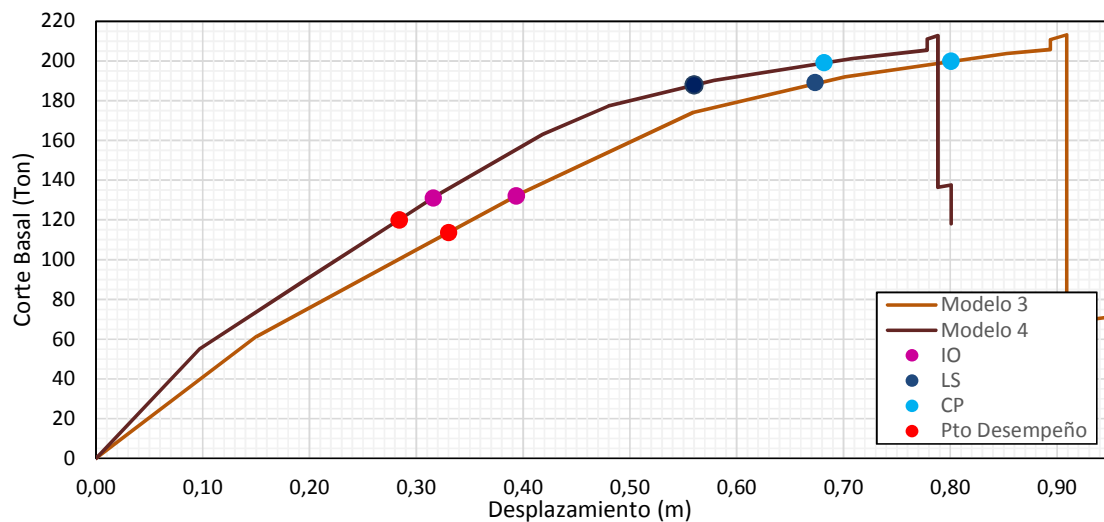
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.29 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 1 Y 2 (SENTIDO Y-Y).



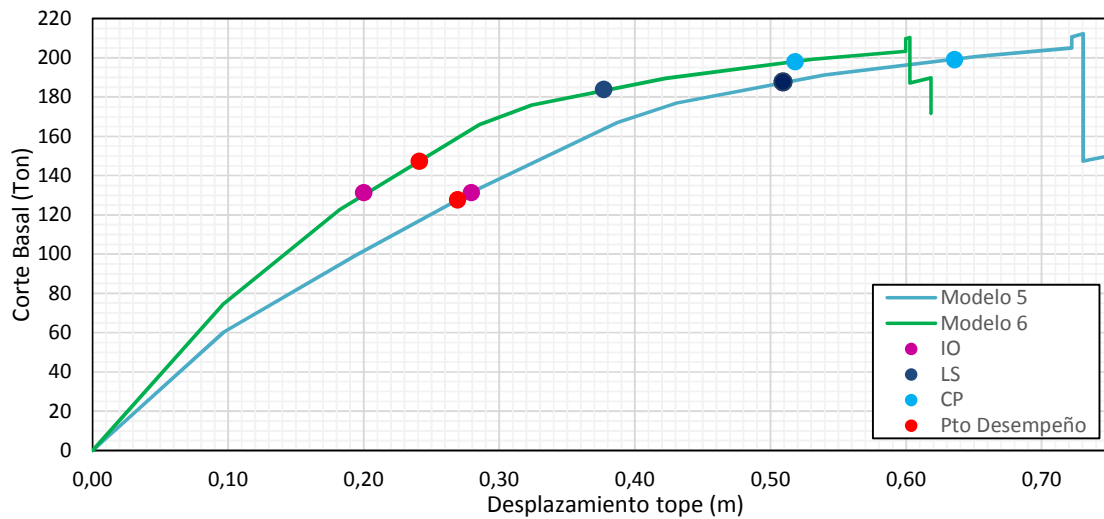
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.30 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 3 Y 4 (SENTIDO Y-Y).



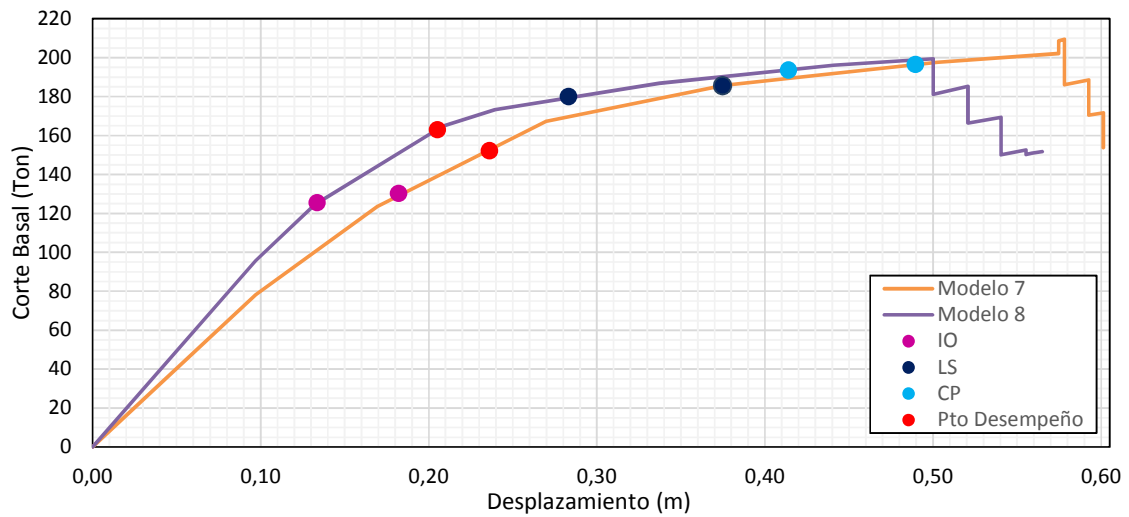
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.31 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 5 Y 6 (SENTIDO Y-Y).



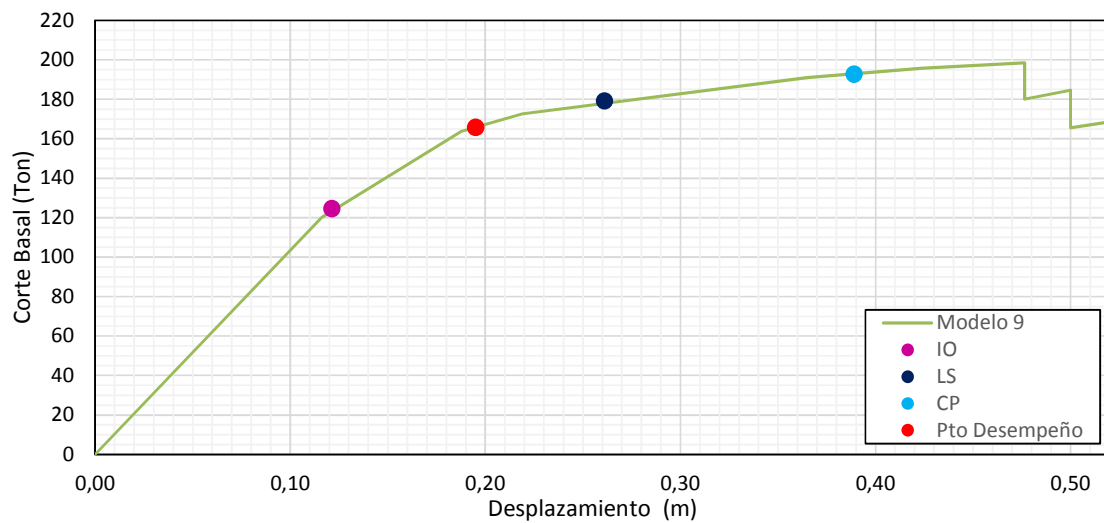
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.32 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS 7 Y 8 (SENTIDO Y-Y).



