



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados”

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Autores:

Javier Andrés Chinín Cabrera

CI: 0302338975

Correo electrónico: chinininjavier@gmail.com

Nicolás Fernando Duran Torres

CI: 0104798368

Correo electrónico: nicolas.duran.torres@gmail.com

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano

CI: 0301547410

Cuenca, Ecuador

04-febrero-2022



RESUMEN

Los sismos son eventos impredecibles que pueden afectar severamente a una estructura por su variabilidad de respuesta frente a condiciones de: sitio, intensidad, duración, máximas aceleraciones, entre otras. Países de alto riesgo sísmico requieren mayor rigor en el diseño y construcción de estructuras, en donde una alternativa para mejorar el desempeño es la incorporación de dispositivos de control como los disipadores sísmicos.

En el presente trabajo de investigación, se evalúa una alternativa a los disipadores TADAS convencionales, realizando ranuras horizontales a su placa de conexión con el afán de disminuir la rigidez global de la estructura, permitiendo que las placas triangulares se activen conforme el sismo exija mayor capacidad de deformación. Con esto se busca mejorar el comportamiento de la estructura durante estos eventos.

Se realizaron 72 análisis dinámicos no lineales en OpenSees a intensidades de servicio, diseño y MCE sobre cuatro configuraciones estructurales: sin disipadores, con disipadores TADAS convencionales y con configuraciones ranuradas. El edificio a analizar es un prototipo obtenido del proyecto ATC 76-1 de la NIST. Consta de un pórtico especial a momento de acero de 8 pisos y 3 vanos. Se modelaron las no linealidades con plasticidad concentrada en rótulas con la teoría de deterioro modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler. Se incluyen efectos P-Delta y el efecto de las cargas del sistema no sismorresistente a través de una *leaning column*.

Analizando variables como cortante basal, derivas de entrepiso y deriva de techo, se concluye que la propuesta de TADAS ranurados tiene potencial, pues en algunos casos estudiados mejora la respuesta dinámica respecto a los TADAS convencionales. En consecuencia, se plantea investigaciones a mayor escala con estudios paramétricos, con un mayor número de sismos, otras estructuras y diferentes configuraciones de derivas de activación para las placas triangulares.

PALABRAS CLAVE: Disipadores sísmicos. Análisis dinámico no-lineal. TADAS. Pórticos especiales a momento de acero. OpenSees. P-Delta. Leaning column.



ABSTRACT

Earthquakes are unpredictable events that may severely affect structures due to variability in their response under conditions such as site, intensity, duration, PGA, among others. High seismic risk countries require more rigorous design and construction of structures. An alternative to improve structural performance is to incorporate structural control systems as seismic dampers.

The current thesis research evaluates an alternative to conventional TADAS dampers by adding horizontal slots to their connection plate to decrease the global stiffness of the structure. It allows triangular plate activation according to seismic deformation requirements. The aim is to improve seismic behavior of the structure.

Using OpenSees, seventy-two nonlinear dynamic analyses were performed under service, design, and MCE intensities. Four different archetypes were studied (without dampers, including TADAS dampers, and two models including slotted TADAS). The original structure belongs to the ATC 76-1 NIST project. It is an 8-story and 3-bay steel special moment frame. Nonlinear behavior was modeled by concentrating plasticity in hinges and including the modified deterioration theory of Ibarra-Medina-Krawinkler. P-Delta nonlinearity and the gravity system load effects were considered by using the leaning column.

By analyzing variables as base shear, story drift ratios, and roof drift, it is concluded that the slotted TADAS proposal has great potential because, in some cases, it improved dynamic response compared to conventional TADAS. Thus, further investigations are proposed by including parametric studies, a greater number of seismic records, other structures, and different activation gaps.

KEYWORDS: Seismic dampers. Nonlinear dynamic analysis. TADAS. Steel special moment frame. OpenSees. P-Delta. Leaning column.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE DE FIGURAS	7
ÍNDICE DE TABLAS	10
AGRADECIMIENTOS	11
DEDICATORIA	16
Simbología y Nomenclaturas	17
1. Introducción	21
1.1. Antecedentes y Justificación	21
1.2. Justificación de la Investigación	21
1.3. Objetivos	23
1.3.1. Objetivo General	23
1.3.2. Objetivos Específicos	23
2. Marco Teórico	24
2.1. Conceptos Generales	24
2.1.1. Conceptos Básicos	24
2.1.2. Análisis Dinámico de Respuestas Tiempo – Historia	26
2.1.3. Amortiguamiento Estructural	28
2.1.4. Análisis Modal	32
2.1.5. Análisis Estático No Lineal - Pushover	35
2.1.6. Efectos de segundo orden ($P - \Delta$)	35
2.1.7. Rigidez de Entrepiso	37
2.2. Sistemas de Control Estructural	40
2.2.1. Sistemas de Control Pasivo	42
2.2.2. Dispositivos de Disipación de Energía (DDE)	43
2.3. Dispositivos TADAS	44
2.3.1. Características Generales	44
2.3.2. Ventajas y Desventajas	46



2.3.3.	Características Mecánicas	46
2.3.4.	Comportamiento Histerético	47
2.4.	Dispositivos TADAS Ranurados - Modificados	49
2.4.1.	Características Generales	49
2.4.2.	Comportamiento Histerético	50
2.5.	Sistemas de Arriostamiento Lateral	50
3.	Materiales y Métodos	53
3.1.	Diseño y Dimensionamiento del sistema de disipación TADAS	53
3.1.1.	Primera Metodología - Tsai	55
3.1.2.	Segunda Metodología de Vargas – Nangullasmú- Tena – Hernández	57
3.2.	Estructuras de Análisis	60
3.2.1.	Arquetipo 1: Estructura Base sin dispositivos TADAS	63
3.2.2.	Arquetipo 2: Estructura con dispositivos TADAS sin ranuras	64
3.2.3.	Arquetipo 3: Estructura con dispositivos TADAS ranurados	66
3.2.4.	Arquetipo 4: Estructura con dispositivos TADAS ranurados	67
3.2.5.	Cargas y Masas para Sistema Lateral y Columna Fantasma	68
3.3.	Modelación de las Estructuras	69
3.3.1.	Vigas, Columnas y Rótulas Plásticas	70
3.3.2.	Panel Zones: Conexiones Viga-Columna	71
3.3.3.	Configuración Chevrón	72
3.3.4.	Dispositivo TADAS	72
3.3.5.	Material TADAS	73
3.3.6.	Material TADAS Ranurado	74
3.3.7.	Efectos $P - \Delta$	75
3.3.8.	Modelación del Amortiguamiento	76
3.3.9.	Otras consideraciones	78
3.3.10.	Nomenclatura Nodos y Elementos	78
3.3.11.	Verificación de modelo para sistema de disipación	80
3.4.	Selección de Registros Sísmicos para Análisis Tiempo-Historia	81
3.4.1.	Espectros Elástico de la estructura y coeficientes de sitio de la Estructura	82



3.4.2.	Escalamiento de Sismos	85
4.	Análisis de Resultados	89
4.1.	Dimensionamiento y masa del sistema de disipación TADAS	89
4.2.	Factores de Escalamiento de Sismos	92
4.3.	Calibración de Curvas Histeréticas	94
4.3.1.	Dispositivo TADAS	94
4.3.2.	Dispositivo TADAS Modificado	97
4.4.	Modelo para sistema Chevrón-TADAS	99
4.5.	Análisis modal	100
4.5.1.	Verificación del amortiguamiento (Vibración Libre)	102
4.6.	Análisis estático no lineal - Pushover	104
4.6.1.	Secuencia de Fluencia: Arquetipo 1	106
4.6.2.	Secuencia de Fluencia: Arquetipo 2	108
4.6.3.	Secuencia de Fluencia: Arquetipo 3	110
4.6.4.	Secuencia de Fluencia: Arquetipo 4	112
4.7.	Análisis Dinámico No-Lineal	114
4.7.1.	Derivas de entrepiso máximas	116
4.7.2.	Deriva de Techo	118
4.7.3.	Cortante Basal	119
5.	Conclusiones y Recomendaciones	121
	Referencias Bibliográficas	124
	Anexos	129



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1. VISUALIZACIÓN DE DERIVAS DE PISO (Δi), DESPLAZAMIENTOS LATERALES (δi) Y FUERZAS LATERALES (F_i) EN UN PÓRTICO DE DOS NIVELES (ASCE, 2017, P. 103).	24
FIGURA 2-2. UBICACIÓN DE UN <i>PANEL ZONE</i> EN UN PÓRTICO DE ACERO (MIRI ET AL., 2009, P. 925).	25
FIGURA 2-3. EJEMPLO DE CURVAS HISTERÉTICAS ANTE CARGAS AXIALES EN ACERO (MOMENZADEH, 2017, P. 54).	29
FIGURA 2-4. ASIGNACIÓN DE LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO (ξ) EN FUNCIÓN DE LA FRECUENCIA NATURAL (ω_n) DE CADA MODO DE VIBRACIÓN. TOMADO DE CHOPRA (2014, P. 457).	30
FIGURA 2-5. RESPUESTA DE VIBRACIÓN LIBRE (DESPLAZAMIENTO VS TIEMPO) DE UN SISTEMA NO AMORTIGUADO (KATSIKADELIS, 2020, P. 87).	32
FIGURA 2-6. PÓRTICO DE DOS PISOS CON SU PRIMER MODO DE VIBRACIÓN (A) Y SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN (B). ADAPTADO DE PAULTRE (2010, PP. 447, 449).	33
FIGURA 2-7. SUPERPOSICIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN PARA OBTENER LA FORMA DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA (PAULTRE, 2010, P. 488).	33
FIGURA 2-8. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (CRISAFULLI, 2018)	36
FIGURA 2-9. INFLUENCIA DE EFECTO P- Δ EN CAPACIDAD DE ESTRUCTURAS (GUPTA & KRAWINKLER, 2000)	37
FIGURA 2-10. EFECTOS DE LA INCLUSIÓN DE ANÁLISIS P- Δ EN LA CAPACIDAD DE ESTRUCTURAS (CRISAFULLI, 2018).	37
FIGURA 2-11. GRADOS DE LIBERTAD DE UN PÓRTICO EN DOS DIMENSIONES CON ENFOQUE MATRICIAL (KATSIKADELIS, 2020, P. 434)	38
FIGURA 2-12. DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS DE UNA ESTRUCTURA, COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES Y ACUMULACIÓN DE MASAS (KATSIKADELIS, 2020, P. 438).	38
FIGURA 2-13. CATEGORIZACIÓN DE SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL (SAAED ET AL., 2015).	41
FIGURA 2-14. DIAGRAMAS DE FUNCIONAMIENTO DE SISTEMAS DE CONTROL PASIVO Y ACTIVO (CONSTANTINOU ET AL., 1998).	42
FIGURA 2-15. DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y SU COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO (SYMANS ET AL., 2008).	43
FIGURA 2-16. CONFIGURACIÓN, DEFORMADA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISPOSITIVOS TADAS (ALEHASHEM ET AL., 2008).	44
FIGURA 2-17. CONFIGURACIÓN, DEFORMADA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISPOSITIVOS XADAS (ALEHASHEM ET AL., 2008).	44
FIGURA 2-18. DETALLE DE CONEXIÓN DE PLACA TRIANGULAR A PLACA SUPERIOR E INFERIOR Y SECCIÓN TRANSVERSAL. FIGURA ADAPTADA DE (MOHAMMADI ET AL., 2017, P. 3).	45
FIGURA 2-19. SEPARACIÓN PLACAS TADAS. (A) DIMENSIONES, (B) DEFORMADA (C. TSAI & TSAI, 1995).	46
FIGURA 2-20. COMPORTAMIENTO BÁSICO DE PLACAS DE DISPOSITIVO TADAS (K.-C. TSAI ET AL., 1993)	46
FIGURA 2-21. RESULTADOS DE ENSAYOS EXPERIMENTALES DE CARGAS CÍCLICAS EN DISPOSITIVOS TADAS (K.-C. TSAI ET AL., 1993).	48
FIGURA 2-22. COMPORTAMIENTO DEL ACERO BAJO TIPOS DE CARGA: A) MONOTÓNICA B) CÍCLICA (DARGUSH & SOONG, 1995).	48
FIGURA 2-23. DISPOSITIVO TADAS MODIFICADO. ADAPTADO DE HOSSEINI HASHEMI & MOADDAB (2017).	49
FIGURA 2-24. RESULTADOS EXPERIMENTALES PARA DISPOSITIVOS TADAS MODIFICADOS (HOSSEINI HASHEMI & MOADDAB, 2017).	50
FIGURA 2-25. CONFIGURACIONES TÍPICAS DE SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO CONCÉNTRICO. (SABELLI ET AL., 2013, P. 5).	51
FIGURA 2-26. SECCIONES TÍPICAS PARA CONTRAVIENTOS/SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO CONCÉNTRICO (TAPIA H., 2018, P. 5).	51
FIGURA 2-27. CONEXIÓN DE DISIPADORES TADAS SOBRE CONTRAVIENTO CHEVRÓN EN UN PÓRTICO (AGUIAR ET AL., 2016, P. 15).	52
FIGURA 3-1. CURVA FUERZA VS DESPLAZAMIENTO PARA UN DISPOSITIVO TADAS BAJO MODELO ELASTOPLÁSTICO. ADAPTADO DE AGUIAR ET AL. (2016, P. 60).	54



FIGURA 3-2. CONDENSACIÓN DE LA RIGIDEZ DE UN DISPOSITIVO TADAS CON LAS DIAGONALES CHEVRÓN. ADAPTADO DE AGUIAR ET AL. (2016, P. 48).	54
FIGURA 3-3. DIMENSIONES DE LAS PLACAS QUE CONFORMAN EL SISTEMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, EXCLUYENDO A PLACAS TADAS.	55
FIGURA 3-4. CURVA DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO DEL PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO, DEL SISTEMA DE DISIPACIÓN TADAS Y DEL MARCO MONTADO CON LOS DISIPADORES Y DIAGONALES. (K.-C. TSAI ET AL., 1993, P. 517)	56
FIGURA 3-5. VARIABLES DEFINIDAS PARA LAS CONEXIONES PRECALIFICADAS EN VIGAS RBS (NIST ET AL., 2010, P. D2).	62
FIGURA 3-6. CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LOS ARQUETIPOS CON 2 PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO EN CADA DIRECCIÓN (NIST ET AL., 2010, P. 6_3).	64
FIGURA 3-7. VISTA EN ELEVACIÓN DEL PÓRTICO SISMORRESISTENTE CON SUS SECCIONES Y DIMENSIONES.	64
FIGURA 3-8. VISTA EN ELEVACIÓN DEL ARQUETIPO 2 CON CONTRAVIENTO CHEVRÓN Y TADAS CONVENCIONALES.	65
FIGURA 3-9. TADAS CONVENCIONALES IMPLEMENTADOS EN EL ARQUETIPO 2 (SAEDI ET AL., 2016, P. 16).	65
FIGURA 3-10. VISTA EN ELEVACIÓN DEL ARQUETIPO 3 CON CONTRAVIENTO CHEVRÓN Y TADAS CONVENCIONALES Y TADAS RANURADOS AL 0.5% Y 1% DE DERIVA.	66
FIGURA 3-11. DIFERENCIAS ENTRE UN TADAS CONVENCIONAL Y UN TADAS RANURADO CON DERIVA DE ENTREPISO DE ACTIVACIÓN (HOSSEINI HASHEMI & MOADDAB, 2017, P. 11)	66
FIGURA 3-12. VISTA EN ELEVACIÓN DEL ARQUETIPO 4 CON CONTRAVIENTO CHEVRÓN Y TADAS RANURADOS AL 0.25%, 0.50% Y 0.75% DE DERIVA.	67
FIGURA 3-13. ÁREAS TRIBUTARIAS PARA SISTEMA LATERAL Y LEANING COLUMN O COLUMNA FANTASMA (ASTUDILLO, 2018).	68
FIGURA 3-14. MODELO DE PÓRTICOS SIN DISIPADORES	70
FIGURA 3-15. MODELO DE PÓRTICOS CON DISIPADORES TADAS Y TADAS RANURADOS	70
FIGURA 3-16. MODELO DE VIGAS Y COLUMNAS	71
FIGURA 3-17. MODELO PANEL ZONE	71
FIGURA 3-18. MODELO DE DISIPADORES	72
FIGURA 3-19. ELEMENTO TWO NODE LINK	73
FIGURA 3-20. MATERIAL BILINEAL USADO PARA TADAS RANURADO	74
FIGURA 3-21. CONFIGURACIÓN LEANING COLUMN PARA INCLUIR EFECTOS P-DELTA (FEMA ET AL., 2010)	75
FIGURA 3-22. EFECTO GENERADO POR LEANING COLUMN (ASTUDILLO, 2018)	76
FIGURA 3-23. PÓRTICO MODELADO (MOHAMMADI ET AL., 2017).	80
FIGURA 3-24. PATRÓN DE DEFORMACIÓN EXPERIMENTAL (MOHAMMADI ET AL., 2017)	81
FIGURA 3-25. CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO. IMAGEN ADAPTADA DE ASCE 7-16 CAP. 11.	83
FIGURA 3-26. ESPECTROS ELÁSTICOS DE ACELERACIÓN DE DISEÑO, SERVICIO Y MCE.	84
FIGURA 3-27. OBTENCIÓN DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL Y APLICACIÓN DE SRSS PARA EL SISMO NORTHRIDGE - BH.	85
FIGURA 3-28. ESCALAMIENTO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA EL SISMO NORTHRIDGE-BH EN EL PERIODO DE $T_N=2.28$ SEGUNDOS.	86
FIGURA 3-29. RANGO DE PERIODO EN EL CUAL LA ACELERACIÓN PROMEDIO DEBE SER SUPERIOR A LA DE DISEÑO.	87
FIGURA 3-30. ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS (FACTOR <i>f_{PROM}</i>).	87
FIGURA 4-1. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO PROMEDIO DE RESPUESTA DE LOS 11 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS RESPECTO A ESPECTRO DE DISEÑO EN EL ARQUETIPO 1.	94
FIGURA 4-2. RESULTADOS DE CALIBRACIÓN DE CURVAS HISTERÉTICAS	95
FIGURA 4-3. CURVA HISTERÉTICA MODELADA USANDO MATERIAL CASTFUSE	96
FIGURA 4-4. MATERIAL CASTFUSE SOMETIDO A GRANDES DEFORMACIONES	96
FIGURA 4-5. ERROR EN ANÁLISIS PUSHOVER OCASIONADO POR MATERIAL CASTFUSE	97
FIGURA 4-6. CURVA HISTERÉTICA DE PLACA RANURADA	97
FIGURA 4-7. CURVA HISTERÉTICA PARA PLACAS CONVENCIONALES EN HOSSEINI HASHEMI & MOADDAB (2017)	98
FIGURA 4-8. CURVA HISTERÉTICA PARA PLACAS MODIFICADAS EN HOSSEINI HASHEMI & MOADDAB (2017)	98



FIGURA 4-9. RESULTADOS MODELO CURVA HISTERÉTICA PARA TADAS RANURADO	99
FIGURA 4-10. RESULTADOS MODELACIÓN DE PÓRTECO COMPLETO	100
FIGURA 4-11. TEST DE VIBRACIÓN LIBRE [ARQUETIPO 1] CON AMORTIGUAMIENTO EXCLUYENDO RIGIDEZ DE RÓTULAS.	102
FIGURA 4-12. TEST DE VIBRACIÓN LIBRE [ARQUETIPO 2] CON AMORTIGUAMIENTO EXCLUYENDO RIGIDEZ DE RÓTULAS Y PLACAS TADAS.	102
FIGURA 4-13. TEST DE VIBRACIÓN LIBRE [ARQUETIPO 3] CON AMORTIGUAMIENTO EXCLUYENDO RIGIDEZ DE RÓTULAS Y PLACAS TADAS RANURADAS.	103
FIGURA 4-14. TEST DE VIBRACIÓN LIBRE [ARQUETIPO 4] CON AMORTIGUAMIENTO EXCLUYENDO RIGIDEZ DE RÓTULAS Y PLACAS TADAS RANURADAS.	103
FIGURA 4-15. ANÁLISIS PUSHOVER DE VARIOS CASOS CON TADAS Y TADAS MODIFICADOS	104
FIGURA 4-16. NIVELES DE DAÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS DE LA SECUENCIA DE FLUENCIA. ADAPTADO DE ASTUDILLO (2018, P. 81).	105
FIGURA 4-17. ANÁLISIS PUSHOVER ARQUETIPO 3 - CAPACIDAD MÁXIMA	106
FIGURA 4-18. SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS EN EL ARQUETIPO 1.	107
FIGURA 4-19. CURVA PUSHOVER DEL ARQUETIPO 1 EN LA SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS.	108
FIGURA 4-20. SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS EN EL ARQUETIPO 2.	109
FIGURA 4-21. CURVA PUSHOVER DEL ARQUETIPO 2 EN LA SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS.	110
FIGURA 4-22. SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS EN EL ARQUETIPO 3.	111
FIGURA 4-23. CURVA PUSHOVER DEL ARQUETIPO 3 EN LA SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS.	112
FIGURA 4-24. SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS EN EL ARQUETIPO 4.	113
FIGURA 4-25. CURVA PUSHOVER DEL ARQUETIPO 4 EN LA SECUENCIA DE FLUENCIA DE ELEMENTOS.	114
FIGURA 4-26. DERIVAS DE PISO EN EL TIEMPO, ARQUETIPO 3 - SISMO LOS000, INTENSIDAD MCE.	115
FIGURA 4-27. DERIVA DE TECHO EN EL TIEMPO, ARQUETIPO 3 - SISMO LOS000, INTENSIDAD MCE	115
FIGURA 4-28. CORTANTE BASAL EN EL TIEMPO, ARQUETIPO 3 - SISMO LOS000, INTENSIDAD MCE	115
FIGURA 4-29. DERIVAS DE ENTREPISO MÁXIMOS PARA CADA SISMO. INTENSIDAD DE SERVICIO.	117
FIGURA 4-30. DERIVAS DE ENTREPISO MÁXIMOS PARA CADA SISMO. INTENSIDAD DE DISEÑO	¡ERROR!
MARCADOR NO DEFINIDO.	
FIGURA 4-31. DERIVAS DE ENTREPISO MÁXIMOS PARA CADA SISMO. INTENSIDAD MCE	118
FIGURA 4-32. DERIVAS DE TECHO MÁXIMAS PARA INTENSIDADES DE SERVICIO, DISEÑO Y MCE	119
FIGURA 4-33. CORTANTE BASAL MÁXIMO PARA INTENSIDADES DE SERVICIO, DISEÑO Y MCE	120



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2-1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE DISPOSITIVOS TADAS.	46
TABLA 3-1. VALORES ÓPTIMOS DE LOS PARÁMETROS (α) Y (β) SEGÚN LA METODOLOGÍA VARGAS – NANGULLASMÚ- TENA - HERNÁNDEZ. TABLA TOMADA DE TENA & NANGULLASMÚ (2013, P. 292)	58
TABLA 3-2. PARÁMETROS ÓPTIMOS DE DISEÑO PARA MARCOS DE ACERO CON DIAGONALES DE INCLINACIÓN $\theta = 45^\circ$. TABLA TOMADA DE HERNÁNDEZ (2015, P. 95).	59
TABLA 3-3. SECCIONES DE VIGAS, COLUMNAS Y DETALLE DE LAS PLACAS DE REFUERZO “DOUBLER PLATES” EN LAS COLUMNAS DE LOS PANEL-ZONES. ADAPTADO DE NIST ET AL2010, P. D5).	61
TABLA 3-4. COEFICIENTES DE SITIO Y PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA $SDC=D_{MAX}$ SEGÚN ASCE 7-06. ADAPTADO DE FEMA ET AL2010, P. 5_5)	62
TABLA 3-5. FACTORES (FV) PARA DISEÑO SÍSMICO CON NORMA ACTUALIZADA ASCE 7-16 (ASCE, 2017, P. 84).	63
TABLA 3-6. CÁLCULO DE CARGAS A CADA COLUMNA EN EL SISTEMA LATERAL ANALIZADO.	68
TABLA 3-7. DISTRIBUCIÓN DE MASAS POR NODOS DE CADA PISO EN PÓRICO ESPECIAL DE ACERO.	69
TABLA 3-8. CÁLCULO DE CARGAS SOBRE LEANING COLUMN O COLUMNA FANTASMA.	69
TABLA 3-9. DISPOSITIVOS USADOS PARA CALIBRACIÓN DE CURVA HISTERÉTICA	74
TABLA 3-10. RAZONES DE AMORTIGUAMIENTO RECOMENDADOS PARA DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURAS Y NIVELES DE ESFUERZO (CHOPRA, 2014, P. 454).	76
TABLA 3-11. NOMENCLATURA USADA EN LOS MODELOS DE OPENSEES	78
TABLA 3-12. REGISTROS SÍSMICOS DEL SET “FAR - FIELD” SOMETIDOS AL ESCALAMIENTO PARA ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA (FEMA ET AL., 2010).	82
TABLA 3-13. COEFICIENTES DE SITIO Y PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO Y MCE_R .	82
TABLA 3-14. VALORES DEL EXPONENTE ($NESP$) PARA PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA MAYORES A 10% CADA 50 AÑOS PARA SITIOS CON $SS \geq 1.50g$ (FEMA ET AL., 2000, CAPÍTULO 1)	84
TABLA 4-1. RIGIDEZ LATERAL k_f DE CADA ENTREPISO.	89
TABLA 4-2. DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIAGONALES PARA EL SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO CHEVRÓN (PERFIL HSS RECTANGULAR).	89
TABLA 4-3. DIMENSIONAMIENTO DE PLACAS TRIANGULARES TADAS.	90
TABLA 4-4. RECÁLCULO DE LOS FACTORES (β) Y (α)	90
TABLA 4-5. APORTE DE MASAS DE LAS DIAGONALES HSS A LA ESTRUCTURA.	91
TABLA 4-6. LONGITUDES DE LA PLACA BASE PARA CASO 2 (TADAS SIN RANURAS) Y CASO 3-4 (TADAS CON RANURAS).	91
TABLA 4-7. MASAS DE APORTE DEL SISTEMA DISIPADOR (CASO 2 - TADAS NO RANURADOS).	92
TABLA 4-8. MASAS DE APORTE DEL SISTEMA DISIPADOR (CASO 3 Y 4 - TADAS RANURADOS).	92
TABLA 4-9. FACTORES DE ESCALAMIENTO PARA SISMO DE DISEÑO, SERVICIO Y MCE PARA LOS 3 ARQUETIPOS DE ESTUDIO.	93
TABLA 4-10. PARÁMETROS DE OPENSEES PARA LA CALIBRACIÓN DE CURVA HISTERÉTICA	94
TABLA 4-11. ERROR EN CALIBRACIÓN DE CURVAS HISTERÉTICAS	95
TABLA 4-12. ANÁLISIS MODAL – PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DEL ARQUETIPO 1	100
TABLA 4-13. ANÁLISIS MODAL - PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DEL ARQUETIPO 2.	101
TABLA 4-14. ANÁLISIS MODAL - PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DEL ARQUETIPO 3.	101
TABLA 4-15 ANÁLISIS MODAL - PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DEL ARQUETIPO 4.	101
TABLA 4-16. DERIVAS MÁXIMAS POR PISO, ARQUETIPO 3 - SISMO LOS000, INTENSIDAD MCE.	114



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Javier Andrés Chinín Cabrera en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 04 de febrero de 2022

Javier Andrés Chinín Cabrera


C.I: 0302338975



Cláusula de Propiedad Intelectual

Javier Andrés Chinín Cabrera, autor del trabajo de titulación "Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 04 de febrero de 2022



Javier Andrés Chinín Cabrera

C.I: 0302338975



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Nicolás Fernando Durán Torres en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 04 de febrero de 2022

Nicolás Fernando Durán Torres

C.I: 0104798368



Cláusula de Propiedad Intelectual

Nicolás Fernando Durán Torres, autor del trabajo de titulación "Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 04 de febrero de 2022

Nicolás Fernando Durán Torres

C.I: 0104798368



AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Universidad de Cuenca por los diez semestres de formación académica.