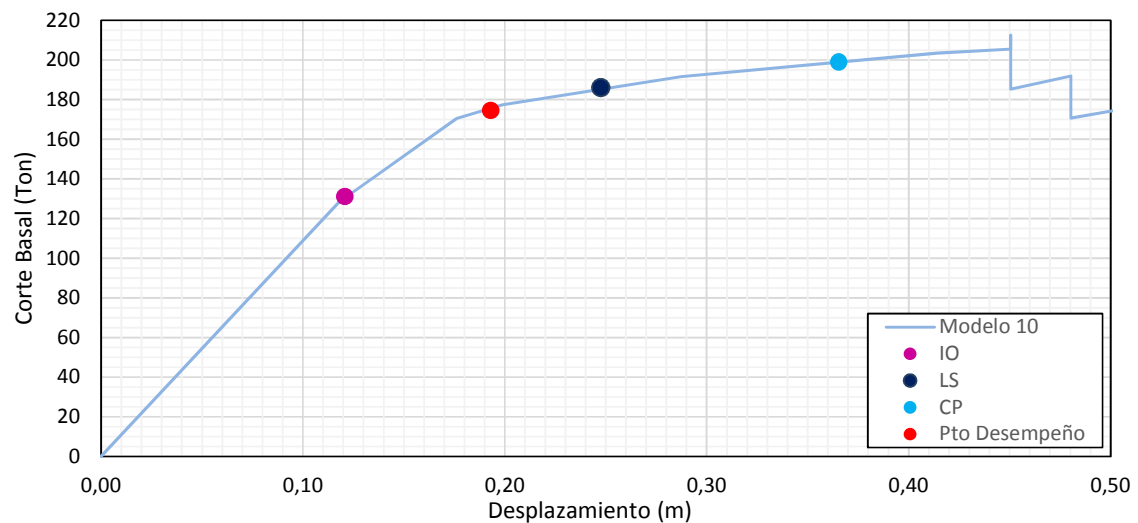
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.33 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL MODELOS 9 (SENTIDO Y-Y).



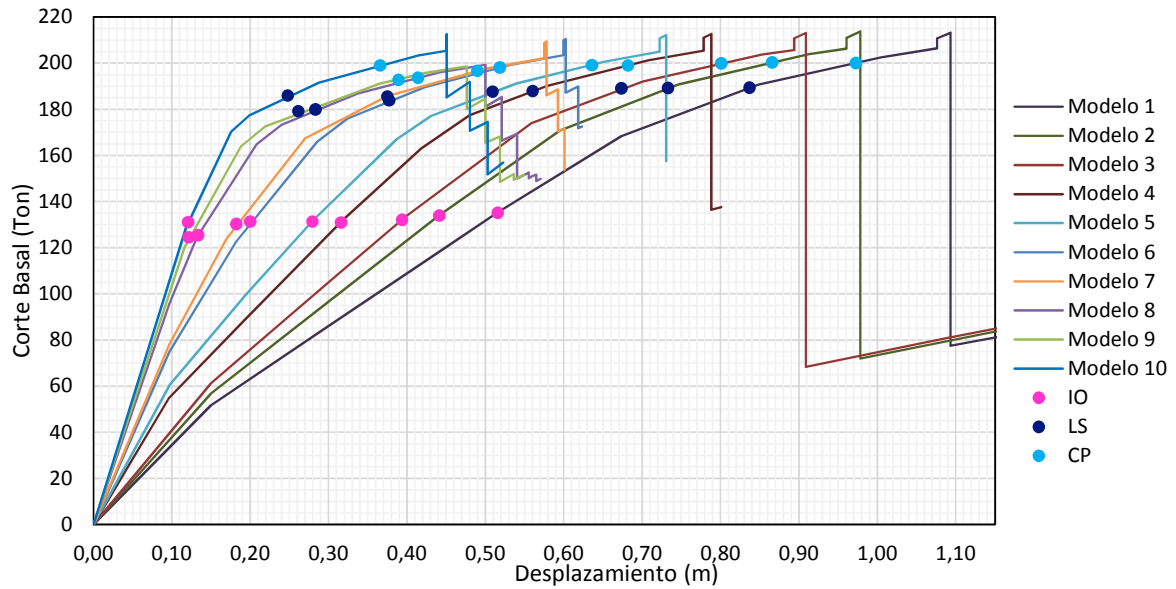
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.34 CURVA DE CAPACIDAD, PUNTOS IO, LS, CP Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL MODELOS 10 (SENTIDO Y-Y).



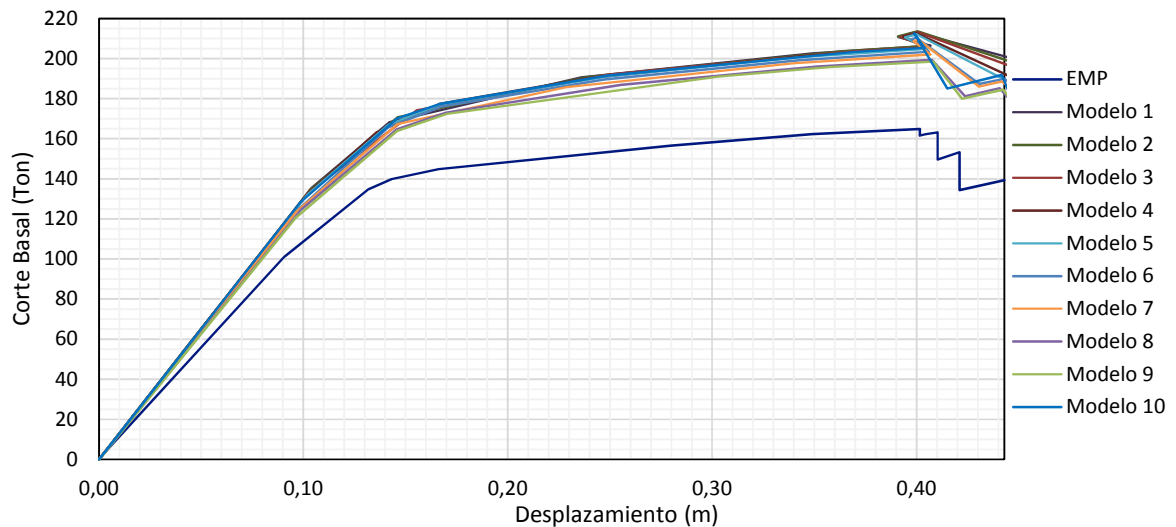
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.35 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.36 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA Y DE LOS MODELOS 1-10 ESTRUCTURA AISLADA SIN CONSIDERAR EL DESPLAZAMIENTO DE LA BASE (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

En las Tabla 5.5 y 5.6 se presenta un resumen de los niveles de desempeño que tienen los mecanismos de disipación de energía cuando se alcanza el punto de desempeño.

TABLA 5.5 RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y EMPOTRADA (SENTIDO X-X).