A los profesores que han sido parte de este proceso, en especial al ingeniero Francisco Flores, no solo por ser nuestro director y profesor, sino también por siempre brindarnos su apoyo y asesoría.

A nuestros familiares y amigos.



DEDICATORIA

A mis padres, Eugenio y Elsa por brindarme su apoyo y permitirme llegar hasta aquí. De igual forma, a mis hermanos que han confiado en mí en todo momento.

A César (+), una de las personas más importantes de toda mi vida y que siempre estuvo para ayudarme.

A mis familiares, por el afecto y calidez de siempre, en especial a mi abuela Carlota.

A Ivonne, por su apoyo y cariño.

A mis amigos, por acompañarme en todo momento.

Cada uno de ustedes me ha brindado fuerza para hacer esto posible.

Javier Chinín Cabrera

A mis padres, Fernando Durán y María Eugenia Torres y mis hermanas que siempre me han apoyado en mi formación profesional y han confiado en mi persona.

A mis amigos, compañeros y colegas de trabajo que supieron aconsejarme y hacer menos pesado este trayecto.

A todos les doy las gracias, sin ustedes no hubiese sido posible este logro.

Nicolás Durán Torres



Simbología y Nomenclaturas

A	Área de la sección transversal del elemento estructural.
A_N	Matriz que multiplicará a la velocidad del sistema en el paso “i” por el método de incrementos de Newmark.
a_0	Constante proporcional a la matriz de Masa.
a_1	Constante de proporcionalidad a la matriz de rigidez.
a_{0t}	Coefficiente proporcional a la masa de la estructura. Recalculado en cada intervalo de tiempo.
a_{1t}	Coefficiente proporcional a la rigidez de la estructura. Recalculado en cada intervalo de tiempo.
B_N	Matriz que multiplicará a la aceleración del sistema en el paso “i” por el método de incrementos de Newmark.
b	Ancho de la placa TADAS.
C	Matriz de Amortiguamiento.
D	Patrón de Carga muerta.
E	Módulo de elasticidad del material, también conocido como módulo de Young.
E_d	Energía disipada por dispositivos suplementarios.
E_h	Energía disipada por el sistema estructural.
E_K	Energía cinética causada por acción inercial.
E_s	Energía elástica proporcional a la rigidez de la estructura.
E_T	Energía total de ingreso a la estructura por una carga dinámica.
F_a	Coefficiente de Sitio para período corto (0.2 s)
F_D	Vector de Fuerzas de amortiguamiento
$F_{(t)}$	Carga arbitraria externa que produce excitaciones o vibraciones en la estructura.
F_V	Coefficiente de Sitio para período 1s.
F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero.
g	Valor de aceleración por gravedad [9.81 cm/s ² o 386.2 in/s ²].
h	Altura de la placa TADAS.
h_i	Altura de una columna cualquiera del entrepiso “i”.
I	Inercia de una viga o columna.
K	Matriz de Rigidez de la estructura.
\hat{K}	Matriz de Rigidez equivalente para solución por incrementos en el método de Newmark. Para sistemas no lineales debe calcularse en cada paso del análisis pues la rigidez K será variable en función de la fluencia de los elementos modelados en la estructura.
K_o	Matriz de Rigidez Inicial sin considerar plasticidad ni fluencia de los materiales.
K_t	Matriz de Rigidez Tangencial actualizada en cada paso del análisis tiempo-historia.
k_a	Rigidez del sistema de disipación TADAS (conformado por Chevrón y placas TADAS).
k_{Diag}	Rigidez axial de las diagonales del sistema de arriostamiento Chevrón.



k_{Dis}	Rigidez del dissipador TADAS en dirección de las diagonales.
k_{EF}	Rigidez secante hasta el punto de plastificación del dissipador TADAS.
k_{EQ}	Rigidez equivalente del conjunto diagonal-dispositivos TADAS.
k_f	Rigidez lateral de piso del marco sin TADAS ni diagonales Chevrón. “f” de Frame por su significado en inglés.
k_{Ran}	Rigidez TADAS ranurado.
k_s	Rigidez del pórtico con dissipadores TADAS y diagonales.
k_{TADAS}	Rigidez elástica del dispositivo TADAS.
k_1	Rigidez material 1 (TADAS convencional).
k_2	Rigidez material 2 (Bilineal).
L	Longitud del miembro estructural.
L_{BASE}	Longitud de la Placa Base sobre la que se asientan los TADAS.
L_{Beam}	Longitud de la viga considerada o del tramo de viga a evaluar, descontando peralte de los <i>panel-zones</i> .
L_L	Patrón de Carga viva.
\mathbf{M}	Matriz de Masa de la estructura.
$M_{EF(i)}$	Masa efectiva del modo “i”.
m_x	Masa del piso x.
N_{EXP}	Exponente de transformación para sismo de diseño a uno de período de retorno T_R .
n	Número de placas TADAS en un sistema de contraviento Chevrón.
n_{MOD}	Factor de ajuste para considerar a las rótulas y viga como un solo miembro estructural.
P_{Col}	Carga Puntual actuando sobre un nodo de la columna, estimado con áreas tributarias.
PK_1	Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del pórtico con dissipadores TADAS.
P_p	Fuerza de plastificación del miembro de acero.
P_y	Fuerza de fluencia del miembro de acero.
Sa_{Comp1}	Aceleración espectral del componente “1” para un sismo cualquiera
Sa_{Comp2}	Aceleración espectral del componente “2” para un sismo cualquiera
Sa_{DIS}	Valores de aceleración espectral para sismo de diseño.
Sa_{MCE}	Valores de aceleración espectral para sismo MCER.
Sa_{SRSS}	Aceleración espectral del sismo analizado ponderando las componentes horizontales
S_{DS}	Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta de diseño amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
S_{D1}	Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta de diseño amortiguado con 5% para período de 1s.
S_{MS}	Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta (MCER) amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
S_{M1}	Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta (MCER) amortiguado con 5% para período de 1s.
S_S	Factor mapeado del espectro de respuesta (MCER) amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
$S_{S/1 DIS}$	Parámetro S_S y S_1 para el sismo de diseño.



$S_{S/1 TR}$	Parámetro S_S y S_1 para un sismo con periodo de retorno T_R .
S_{TADAS}	Separación entre placas triangulares TADAS.
S_1	Factor mapeado del espectro de respuesta (MCER) amortiguado con 5% para período de 1 s.
SHR_A	Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del sistema de disipación TADAS.
SHR_F	Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del pórtico resistente a momento.
SR	Parámetro de diseño de rigidez relativa propuesta por Tsai.
T_n	Periodo natural de la estructura del modo “n”.
T_R	Periodo de retorno del sismo en mención. $T_R = 72$ años para el sismo de servicio.
t	Espesor de la placa TADAS.
U	Parámetro de Diseño de los disipadores TADAS que mide la relación de fuerzas ante los desplazamientos de fluencia Δy_2 y Δy_1 .
$u_{MAX(i)}$	Desplazamiento medido en una cresta “i”.
$u_{MAX(i+1)}$	Desplazamiento medido en una cresta “i+1”
$u_{(t)}$	Vector de Desplazamiento de los grados de libertad.
\ddot{u}_G	Conjunto de datos de aceleraciones obtenidas de un registro sísmico.
$\ddot{u}_{(t)}$	Vector de Aceleración de los grados de libertad.
$\dot{u}_{(t)}$	Vector de Velocidad de los grados de libertad.
w_{Beam}	Carga distribuida uniformemente en una longitud establecida de la viga.
α	Parámetro adimensional que mide la rigidez relativa entre la rigidez lateral de piso del pórtico sin sistema disipador respecto a la rigidez total del sistema disipador.
β	Parámetro adimensional de diseño que mide la rigidez relativa entre los dispositivos triangulares TADAS y diagonales Chevrón.
β_N	Parámetro de Newmark de desplazamiento cuyo valor depende de la variación de la aceleración.
ξ_{DL}	Razón de amortiguamiento calculado con decaimiento logarítmico.
$\Delta_{ACTIVACION}$	Desplazamiento correspondiente a la deriva a la cual se planean activar los TADAS ranurados. Se plantea que activen al 0.5% y 1% de deriva de entripiso.
$\Delta p_{(i)}$	Vector de incremento de carga externa.
$\widehat{\Delta p}_{(i)}$	Vector condensado equivalente de incremento de carga externa.
Δy	Deformación de fluencia
Δy_1	Desplazamiento en el cual fluye el sistema de disipación TADAS. NOTA: es diferente al desplazamiento de fluencia de las placas triangulares.
Δy_2	Desplazamiento de fluencia del pórtico sin sistema de disipación TADAS.
$\phi_{1,x}$	Desplazamiento del piso x en el modo fundamental de vibración
$\Gamma_{(i)}$	Factor de participación modal “i”.
γ_N	Parámetro de Newmark de velocidad cuyo valor depende la variación de la aceleración.
ι	Vector de Incidencia de grados de libertad traslacionales afectados por el sismo.
μ	Ductilidad local de los dispositivos de placas triangulares TADAS.
ω_i	Frecuencia angular seleccionada.



ω_n	Frecuencia angular de la estructura del modo “n”.
$(\omega_n)^2$	Eigenvalores de la estructura. Con su raíz cuadrada se determinan las frecuencias naturales.
ξ_{DL}	Razón de amortiguamiento calculado con decaimiento logarítmico.
ξ_i	Razón de amortiguamiento correspondiente al modo de vibración “i”



1. Introducción

1.1. Antecedentes y Justificación

Ecuador, al estar ubicado geográficamente en el Cinturón de Fuego del Pacífico, está sujeto a una amenaza sísmica latente ocasionada por la sismicidad interplaca inferior (placa Nazca) y por la sismicidad cortical (Placa Sudamericana), sufriendo varios problemas de eventos sísmicos de baja atenuación por fallas geológicas de carácter superficial. Los estudios de amenaza sísmica se consideran con mayor detalle en la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS-15) en donde se refleja que la mayor parte del territorio se caracteriza por un peligro sísmico alto y medio-alto, principalmente las zonas costeras y de la Sierra (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Analizando un contexto histórico, Ecuador se caracteriza por una alta vulnerabilidad frente a eventos sísmicos reflejándose en gran escala el 16 de abril de 2016, cuando el terremoto de Pedernales provocó pérdidas económicas tanto en el sector productivo, laboral y de infraestructura en cifras de alrededor de \$1032 millones, con 663 decesos, y más de 17 mil heridos (Molina-Vera et al., 2017). Por estas razones, existe un especial interés en el estudio del comportamiento dinámico de estructuras frente a sismos, para prevenir pérdidas humanas y económicas. Investigaciones se han traducido en avances en aspectos de diseño, permitiendo mejorar la predicción del comportamiento de la estructura ante sismos y, por ende, han surgido actualizaciones en los requisitos estructurales.

1.2. Justificación de la Investigación

Durante un evento sísmico, fuerzas de gran magnitud son transmitidas hacia la estructura, por lo cual, mantener todos los miembros estructurales en su rango elástico se vuelve impráctico y difícil de llevar a cabo. Por esta razón, se busca limitar la fuerza de ingreso a la estructura mediante disipación de energía, para esto se implementa comúnmente la metodología de diseño por capacidad donde se prevé daño en zonas específicas, permitiendo disminuir la carga de diseño mediante un factor de reducción sísmica (R) acorde al sistema estructural empleado (Moehle, 2015). Esta forma de disipar energía mediante daño se conoce como disipación histerética y consiste en la liberación de energía sísmica por medio de grandes deformaciones en los elementos (ductilidad), al trabajar por encima del rango elástico. Para asegurar esta ductilidad, se deben seguir ciertas estrategias de diseño para permitir fallas dúctiles en lugar de fallas frágiles. Estas fallas dúctiles a flexión se desarrollan en los extremos de las vigas, aunque dependiendo de las secciones y de las características del sismo, también pueden presentarse rótulas plásticas en los extremos de las columnas.

Por otro lado, en el caso de estructuras con disipadores sísmicos el criterio de diseño es similar al criterio convencional, con la diferencia de que el daño esperado, debe concentrarse en los elementos de los disipadores, los cuales en el caso de los dispositivos TADAS, consisten en placas de acero triangulares colocados debajo de las vigas de cada piso; estas placas fluirán de manera dúctil disipando gran cantidad de energía (Aguiar et al., 2017). Debido a lo anterior, las vigas y columnas recibirán menor daño y se esperará que trabajen lejos de su máxima



capacidad frente al máximo sismo considerado (MCE) gracias a la implementación de estos dispositivos que funcionarán a manera de “fusibles”. Finalmente, y no menos importante, gracias a los disipadores sísmicos se puede incrementar la resiliencia de la edificación, permitiendo dar uso de edificaciones importantes como hospitales, bancos y centros de refugio de manera inmediata post-sismo (Cheng et al., 2008). Dependiendo del tipo de disipador, su implementación no supera el 5% del costo de la estructura original, valor que se justifica con el adecuado comportamiento ante eventos sísmicos moderados-fuertes y la reducción de pérdidas probables a largo plazo por la acción sísmica (Guerrero et al., 2017).

Debido a aspectos tanto económicos como constructivos, múltiples autores recomiendan la implementación de disipadores sísmicos metálicos. Javanmardi et al. (2020) destaca el relativo bajo costo de manufactura, el comportamiento histerético estable y la alta capacidad de disipación histerética, mientras que Siami Kaleybar & Tehrani (2021), resaltan las grandes ventajas que puede traer el implementar disipadores sísmicos, pues al comparar con la estructura original, se puede mejorar considerablemente el máximo desplazamiento del techo, las derivas de entrepiso, el máximo cortante de base y la energía histerética disipada. Sin embargo, una de las consecuencias negativas de estos dispositivos, es el incremento de la rigidez en la estructura debida a la adición de elementos como riostras sobre los cuales se apoyarán los disipadores. Este aumento de rigidez, provoca una considerable disminución en el periodo natural de vibración (T_n) de la estructura, implicando un aumento en la aceleración espectral de diseño (S_a) e influyendo en un posible aumento del cortante basal para el sismo de diseño y cargas máximas actuantes.

Es por esto que, el proyecto de investigación se centra en el estudio de un prototipo de disipador sísmico histerético metálico propuesto por Dareini & Hashemi (2011), que no incrementa la rigidez de la estructura en la misma medida que un dispositivo TADAS convencional lo hace. Para obtener esta característica deseada, se incorporan ranuras horizontales en la conexión de las placas de dispositivos TADAS, para que dicho prototipo se encuentre inicialmente desacoplado del sistema estructural (se encuentra libre a momento, axial y cortante), pero funciona bajo el concepto de una activación controlada por la deriva de entrepiso de la estructura; es decir, a medida que los desplazamientos relativos de piso alcanzan un valor objetivo (Ej. 2 cm), los dispositivos entran en contacto y empezarán a trabajar en base a una disipación a fuerza cortante. Otra ventaja de los dispositivos TADAS ranurados frente a los TADAS convencionales, es que no fluirán todas sus placas frente a sismos de menor intensidad que el sismo de diseño, lo cual permitiría un adecuado funcionamiento en caso de que se presenten sismos fuertes después de un sismo leve.

Como hipótesis de partida se tiene que incorporar ranuras en una estructura equipada con dispositivos TADAS mejorará el comportamiento sísmico de la misma en términos de deriva y cortante basal. Dicha mejora tentativa será evaluada en este proyecto de titulación. En caso de evidenciar un comportamiento adecuado, este proyecto de titulación puede llegar a ser el punto de partida de proyectos de investigación más exhaustivos, en los cuales, se podrá demostrar su eficacia real ya no solo en un modelo idealizado, sino en un modelo real mediante un contraste con ensayos experimentales en mesas vibratorias y otras posibles mejoras a sus



propiedades geométricas y de diseño que podrían desembocar en una posible patente de disipadores.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento sísmico de estructuras con disipadores TADAS ranurados, para determinar su eficacia frente a dispositivos TADAS convencionales.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Implementar metodología de diseño para disipadores sísmicos TADAS y sistema de arriostramiento lateral Chevrón para el arquetipo de estudio.
2. Calibrar curvas histeréticas para dispositivos TADAS convencionales y TADAS ranurados.
3. Escalar registros sísmicos para intensidades de servicio, diseño y MCE para los arquetipos de estudio.
4. Comparar respuestas de derivas y cortante basal entre los arquetipos de estudio.

2. Marco Teórico

2.1. Conceptos Generales

2.1.1. Conceptos Básicos

Los primeros términos que se abordan son los de *derivas* y *derivas de entrepiso*, pues es uno de los parámetros a evaluar en esta tesis de grado para validar la eficacia de los disipadores TADAS ranurados. De acuerdo al ASCE 7-16, se define la *deriva de piso* como la deflexión horizontal relativa entre el piso superior e inferior de una edificación, por lo cual tiene unidades de longitud. En países no anglosajones, se suele conocer al mismo término como *desplazamiento de entrepiso*. Por otro lado, ASCE 7-16 define a la *razón de deriva de piso* como a la deriva de piso dividido entre su altura; nuevamente en países no anglosajones, es más frecuente referirse como *índice de deriva de entrepiso* o como *deriva de entrepiso*, expresándose en porcentajes (ASCE, 2017, p. 80). Adicionalmente, otra forma de entender conceptualmente a la deriva de entrepiso es concibiéndola como la rotación angular promedio entre viga-columna de cada piso ante deformaciones laterales (Krawinkler & Gupta, 1998, p. 170).

Otro término fundamental en materia sísmica es el de *cortante basal*. También suele denominarse como *cortante de base*, pues no es más que la sumatoria de fuerzas laterales o fuerzas cortantes medidas en la base de una edificación. Homólogamente, el término de *cortante de piso* no es más que la sumatoria de fuerzas horizontales de todos los pisos superiores más el piso en mención (ASCE, 2017, pp. 78–80).

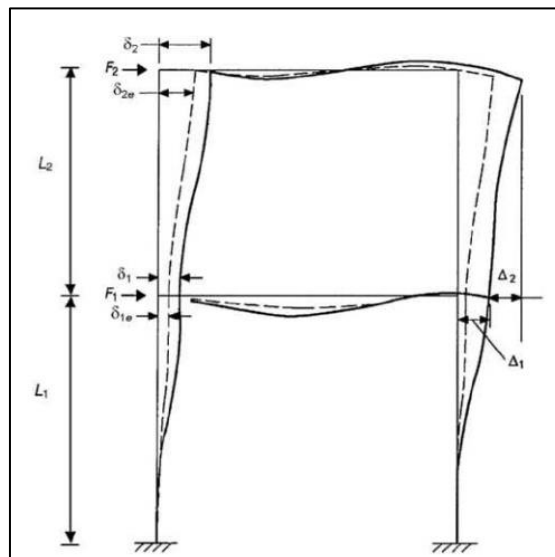


Figura 2-1. Visualización de Derivas de Piso (Δ_i), Desplazamientos Laterales (δ_i) y Fuerzas laterales (F_i) en un pórtico de dos niveles (ASCE, 2017, p. 103).

La estructura a analizar es un *pórtico de acero especial a momento*, también conocida como *special moment frame (SMF)*, resulta ser un pórtico que cumple las disposiciones y requisitos del apartado E3 del AISC 341-16. Entre algunas de sus disposiciones se encuentran que cumpla la relación de momentos en columnas/vigas, que satisfaga criterios de estabilidad de

arriostramiento en vigas y de estabilidad en las conexiones viga-columna, entre otros requisitos. Con todo lo anterior, se busca proveer de gran capacidad de deformación inelástica a flexión en las vigas con conexiones precalificadas y limitada fluencia de columnas en las zonas de los paneles (AISC, 2016, sec. E3).

Un *panel zone* o *zona de panel* en pórticos de acero es aquella región del alma de una columna que está limitada por los patines de la columna y por las placas de conexión a las vigas. Se conoce que el modelamiento de los *panel zones* tiene una importancia radical en la respuesta del pórtico ante cargas laterales, pues se sabe que se llegan a desarrollar altas solicitaciones a cortante en los paneles, que incluso pueden llegar a significar mecanismos de falla y de colapso de la estructura ante daños severos en la conexión (Miri et al., 2009, p. 925). Por lo tanto, se resalta su importancia al momento de modelar estructuras con fines de investigación

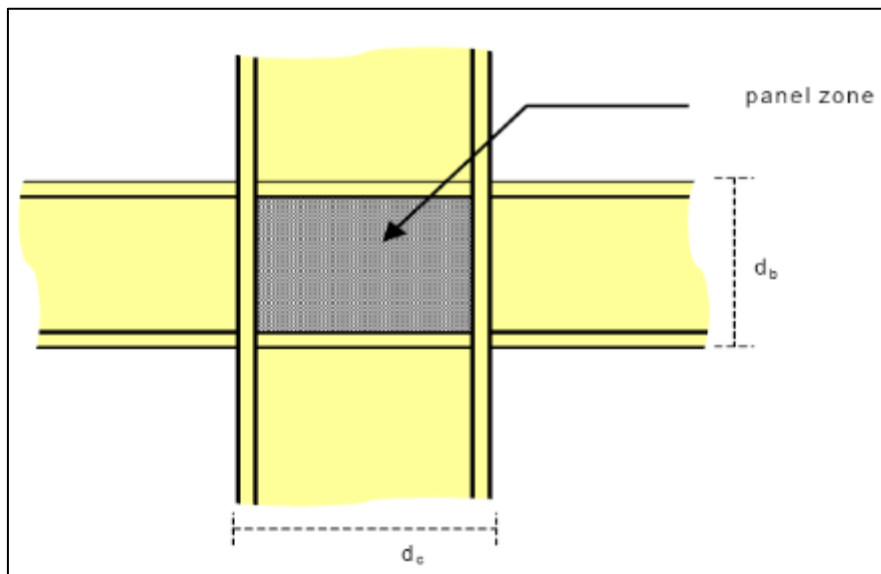


Figura 2-2. Ubicación de un *panel zone* en un pórtico de acero (Miri et al., 2009, p. 925).

Finalmente, los últimos términos que vale la pena abordar, corresponden a los *diseños por capacidad, por resistencia y por servicio*. El *diseño por capacidad* plantea una serie de estrategias para reforzar a una estructura y que esta resista sismos de gran intensidad mediante la disipación de energía. Por lo tanto, el diseñador debe ser capaz asegurar un adecuado comportamiento dúctil para limitar la carga que recibe la estructura a través de daño localizado generalmente en los extremos de las vigas; según Paulay & Priestley (1992), la filosofía de diseño por capacidad tiene dos puntos clave:

- Las zonas de rótulas plásticas (potencial mecanismo de colapso) se diseñan cuidadosamente para satisfacer los requisitos de resistencia ante combinaciones de carga y son detalladas meticulosamente para cumplir la ductilidad esperada; en hormigón se logra mediante requisitos de refuerzo transversal mientras que en acero se logra con conexiones precalificadas que debilitan la zona en la que se espera la rótula.
- Todo tipo de falla de corte, anclaje y de inestabilidad debe ser prevenida. Esto se logra asegurando la resistencia y buen comportamiento ante estos métodos de falla, verificando la capacidad de las rótulas sea mayor a las demandas esperadas producidas con una sobre resistencia a flexión.



Por el otro lado, el *diseño por resistencia* es aquel que verifica que la resistencia nominal de un miembro afectada por un factor de reducción de fuerza, sea mayor a la demanda de las sollicitaciones ante cargas mayoradas. Mientras tanto, el *diseño por servicio*, es aquel que se encarga de verificar un adecuado comportamiento de la estructura y de sus miembros ante condiciones normales de carga, comprobando principalmente deflexiones, agrietamientos, vibraciones y derivas de entrepiso.

2.1.2. Análisis Dinámico de Respuestas Tiempo - Historia

Existe un particular enfoque que consiste en determinar la respuesta de una estructura definida frente a perturbaciones o excitaciones externas. Las respuestas que resultan ser de interés son generalmente los desplazamientos, pues permiten determinar las fuerzas a las cuales son sometidas los miembros de la estructura frente a la acción de la excitación dinámica; sin embargo, en ocasiones también resulta favorable determinar las aceleraciones y velocidades del sistema, pues permiten cuantificar las fuerzas inerciales y de amortiguamiento. A este tipo de análisis dinámicos se los denomina de tiempo-historia (Paultre, 2010, pp. 2–18).

Para representar físicamente esta aproximación del problema, se puede llegar a través de las leyes de Newton o el Principio de D' Alembert a la siguiente ecuación de movimiento:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2-1)$$

En donde:

\mathbf{M}	Matriz de Masa de la estructura
\mathbf{C}	Matriz de Amortiguamiento.
\mathbf{K}	Matriz de Rigidez de la estructura.
$\ddot{\mathbf{u}}(t)$	Vector de Aceleración de los grados de libertad.
$\dot{\mathbf{u}}(t)$	Vector de Velocidad de los grados de libertad.
$\mathbf{u}(t)$	Vector de Desplazamiento de los grados de libertad.
$\mathbf{F}(t)$	Carga arbitraria externa que produce excitaciones o vibraciones en la estructura.

Para el caso puntual de cargas sísmicas, la ecuación puede quedar definida como:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = -\mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\iota} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_G \quad (2-2)$$

En la cual:

$\boldsymbol{\iota}$	Vector de Incidencia de grados de libertad traslacionales afectados por el sismo.
$\ddot{\mathbf{u}}_G$	Conjunto de datos de aceleraciones obtenidas de un registro sísmico.

De acuerdo a Charney, 2008 (p. 581), existen dos formas en las cuales se puede dar solución a la Ecuación (2-2): mediante Superposición Modal o Integración Directa. Para el desarrollo de este trabajo se utilizará el Método de Newmark el cual es un método de solución por Integración Directa. Consiste en un método numérico que contempla una variación de la aceleración y que va estimando los desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada intervalo de tiempo a través de ecuaciones matriciales de incremento, los cuales tienen una extensión para resolver sistemas no-lineales a través de iteraciones con métodos numéricos adicionales tales como los

de Newton-Raphson. Adaptando las variables de Chopra (2014, pp. 175–194) y expresándolas en términos de incrementos, se llega al siguiente proceso de cálculo:

Primero, se calculan dos coeficientes que permiten condensar las ecuaciones de forma iterativa:

$$\mathbf{A}_N = \frac{1}{\beta_N \cdot \Delta t} \cdot \mathbf{M} + \frac{\gamma_N}{\beta_N} \cdot \mathbf{C} \quad (2-3)$$

$$\mathbf{B}_N = \frac{1}{2 \cdot \beta_N} \cdot \mathbf{M} + \Delta t \cdot \left(\frac{\gamma_N}{2 \cdot \beta_N} - 1 \right) \cdot \mathbf{C} \quad (2-4)$$

Siendo

\mathbf{A}_N	Matriz que multiplicará a la velocidad del sistema en el paso “i” por el método de incrementos de Newmark.
\mathbf{B}_N	Matriz que multiplicará a la aceleración del sistema en el paso “i” por el método de incrementos de Newmark.
β_N	Parámetro de Newmark de desplazamiento cuyo valor depende de la variación de la aceleración. Para mayor estabilidad, se recomienda usar una variación promedio constante de aceleración con $\beta_N = 1/4$ (Chopra, 2014, p. 177).
γ_N	Parámetro de Newmark de velocidad cuyo valor depende la variación de la aceleración. Para mayor estabilidad, se recomienda usar una variación promedio constante de aceleración con $\gamma_N = 1/2$ (Chopra, 2014, p. 177)

Segundo, se estima el incremento de carga mediante la ecuación vectorial:

$$\Delta p_{(i)} = p_{(i+1)} - p_{(i)} = -\mathbf{M} \cdot \iota \cdot \ddot{u}_{G(i+1)} + \mathbf{M} \cdot \iota \cdot \ddot{u}_{G(i)} \quad (2-5)$$

En donde:

$\Delta p_{(i)}$ Vector de incremento de carga externa.

Tercero, se determina un vector que condensa la participación de las aceleraciones del sismo y de las velocidades y aceleraciones de la estructura con la siguiente expresión. Físicamente se lo puede entender como un vector de incremento de carga equivalente:

$$\widehat{\Delta p}_{(i)} = \Delta p_{(i)} + \mathbf{A}_N \cdot \dot{u}_{(i)} + \mathbf{B}_N \cdot \ddot{u}_{(i)} \quad (2-6)$$

Expresión en la cual:

$\widehat{\Delta p}_{(i)}$ Vector condensado equivalente de incremento de carga externa.

Cuarto, se define una matriz que está en función de la masa, amortiguamiento y de la rigidez:

$$\widehat{\mathbf{K}} = \frac{1}{\beta_N \cdot (\Delta t)^2} \cdot \mathbf{M} + \frac{\gamma_N}{\beta_N \cdot \Delta t} \cdot \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (2-7)$$

Fórmula en la cual aparece la siguiente variable:

$\widehat{\mathbf{K}}$ Matriz de Rigidez equivalente para solución por incrementos en el método de Newmark. Para sistemas no lineales debe calcularse en cada paso del análisis pues la rigidez \mathbf{K} será variable en función de la fluencia de los elementos modelados en la estructura.

Quinto, se determinan los incrementos de desplazamiento, velocidad y aceleración con las siguientes expresiones:

$$\Delta u_{(i)} = (\widehat{\mathbf{K}})^{-1} \cdot \widehat{\Delta p}_{(i)} \quad (2-8)$$

$$\Delta \dot{u}_{(i)} = \frac{\gamma_N}{\beta_N \cdot \Delta t} \cdot \Delta u_{(i)} - \frac{\gamma_N}{\beta_N} \cdot \dot{u}_{(i)} - \Delta t \cdot \left(\frac{\gamma_N}{2 \cdot \beta_N} - 1 \right) \cdot \ddot{u}_{(i)} \quad (2-9)$$

$$\Delta \ddot{u}_{(i)} = \frac{1}{\beta_N \cdot (\Delta t)^2} \cdot \Delta u_{(i)} - \frac{1}{\beta_N \cdot \Delta t} \cdot \dot{u}_{(i)} - \frac{1}{2 \cdot \beta_N} \cdot \ddot{u}_{(i)} \quad (2-10)$$

Sexto, posterior a obtener los incrementos de desplazamiento, velocidad y aceleración, se procede a definir la respuesta del sistema en el paso “i+1” con las siguientes ecuaciones de incremento:

$$u_{(i+1)} = u_{(i)} + \Delta u_{(i)} \quad (2-11)$$

$$\dot{u}_{(i+1)} = \dot{u}_{(i)} + \Delta \dot{u}_{(i)} \quad (2-12)$$

$$\ddot{u}_{(i+1)} = \ddot{u}_{(i)} + \Delta \ddot{u}_{(i)} \quad (2-13)$$

De esta forma se repite el proceso de cálculo para la duración del sismo. Además, la metodología de Newmark no se restringe a análisis de sismos, sino puede ser ampliado para analizar cualquier tipo de carga dinámica aplicada a una estructura.

2.1.3. Amortiguamiento Estructural

El *amortiguamiento* es el fenómeno que explica por qué las estructuras pueden llegar a una posición de equilibrio y de disminución de desplazamientos frente a excitaciones externas. Existen dos tipos de amortiguamiento: *amortiguamiento inherente* y *amortiguamiento histerético*. Para el primer caso de amortiguamiento inherente, consta de diferentes mecanismos de disipación entre los cuales, Chopra (2014, pp. 12–13) menciona los siguientes mecanismos:

- Fricción interna generada por la deformación de los sólidos.
- Efecto térmico mediante el desprendimiento de calor en esfuerzos elásticos.
- Fricción generada en conexiones metálicas.
- Aparición y propagación de microfisuras en elementos de concreto.
- Aporte del rozamiento de la estructura con los elementos no estructurales.

Por el momento no se tiene ningún modelo universal que calcule fácilmente un aporte cuantitativo del amortiguamiento inherente; por esta razón, es muy común utilizar un *amortiguamiento viscoso equivalente*, el cual genera fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad en los grados de libertad dinámicos (Chopra, 2014).

$$F_D = C \cdot \dot{u} \quad (2-14)$$

Fórmula en la cual:

$$F_D \quad \text{Vector de Fuerzas de amortiguamiento}$$

Por otro lado, el *amortiguamiento histerético* es aquel producido por la incursión de un elemento cualquiera en su rango no-lineal ante cargas cíclicas. Para este objetivo, la energía de disipación se define como el área bajo la curva de las gráficas de Fuerza-Deformación o de Momento-Rotación; además, es uno de los mecanismos más efectivos para la disipación de energía en estructuras durante sismos, es a través de las deformaciones inelásticas de los metales por su alta ductilidad (Shirnejad et al., 2011). La siguiente imagen muestra un ejemplo de una curva histerética para un elemento sometido a cargas axiales evitando el pandeo ante cargas a compresión.

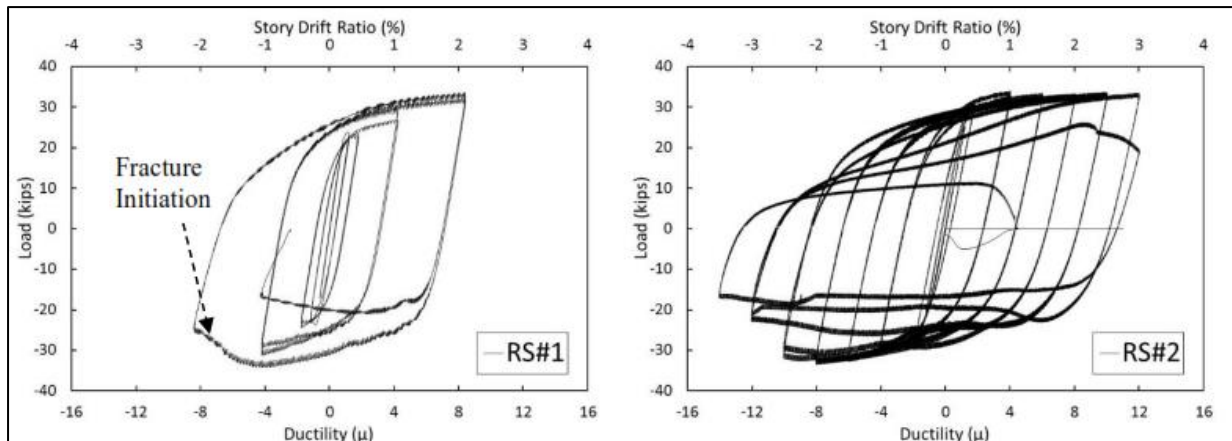


Figura 2-3. Ejemplo de Curvas histeréticas ante cargas axiales en acero (Momenzadeh, 2017, p. 54).

Se sobrentiende entonces que para modelar el amortiguamiento histerético, es necesario representar las curvas histeréticas en un análisis tiempo-historia, misma que debe ser ejecutada en ‘time-steps’ o en intervalos de tiempo debido a la no linealidad, ya que es un elemento sensible a fluir ante deformaciones.

La matriz de amortiguamiento es muy importante para la ejecución de análisis dinámicos, y puede ser calculada. Hoy en día es muy frecuente utilizar *amortiguamiento clásico*¹ el cual condiciona la forma en la cual se calcula dicha matriz de amortiguamiento. Según Charney (2008, pp. 583–585, 590), existen tres formas principales para obtener la matriz de amortiguamiento mediante el amortiguamiento proporcional Rayleigh, el cual termina siendo un caso específico de las series de Caughey. En todos los casos, las constantes de proporcionalidad se calculan resolviendo la siguiente ecuación.

$$\xi_i = \frac{a_0}{2 \cdot \omega_i} + \frac{a_1 \cdot \omega_i}{2} \quad (2-15)$$

Con las siguientes variables:

- ω_i Frecuencia angular seleccionada.
- ξ_i Razón de amortiguamiento correspondiente a la frecuencia angular (ω_i)
- a_0 Constante proporcional a la matriz de Masa.
- a_1 Constante de proporcionalidad a la matriz de rigidez.

Se seleccionan dos frecuencias angulares que suelen corresponder a los modos de vibración, siendo estos el primer modo, y el modo más bajo de menor periodo que abarque el 90% de la participación de masa (ASCE, 2017, pp. 82, 570; Charney, 2008, p. 586) o por defecto que el segundo periodo seleccionado para la construcción de la matriz de amortiguamiento por Rayleigh, sea el 20% del periodo fundamental traslacional, es decir, usando $T = 0.20T_1$ (NIST et al., 2010, p. 6_12; PEER & ATC, 2010, p. 2_48). A las frecuencias angulares seleccionadas se les asigna el valor de razón de amortiguamiento deseado, en donde suelen tener la misma

¹ Amortiguamiento Clásico: Aquel en el cual la matriz de amortiguamiento resultante $[C]$, puede diagonalizarse al multiplicarla por la matriz de modos de vibración y premultiplicarla por su traspuesta. $[D] = [\Phi]^T \cdot [C] \cdot [\Phi]$.

razón de amortiguamiento. En cualquier caso, se debe resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{Bmatrix} \xi_j \\ \xi_k \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1/\omega_j & \omega_j \\ 1/\omega_k & \omega_k \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} \quad (2-16)$$

Una forma intuitiva de entender el amortiguamiento Rayleigh, es idealizarlo como un método para calcular los amortiguamientos respectivos (ξ) de cada uno de los modos de vibración partiendo de dos frecuencias naturales por medio de la Ecuación (2-15), la cual gráficamente se expresa en la Figura 2-4.

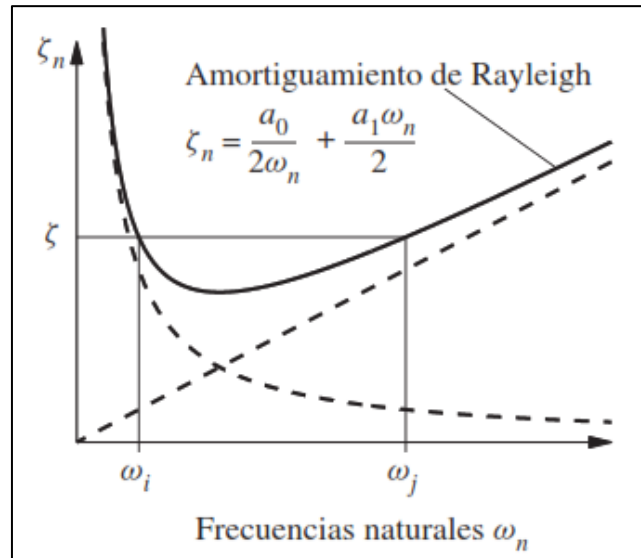


Figura 2-4. Asignación de la razón de amortiguamiento (ξ) en función de la frecuencia natural (ω_n) de cada modo de vibración. Tomado de Chopra (2014, p. 457).

Primera Fórmula de la Matriz de Amortiguamiento con Amortiguamiento Rayleigh:

$$\mathbf{C} = a_0 \cdot \mathbf{M} + a_1 \cdot \mathbf{K}_o \quad (2-17)$$

Siendo:

\mathbf{K}_o Matriz de Rigidez Inicial sin considerar plasticidad ni fluencia de los materiales.

Es la manera más utilizada para calcular la matriz con coeficientes (a_0, a_1) que se calculan en la primera iteración y no tienen que recalcularse más en el análisis tiempo historia. Sin embargo, tiene la desventaja de que esta aproximación genera momentos de amortiguamiento irreales en los nodos cuando fluye un elemento (Ibarra & Krawinkler, 2005, p. 302). En consecuencia, se debe excluir a la rigidez de la matriz \mathbf{K}_o a los elementos propensos a fluir como es el caso de rótulas plásticas y disipadores sísmicos. Dicha exclusión de rigidez provocará que la razón de amortiguamiento (ξ) en el modelo de la estructura, sea levemente menor al amortiguamiento teórico definido; esta aseveración puede validarse al realizar un test de vibración libre y comprobar el amortiguamiento mediante fórmulas de decaimiento logarítmico.

Segunda Fórmula de la Matriz de Amortiguamiento con Amortiguamiento Rayleigh:

$$\mathbf{C} = a_0 \cdot \mathbf{M} + a_1 \cdot \mathbf{K}_t \quad (2-18)$$



De donde se distingue:

\mathbf{K}_t Matriz de Rigidez Tangencial actualizada en cada paso del análisis tiempo-historia.

Los coeficientes (a_0, a_1) siguen siendo calculados en la primera iteración y se los utilizan en el resto de pasos; la diferencia radica en que se utiliza la rigidez de la estructura \mathbf{K}_t actualizada en cada intervalo de tiempo, lo cual significa que esta operación matricial debe repetirse para cada paso. Adicionalmente, la *Ecuación (2-18)*, provoca que sea un amortiguamiento no clásico y que no se pueda diagonalizar cuando se produce la fluencia de los elementos que conforman la estructura. Charney (2008, pp. 586–590) señala que, a pesar de ser una solución más rigurosa, puede introducir algunos errores de equilibrio cuando se usan los métodos de Newmark, pero que dichos errores pueden eliminarse por medio de iteraciones; no todos los programas poseen esta capacidad, pero afortunadamente OpenSees sí la posee. Por otro lado, también se conoce que se pueden generar valores amortiguamientos negativos cuando se incluye la rigidez geométrica o degradación de materiales en la matriz de rigidez contemplada en la *Ecuación (2-18)*, lo cual no tiene un significado físico sino obedece a la solución matemática. Esto no impide que el modelo incluya efectos $P - \Delta$ o degradación; sin embargo, se debería excluir la rigidez de miembros propensos a fluencia en la matriz de amortiguamiento, lo cual implica un cálculo computacional mayor al tener que separar la matriz de rigidez de la ecuación de movimiento (\mathbf{K}) de la *Ecuación (2-2)*, y la matriz de rigidez que excluye estos efectos para calcular el amortiguamiento. Actualmente OpenSees permite no incluir la rigidez de resortes para la matriz de amortiguamiento.

Tercera Fórmula de la Matriz de Amortiguamiento con Amortiguamiento Rayleigh:

$$\mathbf{C} = a_{0t} \cdot \mathbf{M} + a_{1t} \cdot \mathbf{K}_t \quad (2-19)$$

Cuyos nuevos coeficientes, son:

- a_{0t} Coeficiente proporcional a la masa de la estructura. Recalculado en cada intervalo de tiempo con la *Ecuación (2-16)*.
- a_{1t} Coeficiente proporcional a la rigidez de la estructura. Recalculado en cada intervalo de tiempo con la *Ecuación (2-16)*.

Como se puede apreciar, los coeficientes (a_{0t}, a_{1t}) son calculados en cada intervalo de tiempo, por lo cual se requiere ejecutar análisis modal en cada iteración para recalculer los modos de vibración (ϕ_n) y las frecuencias naturales (ω_n) . Consecuentemente, este método si produce un amortiguamiento clásico, pero implica un consumo exorbitante de cálculo computacional. Elimina totalmente las fuerzas y momentos irreales de amortiguamiento, pero su tiempo consumido por los procesadores actuales no llegan a justificar esta formulación. Además, sigue con la desventaja de que podría generar amortiguamientos negativos cuando la estructura se encuentra cerca del colapso con rigideces negativas, cuya solución requiere artificios que consumen más procesamiento computacional como se explicó en la segunda formulación. OpenSees también permite este método de cálculo incluso dando la posibilidad de incluir un término que considera la rigidez inicial (\mathbf{K}_0) para evitar la generación de este amortiguamiento negativo. Aun así, demanda mucho más tiempo de análisis que la primera y segunda formulación por amortiguamiento Rayleigh.

2.1.4. Análisis Modal

Basándose en lo mencionado por He & Fu (2001, pp. 1–10), en la dinámica de las estructuras es muy importante determinar las propiedades dinámicas inherentes, entre las que destacan las frecuencias naturales, los factores de amortiguamiento y los modos de vibración o formas modales. En su conjunto, permiten describir el comportamiento de un sistema partiendo de las propiedades físicas de masa, rigidez y amortiguamiento.

A manera introductoria, se requiere hablar de los *periodos naturales de vibración* (T_n) del sistema. Dicho término representa el tiempo que necesita una estructura cualquiera libre de amortiguamiento para completar una oscilación completa en desplazamientos (Katsikadelis, 2020, pp. 86–87). Además, se pueden calcular con ayuda de la *frecuencia natural de vibración* (ω_n), o también llamada en ocasiones como *frecuencia natural angular*.

$$T_n = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_n} \quad (2-20)$$

Con las siguientes variables:

T_n Periodo natural de la estructura del modo “n”.

ω_n Frecuencia angular de la estructura del modo “n”.

En gráficas es más sencillo entender que el periodo fundamental no es más que la distancia medida en unidades de tiempo entre dos crestas de ondas consecutivas tal como muestra la *Figura 2-5*.

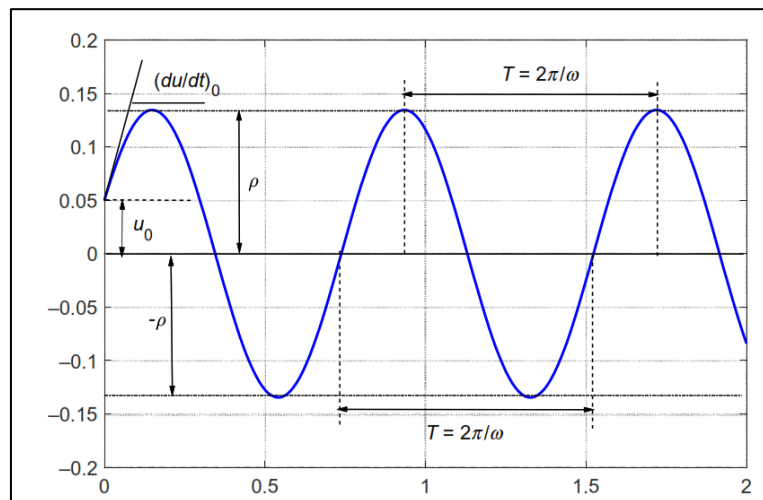


Figura 2-5. Respuesta de Vibración Libre (Desplazamiento vs tiempo) de un sistema no amortiguado (Katsikadelis, 2020, p. 87).

Por su parte, las frecuencias naturales (ω_n) pueden ser calculadas mediante un análisis de eigenvalores o valores propios, para lo cual, se aplican conceptos de ecuaciones diferenciales y de álgebra lineal para resolver la ecuación de movimiento plasmada en la *Ecuación (2-1)* cuando las excitaciones externas son nulas y se desprecia el término de amortiguamiento. De esta forma se encuentra una solución no trivial en la cual se debe determinar los eigenvalores (ω_n)², para finalmente determinar las frecuencias naturales con la raíz de los valores propios (Chopra, 2014). La ecuación matricial a resolver es:

$$\det(\mathbf{K} - (\omega_n)^2 \cdot \mathbf{M}) \tag{2-21}$$

En donde:

$(\omega_n)^2$ Eigenvalores de la estructura. Con su raíz cuadrada se determinan las frecuencias naturales.