	Pto Desemp.		B				IO				LS				CP			
			Col.		Vig.		Col.		Vig.		Col.		Vig.		Col.		Vig.	
	D (m)	V (ton)	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%
M1	0,358	86,95	72	100%	60	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M2	0,345	90,91	72	100%	60	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M3	0,322	93,54	72	100%	60	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M4	0,292	103,29	72	100%	60	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M5	0,274	108,12	72	100%	60	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M6	0,242	123,99	72	100%	45	75,0%	0	0%	15	25,0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M7	0,235	129,41	72	100%	45	75,0%	0	0%	15	25,0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M8	0,214	137,70	72	100%	40	66,7%	0	0%	20	33,3%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M9	0,208	142,68	72	100%	35	58,3%	0	0%	25	41,7%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M10	0,203	145,48	70	97,2%	25	41,7%	2	2,8%	35	58,3%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
EMP	0,175	125,14	66	91,7%	27	45,0%	6	8,3%	33	55,0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%

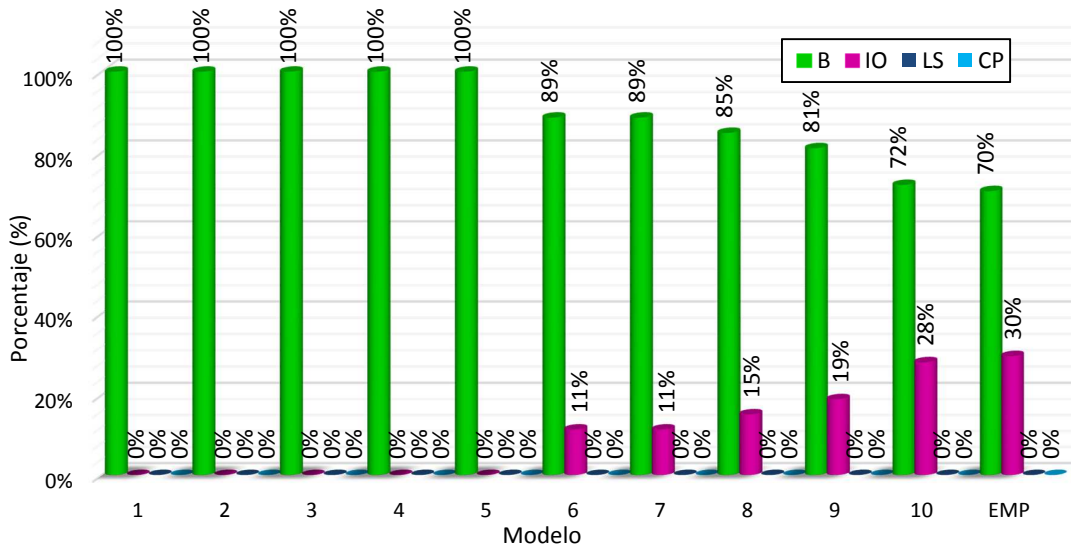
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

TABLA 5.6 RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).

	Pto Desemp.		B				IO				LS				CP			
			Col.		Vig.		Col.		Vig.		Col.		Vig.		Col.		Vig.	
	D (m)	V (ton)	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%	#	%
M1	0,356	98,99	84	100%	72	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M2	0,341	107,62	84	100%	72	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M3	0,330	113,64	84	100%	72	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M4	0,284	120,11	84	100%	72	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M5	0,269	127,72	84	100%	72	100%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M6	0,241	147,43	84	100%	59	81,9%	0	0%	13	18,1%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M7	0,235	152,45	84	100%	54	75,0%	0	0%	18	25,0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M8	0,205	163,25	84	100%	46	63,9%	0	0%	26	36,1%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M9	0,195	165,78	84	100%	33	45,8%	0	0%	39	54,2%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
M10	0,193	174,62	82	97,6%	30	41,7%	2	2,4%	42	58,3%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
EMP	0,168	145,07	77	91,7%	24	33,3%	7	8,3%	48	66,7%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%

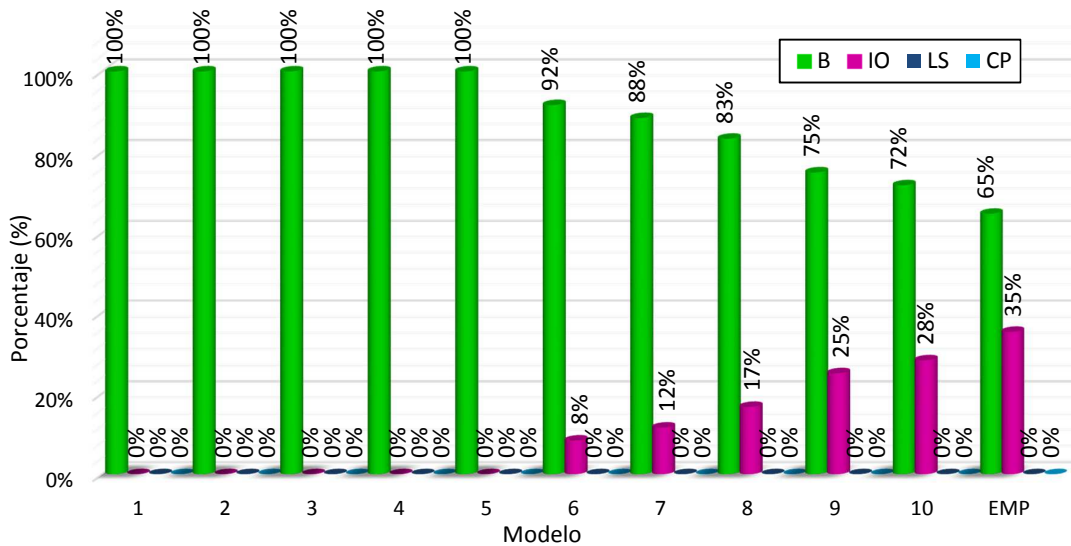
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.37 ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.38 ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS DE LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA HASTA ALCANZAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO Y-Y).



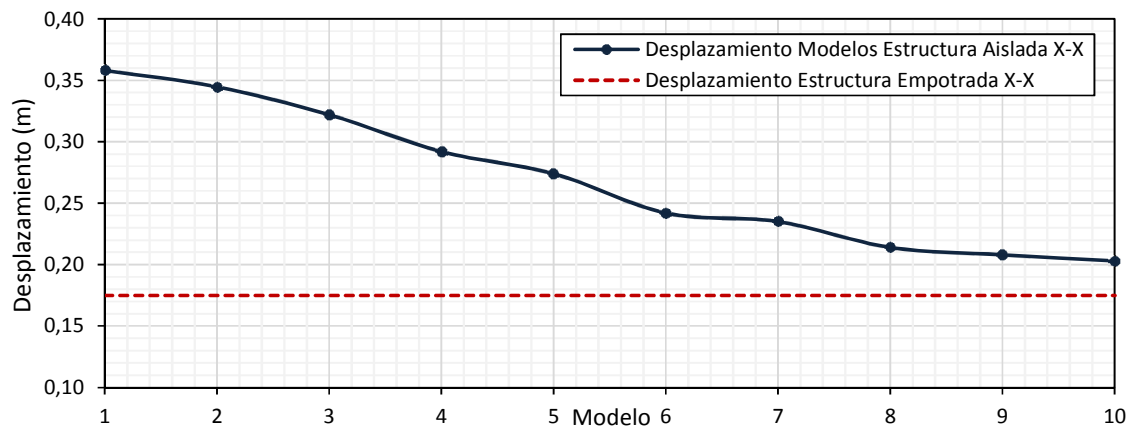
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.3.3 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS

5.3.3.1 Desplazamiento

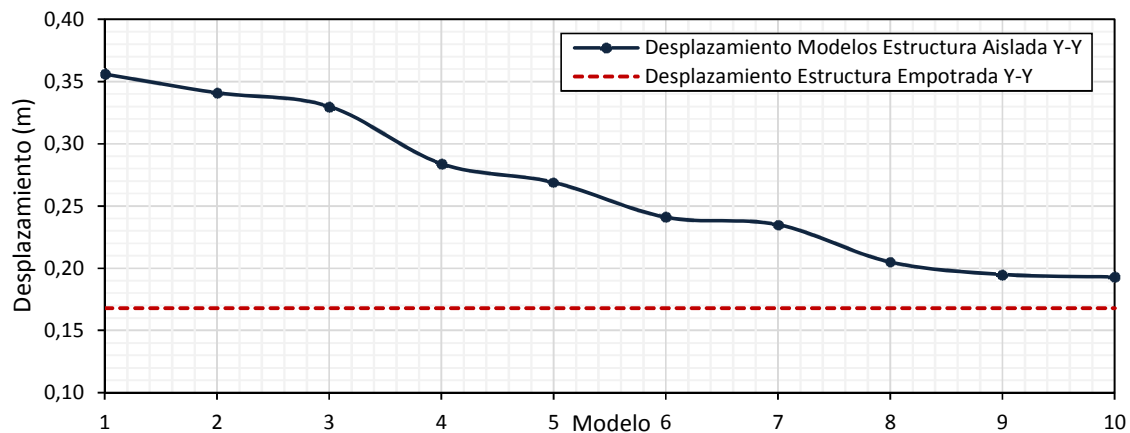
En la Figura 5.39 y 5.40 se presenta la variación del desplazamiento en el punto de desempeño.