La operación de determinante entrega un polinomio que se conoce como *ecuación característica* o *ecuación de frecuencia*, en la cual, por conceptos de álgebra lineal, se sabe que las raíces de dicho polinomio serán siempre reales y positivas por contar con las matrices de masa y de rigidez siendo del tipo de matrices simétricas (Chopra, 2014, p. 407).

El segundo concepto corresponde a los *modos de vibración*, los cuales reflejan la combinación lineal de armónicos de los componentes de una estructura. Dicho en otras palabras, es la forma que toma la estructura cuando todos sus grados de libertad empiezan a oscilar de forma armónica en fase como se ilustra en la *Figura 2-6* (Chopra, 2014, p. 405).

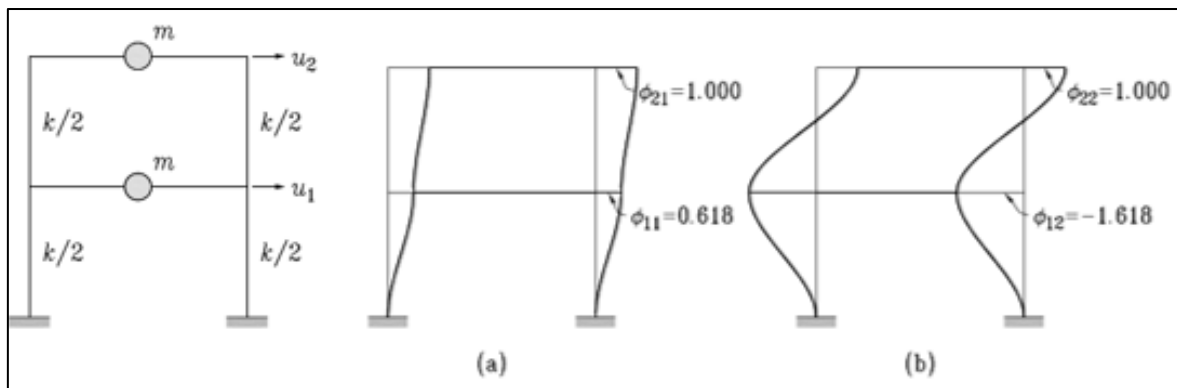


Figura 2-6. Pórtico de dos pisos con su primer modo de vibración (a) y segundo modo de vibración (b). Adaptado de Paultre (2010, pp. 447, 449).

Los modos de vibración son de gran importancia pues permiten tener noción de cómo se moverá la estructura ante excitaciones dinámicas en rangos de comportamiento lineal, pues los movimientos que aparentan ser caóticos no son más que la combinación de estos modos de vibración transformados de coordenadas modales a coordenadas reales como se muestra en la *Figura 2-7* (Paultre, 2010, p. 488).

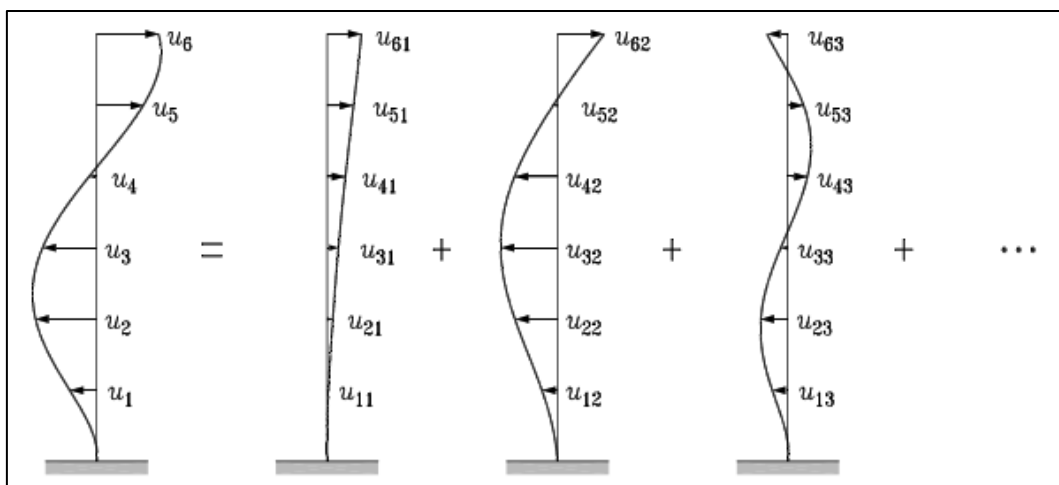


Figura 2-7. Superposición de los modos de vibración para obtener la forma deformada de la estructura (Paultre, 2010, p. 488).

Los modos de vibración se relacionan directamente con los eigenvectores, por lo cual guardan relación con las frecuencias naturales de la estructura. Para calcular los modos de vibración se emplea la siguiente ecuación (Chopra, 2014):

$$(\mathbf{K} - (\omega_n)^2 \cdot \mathbf{M}) \cdot \phi_n = 0 \quad (2-22)$$

En donde:

ϕ_n Vector del modo de vibración “n” correspondiente a la frecuencia natural (ω_n).

Los modos de vibración se van calculando de forma ordenada utilizando desde las menores frecuencias de vibración hasta las frecuencias de vibración con valor más alto (Chopra, 2014). Por ejemplo, si una un pórtico de dos pisos tuviese ($\omega_1 = 4.2 \frac{rad}{s}$) y ($\omega_2 = 5.5 \frac{rad}{s}$), el primer modo de vibración ϕ_1 se calcula con la frecuencia de 4.2 rad/s y el segundo modo de vibración (ϕ_2) se estima con la frecuencia de 5.5 rad/s.

De acuerdo a Paultre (2010, pp. 514–515), existe un parámetro denominado como *masa modal efectiva* que permite cuantificar la fracción de la masa total de la estructura que responde a la excitación en cada modo de vibración durante un sismo. Este término es válido para estructuras en las cuales se asume que cada conexión a la base de cimentación, recibe la misma excitación por la aceleración del suelo.

Adicionalmente, la importancia de este parámetro radica en que muchas normativas restringen el número mínimo de modos de vibración que debe incluir el diseño por métodos de superposición modal espectral; dependiendo de la norma a utilizar, se sabe que el análisis debe incluir por lo menos el 90%-95% de la participación de masa efectiva. Otro de sus usos es que sirve para validar el rango de periodo para el cual se debe escalar un sismo por la metodología del ASCE 7-16 para análisis tiempo-historia. Adaptando las ecuaciones de Paultre (2010, pp. 514–515), se puede calcular la masa modal efectiva con la siguiente expresión.

$$M_{EF(i)} = (\Gamma_{(i)})^2 \cdot (\phi_{(i)}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_{(i)}) \quad (2-23)$$

Apareciendo las variables:

$M_{EF(i)}$ Masa efectiva del modo “i”. Es frecuente expresarla en porcentajes para tener una mayor noción física, por lo cual se calcula como $M_{EF(i)\%} = \frac{M_{EF(i)}}{\sum_{i=1}^{N_{modos}} M_{EF(i)}} \cdot 100$

$\Gamma_{(i)}$ Factor de participación modal “i”, el cual es una medida del grado en el que afecta el modo “i” en la respuesta de la estructura. Su valor puede variar en caso de que se normalicen las matrices de masa y rigidez con ortogonalidad matricial.

Finalmente, el factor de participación modal ($\Gamma_{(i)}$) puede calcularse fácilmente con la siguiente expresión en función de la matriz de masa y de los vectores de los modos de vibración.

$$\Gamma_{(i)} = \frac{\phi_{(i)}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \iota}{(\phi_{(i)}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_{(i)})} \quad (2-24)$$

Fórmula en la que se destaca la variable previamente definida:

ι Vector de Incidencia de grados de libertad traslacionales afectados por el sismo.

2.1.5. Análisis Estático No Lineal - Pushover

Como se menciona en el informe FEMA et al. (2010), el análisis Pushover consiste en aplicar una carga monotónica incremental horizontal a cada piso de la estructura. La carga lateral aplicada a los pisos es proporcional a la forma del modo fundamental de vibración multiplicado por la masa del piso correspondiente, como se refleja en la *Ecuación (2-25)*.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2-25)$$

Donde:

F_x	Fuerza lateral aplicada en el piso x.
m_x	Masa del piso x.
$\phi_{1,x}$	Desplazamiento del piso x en el modo fundamental de vibración

La importancia de este análisis radica en que permite calcular la sobrerresistencia y ductilidad de una estructura. Para esto se recomienda que el patrón de cargas verticales sea el planteado por la *Ecuación (2-26)* (FEMA et al., 2010).

$$1.05D + 0.25L_L \quad (2-26)$$

En la cual:

D	Patrón de Carga muerta.
L_L	Patrón de Carga viva.

En la *Figura 2-10* se muestra curvas Pushover típicas, en las cuales las variables de interés son la fuerza lateral y el desplazamiento, que para este trabajo corresponden al cortante basal y desplazamiento del techo respectivamente.

2.1.6. Efectos de segundo orden ($P - \Delta$)

La no linealidad geométrica es un efecto que ocurre cuando los desplazamientos de una estructura son suficientemente grandes como para afectar el equilibrio o relaciones de compatibilidad en la posición deformada de la misma (Powell, 2010). La *Figura 2-8* esquematiza el efecto de segundo orden para un sistema de un grado de libertad, donde además de que se genera un momento flector debido a la fuerza lateral F , la fuerza vertical P genera en la base un momento adicional cuya magnitud es igual a $P \cdot \Delta$, siendo Δ el desplazamiento lateral de la estructura. A este incremento adicional causado por la carga vertical y el desplazamiento horizontal de la estructura, se lo conoce como efecto $P - \Delta$. Asimismo, la estructura experimenta un segundo fenómeno por la curvatura que adquiere el elemento al deformarse, lo cual causa que se incremente el momento en los puntos intermedios del miembro estructural; este efecto se denomina como $P - \delta$ (Crisafulli, 2018).

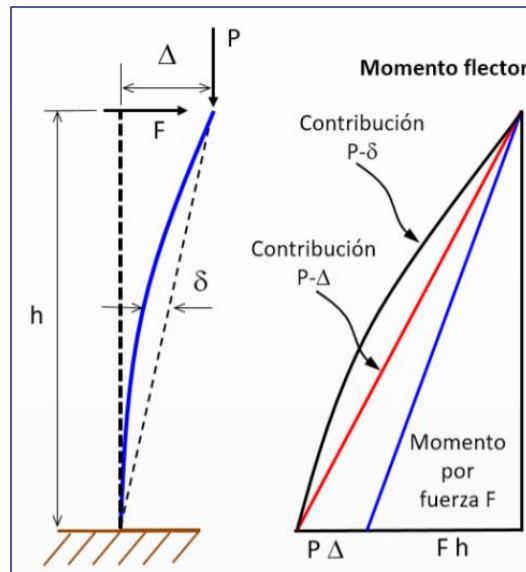


Figura 2-8. Efectos de segundo orden (Crisafulli, 2018)

Powell (2010) menciona que existen análisis en los cuales se puede ignorar esta no linealidad geométrica cuando las cargas verticales o los desplazamientos laterales no son significativos; existen otros análisis de carácter de investigación en donde se considera de manera exacta la contribución del efecto $P - \delta$. No obstante, se tiene el análisis $P - \Delta$ que es un punto intermedio donde se hacen aproximaciones menores como que el nodo se deforma exclusivamente en horizontal y que las relaciones de compatibilidad se asumen lineales como se muestra en la *Figura 2-8*. También menciona que es necesario incluir el análisis $P - \delta$ solamente en estructuras que son extremadamente flexibles como las que cuentan con sistemas de cables. En el resto de estructuras los resultados son similares a los obtenidos considerando solamente el análisis $P - \Delta$, e incluir el análisis $P - \delta$ requiere una mayor capacidad computacional sin obtener un beneficio significativo, razón por la cual en el presente trabajo se limita a usar el análisis $P - \Delta$.

Gupta & Krawinkler (2000) describe que el efecto $P - \Delta$ genera una disminución de la resistencia lateral de la estructura, la misma que para un sistema de un grado de libertad (*Figura 2-8*) se puede traducir en una disminución de la rigidez lateral de la estructura; dicha disminución se denomina como rigidez geométrica y se calcula como P/h , esto porque el cortante generado por el efecto se expresa como $(P \cdot \Delta)/h$ y desde un punto de vista matricial el cortante total V queda expresado como $(K - \frac{P}{h})\Delta$, siendo K la rigidez de la estructura. La *Figura 2-9* muestra estas consideraciones y como afectan al cortante máximo, en la misma el factor θ representa $P/(h \cdot K)$.

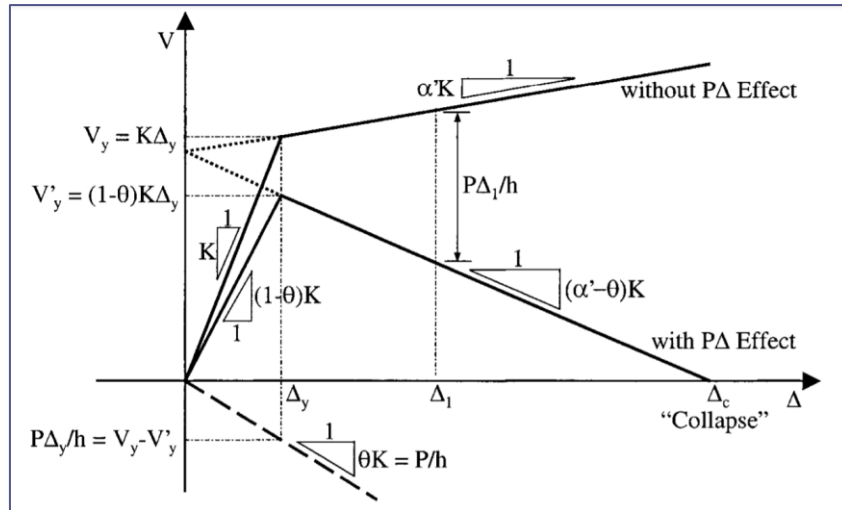


Figura 2-9. Influencia de efecto P-Δ en capacidad de estructuras (Gupta & Krawinkler, 2000)

Crisafulli (2018) muestra que la inclusión del análisis $P - \Delta$ puede ser crítico y modifica por completo la capacidad de la estructura (Figura 2-10), ya que, al despreciarse, no se llega a tener un efecto importante de degradación en la misma. Por este motivo, se incluye el efecto $P - \Delta$ en todos los análisis efectuados en este trabajo.

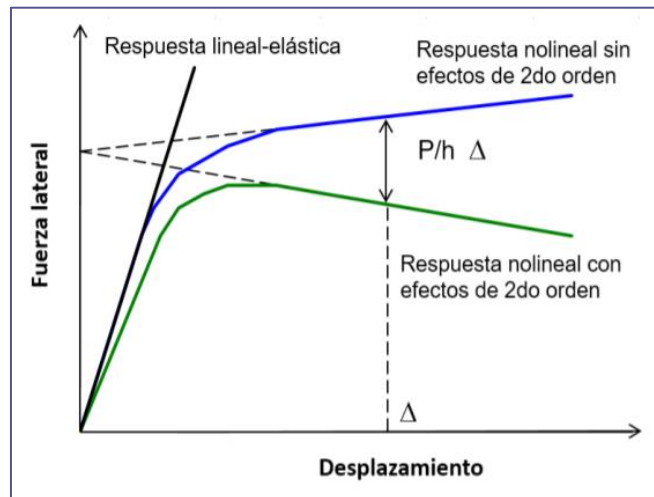


Figura 2-10. Efectos de la inclusión de análisis P-Δ en la capacidad de estructuras (Crisafulli, 2018).

2.1.7. Rigidez de Entrepiso

Referente a la rama de las estructuras, se denomina a la rigidez como aquel parámetro que permite relacionar la fuerza que recibe un elemento con respecto al desplazamiento que genera. Por esta razón, una definición más intuitiva plantea que la rigidez corresponde a la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en una dirección especificada. Dicho esto, en sistemas resistentes a cargas laterales lleva relevancia el término de *rigidez lateral* o en ocasiones llamado también como *rigidez de entrepiso*, que puede adquirir una definición más formal siendo el cociente entre el cortante que absorbe cada piso entre el desplazamiento lateral relativo que experimenta el mismo (Bazán & Meli, 1999, pp. 62–65).

Para abarcar el problema del cálculo de la rigidez lateral de una estructura, se pueden tener dos enfoques: el matricial y el calculado por fórmulas simplificadas.

El primer enfoque matricial es mucho más refinado y preciso, pues toma en consideración las características modeladas como rigideces a corte, a flexión y axiales de cada miembro de la estructura (vigas, columnas y riostras). No obstante, tiene la desventaja de requerir un alto grado de cálculo computacional, pues depende del número de grados de libertad, que luego pasarán a reducirse mediante un proceso denominado como *condensación estática*. En el actual proyecto de titulación se han modelado panel-zones, rótulas plásticas y elementos disipadores, por lo cual las matrices resultantes superan las dimensiones de 200x200. Para ejemplificar la dificultad de modelamiento, en la *Figura 2-11* se muestra la complejidad que tiene el modelamiento de un pórtico sencillo de dos pisos.

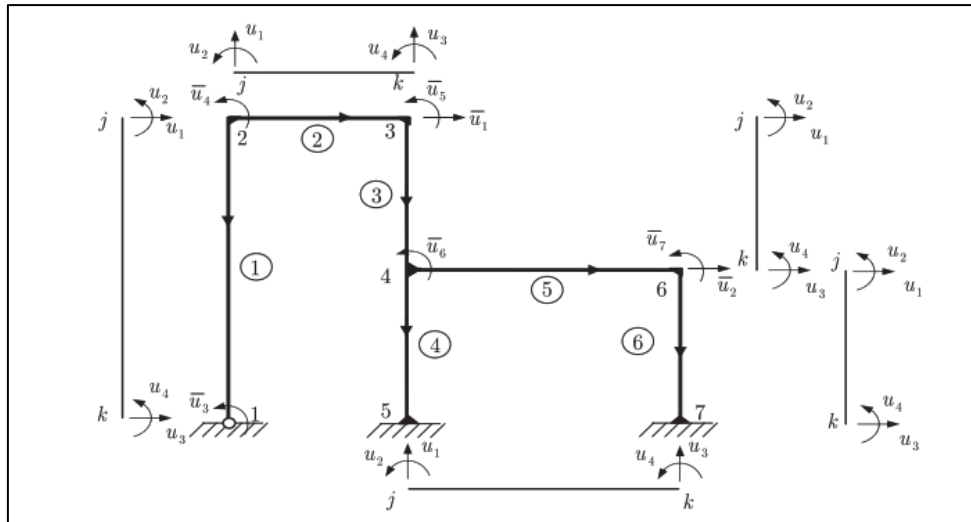


Figura 2-11. Grados de Libertad de un pórtico en dos dimensiones con enfoque matricial (Katsikadelis, 2020, p. 434)

Asumiendo que el modelo permite eliminar las deformaciones axiales en las vigas, lo cual es equivalente a decir que las mismas se comportan como un diafragma rígido, se puede observar en la *Figura 2-11*, que el modelo tiene 7 grados de libertad, de los cuales apenas dos son laterales. Para obtener la rigidez lateral de entrepiso se puede optar por una estrategia matricial, empezando por modelar las rigideces de los elementos que conforman la estructura, para posteriormente ensamblar la matriz de rigidez global de la estructura $K_{7 \times 7}$. Para este objetivo se pueden disgregar en vigas-columnas unidas por la compatibilidad de desplazamientos nodales.

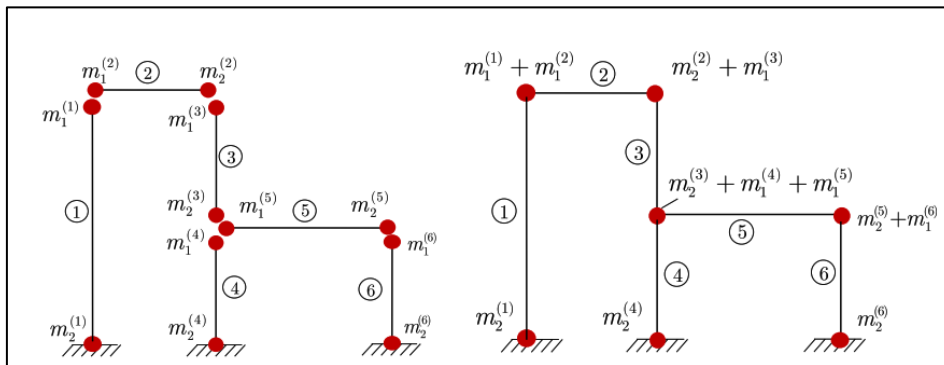


Figura 2-12. Discretización de elementos de una estructura, compatibilidad de deformaciones y acumulación de masas (Katsikadelis, 2020, p. 438).

La ventaja del enfoque matricial es que permite considerar irregularidades en elevación o rigideces axiales. Sin embargo, se complica para sistemas refinados que contemplan rótulas plásticas, resortes, panel-zones, elementos disipadores, entre otros. Además, cabe señalar que se plantea un cálculo simplificado a través de las *ecuaciones de Wilbur*, pues los coeficientes de rigidez de la metodología de diseño de disipadores y del sistema de arriostramiento de la *Sección 3.1.2*, están desarrollados en base a una rigidez de entrepiso con las fórmulas de Wilbur y no con las fórmulas obtenidas de un cálculo matricial. En consecuencia, el segundo enfoque para el cálculo de la rigidez de entrepiso constituye metodologías de cálculo simplificado, entre las que destacan el *Método de Bowman*, y el *Método de Wilbur*. Actualmente, las fórmulas planteadas de Wilbur son utilizadas por su versatilidad para dimensionar elementos como los TADAS en edificaciones con disipadores sísmicos (Tena & Nangullasmú, 2013, p. 281).

De acuerdo a Bazán & Meli (1999, pp. 60–65), es aceptable calcular la rigidez lateral de entrepiso en edificaciones ordinarias, siempre y cuando se cumplan ciertas premisas:

1. Los pórticos son regulares conformados por elementos de secciones regulares.
2. Las deformaciones axiales son despreciables para columnas y vigas; además, las columnas se caracterizan por presentar puntos de inflexión.
3. Los giros en todos los nudos y de los dos niveles adyacentes son iguales a excepción de la cimentación en donde se puede adoptar un modelo restringido/empotrado o libre/articulado, el cual condicionará las fórmulas de rigidez lateral de cada piso.
4. Las fuerzas de los entrepisos adyacentes al entrepiso de interés, son iguales o muy similares.

Se sabe que la distribución de cortantes no es constante para cada nivel, ni que los giros son iguales en todos los niveles; por lo tanto, para confrontar el “incumplimiento” de las premisas 3 y 4, se usa diferentes ecuaciones y diferentes consideraciones para el primer piso, para el segundo piso, para entrepisos intermedios y para el último piso. De esta forma, se tienen las siguientes cuatro ecuaciones para modelos con columnas empotradas en la base².

Rigidez lateral del primer entrepiso con modelo de columnas empotradas en su base

$$k_{f(1)} = \frac{48 \cdot E}{h_{(1)} \cdot \left(\frac{4 \cdot h_{(1)}}{\sum_{i(1)=1}^{N \text{ col}} \left(\frac{I_{(i)}}{h_{(i)}} \right)} + \frac{h_{(1)} + h_{(2)}}{\sum_{j(1)=1}^{N \text{ beam}} \left(\frac{I_{j(1)}}{L_{j(1)}} \right) + \frac{1}{12} \cdot \sum_{i(1)=1}^{N \text{ col}} \left(\frac{I_{i(1)}}{h_{i(1)}} \right)} \right)} \quad (2-27)$$

Siendo el subíndice “*i*” el que representa componentes de columnas y el subíndice “*j*” el que representa los componentes de vigas, y siendo el resto de variables:

- k_f Rigidez lateral del entrepiso.
 E Módulo de elasticidad del material (También conocido como módulo de Young).
 h_1, h_2 Alturas del primer y del segundo entrepiso de la estructura.

² **NOTA:** Las fórmulas para rigideces laterales con columnas articuladas en la base pueden encontrarse en (Bazán & Meli, 1999, pp. 63–64). Sin embargo, en este proyecto se modeló una estructura empotrada, por lo que únicamente se reportan las fórmulas de rigidez lateral correspondiente.

- h_i Altura de una columna cualquiera del primer entrespiso.
 L Longitud del miembro estructural (Viga).
 I Inercia de una viga o columna.

Rigidez lateral del segundo entrespiso con modelo de columnas empotradas en su base

$$k_{f(2)} = \frac{48 \cdot E}{h_{(2)} \cdot \left(\frac{4 \cdot h_{(2)}}{\sum_{i(2)=1}^N \text{col} \left(\frac{I_{i(2)}}{h_{i(2)}} \right)} + \frac{h_{(1)} + h_{(2)}}{\sum_{j(1)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(1)}}{L_{j(1)}} \right)} + \frac{1}{12} \cdot \sum_{i(1)=1}^N \text{col} \left(\frac{I_{i(1)}}{h_{i(1)}} \right)} + \frac{h_{(2)} + h_{(3)}}{\sum_{j(2)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(2)}}{L_{j(2)}} \right)} \right)} \quad (2-28)$$

Fórmula en la cual los subíndices entre paréntesis representa el entrespiso al cual pertenece el elemento.