FIGURA 5.39 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

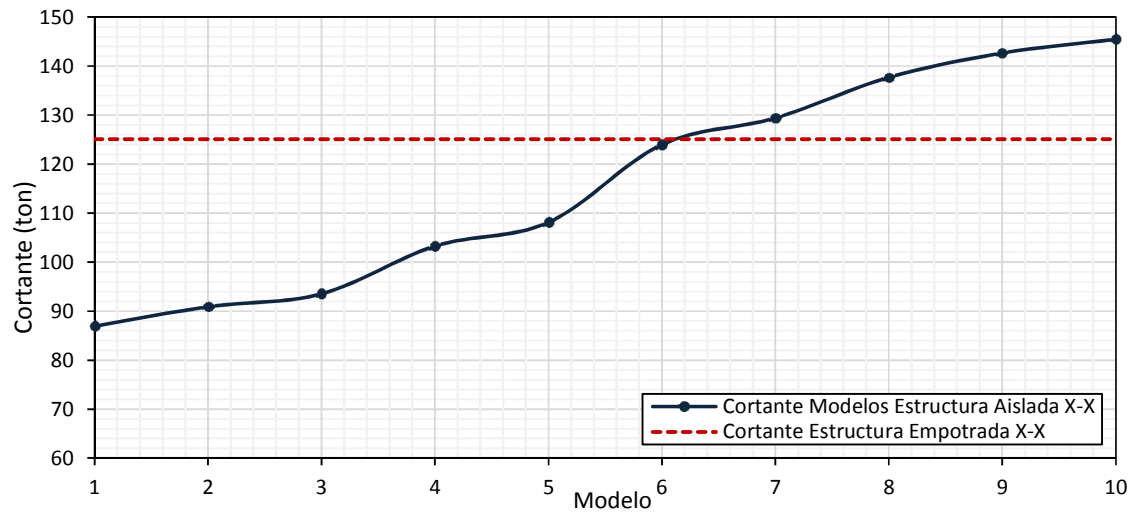
FIGURA 5.40 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

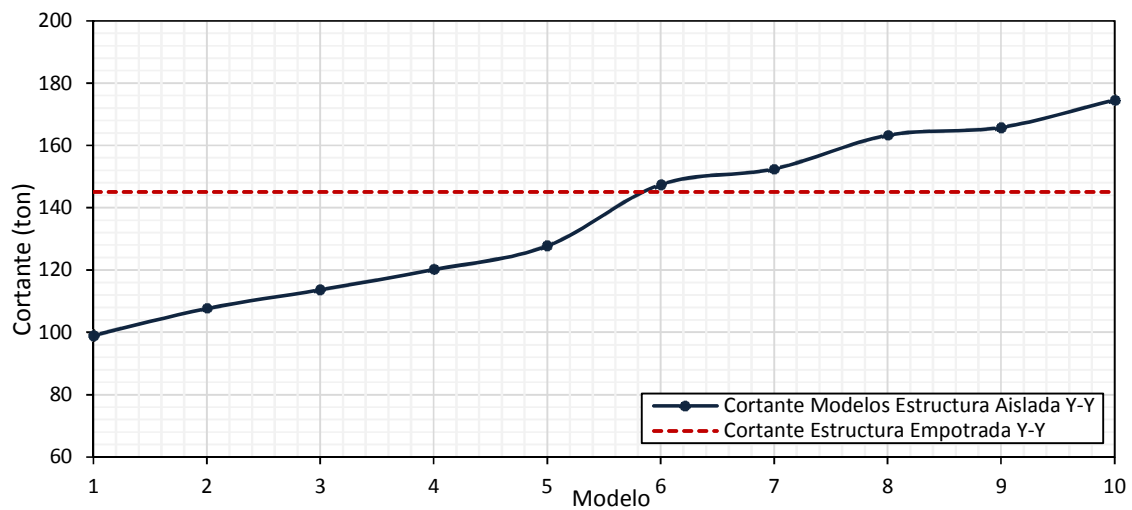
5.3.3.2 Cortante

FIGURA 5.41 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.42 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA (SENTIDO Y-Y).

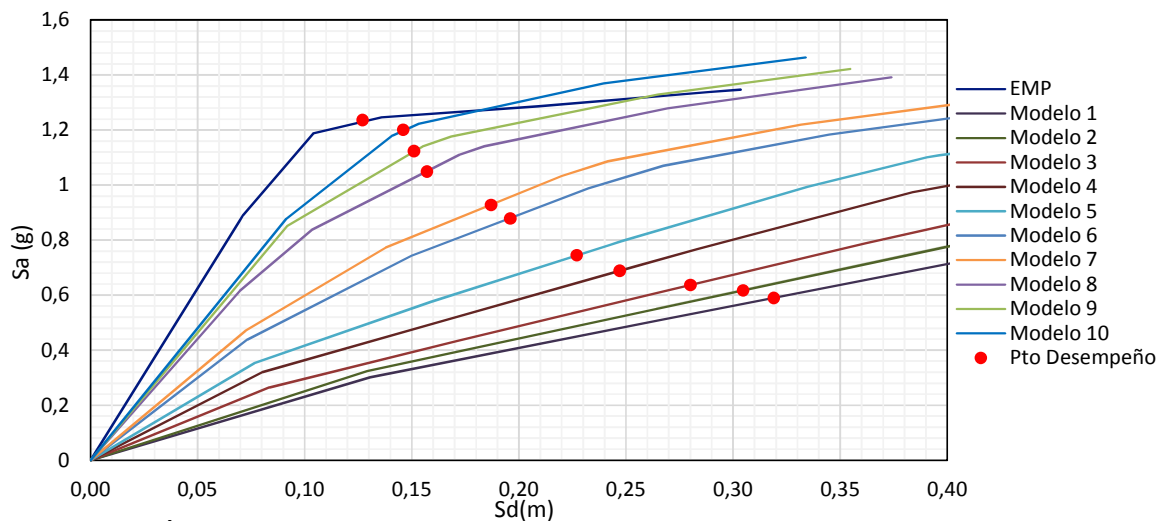


ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.3.3.3 Variación del punto de desempeño (ADRS)