Rigidez lateral un entrespiso intermedio con columnas empotradas en su base

$$k_{f(n)} = \frac{48 \cdot E}{h_{(n)} \cdot \left(\frac{4 \cdot h_{(n)}}{\sum_{i(n)=1}^N \text{col} \left(\frac{I_{i(n)}}{h_{i(n)}} \right)} + \frac{h_{(n-1)} + h_{(n)}}{\sum_{j(n-1)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(n-1)}}{L_{j(n-1)}} \right)} + \frac{h_{(n)} + h_{(n+1)}}{\sum_{j(n)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(n)}}{L_{j(n)}} \right)} \right)} \quad (2-29)$$

Expresión generalizada donde el subíndice “ n ”, ilustra la variable del entrespiso actual, mientras que el subíndice “ $(n-1)$ ” y “ $(n+1)$ ” “ n ” “ n ”, representan el entrespiso anterior y superior del piso al cual se requiere obtener la rigidez lateral.

Rigidez lateral del último piso con modelo de columnas empotradas en su base

$$k_{f(m)} = \frac{48 \cdot E}{h_{(m)} \cdot \left(\frac{4 \cdot h_{(m)}}{\sum_{i(m)=1}^N \text{col} \left(\frac{I_{i(m)}}{h_{i(m)}} \right)} + \frac{2 \cdot h_{(m-1)} + h_{(m)}}{\sum_{j(m-1)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(m-1)}}{L_{j(m-1)}} \right)} + \frac{h_{(m)}}{\sum_{j(m)=1}^N \text{beam} \left(\frac{I_{j(m)}}{L_{j(m)}} \right)} \right)} \quad (2-30)$$

Para la Ecuación (2-30), Bazán & Meli (1999, p. 64) plantean que es válido cuando el cortante del penúltimo piso es el doble que el cortante del último piso, siendo “ m ” el último piso.

2.2. Sistemas de Control Estructural

Convencionalmente, las estructuras son diseñadas para resistir de forma adecuada las cargas de gravedad y para tener capacidad de disipar energía mediante daño. Sin embargo, este tipo de diseño puede presentar múltiples limitaciones en especial cuando no existe la posibilidad de incrementar las secciones de los miembros (Cheng et al., 2008). Otro caso en donde resulta adecuado implementar sistemas de control es cuando se tienen estructuras existentes diseñadas con códigos no-vigentes; razón por lo cual, resulta imperante mejorar su capacidad ante cargas laterales (Constantinou et al., 1998). Por estas razones, varias investigaciones se han llevado a cabo en diferentes condiciones para explorar diferentes alternativas de sistemas de control estructural. Hoy en día existe una gran variedad de sistemas de control y, como menciona Javanmardi et al. (2020), basándose en el mecanismo de funcionamiento, se pueden dividir los sistemas de control en 4 categorías:

- **Sistemas pasivos:** no requieren energía externa para su funcionamiento y son simples de implementar (Saaed et al., 2015).
- **Sistemas activos:** usan una fuente de energía externa importante y se adaptan a los cambios en la excitación de la estructura (Saaed et al., 2015). Requieren sistemas complejos y costosos para su instalación y funcionamiento (Cheng et al., 2008).
- **Sistemas semiactivos:** requieren una pequeña cantidad de energía externa, como baterías. Son una extensión de los sistemas pasivos, modificando sus propiedades en el tiempo (Saaed et al., 2015).
- **Sistemas híbridos:** combinan las 3 categorías mencionadas anteriormente. Debido a que cada tipo de sistema presenta características únicas, los sistemas híbridos adaptan todas estas para una optimización del control (Saaed et al., 2015).

Como se muestra en la *Figura 2-13*, Saaed et al. (2015) presenta más detalles de la categorización de los sistemas de control, además de los sistemas específicos que pertenecen a cada categoría.

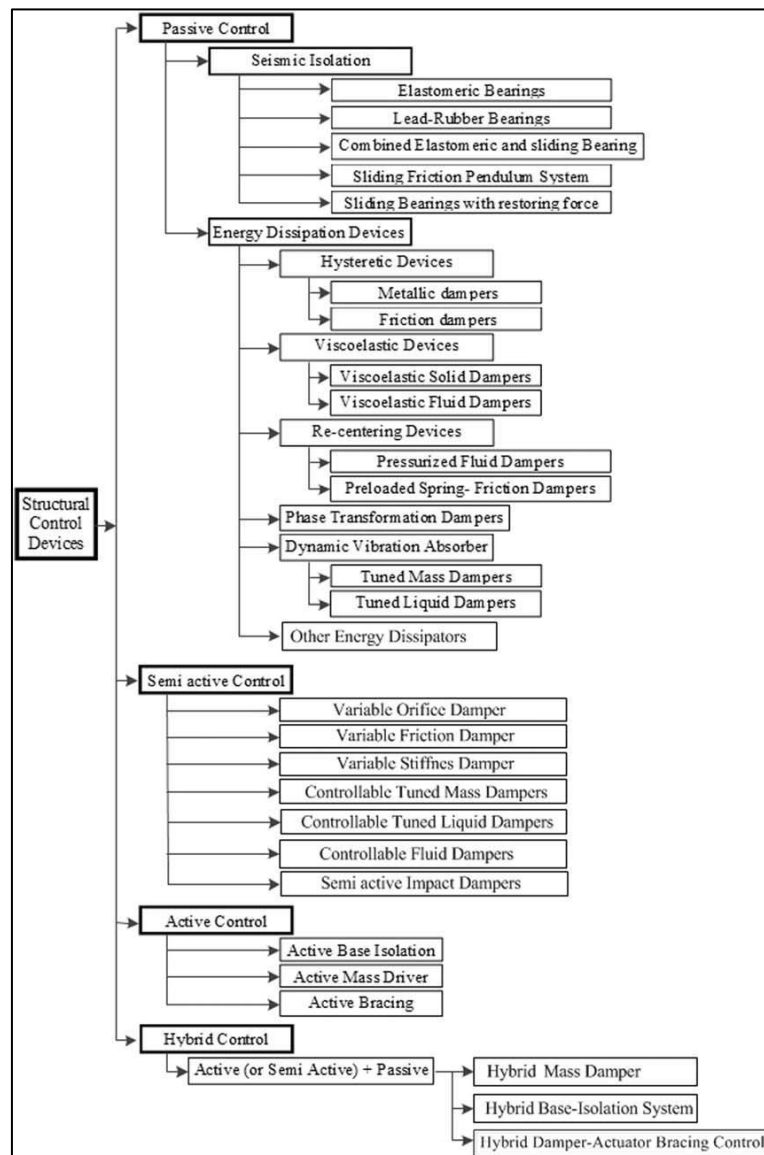


Figura 2-13. Categorización de sistemas de control estructural (Saaed et al., 2015).

Dado este amplio campo de alternativas, varios estudios han sido llevados a cabo para determinar la opción más favorable a implementar acorde al contexto. Por ejemplo, Oviedo & Duque (2009) estudian las características locales de Colombia, concluyendo que los dispositivos histeréticos metálicos son la mejor opción para este país. Así mismo, Javanmardi et al. (2020) menciona que los sistemas de disipación pasiva son los más comunes debido a su bajo costo y a que no requieren fuentes de energía externa para su funcionamiento.

El presente trabajo se enfoca en disipadores TADAS (*Triangular Added Damping and Stiffness*), los cuales pertenecen a la categoría de sistemas de control pasivo y su mecanismo de funcionamiento se basa en la disipación de energía a través de la histéresis de elementos metálicos. En los siguientes puntos se presenta detalles únicamente de esta rama de los sistemas de control estructural.

2.2.1. Sistemas de Control Pasivo

Estos sistemas son denominados como pasivos debido a que una característica principal de su funcionamiento es su incapacidad de adaptar su comportamiento a la variación en el tiempo de los patrones de uso y carga que se genera durante un sismo (Spencer & Nagarajaiah, 2003). Sin embargo, esta característica tiene implicaciones positivas como la independencia de un sistema eléctrico o de sensores para su activación, lo cual resulta favorable pues estos sistemas podrían fallar durante un evento sísmico (Saeed et al., 2015), en la *Figura 2-14* se representa este contraste entre los sistemas pasivos y activos.

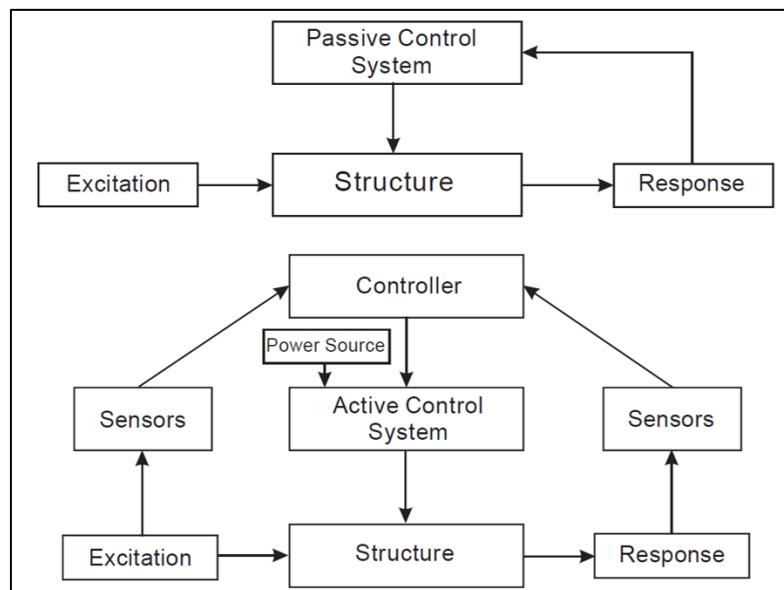


Figura 2-14. Diagramas de funcionamiento de sistemas de control pasivo y activo (Constantinou et al., 1998).

Como la *Figura 2-13* describe, este grupo se puede dividir en dos categorías: los Sistemas de Aislamiento y los Dispositivos de Disipación de Energía (DDE). Este primer grupo tiene la capacidad de flexibilizar la estructura aumentando su periodo para disminuir el ingreso de energía a la misma; sin embargo, también pueden absorber energía en caso de ser necesario debido a sismos de alto periodo (Constantinou et al., 1998). Por otro lado, los DDE se basan únicamente en disipar energía y en algunos casos rigidizan la estructura (Constantinou et al., 1998).

2.2.2. Dispositivos de Disipación de Energía (DDE)

El presente trabajo se centra en este grupo de dispositivos, cuya función básica es absorber o consumir parte de la energía que es transmitida a la estructura durante un evento, reduciendo así la demanda de disipación de energía en los miembros estructurales principales, y por ende reduciendo posibles daños (Soong & Dargush, 1997). En base a esto, como se describe en la *Ecuación (2-31)* el balance de energías cambia respecto al de una estructura convencional (Uang & Bertero, 1990).

$$E_T = E_K + E_s + E_h + E_d \quad (2-31)$$

Donde:

- E_T Energía total de ingreso a la estructura por una carga dinámica.
- E_K Energía cinética causada por acción inercial.
- E_s Energía elástica proporcional a la rigidez de la estructura.
- E_h Energía disipada por el sistema estructural.
- E_d Energía disipada por dispositivos suplementarios.

Los DDE se pueden clasificar en diferentes grupos que se diferencian entre sí por su dependencia o independencia de la tasa de variación del desplazamiento de la estructura. Por ejemplo, los dispositivos viscoelásticos dependen de la velocidad a la que se deforman, mientras que los dispositivos metálicos son independientes de este parámetro, en su lugar están controlados por la magnitud del desplazamiento (Symans et al., 2008). Estas características influyen en el comportamiento de la estructura, pues, los dispositivos viscoelásticos al ser activados con velocidades, no modifican el periodo de vibración inicial de la estructura, mientras que los dispositivos metálicos actúan también como rigidizadores, punto en el que precisamente se basa esta investigación. Además, cada uno de estos dispositivos presenta un comportamiento histerético característico como se muestra en la *Figura 2-15*.



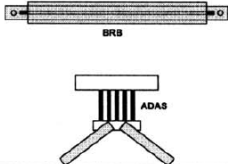
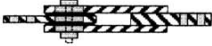
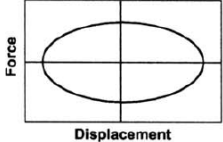
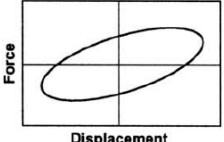
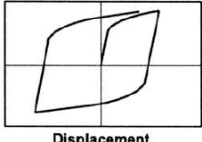
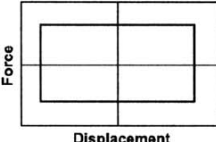
	Viscous Fluid Damper	Viscoelastic Solid Damper	Metallic Damper	Friction Damper
Basic Construction				
Idealized Hysteretic Behavior				

Figura 2-15. Dispositivos de disipación de energía y su comportamiento histerético (Symans et al., 2008).

Tanto los disipadores TADAS como los disipadores ranurados corresponden a este grupo de sistemas de control, por lo que los parámetros mencionados anteriormente rigen el comportamiento y características de los mismos.

2.3. Dispositivos TADAS

2.3.1. Características Generales

Como se mencionó anteriormente los dispositivos TADAS (*Triangular Added Damping and Stiffness*), forman parte de los sistemas de control pasivo metálicos que basan la disipación de energía en la deformación inelástica de los metales y son independientes de la velocidad de los desplazamientos o carga (Constantinou et al., 1998). Este tipo de dispositivo está conformado por placas triangulares que se conectan a la estructura mediante diagonales como los contravientos Chevrón, agregando así rigidez y también amortiguamiento al sistema mediante la histéresis de los mismos (*Figura 2-16*).

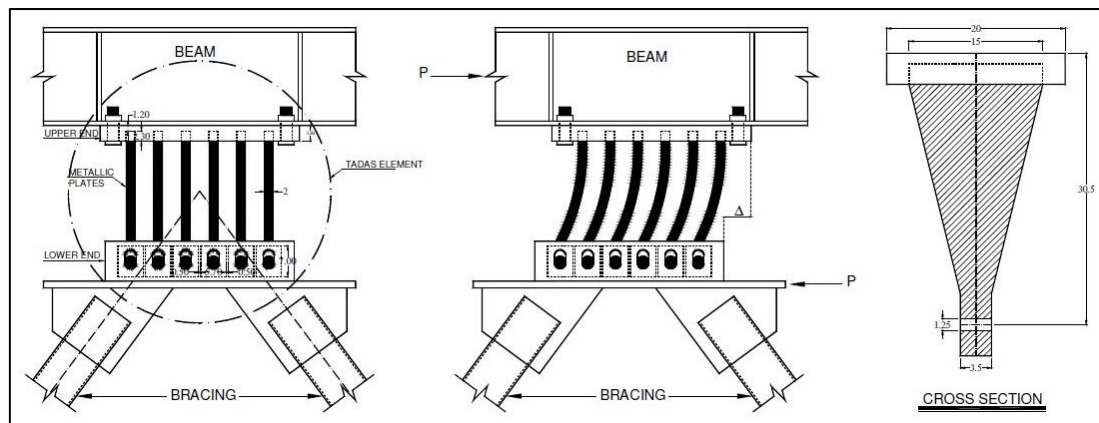


Figura 2-16. Configuración, deformada y sección transversal de dispositivos TADAS (Alehashem et al., 2008).

Estos sistemas basados en placas se denominan ADAS (*Added Damping and Stiffness*) y su clasificación depende de la forma de las placas y sus condiciones de contorno. Como describe Javanmardi et al. (2020) los primeros dispositivos de este tipo fueron los XADAS (*Figura 2-17*) que se introdujeron en 1987. Estas placas tienen forma de X y poseen restricciones a momento en ambos extremos, lo que genera una deformada con doble curvatura como se muestra en la *Figura 2-17*. Actualmente, es común encontrar en literatura a estos disipadores como dispositivos ‘ADAS’, aunque un nombre más apropiado resulta ser el de ‘XADAS’.

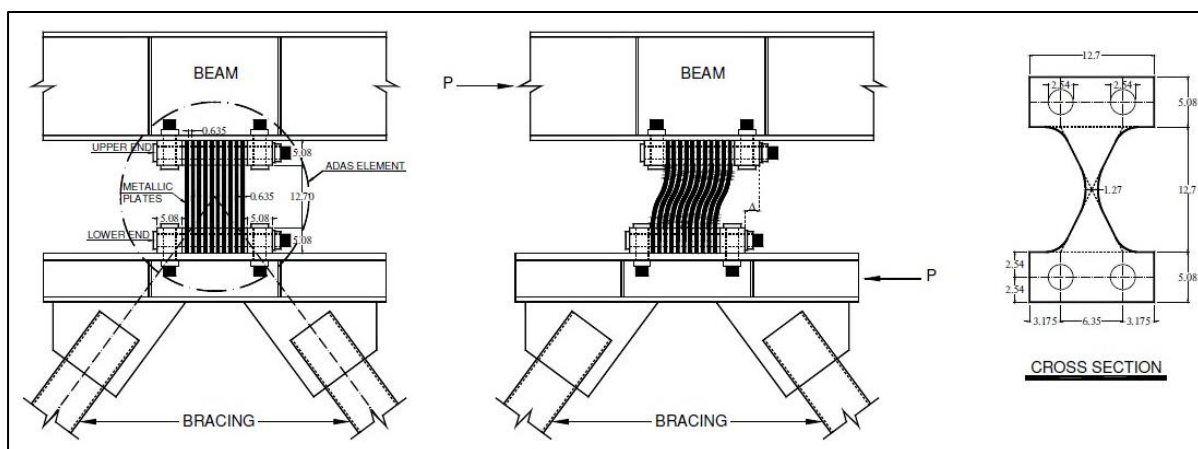


Figura 2-17. Configuración, deformada y sección transversal de dispositivos XADAS (Alehashem et al., 2008).

Posterior al desarrollo de los dispositivos XADAS, Tsai et al. (1993) propone los disipadores TADAS, cuyas placas son triangulares y se encuentran empotradas en el extremo superior de su conexión a la viga, mientras su conexión inferior es desacoplada a rotación y axial. El autor justifica estas modificaciones, mencionando que se evidenció que los dispositivos XADAS pueden llegar a presentar rigideces mucho menores a las teóricas calculadas debido a que, dependiendo de los pernos en la conexión, puede no estar asegurándose la condición de empotramiento asumida en la base y los resultados terminan siendo bastante sensibles a esta condición. Esta nueva configuración triangular produce una deformada con una sola curvatura en toda la placa como se muestra en la *Figura 2-16*.

Haciendo hincapié en la placa inferior que ensambla el disipador TADAS al contraviento Chevrón, es fundamental resaltar las características de las ranuras verticales presentes en la conexión de la base. Para esto, Hosseini Hashemi & Moaddab (2017, p. 6) explican la relevancia de estas ranuras verticales, pues son las encargadas de permitir la liberación a rotación en la base, lo cual asegura que el disipador tenga un comportamiento a flexión como un voladizo/cantilever. Otra ventaja de realizar estas ranuras constructivas, es la de evitar la transferencia de cargas gravitatorias al conjunto disipador, asegurando que el sistema trabaje propiamente ante cargas laterales (K.-C. Tsai et al., 1993, p. 514). La *Figura 2-18*, presenta el detalle de esta conexión y el dispositivo TADAS en general.

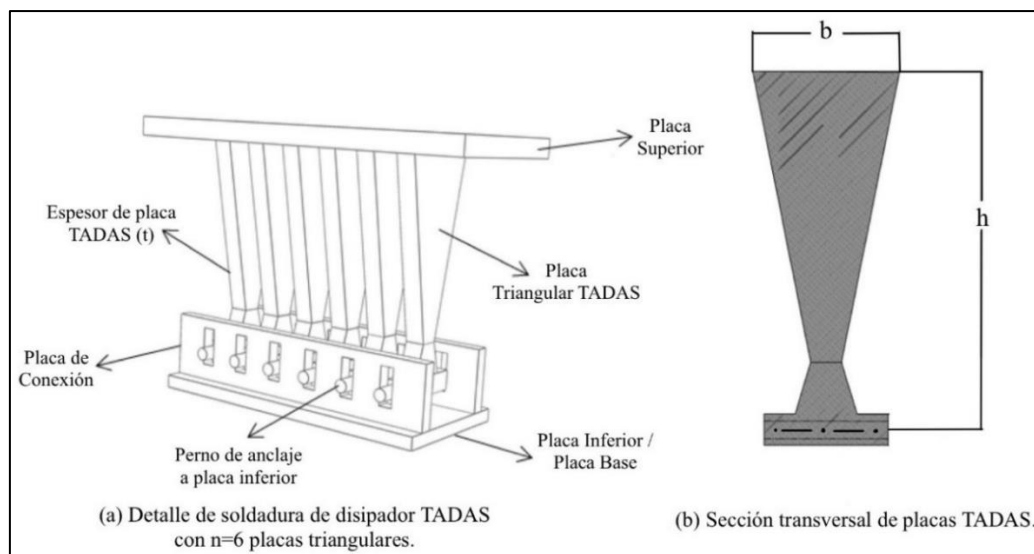


Figura 2-18. Detalle de conexión de placa triangular a placa superior e inferior y sección transversal. Figura adaptada de (Mohammadi et al., 2017, p. 3).

Donde:

- b Ancho de la placa TADAS
- h Altura de la placa TADAS
- t Espesor de la placa TADAS

Otra consideración importante es la separación entre placas (s) que existe en la parte inferior de los dispositivos. Puesto que una separación inadecuada puede generar problemas de endurecimiento por fricción en las curvas histeréticas debido a que se genera contacto entre las placas (*Figura 2-19*) y esto provoca fuerzas importantes (C. Tsai & Tsai, 1995).

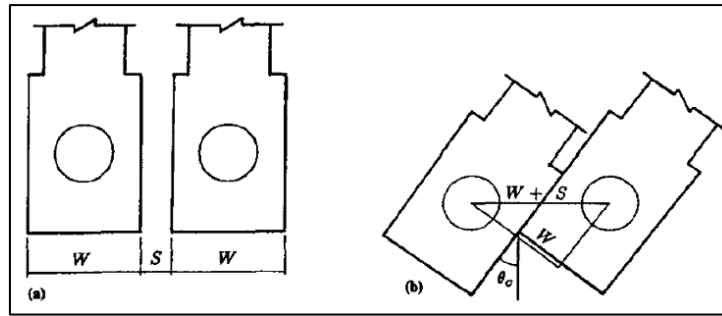


Figura 2-19. Separación placas TADAS. (a) Dimensiones, (b) Deformada (C. Tsai & Tsai, 1995).

2.3.2. Ventajas y Desventajas

Múltiples estudios tanto analíticos como experimentas además de implementación de estos dispositivos en estructuras reales han permitido identificar ventajas y desventajas de los mismos. Estas características han sido reportadas por múltiples autores y se resumen en la *Tabla 2-1* (C. Tsai & Tsai, 1995; Soong & Spencer, 2002; Symans et al., 2008; Javanmardi et al., 2020; Mohammadi et al., 2017; Hosseini Hashemi & Moaddab, 2017)

Tabla 2-1. Ventajas y Desventajas de dispositivos TADAS.

Ventajas	Desventajas
Alta precisión en predicción de características mecánicas	Podría ser necesario reemplazarlos luego de un evento sísmico
Insensibilidad relativa a cambios de temperatura	Puede ser necesario análisis no lineales debido a su comportamiento
Materiales y comportamiento familiar para ingenieros practicantes	Un mal uso de los mismos puede ser contraproducente al rigidizar excesivamente la estructura
Larga vida útil	
Fáciles de Implementar	
Baja fatiga	
Ciclo histerético estable	
Económicos	

2.3.3. Características Mecánicas

La *Figura 2-20* presenta el comportamiento básico de las placas de dispositivos TADAS cuando se deforman por acción de una fuerza perpendicular a la misma, esto representa la forma en la que trabaja el dispositivo durante un evento sísmico.