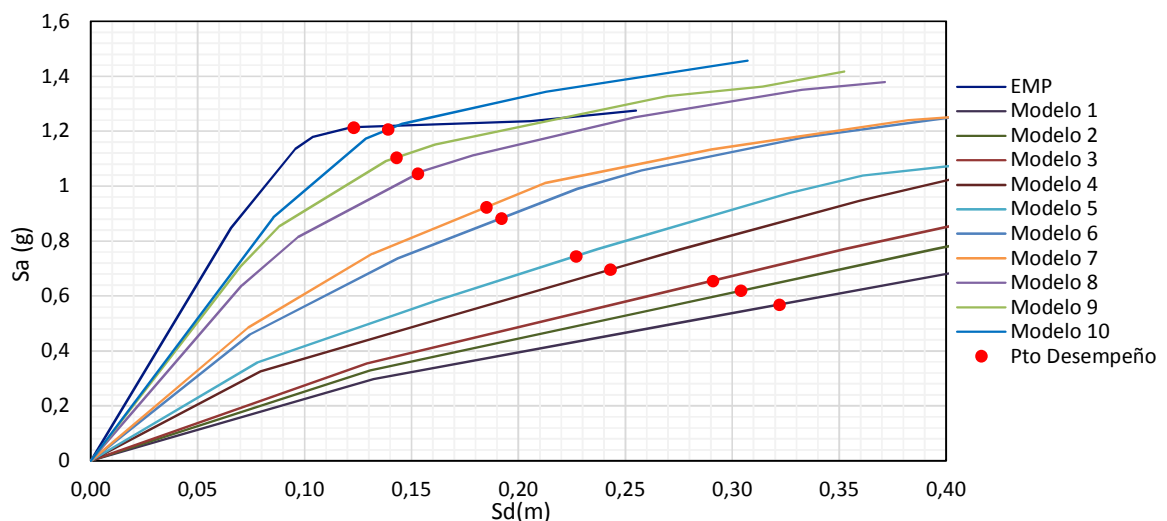
En la Figura 5.43 y 5.44 se muestran la intersección grafica del espectro de capacidad con el espectro de demanda (punto de desempeño) en coordenadas ADRS.

FIGURA 5.43 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA EN COORDENADAS ADRS (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

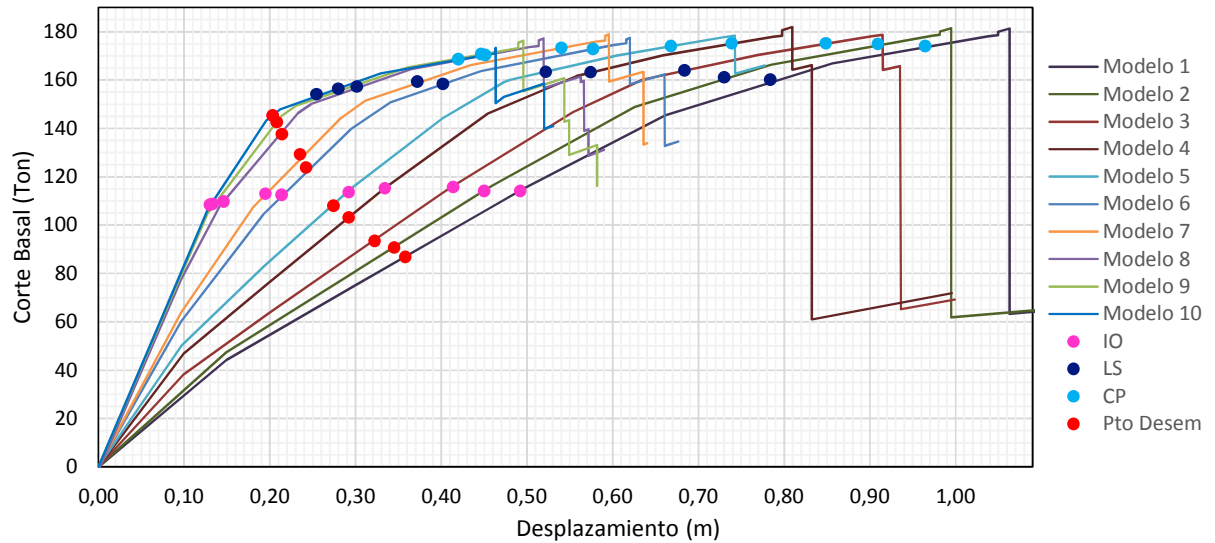
FIGURA 5.44 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA Y DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA EN COORDENADAS ADRS (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

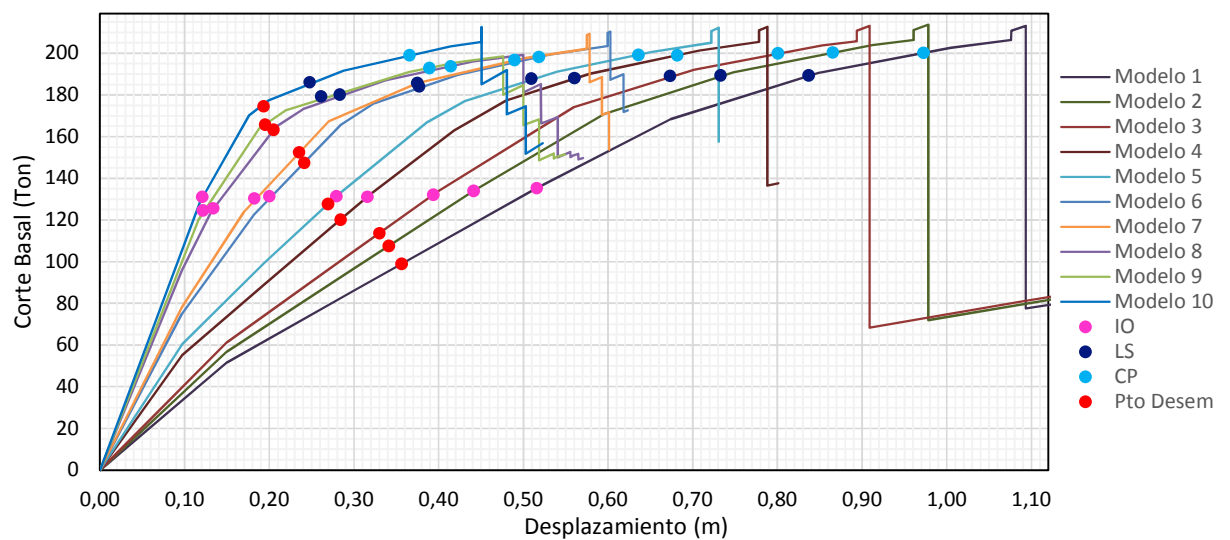
5.3.3.4 Variación del punto de desempeño y puntos IO, LS y CP.

FIGURA 5.45 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTOS IO, LS Y CP PARA LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

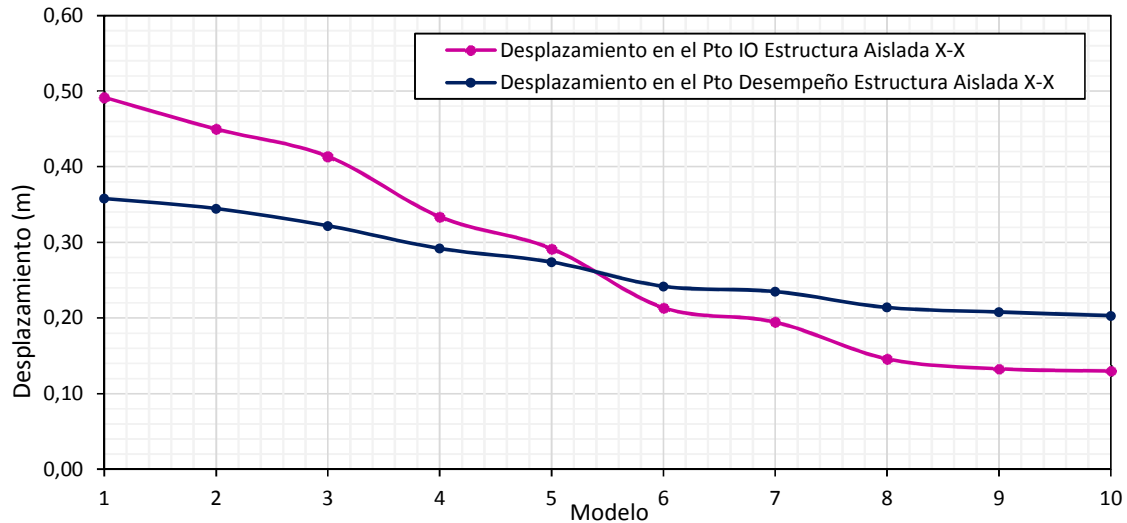
FIGURA 5.46 VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTOS IO, LS Y CP PARA LOS MODELOS 1-10 COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

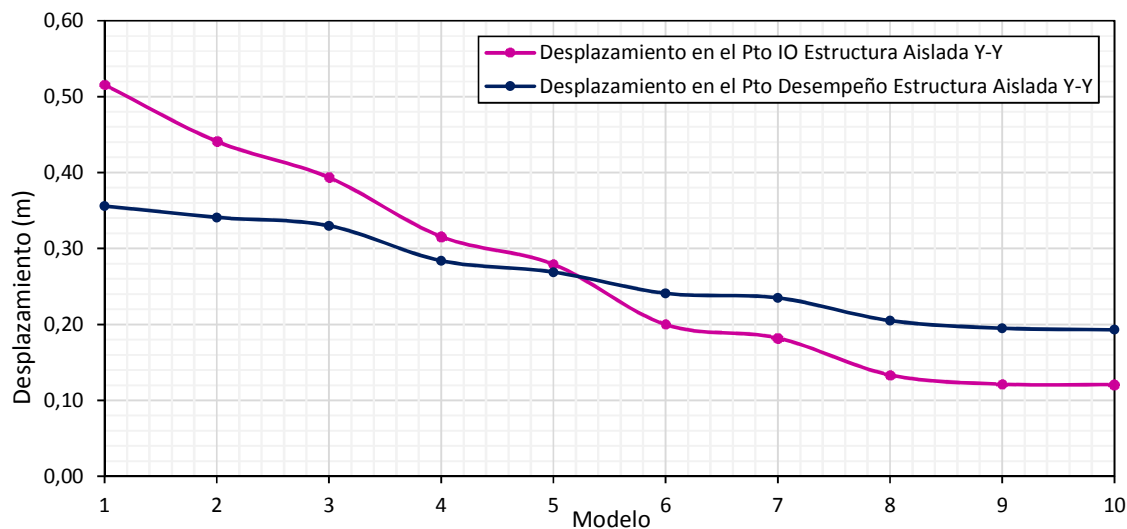
En las Figuras 5.47 a 5.50 se expone la variación entre el cortante y desplazamiento en función de los modelos realizados cuando se alcanza los puntos IO y punto de desempeño.

FIGURA 5.47 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).



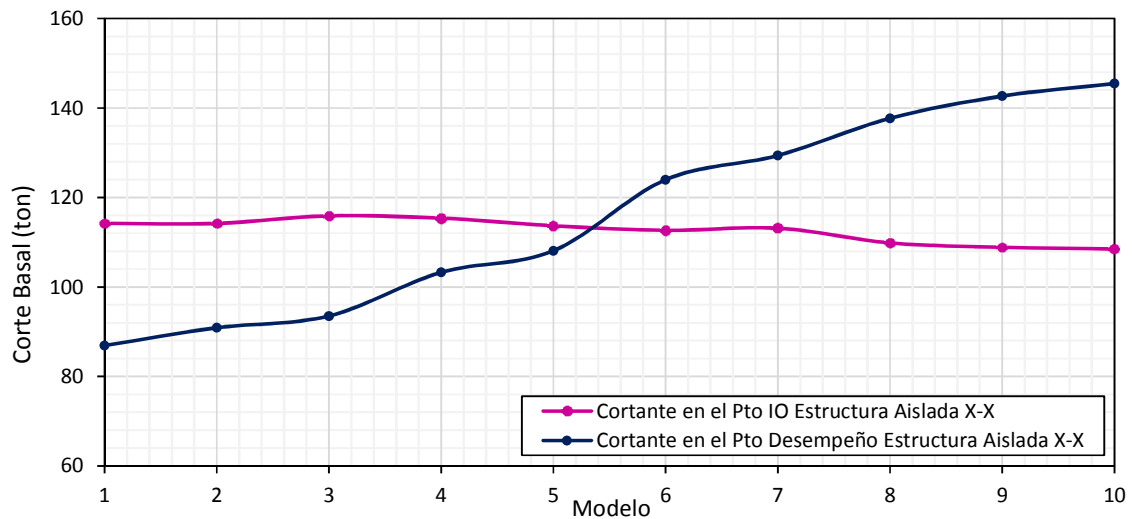
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.48 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO Y-Y).



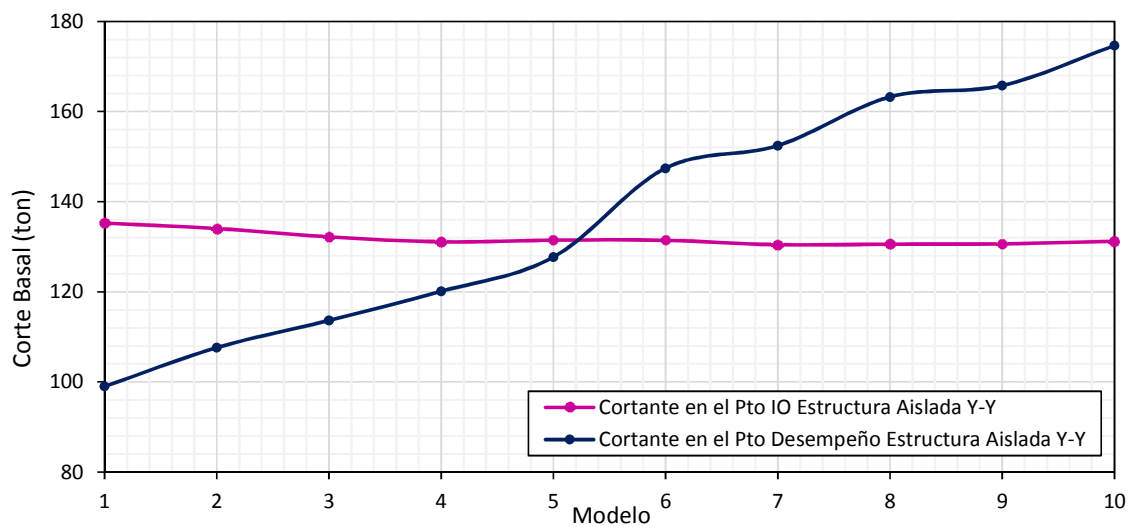
ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.49 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

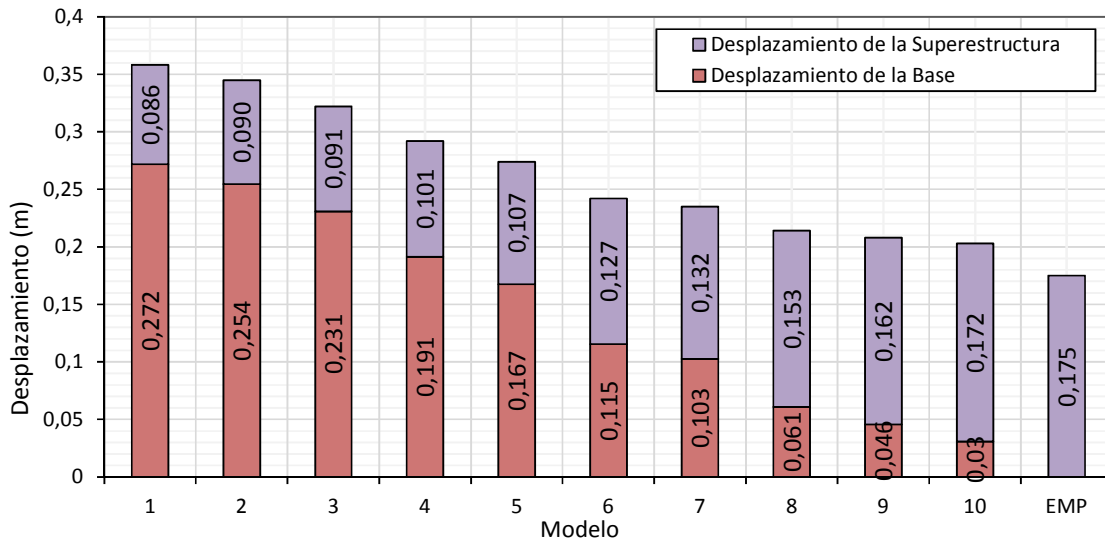
FIGURA 5.50 VARIACIÓN DEL CORTANTE SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y PUNTO IO DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURA AISLADA (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