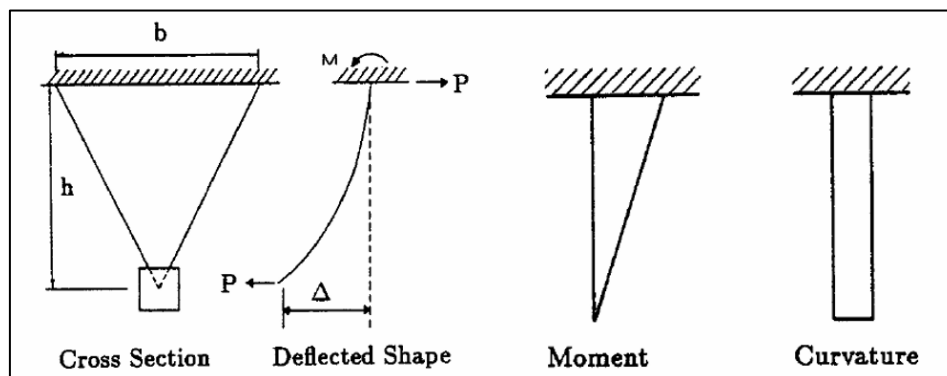


Figura 2-20. Comportamiento básico de placas de dispositivo TADAS (K.-C. Tsai et al., 1993)



Debido a su forma triangular se puede identificar una curvatura constante que permite que toda la placa fluya al mismo tiempo, un momento igual a cero en su parte baja debido a los pines que liberan la placa en ese punto y un momento máximo que se genera en la parte superior de la placa donde se asume está empotrada; además, con estas condiciones y despreciando la deformación por corte se deducen las ecuaciones del comportamiento del dispositivo TADAS como se indican a continuación (K.-C. Tsai et al., 1993). La demostración de estas ecuaciones no se incluyen pero pueden ser revisadas en Aguiar et al. (2016).

$$P_y = \frac{f_y n b t}{6 h} \quad (2-32)$$

$$P_p = \frac{f_y n b t}{4 h} \quad (2-33)$$

$$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{E t} \quad (2-34)$$

$$k_{TADAS} = \frac{n E b t^3}{6 h^3} \quad (2-35)$$

Donde:

P_y	Fuerza de fluencia del miembro de acero.
P_p	Fuerza de plastificación del miembro de acero.
Δ_y	Deformación de fluencia
k_{TADAS}	Rigidez elástica del dispositivo TADAS.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero.
E	Módulo de elasticidad del material, también conocido como módulo de Young.
n	Número de placas TADAS en un sistema de contraviento Chevrón.
b	Ancho de la placa TADAS.
h	Altura de la placa TADAS.
t	Espesor de la placa TADAS.

2.3.4. Comportamiento Histerético

Como se mencionó en la *Sección 2.3.2*, estos dispositivos se caracterizan por tener ciclos histeréticos estables y baja fatiga, estas características se pueden apreciar en diversos estudios experimentales como los de Tsai et al. (1993) y Mohammadi et al. (2017). El primero de estos sometió a ensayos experimentales bajo cargas cíclicas a 11 dispositivos TADAS con diferentes características geométricas. Esto, como menciona el autor de dicho estudio, evidenció varios aspectos como la fiabilidad de las ecuaciones descritas en la *Sección 2.3.3* para predecir el comportamiento elástico de los dispositivos, la estabilidad de los ciclos histeréticos y que el dispositivo puede soportar un alto número de ciclos de carga sin muestras de degradación en la rigidez o fuerzas desarrolladas. Estos aspectos se muestran en la *Figura 2-21*, donde γ representa el giro de la placa calculado como la razón entre la deformación (Δ) y la altura de la placa (h).

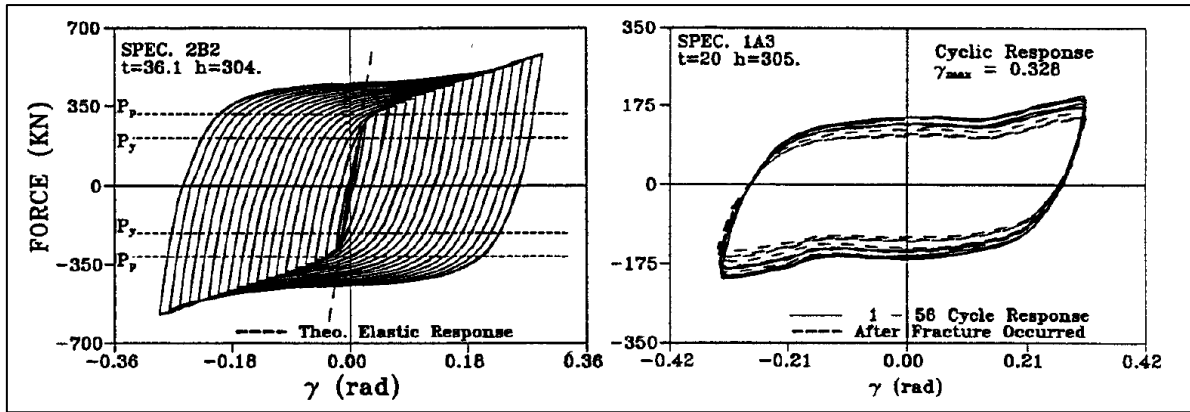


Figura 2-21. Resultados de ensayos experimentales de cargas cíclicas en dispositivos TADAS (K.-C. Tsai et al., 1993).

El espécimen 1A3 de la Figura 2-21, cuyo desplazamiento de fluencia es de 2.5mm, fue sometido a más de 56 ciclos de 88mm de amplitud, es decir, se sometió a más de 35 veces Δ_y y no se evidencia degradación significativa. De igual forma en Mohammadi et al. (2017) no existen signos de degradación con varios ciclos en amplitudes mayores a 31 veces Δ_y . Por último para evidenciar la alta fiabilidad de estos dispositivos ante ciclos con amplitudes altas, se mencionan los estudios de Hosseini Hashemi & Moaddab (2017) donde se sometieron placas a ciclos con amplitudes alrededor de 45 veces Δ_y y de igual forma no se presentan alteraciones en la curva histerética.

Otra característica importante de estos dispositivos es el endurecimiento cíclico que presentan las placas. Esto se debe a una característica del acero, ya que como se muestra en la Figura 2-22, bajo una carga monotonica este no presenta la misma relación esfuerzo deformación que como con una carga cíclica (Dargush & Soong, 1995).

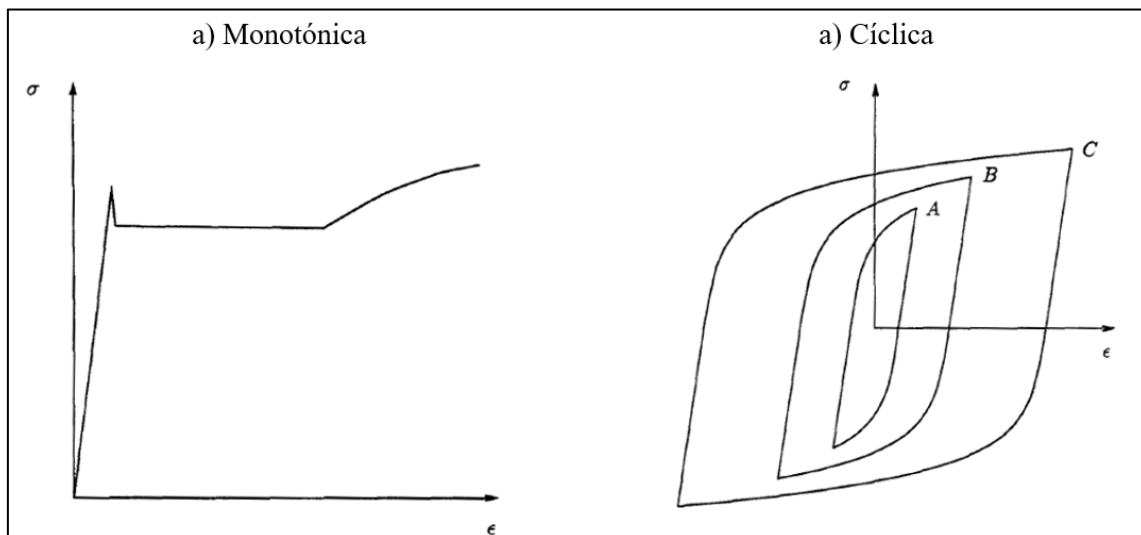


Figura 2-22. Comportamiento del acero bajo tipos de carga: a) monotonica b) cíclica (Dargush & Soong, 1995).

2.4. Dispositivos TADAS Ranurados - Modificados

2.4.1. Características Generales

Estos dispositivos fueron propuestos inicialmente por Dareini & Hashemi (2011) donde explican el prototipo y analizan su comportamiento. Posteriormente, Hosseini Hashemi & Moaddab (2017) presentan un estudio experimental de los dispositivos, donde se somete a 2 especímenes a cargas cíclicas incrementales. La principal diferencia de estos respecto a los dispositivos TADAS convencionales está en la placa de conexión, en la que se insertan los pernos de anclaje (*Figura 2-18*), donde se incluye un espacio horizontal que liberan la placa en la base como se muestra en la *Figura 2-23* (Dareini & Hashemi, 2011). En este trabajo el espacio horizontal entre la placa de conexión y el perno de anclaje se denomina como ‘gap’ y se miden tanto a la izquierda como derecha del perno de anclaje como se muestra en la *Figura 2-23*.

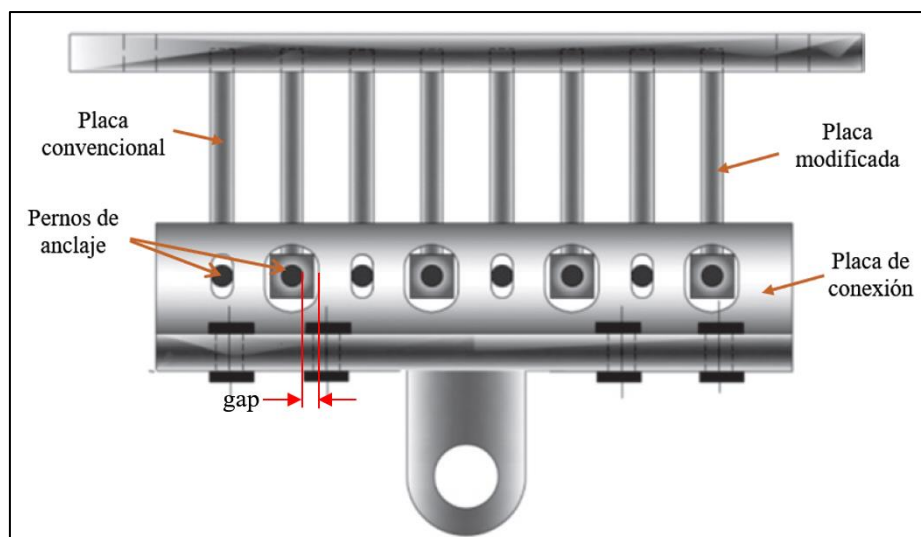


Figura 2-23. Dispositivo TADAS modificado. Adaptado de Hosseini Hashemi & Moaddab (2017).

En base a lo descrito por Dareini & Hashemi (2011) y Hosseini Hashemi & Moaddab (2017) se listan diferentes características de estos dispositivos además de ventajas que puede implicar esta modificación respecto a TADAS convencionales.

- Los espacios horizontales que se incluyen permiten a la placa triangular moverse libremente en la etapa inicial de deformación del dispositivo. Cuando el perno de anclaje entra en contacto con la placa de conexión, la placa triangular empieza a comportarse como una placa TADAS convencional hasta con un movimiento en sentido contrario la misma nuevamente pierda contacto con la placa de conexión.
- Las características mecánicas de las placas pueden ser calculadas como se describe en la *Sección 2.3.3*.
- En ciertos casos para sismos de baja intensidad todas las placas de los dispositivos TADAS convencionales fluyen, lo cual puede afectar su desempeño para sismos próximos, mientras que los dispositivos modificados permiten disponer de placas que no han alcanzado la fluencia y estarían disponibles para eventos posteriores.

- Una de las desventajas de los dispositivos TADAS es el aumento de rigidez en la estructura, como se menciona en la *Sección 2.3*, y por ende el aumento de la energía de ingreso a la misma. Esto implica una disminución del periodo y un aumento de la aceleración espectral esperada, lo que se puede traducir en un aumento en el cortante basal transmitido a la estructura. Por esta razón estos dispositivos buscan disminuir la rigidez inicial de los dispositivos TADAS evitando estas características negativas. El presente trabajo evalúa precisamente esta característica.

2.4.2. Comportamiento Histerético

El comportamiento histerético de estos fue estudiado por Hashemi & Moaddab (2017), donde se ensaya 2 dispositivos que constan de 2 y 4 placas de las cuales 1 y 2 están desacopladas en su base, respectivamente. Los resultados se muestran en la *Figura 2-24*. Como se aprecia, la forma de las curvas tiene mismas características que se describen en la *Sección 2.3.4* referente a los dispositivos TADAS, pero se evidencia un incremento de la rigidez cuando las placas desacopladas empiezan a trabajar y un decremento de la misma cuando las placas pierden nuevamente contacto con la estructura. Más detalles como el comportamiento histerético de las placas por separado se presentan en la *Sección 3.3.6*.

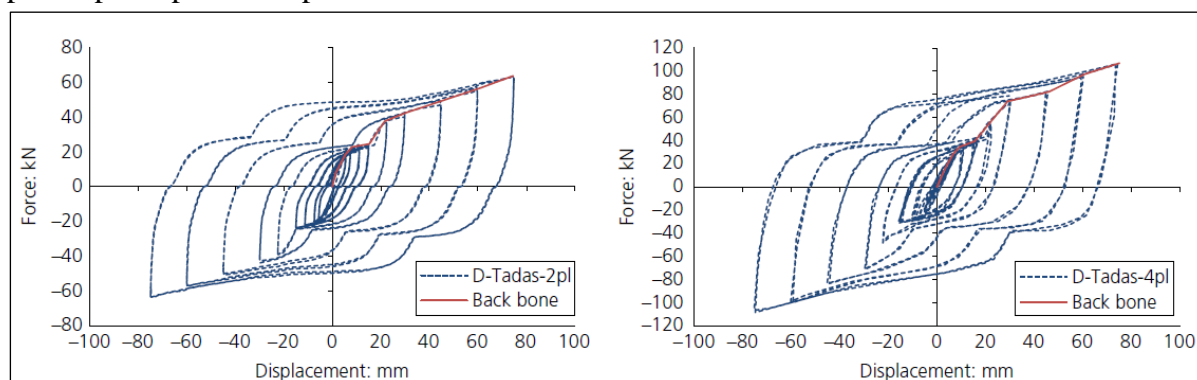


Figura 2-24. Resultados experimentales para dispositivos TADAS modificados (Hosseini Hashemi & Moaddab, 2017).

2.5. Sistemas de Arriostamiento Lateral

Los contravientos, también conocidos como sistemas de arriostamiento lateral de pórticos, son elementos estructurales que se incorporan en marcos de edificios para mejorar su comportamiento a través de un aumento en la rigidez lateral, lo cual favorece al control de deformaciones y a la distribución de fuerzas en la estructura ante cargas laterales (Tapia H., 2018). Por estos motivos, es común que los ingenieros estructurales, utilicen sistemas arriostamientos lateral para que la estructura tenga una respuesta más adecuada ante sismos.

Actualmente, se clasifican en configuraciones de arriostamiento concéntrico y excéntrico; en el presente trabajo de titulación se hará énfasis a la configuración concéntrica y en especial al tipo de arriostamiento en “V” invertida: “*Chevrón*”, pues, tal y como se explicará más adelante, es la que se empleará para acoplar los disipadores sísmicos al pórtico de acero. La siguiente figura muestra las configuraciones típicas de arriostamiento concéntrico.

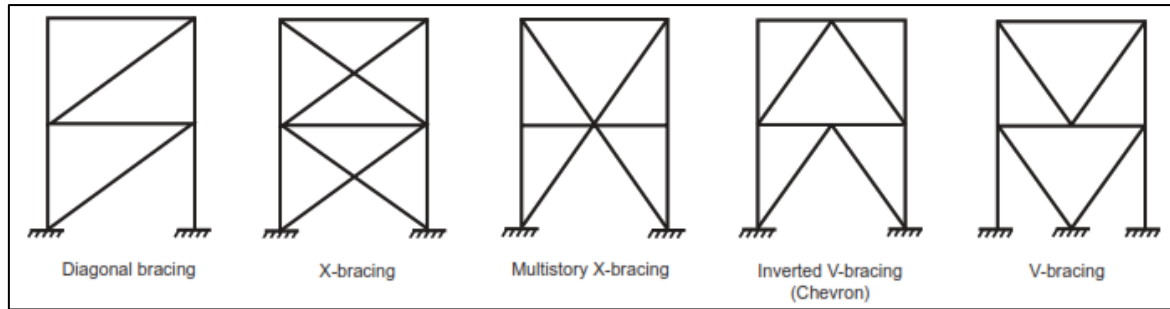


Figura 2-25. Configuraciones típicas de sistemas de arriostramiento concéntrico. (Sabelli et al., 2013, p. 5).

De acuerdo a (Sabelli et al., 2013, p. 5), los elementos que conforman el sistema de arriostramiento lateral concéntrico suelen tener de secciones típicas a perfiles HSS rectangulares, HSS circulares, cajones armados por cuatro placas, secciones W, WT, cajones formados por dos perfiles L y cajones formados por doble sección C. A manera de práctica común, es conveniente que los elementos que conforman el contraviento tengan secciones simétricas en ambos ejes principales, aunque no es una condición imprescindible. Por esta razón, se ha optado utilizar secciones HSS rectangulares para las diagonales del pórtico a desarrollar en la actual tesis de titulación. A continuación, se muestra una imagen de las secciones típicas para sistemas de arriostramiento concéntrico.

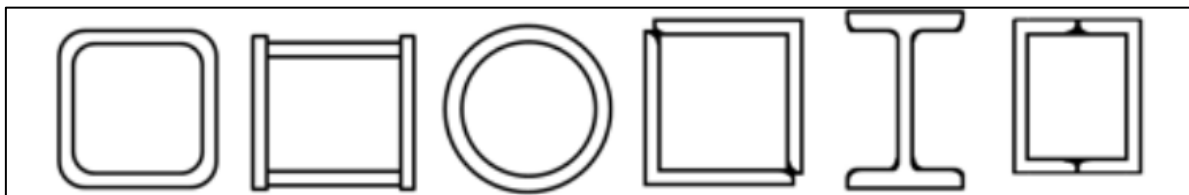


Figura 2-26. Secciones Típicas para contravientos/sistemas de arriostramiento concéntrico (Tapia H., 2018, p. 5).

Puntualmente, para los disipadores TADAS, es común acoplar los disipadores a un pórtico mediante un sistema de arriostramiento lateral en diagonales de acero en forma de “ Λ ” sobre el marco; dicha configuración de diagonales recibe el nombre de “*contraviento Chevrón*” o también como “*contraventeo tipo V invertida*”. La 4^a imagen de la *Figura 2-25* presenta el esquema de su configuración en un pórtico.

Constructivamente, para conectar al pórtico los disipadores TADAS son empotrados a la viga del piso superior mediante unos pernos de anclaje o soldadura; por otro lado, para la conexión a la placa inferior del contraviento, los TADAS son conectados mediante pasadores de forma que permita libertad a rotación (Aguiar et al., 2016, pp. 13–16). Para ilustrar lo detallado en este párrafo, en la *Figura 2-27* se observa el esquema de los disipadores acoplados al pórtico sobre los diagonales de contraviento Chevrón.

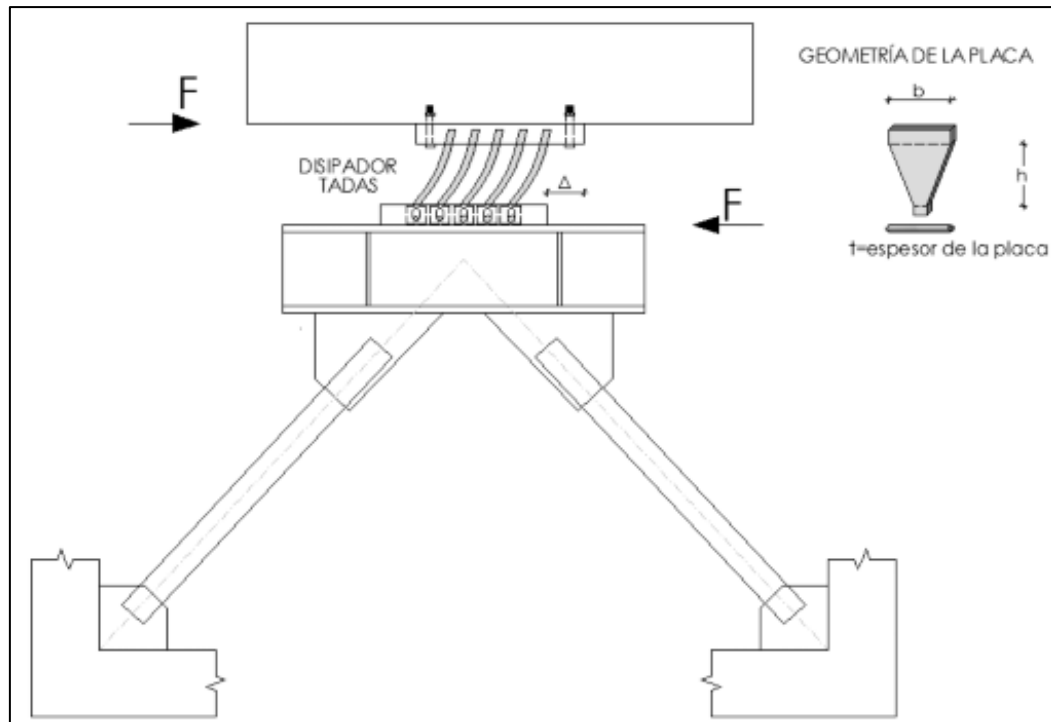


Figura 2-27. Conexión de Disipadores TADAS sobre Contraviento Chevrón en un pórtico (Aguilar et al., 2016, p. 15).

Un detalle importante de los sistemas de contraviento Chevrón, es que son propensos a generar rótulas en las vigas cuando existe pandeo en las diagonales a compresión, lo cual es recurrente en sismos severos a través de grandes derivas de entrepiso. Para evitar este efecto, se suelen escoger vigas de mayor sección (Lacerte & Tremblay, 2011, p. 1). Sin embargo, en el caso de los disipadores, estos son diseñados para proveer de una suficiente rigidez lateral para reducir la deriva de entrepiso. Adicionalmente, las placas metálicas de los disipadores funcionan a manera de fusible, pues al fluir, permiten limitar la carga que llega a las diagonales, con lo cual, se puede diseñar para que las diagonales no se pandeen al incursionar en los rangos de comportamiento inelástico de las placas del disipador. Por ende, la implementación de disipadores en el contraviento Chevrón, contrarresta las desventajas que posee el sistema de arriostramiento de “V” invertida ante grandes deformaciones.

3. Materiales y Métodos

3.1. Diseño y Dimensionamiento del sistema de disipación TADAS

Hoy en día, existen dos metodologías principales de diseño para el dimensionamiento del sistema de disipación TADAS incluyendo al sistema de arriostramiento Chevrón. El primero es planteado inicialmente por (K.-C. Tsai et al., 1993, pp. 516–520), en donde incorpora los conceptos adoptados del *Código de la Construcción Japonés de 1988*. Esta primera metodología es adecuada cuando se planea incorporar los disipadores en una estructura no-existente desde las bases de su diseño.

Por otro lado, existe una segunda metodología de diseño de los dispositivos TADAS y diagonales Chevrón que ha ido tomando fuerza con el tiempo. Fue propuesto inicialmente por Vargas & Bruneau, 2009 (pp. 387–390), en donde se modificó el parámetro de relación de rigideces entre el pórtico respecto al sistema disipador (α). Con el paso de los años, Nangullasmú, 2011 (pp. 61–67) realizó una investigación en edificios de concreto reforzado, adaptando la metodología de Bruneau, incluyendo un nuevo parámetro (β) que considera la rigidez relativa entre los diagonales y el disipador metálico. Posteriormente, más investigaciones fueron efectuadas para validar la nueva metodología, entre las cuales destacan las publicaciones de Tena & Nangullasmú (2013), Hernández (2015), Tena & Hernández (2016), Tena & Hernández (2017) y Hernández & Tena (2018). En estos estudios se validó la metodología para pórticos de acero y se realizaron análisis en más de 300 casos de estudios variando parámetros como la altura de entrepiso (H_{TOT}), la inclinación de las diagonales (θ), el número total de pisos (N) y los parámetros de rigidez relativa (β) y (α).

La segunda metodología de diseño resulta ser más adecuada para edificios existentes en donde se busca mejorar la rigidez lateral y disminuir derivas; por tanto, se seguirá esta metodología para el diseño de los TADAS en el pórtico de acero en el actual proyecto de titulación.

Ambas metodologías tienen dos puntos en común:

1. La curva Fuerza-Desplazamiento es representada en un modelo elastoplástico con pendiente bi-lineal. Esta curva es asumida para las metodologías de dimensionamiento de placas TADAS, selección del número de placas y para definir secciones de las diagonales Chevrón; sin embargo, se hace hincapié al hecho de que se pueden adoptar curvas histeréticas con modelos más refinados para el Análisis Dinámico No-Lineal usando materiales de OpenSees tales como ‘*Steel02*’ o ‘*CastFuse*’.