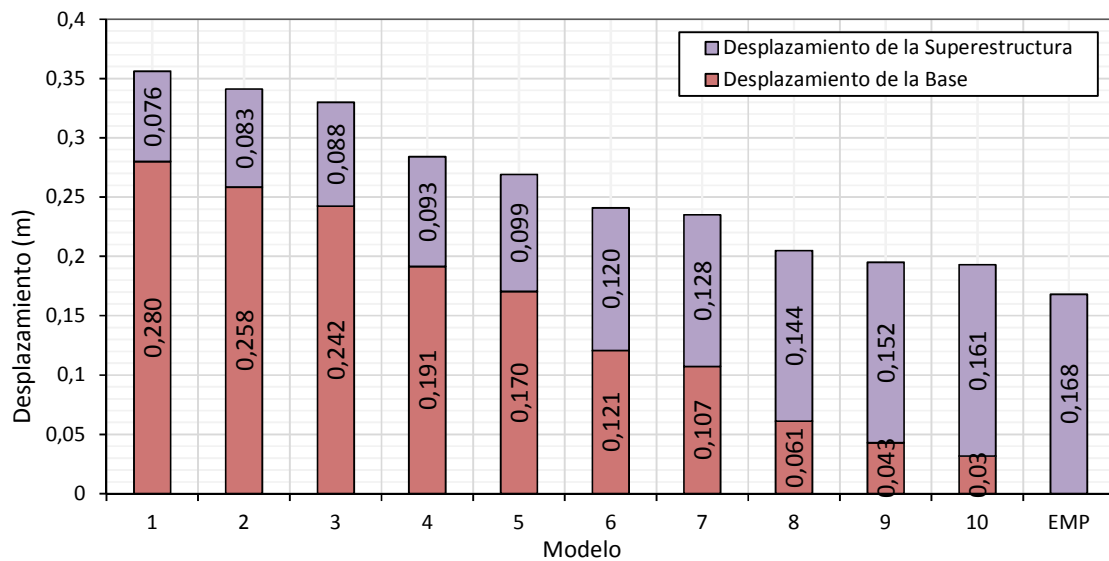
En las Figuras 5.51 y 5.52 se expone el desplazamiento que se produce en la estructura al llegar al punto de desempeño, separado entre el desplazamiento que se da en los aisladores y el que ocurre en la superestructura.

FIGURA 5.51 DESPLAZAMIENTO QUE SE PRODUCE EN LOS AISLADORES Y LA SUPERESTRUCTURA AL LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO X-X).



ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

FIGURA 5.52 DESPLAZAMIENTO QUE SE PRODUCE EN LOS AISLADORES Y LA SUPERESTRUCTURA AL LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO (SENTIDO Y-Y).

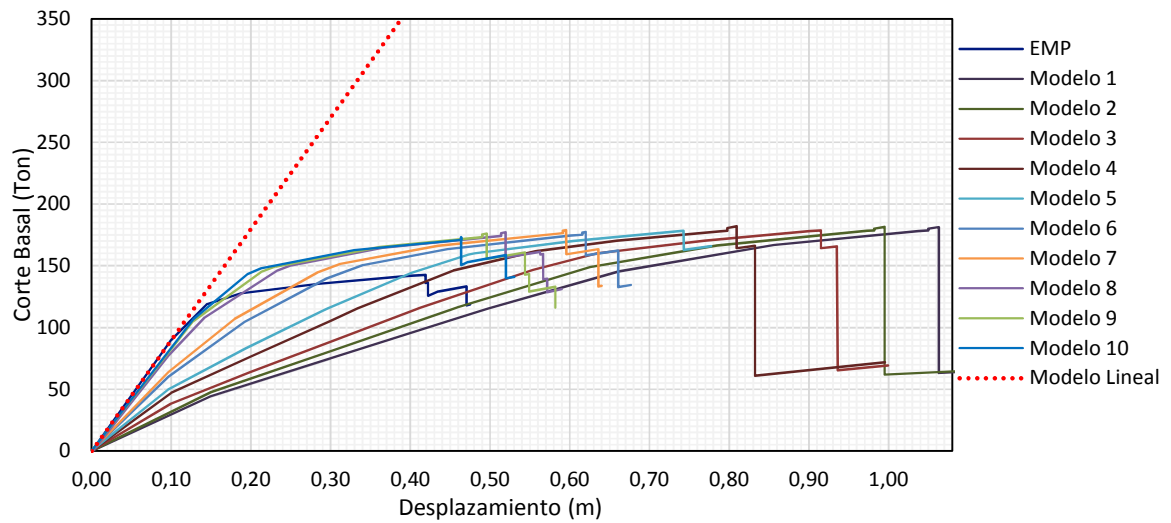


ELABORACIÓN: Jorge Suntaxi

5.3.4 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En la Figura 5.53 se muestra el comportamiento no lineal de la estructura empotrada, de los modelos como estructura aislada y simultáneamente con un modelo lineal sin mecanismos de disipación de energía.

FIGURA 5.53 RESPUESTA LINEAL Y NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA.



ELABORACIÓN: Jorge Sntaxi

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Como se puede apreciar en las Figuras 5.21-5.26 y 5.29-5.34 se evidencia que en las curvas de capacidad de los modelos matemáticos 1-5, el punto de desempeño se encuentra antes de que los mecanismos de disipación de energía (rotulas plásticas) lleguen al nivel de IO (Immediaty Occpancy); ya que la mayor cantidad de energía se disipa en los aisladores y no en los elementos estructurales. Por lo tanto en estos modelos se puede observar que la estructura no sufriría daño y trabajara en el rango elástico.
- Los modelos 6-10 no se comportan elásticamente y presentan un nivel de daño IO puesto que el punto de desempeño se presenta posterior a la rotulación IO. De las Figuras 5.37 y 5.38, se observa que en el modelo 6 alrededor el 9% de las rotulas plásticas alcanzan el nivel de desempeño IO, mientras que en el modelo 10 alrededor el 30% son rotulas IO. Para la estructura empotrada sucede algo similar pero con una mayor rotulación IO, que alcanza alrededor del 38%.
- La formación de rotulas plásticas inicia en las vigas del tercer piso y así consecutivamente hasta alcanzar la base de las columnas del primer piso, cumpliéndose la filosofía de viga débil- columna fuerte. De acuerdo a las Tabla 5.5 y 5.6, se observa que para la estructura empotrada, del 100% de rotulas plásticas en columnas el 8,3% alcanzan el nivel IO, mientras que en vigas el 67% alcanza el nivel IO. En los modelos 5-9 la formación de rotulas plásticas se da solo en vigas y únicamente en el modelo 10 el 2,4% de rotulas de columnas son IO. Lo que refleja que inclusive con un sistema de aislación poco eficiente la estructura tendrá un mejor desempeño.