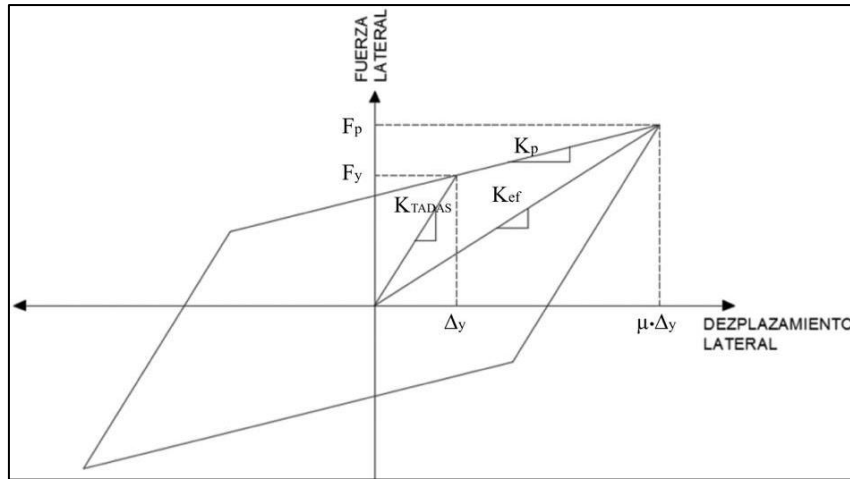


Figura 3-1. Curva Fuerza vs Desplazamiento para un dispositivo TADAS bajo modelo elastoplástico. Adaptado de Aguiar et al. (2016, p. 60).

- Para simplificar las relaciones de rigidez, se considera que el conjunto de diagonales Chevrón y los dispositivos de placas TADAS trabajan en serie como un solo elemento. De esta forma, se condensa en una sola variable la rigidez del sistema. La siguiente imagen permite esquematizar la condensación de rigidez.

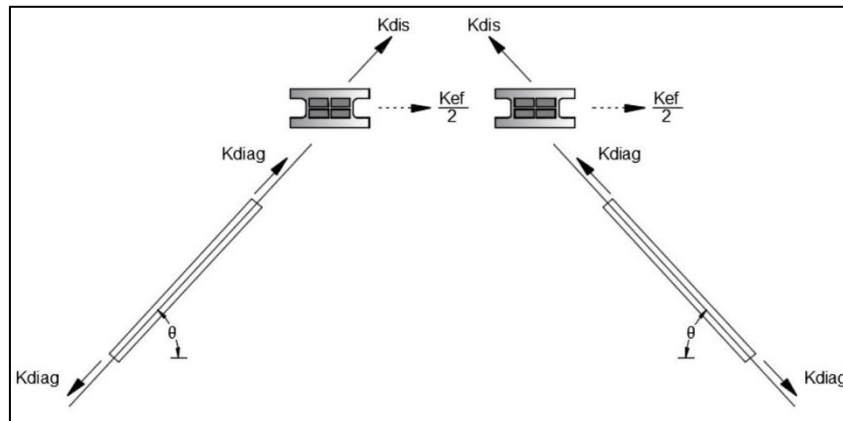


Figura 3-2. Condensación de la rigidez de un dispositivo TADAS con las diagonales Chevrón. Adaptado de Aguiar et al. (2016, p. 48).

De la *Figura 3-2*, aplicando criterio de igualdad en deformaciones, se puede llegar a la ecuación:

$$\frac{1}{k_{EQ}} = \frac{1}{k_{Diag}} + \frac{1}{k_{Dis}} = \frac{1}{k_{Diag}} + \frac{2 \cdot \cos^2(\theta)}{k_{EF}} \tag{3-1}$$

Siendo las variables:

- k_{EQ} Rigidez equivalente del conjunto diagonal-dispositivos TADAS.
- k_{Diag} Rigidez axial de las diagonales del sistema de arriostamiento Chevrón.
- k_{Dis} Rigidez del disipador TADAS en dirección de las diagonales.
- k_{EF} Rigidez secante hasta el punto de plastificación del disipador TADAS (Ver *Figura 3-1*).

En cuanto a las propiedades mecánicas de las placas triangulares TADAS, se diseñarán con un tipo de acero A36, por lo cual destacan sus propiedades de $f_y = 36ksi$ y $E = 29000ksi$.

Además, para las dimensiones de las placas que conforman el sistema disipador, se puede basar en el siguiente esquema:

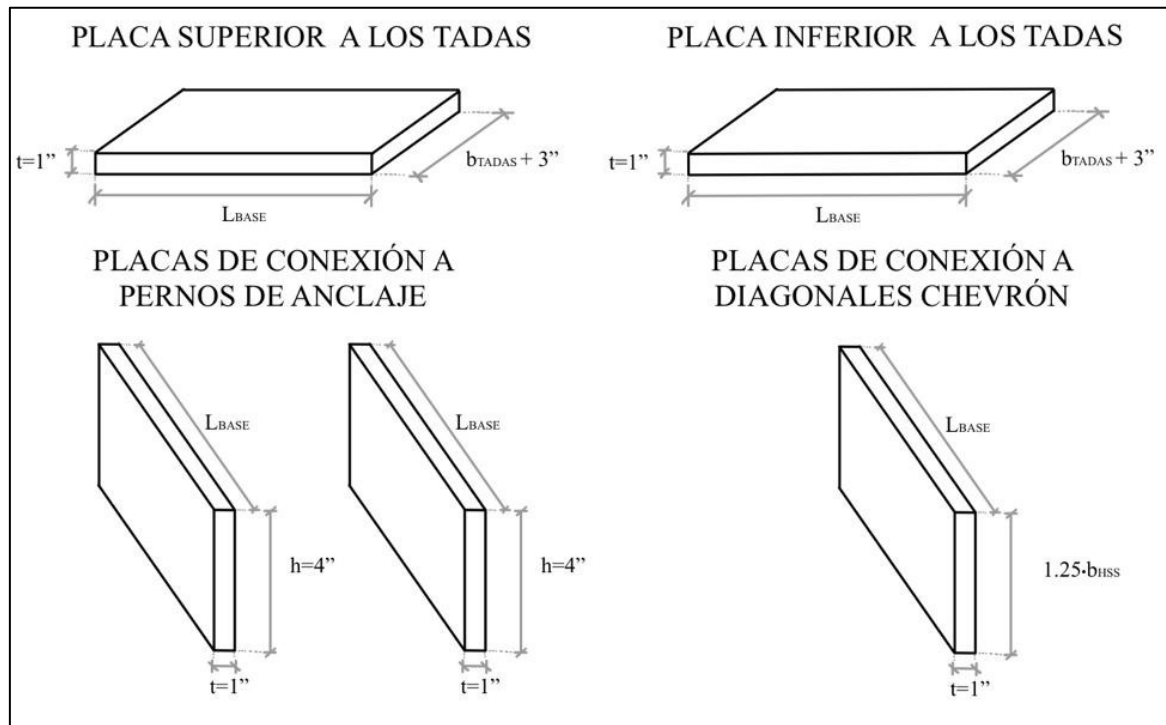


Figura 3-3. Dimensiones de las placas que conforman el sistema de disipación de energía, excluyendo a placas TADAS.

3.1.1. Primera Metodología - Tsai

Para dar contexto, Tsai et al. (1993) es el principal autor en relación al desarrollo e implementación de disipadores TADAS en estructuras. En consecuencia, es de esperarse que esta metodología sea completa y muy recomendada. Tal como se mencionó previamente, parte de recomendaciones plasmadas en el *Código de la Construcción Japonés de 1988*. En resumen, la metodología consiste en:

1. Establecer el nivel de servicio del sismo de diseño del sitio. Para efectos prácticos, se suele tomar un valor de $PGA=80\text{cm/s}^2$ para edificios construidos en zonas de alta sismicidad.
2. Escoger un valor de rigidez relativa (SR) que es la relación entre la rigidez del sistema disipador TADAS incluyendo las diagonales Chevrón (K_a) entre la rigidez lateral de piso del pórtico sin disipador (K_f). Se recomiendan valores de $2 \leq SR \leq 4$.

$$SR = \frac{k_a}{k_f} \tag{3-2}$$

Expresión en la cual:

- SR Parámetro de diseño de rigidez relativa propuesta por Tsai.
- k_a Rigidez del sistema de disipación TADAS (conformado por Chevrón y placas TADAS).
- k_f Rigidez lateral de piso del marco sin TADAS ni diagonales Chevrón. “f” de Frame por su significado en inglés.

3. Diseñar el pórtico sin disipador para que tenga la capacidad de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica. Una vez dimensionado el pórtico, se procede a calcular la rigidez lateral de cada piso de la estructura (K_f). Finalmente, se establece el desplazamiento de fluencia del marco sin disipador (Δ_{y2}). Estos parámetros serán clarificados a través de la *Figura 3-4* en donde constan tres curvas de pendiente lineal: La primera hace referencia al pórtico resistente a momento (MRF por sus siglas en inglés), la segunda curva idealiza el comportamiento del sistema de disipación TADAS, es decir al conjunto de diagonales con placas triangulares. Finalmente, la tercera curva de mayor capacidad modela el comportamiento del pórtico con diagonales y placas triangulares. Para esta curva se asume una superposición lineal de las dos anteriores curvas, es decir una suma de ordenadas.

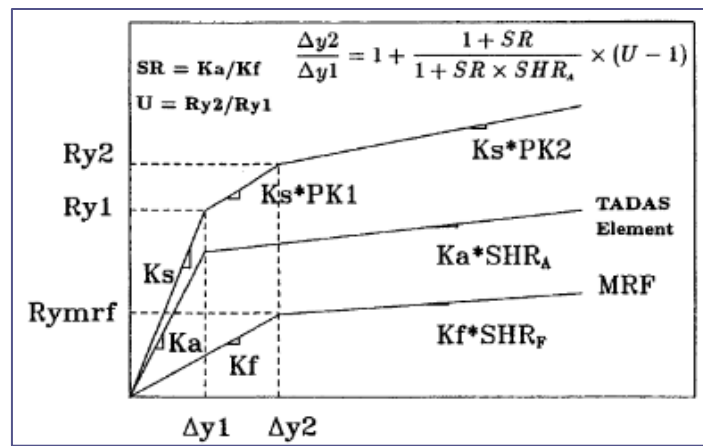


Figura 3-4. Curva de Fuerza-Desplazamiento del pórtico resistente a momento, del sistema de disipación TADAS y del marco montado con los disipadores y diagonales. (K.-C. Tsai et al., 1993, p. 517)

Además, en la *Figura 3-4*:

- k_s Rigidez del pórtico con disipadores TADAS y diagonales. Resulta ser la suma de K_a y K_f .
- SHR_A Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del sistema de disipación TADAS. Generalmente se adoptan valores de 0%, 3% o 5% (Aguiar et al., 2016, p. 40; Hernández, 2015, p. 90).
- SHR_F Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del pórtico resistente a momento. Puede asumirse que es igual a SHR_A para simplificar el modelo.
- PK_1 Porcentaje de rigidez residual post-fluencia del pórtico con disipadores TADAS. Se calcula en base a la construcción geométrica del tramo con $\Delta y_1 \leq \Delta \leq \Delta y_2$ (Ver *Ecuación (3-3)*)
- Δy_1 Desplazamiento en el cual fluye el sistema de disipación TADAS. **NOTA:** es diferente al desplazamiento de fluencia de las placas triangulares.
- Δy_2 Desplazamiento de fluencia del pórtico sin sistema de disipación TADAS.
- U Parámetro de Diseño de los disipadores TADAS que mide la relación de fuerzas ante los desplazamientos de fluencia Δy_2 y Δy_1 . Se recomienda adoptar un valor óptimo de $U = 2$ (K.-C. Tsai et al., 1993, p. 518).

Finalmente, para calcular la variable PK_1 , se puede usar la siguiente expresión:

$$PK_1 = \frac{k_a \cdot SHR_A + k_f}{k_s} \quad (3-3)$$



4. Calcular la rigidez del sistema TADAS con diagonales Chevrón, siendo $K_a = SR \cdot K_f$, y después se estima el Δy_1 con la *Ecuación (3-4)*. Expresión en la cual, U es un parámetro adimensional de K.-C. Tsai et al. (1993) descrito previamente. Una vez calculada la rigidez del sistema de disipación TADAS, se procede a determinar las dimensiones de las placas triangulares y de las diagonales para satisfacer la rigidez.

$$\frac{\Delta y_2}{\Delta y_1} = 1 + \frac{1 + SR}{1 + SR + SHR_A} \cdot (U - 1). \quad (3-4)$$

5. Realizar un análisis de fuerzas laterales con el sismo de diseño para verificar que los miembros y dimensiones del disipador son adecuadas para satisfacer requisitos de servicio y de resistencia.
6. Verificar las diagonales para resistir el efecto de plastificación de las placas triangulares del disipador TADAS, para lo cual, se diseña con una fuerza de $1.5 \cdot F_p$ actuando en las placas. Con esta verificación se asegura que no se pandeen ni fallen las diagonales. En caso de ser necesario, se recomienda iterar los pasos 3-6 hasta llegar a dimensiones definitivas.

No obstante, debido a los requisitos del tercer paso en donde el pórtico se dimensiona para que resista al menos el 25% de la fuerza sísmica, no resulta apropiado utilizar esta metodología, pues en este trabajo de titulación, no se partió diseñando un pórtico desde su concepción inicial en dimensiones, sino se seleccionó un pórtico ya existente. Por el contrario, la metodología a seguir para dimensionar los TADAS y diagonales, corresponde a la que será expuesta en la siguiente sección de Vargas – Nangullasmú – Tena – Hernández.

3.1.2. Segunda Metodología de Vargas - Nangullasmú- Tena - Hernández

Esta metodología se adoptará en el proyecto de titulación para dimensionar al sistema de disipación, debido a que sus procedimientos permiten emplearse para pórticos existentes. Hablando del método propiamente dicho, inicialmente fue planteado por Vargas & Bruneau, 2009 (pp. 387–390) y formalizado por Tena & Nangullasmú (2013, pp. 4–20) para pórticos de concreto reforzado; sin embargo, debido a que el método depende de las rigideces, fue ampliado para llegar a ser válido en pórticos de acero en posteriores publicaciones efectuadas, tales como Hernández (2015), Tena & Hernández (2016) y Hernández & Tena, (2018), en donde se analizó estructuras de 5, 10, 15, 20 y 25 pisos sumando más de 300 análisis. Sistemáticamente puede resumirse en los siguientes pasos:

1. Calcular la rigidez del piso del marco sin incluir las diagonales ni dispositivos triangulares (K_f). Se pueden utilizar las *Ecuaciones (2-27) - (2-30)* correspondientes a las *fórmulas de Wilbur* descritas previamente en el *capítulo 2.1.7*. A continuación, se define la rigidez total del piso con sistema de disipación con la siguiente ecuación:

$$k_S = \frac{k_f}{\alpha} \quad (3-5)$$

Fórmula en la cual aparece un nuevo término:

α Parámetro adimensional que mide la rigidez relativa entre la rigidez lateral de piso del pórtico sin sistema disipador (K_f), respecto a la rigidez total del sistema disipador (k_S).

Para calcular la rigidez del pórtico con disipadores (K_S), se debe seleccionar un valor al parámetro (α). Para esto, se llevaron a cabo más de 300 casos de estudio para determinar relaciones óptimas y se pudo llegar a valores óptimos de este parámetro, los cuales se ven representados en la *Tabla 3-1*. (Tena & Nangullasmú, 2013).

Tabla 3-1. Valores óptimos de los parámetros (α) y (β) según la metodología Vargas – Nangullasmú- Tena - Hernández. Tabla tomada de Tena & Nangullasmú (2013, p. 292)

NIVELES	H/L	θ	α	β
5	0.53	40°	0.25	0.50
	0.63	45°	0.25	0.50
10	1.05	40°	0.25	0.75
	1.25	45°	0.25	0.50
15	1.58	40°	0.25	0.75
	1.88	45°	0.25	0.50
20	2.10	40°	0.50	0.50
	2.50	45°	0.50	0.75
25	2.63	40°	0.50	0.50
	3.13	45°	0.50	0.75

La variable (β) es muy importante y se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{k_{TADAS}}{k_{Diag}} \quad (3-6)$$

Su definición es:

β Parámetro adimensional de diseño que mide la rigidez relativa entre los dispositivos triangulares TADAS y diagonales Chevrón.

La segunda columna de la *Tabla 3-1* representa la relación de altura total del edificio respecto a la longitud de la suma de sus vanos de las vigas. Para el pórtico a evaluar en el actual trabajo de titulación tiene una altura total de $H = 106 \text{ ft}$ con una longitud total de $L = 140 \text{ ft}$, por lo que resulta en una relación $\frac{H}{L} = 0.76$. Por tanto, interpolando valores, se puede asegurar que los parámetros óptimos se aproximan a $\alpha_{\text{ÓPTIMO}} = 0.25$ y $\beta_{\text{ÓPTIMO}} = 0.50$. Sin embargo, se decidió diseñar con relaciones $\alpha = 0.54$ y $\beta = 0.40$ para tener secciones comerciales en las diagonales y que puedan tener dimensiones construibles. Adicionalmente, según un estudio posterior desarrollado por Hernández (2015), concluyó que se puede ampliar el rango de parámetros α y β dando mayor libertad para edificaciones menores a 10 niveles, por lo cual, de acuerdo a la *Tabla 3-2*, se está dentro del rango recomendado.

Tabla 3-2. Parámetros óptimos de diseño para marcos de acero con diagonales de inclinación $\theta = 45^\circ$. Tabla tomada de Hernández (2015, p. 95).

Niveles	α (%)	K_2/K_{EDD}	β (%)
5	25	0.00-0.05	25-75
	50	0.00-0.05	25-75
	75	0.00-0.05	25-75
10	25	0.00-0.05	25-75
	50	0.00-0.05	50-75
	75	0.00-0.05	50-75
15	25	0.00-0.05	25-75
	50	0.00-0.05	50-75
	75	0.00	75
		0.03-0.05	50-75
20	25	0.00-0.05	25-75
	50	0.00	75
		0.03-0.05	50-75
	75	0.00-0.03	75
0.05		50-75	
25	25	0.03-0.05	50-75

- Determinar la rigidez del conjunto de contraventeo Chevrón y disipadores de placas triangulares TADAS (k_a).

$$k_a = k_s - k_f \quad (3-7)$$

- Estimar la rigidez equivalente del sistema de disipación diagonales-dispositivo de placas triangulares TADAS para cada piso en base al número total de contravientos Chevrón a colocar en cada piso. Por facilidades constructivas y simetría estructural, suelen ponerse el mismo número de contravientos en todos los pisos.

$$k_{EQ} = \frac{k_a}{N_{\text{Contraviento}}} \quad (3-8)$$

- Cuantificar la rigidez de las diagonales para cada piso (k_{Diag}). Para obtener la ecuación, se parte de la suposición inicial que el conjunto diagonal-dispositivo triangular TADAS funcionan en serie. Su demostración puede encontrarse en Aguiar et al. (2016, pp. 39–43), pero para resumir, se facilita el cálculo con la siguiente ecuación:

$$k_{Diag} = \frac{k_{EQ} \cdot (\beta + 2 \cdot \mu \cdot \cos^2(\theta) + SHR_A \cdot \beta \cdot (\mu - 1))}{\beta \cdot (1 + SHR_A \cdot (\mu - 1))} \quad (3-9)$$

Ecuación con las siguientes variables:

μ Ductilidad local de los dispositivos de placas triangulares TADAS. Se recomienda usar valores de $\mu = 10$ (Aguiar et al., 2016, p. 40; Hernández, 2015, p. 90)

- Definir las dimensiones de la sección de la diagonal en base al tipo de perfil seleccionado. Para este caso se ha seleccionado perfiles HSS rectangulares. Es bueno resaltar que la rigidez axial de un elemento diagonal es:

$$k_{Diag} = \frac{E \cdot A}{L} \quad (3-10)$$



Expresión en la cual las variables son:

- A Área de la sección transversal del elemento en mención.
 L Longitud del miembro estructural.

6. Definir la rigidez elástica del dispositivo de placas triangulares TADAS en base al parámetro de diseño (β). Finalmente se determina el número de placas triangulares, las dimensiones de la altura, espesor de placa y dimensión de la base del triángulo de la placa en base a la *Ecuación (2-35)*

$$k_{TADAS} = \beta \cdot k_{Diag} \quad (3-11)$$

7. Por último, pero no menos importante, para considerar las dimensiones reales e incluir el aporte de los pesos de las placas, se debe cuantificar la longitud de la placa base que se sitúa entre las placas triangulares TADAS y las diagonales Chevrón. Se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$L_{BASE} = n \cdot t + (n - 1) \cdot s_{TADAS} + 2 \cdot \Delta_{ACTIVACION} \quad (3-12)$$

Fórmula la cual tiene por variables:

- L_{BASE} Longitud de la Placa Base sobre la que se asientan los TADAS.
 n Número de placas TADAS en un sistema de contraviento Chevrón.
 t Espesor de la placa TADAS
 $\Delta_{ACTIVACION}$ Desplazamiento correspondiente a la deriva a la cual se planean activar los TADAS ranurados. Se plantea que activen al 0.5% y 1% de deriva de entrepiso.
 s_{TADAS} Separación entre placas triangulares TADAS. (Ver *Figura 2-19* para un detalle visual).

Con los pasos 1-6 se definen las dimensiones definitivas tanto de las diagonales como de los dispositivos de placa triangular TADAS en el pórtico sismorresistente de acero.

3.2. Estructuras de Análisis

En el presente proyecto de titulación, se ha planteado realizar un análisis dinámico no-lineal a 4 arquetipos de estructuras. Todos los modelos parten del arquetipo 1, cuyo diseño proviene de la publicación de NIST et al. (2010) del proyecto ATC-76, el cual es una evaluación y aplicación de los criterios de la metodología planteada en el *FEMA P-695* (FEMA et al., 2010) que mide el desempeño sísmico de estructuras. Los pórticos especiales a momento fueron detallados y diseñados para cumplir los requisitos de resistencia de la *norma AISC 341-05*. Por el otro lado, los requisitos de diseño sísmico obedecieron a la *norma ASCE 7-05*, empleando conexiones precalificadas para vigas de sección reducida (RBS³) acorde al *AISC 358-05*.

La descripción de cada arquetipo estará reflejada en las *Secciones 3.2.1 - 3.2.4*. El arquetipo 1, constituye el modelo base, del cual como se verá a continuación, se añaden disipadores sísmicos TADAS convencionales (arquetipo 2) y los TADAS con ranuras propuestos

³ **RBS**: Conexión de sección reducida de vigas, por sus siglas en inglés “*Reduced Beam Section*”

(arquetipo 3 y 4) con sus respectivos arriostres diagonales en Chevrón. Aun así, todos los arquetipos tienen las siguientes propiedades mecánicas y condiciones de carga:

- Las vigas, columnas y riostras HSS rectangulares, están hechas de acero ASTM A992, con $f_y = 50 \text{ ksi}$, $f_{ye} = 55 \text{ ksi}$, $\gamma_{STEEL} = 0.284 \text{ lb}_f/\text{in}^3$ y $E = 29\,000 \text{ ksi}$.
- El material empleado para las placas de los disipadores sísmicos, es un acero A36, el cual tiene $f_y = 36 \text{ ksi}$, $\gamma_{STEEL} = 0.284 \text{ lb}_f/\text{in}^3$ y $E = 29\,000 \text{ ksi}$.
- La carga muerta superimpuesta aplicada sobre las losas, es de $SDL = 90 \text{ psf}$, la carga muerta de *cladding* o mejor conocida como carga de revestimiento en las paredes perimetrales del edificio es de $D = 25 \text{ psf}$ y se distribuye en superficie vertical. Por el otro lado, la carga viva sobre las losas en los entrepisos es de $L = 50 \text{ psf}$, mientras que la carga viva sobre el techo es de $L = 20 \text{ psf}$.
- Todos los modelos incluyen efectos $P - \Delta$ con sus áreas tributarias. Para el aporte de peso del sistema no-sismorresistente, se optó por concentrar los pesos mediante una *leaning column*, o columna fantasma sin rigidez a flexión, paralela al pódico metodológica que se explicará en la *Sección 3.3.7* a mayor profundidad.
- Para el cálculo de las masas de aporte, se utilizó la combinación de carga sugerida por el documento inicial, la cual es de $M = 1.05 \cdot D + 0.25 \cdot L$ (NIST et al., 2010, p. 6_7). Además, se adoptó un valor de gravedad de $g = 386.2 \text{ in/s}^2$.{Citation}
- En los *panel-zones* se necesitaron placas para reforzar el alma y evitar fallas principalmente por distorsión angular. Por lo tanto, se colocaron placas de refuerzo en ambos lados del alma de la columna en los *panel-zones*. Estas placas de refuerzo son conocidas como *doubler plates* y fueron enteramente diseñadas en el documento de NIST et al. (2010). El detalle de los mismos se encuentra en la *Tabla 3-3*.
- Se emplearon conexiones precalificadas RBS de acuerdo al AISC 358-05, con los parámetros: $a = 0.625 \cdot b_f$, $b = 0.75 \cdot d_b$ y $c = 0.25 \cdot b_f$ siendo (b_f) el ancho del patín de las vigas y (d_b) el peralte total entre patín-patín de las vigas.

Tabla 3-3. Secciones de Vigas, Columnas y detalle de las placas de refuerzo “doubler plates” en las columnas de los *panel-zones*. Adaptado de NIST et al2010, p. D5).