- El aislamiento basal de la edificación analizada promete un mejor comportamiento ante un evento sísmico para los modelos matemáticos 1-5, debido a que presentan un mejor desempeño estructural que el modelo empotrado. Por lo cual se puede concluir que la estructura aislada tendrá un nivel de desempeño completamente operacional (Operational) donde no se presentara deformaciones permanentes y la estructura mantendrá su resistencia y rigidez original.
- De resultados de las Figura 5.51 y 5.52, se observa que una vez que se alcanza el punto de desempeño en el modelo 1, alrededor del 79% del desplazamiento los absorben los aisladores, mientras que en el modelo 10 los aisladores solo absorben el 15 % del desplazamiento, ocasionando que la superestructura se desplace casi la misma magnitud como en el modelo empotrado.
- Como se observa en la Tabla 5.1 el modelo 1 alcanza el periodo más alto, por lo tanto es el sistema de aislación que flexibiliza más a la estructura, recalcando que para la condición de flexibilidad solo se considera el aumento del periodo y no la sobrerresistencia de la estructura.
- Como se aprecia en la Figuras 5.15-5.17, a medida que se aumenta el desplazamiento objetivo del sistema de aislación, el periodo de la estructura se incrementa. Ocasionando que los aisladores funcionen como un filtro y que la demanda sísmica se transforme en deformación del sistema de aislación, con lo cual se logra que no se transmita una parte de la aceleración de suelo a la estructura y que esta se comporte más como un cuerpo rígido.
- Si el periodo no se incrementa lo suficiente como en el modelo 10, la estructura se comporta más como si estuviera empotrada, disminuyendo la deformación en los aisladores pero se incrementa la deformación en los elementos estructurales. Es decir los beneficios de la aislación serán mínimos.

- Con base en lo anteriormente expuesto se concluye que mientras el sistema de aislamiento es menos dúctil o el desplazamiento objetivo de la base es más corto, la estructura sufre más daño. Se recalca que estos daños son IO, lo que quiere decir que la estructura seguirá siendo Inmediatamente Ocupacional.
- De las Tablas 5.2-5-5.4, se observa que para el modelo 1 (el más flexible) existe una mayor reducción respecto a la estructura empotrada: el cortante basal se reduce en 43,69%, el desplazamiento de la superestructura se reduce en 77,17% y la deriva máxima se reducen en 51,97%. En el modelo 10 (menos flexible) el cortante se reduce en 10,79%, el desplazamiento se reduce en 62,88% y la deriva máxima se reduce en 23,96%, por lo que se puede concluir que con un sistema de aislación más flexible la respuesta de la estructura (cortante, desplazamientos y derivas) son menores.
- De las Figura 5.9-5.12, se observa que en todos los modelos matemáticos como estructura aislada las derivas máximas se presentan en el primer piso, mientras que en la estructura empotrada las derivas máximas se producen en los pisos intermedios. Esto debido a que las fuerzas laterales son mayores en los pisos intermedios en la estructura empotrada, mientras que en una estructura aislada la distribución de fuerzas es casi uniforme en altura, por lo que las derivas máximas se concentran en el primer piso y van disminuyendo a medida que aumenta en altura.
- Como se aprecia en las Tablas 2.4 y 3.8 (Capítulos 2 y 3), en los modelos matemáticos como estructura aislada alrededor del 99% de la masa participativa se presenta en el modo fundamental “modo de aislación”, mientras que en modelo empotrado, el modo fundamental abarca el 84,71% de la masa participativa. Esto debido a que las estructuras aisladas símicamente trabajan principalmente en los primeros modos de vibración, produciendo que casi toda la masa del edificio se desplace en el modo fundamental.

- La estructura al ser empotrada tiene un periodo de $T_f = 0.45$ seg, para este periodo la aceleración espectral es de 1.19g mientras que para la estructura aislada (modelo 1) el periodo llega hasta $T_b = 3.02$ seg, el incremento del periodo lleva a la estructura a una ordenada espectral más pequeña con 0.18g lo que a su vez conlleva a fuerzas laterales menores.
- La reducción de la demanda sísmica en los modelos como estructura aislada involucra menores costos debido a daños ya que los elementos tendrán una menor sollicitación y trabajaran mayormente en el rango elástico. Por otra parte al disminuir la demanda ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran resistencia como en el diseño convencional, permitiendo reducir las secciones y armaduras, y disminuyendo el costo de la edificación.
- El emplear sistemas de aislamiento involucra un aumento en el costo inicial de la estructura pero si se consideran los costos de reparación a largo plazo entre ambos sistemas (empotrado y aislado), el sistema aislado es el que promete ser más rentable, debido a la reducción del daño en los elementos estructurales.

6.2 RECOMENDACIONES

- Con base en el FEMA 450 [14] se recomienda que el periodo objetivo este entre 3 veces el periodo fundamental de la estructura empotrada y 3 segundos para lograr un comportamiento satisfactorio en la estructura.
- El uso de sistemas de aislamiento se debe realizar en estructuras esenciales como hospitales para tener un 100% de funcionalidad antes, durante y después de un evento sísmico. La Normativa Ecuatoriana de la Construcción vigente no contempla esta directiva la cual debería ser estudiada.
- Es recomendable que se utilice un solo tipo de dispositivo (aislador) en toda la estructura ya que realizar un diseño específico para cada dispositivo

resulta impráctico debido a que los costos de construcción y pruebas de laboratorio de los aisladores aumentan.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Valle de los Chillos, Ecuador.
2. Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Valle de los Chillos.
3. Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, V., & Suárez, V. (2014). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS*. Valle de los Chillos.
4. Aguiar, R., Mora, E., & Evelyn, T. (2016). *El Método del Espectro de Capacidad en Estructuras con Aisladores FPT con CIENCI-LAB*. Valle de los Chillos.
5. Aguiar, R., Vergara, F., Guaygua, B., & Monge, J. (2014). *Análisis Sísmico de una Estructura con Aisladores FPS de Primera y Segunda Generación y Elastoméricos con Núcleo de Plomo*. Valle de los Chillos, Ecuador.
6. Arriaga, J. (2005). *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos*. Valdivia, Chile.
7. ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (Vol. 1). Applied Technology Council, Redwood City, California.
8. Celi, C. (2014). *Análisis Paramétrico de la Fiabilidad del Modelamiento Sísmico en el Rango No Lineal en Función del Tipo de Modelamiento Empleado*. Quito.
9. Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 4th Edition*. New Jersey.

10. Constantinou, M. C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., & Ecker Lay, R. A. (2011). *LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*.
11. Dis-inc.com . (2016). Obtenido de Dynamic Isolation Systems - The Leader in the Seismic Isolation of Bridges and Buildings: <http://www.dis-inc.com/index.html>
12. FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency*. Washington, D.C.
13. FEMA 356. (2000). *American Society of Civil Engenieeres. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.
14. FEMA 450. (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*. Washington, D.C.
15. Llano, A. (2015). Diseño Estructural de una Edificación de Seis Pisos Mediante un Análisis Lineal Controlado por Derivas Inelásticas y una Comprobación con un Análisis Estático No Lineal, Aplicando la Técnica del Pushover. Quito , Ecuador.
16. Matlab. (2000). *Language of Techical Computing, MathWorks*. U.S.
17. NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcccion*, Quito, Ecuador.
18. Park, P., & Paulay, T. (1973). *Reinforced Concrete Structures, Department of Civil Engineering University of Canterbury*. Christchurch, New Zealand.
19. Paz, M. (2002). *Dinámica Estructural, Teoría y Calculo*. (Reverté, Ed.) Barcelona.

20. Sap2000. (1995). *Static and Dynamic Finite Elements Analysis of Structures Advance, Computer and Structures*. Inc. 1995 University Ave, Berkeley, CA.

ANEXOS