Piso	Elevación en la que se ubican los doubler plates [in]	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Tamaño Doubler Plate	
					Col. Exterior [in]	Col. Interior [in]
1	166.55	W30X108	W24X131	W24X162	1/16	9/16
2	322.55	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	3/8
3	478.55	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	11/16
4	634.55	W27X94	W24X131	W24X162	0	3/8
5	790.55	W27X94	W24X131	W24X131	0	9/16
6	946.55	W24X84	W24X131	W24X131	0	7/16
7	1102.55	W24X84	W24X94	W24X94	0	9/16
8	1258.55	W21X68	W24X94	W24X94	0	5/16

La *Figura 3-5* muestra el esquema de la definición de estas variables en conexiones precalificadas RBS.

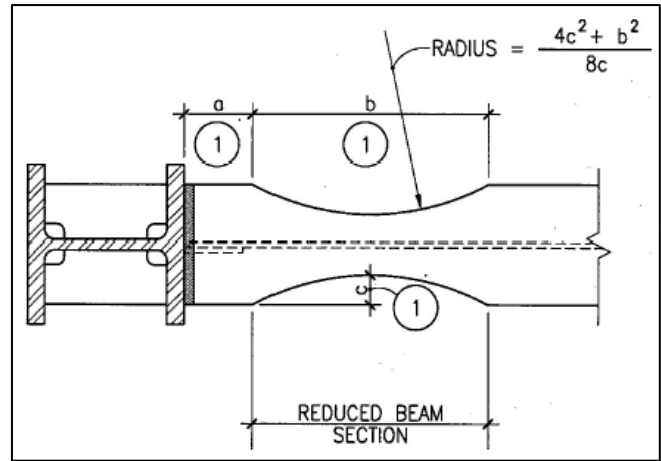


Figura 3-5. Variables definidas para las conexiones precalificadas en vigas RBS (NIST et al., 2010, p. D2).

Otro punto importante en común son los coeficientes o parámetros sísmicos de sitio los cuales son fundamentales para definir el espectro de diseño de la estructura, el cual permitirá escalar los sismos para efectuar el análisis dinámico no-lineal. El arquetipo base corresponde al modelo 4RSA, mismo que tiene una categoría de diseño sísmica (SDC por sus siglas en inglés) $SDC=D_{MAX}$ (NIST et al., 2010, p. 6_5). Como se mencionó inicialmente, el reporte está basado en el FEMA P-695, mismo que utilizó la norma ASCE 7-06, por lo cual, en un inicio, los parámetros de diseño fueron:

Tabla 3-4. Coeficientes de Sitio y Parámetros de Diseño Sísmico para $SDC=D_{MAX}$ según ASCE 7-06. Adaptado de FEMA et al 2010, p. 5_5)

Categoría de Diseño Sísmico (SDC)	Sismo Máx. Considerado (MCE)						Sismo De Diseño	
	S_s [g]	F_a [-]	S_{MS} [g]	S_1 [g]	F_V [-]	S_{M1} [g]	S_{DS} [g]	S_{D1} [g]
D_{MAX}	1.5	1.0	1.5	0.6	1.5	0.9	1.0	0.6

Las variables y coeficientes de diseño sísmico, son:

- S_s Factor mapeado del espectro de respuesta (MCE_R) amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
- F_a Coeficiente de Sitio para período corto (0.2 s)
- S_{MS} Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta (MCE_R) amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
- S_{DS} Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta de diseño amortiguado con 5% para período corto de 0.2 s.
- S_1 Factor mapeado del espectro de respuesta (MCE_R) amortiguado con 5% para período de 1 s.
- F_V Coeficiente de Sitio para período 1s.
- S_{M1} Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta (MCE_R) amortiguado con 5% para período de 1s.
- S_{D1} Factor ajustado al sitio del espectro de respuesta de diseño amortiguado con 5% para período de 1s.

Adicionalmente, los parámetros de espectro ajustados al sitio se calculan con las siguientes expresiones:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \tag{3-13}$$

$$S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} \tag{3-14}$$

$$S_{M1} = F_V \cdot S_1 \quad (3-15)$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot S_{M1} \quad (3-16)$$

No obstante, para la versión del ASCE 7-16, se actualizó el valor del parámetro (F_V) incrementando a $F_V = 1.70$ de acuerdo a la *Tabla 3-5*.

Tabla 3-5. Factores (F_V) para diseño sísmico con norma actualizada ASCE 7-16 (ASCE, 2017, p. 84).

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See	See	See	See	See
F		Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

El pie de página de la *Tabla 3-5*, plantea que se deben ver los requisitos de sitio específico según la *Sección 11.4.8* de la norma ASCE 7-16. En dicha sección se menciona que estructuras con aislamiento de base o con disipadores sísmicos que tengan un parámetro de $S_1 \geq 0.60$, requieren ejecutar un “*ground motion Hazard analysis*” o traducido al español, un “*análisis de peligro sísmico de movimiento de suelo*” (el cual es el caso del edificio en mención). Además, finaliza acotando que dicho análisis de peligro sísmico se puede ejecutar para cualquier estructura de manera opcional y que se debe referir a la *Sección 21.2*, la cual aumenta el valor de $F_V = 2.50$ para el cálculo del espectro MCE_R. En consecuencia, para poder contrastar utilizando el mismo espectro de diseño, se ha optado por emplear dar un seguimiento de “*ground motion Hazard analysis*” a la estructura base, lo cual incrementa el F_V de 1.70 a llegar a 2.50, con el afán de que los 3 arquetipos tengan el mismo parámetro $F_V = 2.50$ (estructura base, estructura con TADAS convencionales y estructura con TADAS ranurados).

3.2.1. Arquetipo 1: Estructura Base sin dispositivos TADAS

Edificación de 8 niveles, con la primera planta de 15ft de entrepiso y el resto de plantas 13ft de entrepiso ($H_{TOTAL} = 106 ft$). Los pórticos especiales de acero resistente a momento que serán sometidos al análisis tiempo-historia, se ubican en la zona perimetral del edificio y cuentan con 3 vanos separados cada uno $L = 20ft$.

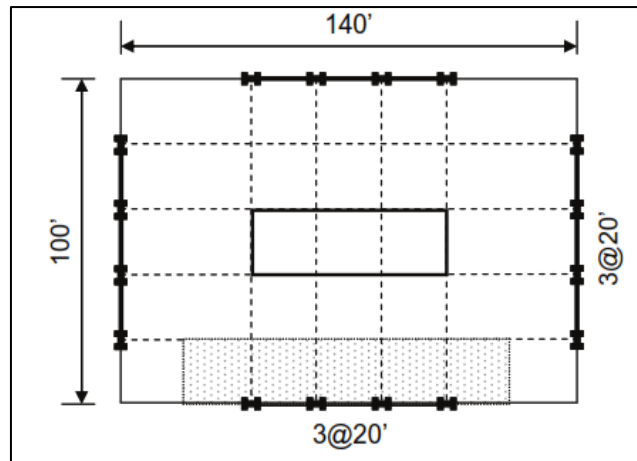


Figura 3-6. Configuración en Planta de los arquetipos con 2 pórticos especiales a momento en cada dirección (NIST et al., 2010, p. 6_3).

El pórtico a analizar es el inferior que se ubica en dirección X-X. Las secciones transversales de las vigas y de las columnas se muestran en la *Tabla 3-3*, pero para tener una idea más clara del pórtico resistente a cargas laterales, se presenta en la *Figura 3-7* que resume las secciones y dimensiones básicas para proceder a modelar en OpenSees.

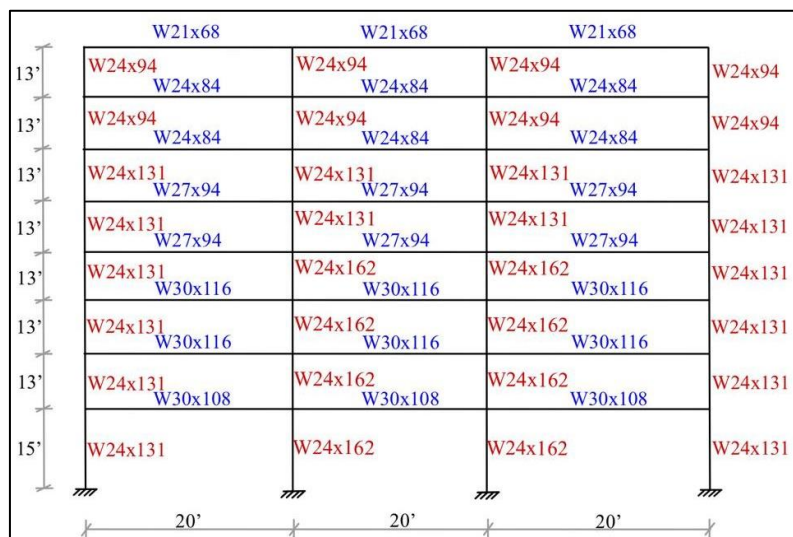


Figura 3-7. Vista en Elevación del pórtico sismorresistente con sus secciones y dimensiones.

Adicionalmente, se han modelado las zonas de paneles en la conexión viga-columna, lo cual se explicará más adelante en la *Sección 3.3.2*. Para representar el daño en las vigas y las columnas frente a fuertes solicitaciones, se ha decidido modelar rótulas a los extremos de las vigas y de las columnas. El detalle de la definición de parámetros y propiedades en el modelo de OpenSees se puede encontrar en la *Sección 3.3.1*.

3.2.2. Arquetipo 2: Estructura con dispositivos TADAS sin ranuras

Tiene el mismo detalle, mismas secciones de vigas/columnas, *panel-zones*, rótulas plásticas que el arquetipo 1, a diferencia que añade un sistema de arriostramiento concéntrico ante cargas laterales. Se utiliza una configuración Chevrón en los dos vanos exteriores del pórtico, con

secciones HSS rectangulares contempladas en la *Tabla 4-2*. Para facilitar la visualización del pórtico, se reporta la *Figura 3-8* con las secciones de las diagonales.

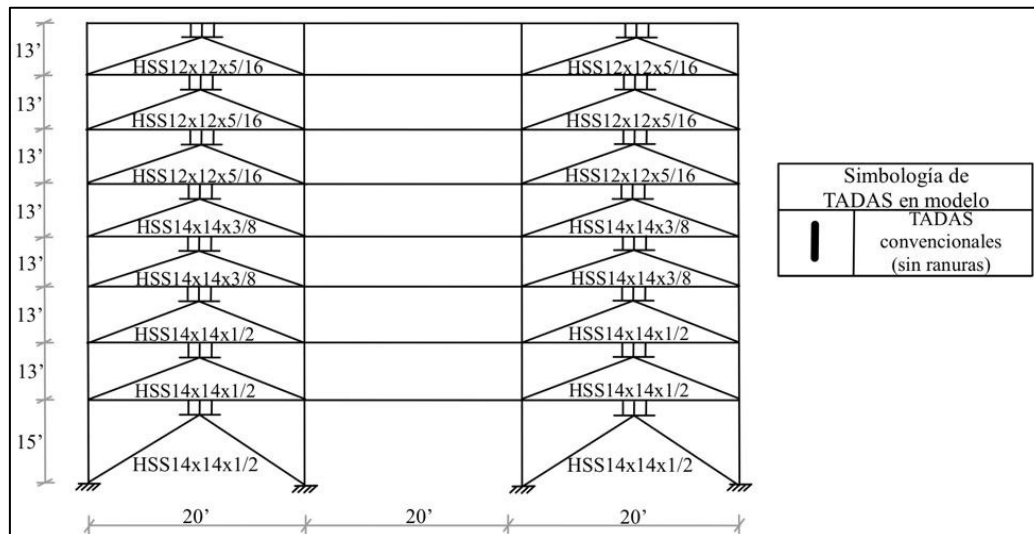


Figura 3-8. Vista en Elevación del Arquetipo 2 con contraviento Chevrón y TADAS convencionales.

Sobre las riostras, se ubican placas triangulares TADAS que conforman el principal componente del factor de disipación sísmica. Para el arquetipo 2, se usarán disipadores TADAS convencionales que no poseen ranuras/gaps, por lo cual empiezan a trabajar todas las placas desde que inicia el sismo. Las dimensiones de los TADAS se encuentran en la *Tabla 4-3*, y coinciden tanto para el arquetipo 2 y arquetipo 3. Sin embargo, sus masas y longitud de placa base difieren; para este modelo se puede encontrar dichos datos en la *Tabla 4-7*. En total, cada contraviento chevrón tiene 9 placas TADAS, y en el modelo de OpenSees se representan con 3 elementos resortes; cada resorte tiene las propiedades de 3 placas TADAS (*Figura 3-8*).

Para notar la diferencia entre el arquetipo 2 (TADAS convencionales) y el arquetipo 3 (TADAS modificados) se provee la *Figura 3-9* en la cual se aprecia que no se disponen de ranuras o espacios horizontales en los pernos de conexión a la placa base. Solamente se aprecian los espacios verticales que tal como se explicó en capítulos anteriores, sirve para evitar la transferencia de cargas gravitatorias y la liberación a momento.



Figura 3-9. TADAS convencionales implementados en el arquetipo 2 (Saeedi et al., 2016, p. 16).

3.2.3. Arquetipo 3: Estructura con dispositivos TADAS ranurados

El arquetipo 3 es un modelo de pórtico con mismas secciones transversales de vigas, columnas y diagonales HSS rectangulares del anterior arquetipo. Posee las mismas características de *panel-zones* y de rótulas plásticas. La diferencia es que en este arquetipo se implementan ranuras horizontales en los pernos de anclaje de seis de las nueve placas TADAS para evitar que fluyan desde el inicio del sismo. Se ha planteado que tengan una deriva de entrepiso de activación de $\Delta = 0.5\%$ tres placas TADAS para que las otras 3 placas TADAS restantes tengan una deriva de activación de $\Delta = 1\%$.

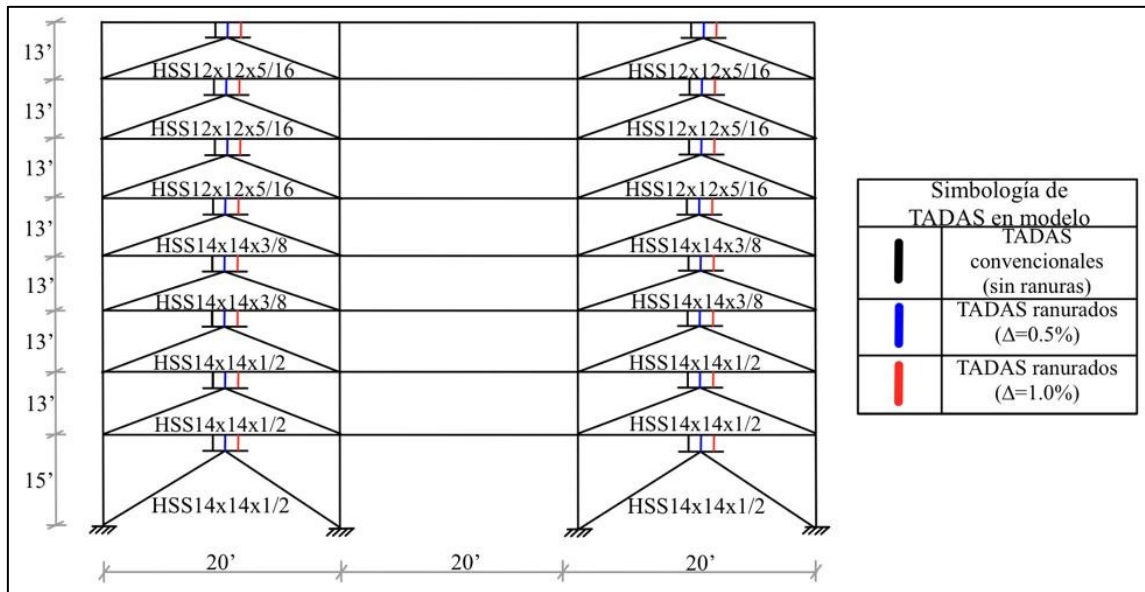


Figura 3-10. Vista en Elevación del Arquetipo 3 con contraviento Chevrón y TADAS convencionales y TADAS ranurados al 0.5% y 1% de deriva.

En la *Figura 3-10* se observan 3 elementos que se modelarán en OpenSees. Similar al caso anterior, se usarán resortes con rigidez a corte y cada resorte adquirirá las características de 3 placas TADAS: los resortes negros representan 3 placas TADAS convencionales sin ranuras, los resortes azules modelan 3 placas TADAS ranuradas con una deriva de entrepiso de activación del $\Delta = 0.5\%$ mientras que los resortes rojos reflejan las propiedades de los TADAS ranurados con una deriva de entrepiso de activación de $\Delta = 1.0\%$.

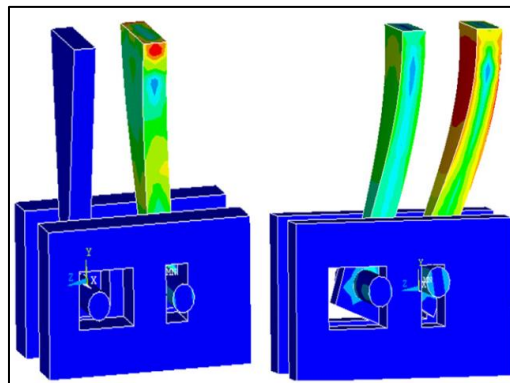


Figura 3-11. Diferencias entre un TADAS convencional y un TADAS ranurado con deriva de entrepiso de activación (Hosseini Hashemi & Moaddab, 2017, p. 11)

De la *Figura 3-11* se observa la diferencia entre un TADAS convencional y un TADAS con ranuras horizontales en su perno de anclaje. Como consecuencia de esta ranura horizontal, el arquetipo 3 será más flexible que el arquetipo 2 debido a que seis de las 9 placas estarán desacopladas del pórtico sismorresistente, aumentando el periodo de vibración de 1.32 a 1.55 segundos como se puede comprobar en la *Tabla 4-13* y *Tabla 4-14*.

3.2.4. Arquetipo 4: Estructura con dispositivos TADAS ranurados

Para el arquetipo 4, se tiene un modelo de pórtico con mismas secciones transversales de vigas, columnas y diagonales HSS rectangulares, misma definición de rótulas, *panel-zones* y dimensiones TADAS del arquetipo 3. Sin embargo, empieza desacoplado pues todas las nueve placas TADAS tienen una deriva de activación. Las tres primeras tienen una deriva de activación de $\Delta = 0.25\%$, las tres siguientes tienen activación de $\Delta = 0.5\%$ y finalmente las últimas tres placas tienen una deriva de activación de $\Delta = 0.75\%$. Esta característica desacoplada tiene el objetivo de producir un mismo periodo y comportamiento estructural que el arquetipo 1 previo a la activación de los TADAS y diagonales de arriostamiento Chevrón. La *Tabla 4-15*, comprueba que el periodo fundamental del arquetipo 4 ($T_{n4} = 2.285 \text{ seg}$) es muy similar al periodo fundamental del arquetipo 1 sin sistema de disipación sísmica ($T_{n1} = 2.281 \text{ seg}$) de la *Tabla 4-12*.

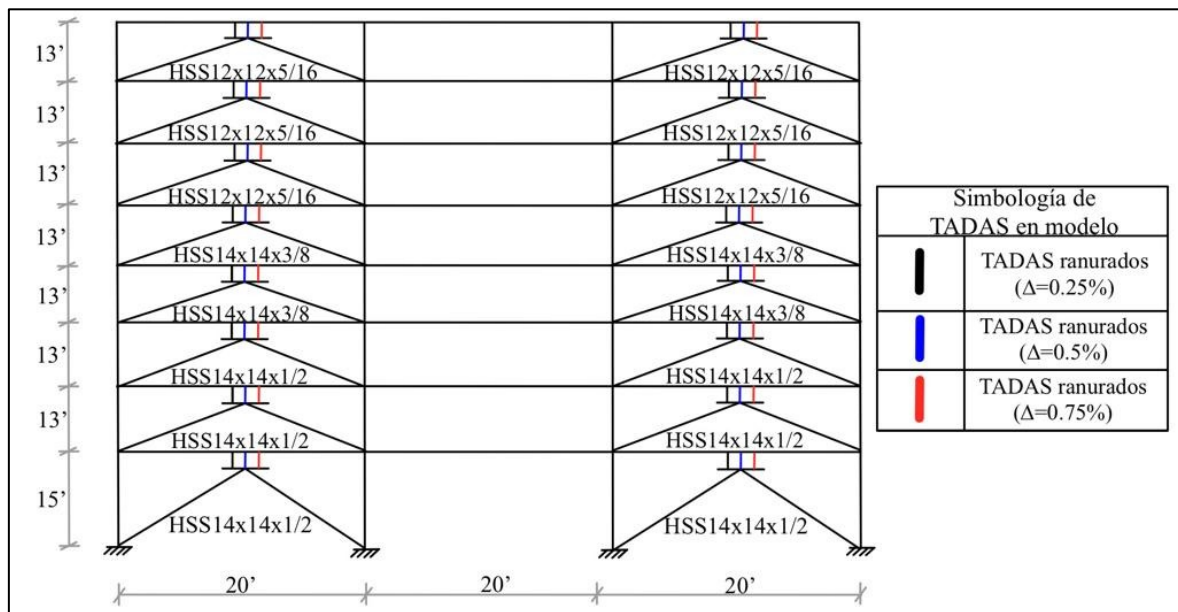


Figura 3-12. Vista en Elevación del Arquetipo 4 con contraviento Chevrón y TADAS ranurados al 0.25%, 0.50% y 0.75% de deriva.

El afán de colocar todos los dispositivos ranurados, es para evaluar la respuesta y analizar si existe una ventaja significativa en la respuesta estructural del edificio ante sismos en términos de derivas y de cortante basal con los dispositivos TADAS ranurados con diferentes configuraciones.

3.2.5. Cargas y Masas para Sistema Lateral y Columna Fantasma

Previo a calcular las masas y cargas que llegan a cada nodo o a cada vano del sistema lateral/pórtico especial a momento, es indispensable que quede claro el área tributaria del pórtico y el área tributaria del leaning column o también conocida como columna fantasma.

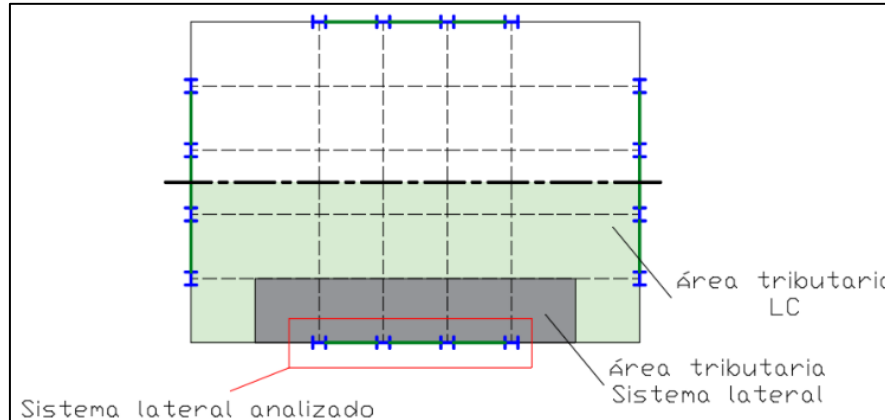


Figura 3-13. Áreas Tributarias para Sistema Lateral y Leaning Column o Columna Fantasma (Astudillo, 2018).

En primer lugar, se calculará la carga que recibe cada columna y cada vano del pórtico especial a momento. Para esto, se debe considerar que el área de cada vano es de $A_{vano} = 400 \text{ ft}^2$, al tener una longitud de 20ft y un ancho de 20ft. Por el otro lado, para la carga muerta por *Cladding*, se debe estimar el área de las paredes en vertical; para el primer piso será de $A = \frac{15+13}{2} \cdot 20 = 280 \text{ ft}^2$. Para las paredes de los pisos 2^{do} al 7^{mo}, el área es $A = 13 \cdot 20 = 260 \text{ ft}^2$, mientras que para el 8^{vo} piso el área es de $A = 130 \text{ ft}^2$ por recibir la influencia del piso inferior. El siguiente cuadro resume el proceso de cálculo para el cálculo de cargas del sistema lateral:

Tabla 3-6. Cálculo de Cargas a cada columna en el sistema lateral analizado.

CÁLCULO DE LAS CARGAS PUNTUALES A CADA COLUMNA (SISTEMA LATERAL)							
Piso	Carga Muerta		Cladding		Carga Viva		Total
	SDL [psf]	Peso 1 Vano [kip]	D [psf]	Peso 1 Vano [kip]	L [psf]	Peso 1 Vano [kip]	Carga Puntual Cols. Externas [kip] $1.05D + 0.25L$
1	90	36	25	7	50	20	50.15
2 a 7	90	36	25	6.5	50	20	49.63
8	90	36	25	3.25	20	8	43.21

Por el otro lado, para estimar la carga distribuida en cada viga, se puede emplear la siguiente expresión:

$$w_{Beam} = \frac{P_{Col}}{L_{Beam}} \quad (3-17)$$

Expresión en donde:

- w_{Beam} Carga distribuida uniformemente en una longitud establecida de la viga.
- P_{Col} Carga Puntual actuando sobre un nodo de la columna, estimado con áreas tributarias.
- L_{Beam} Longitud de la viga considerada o del tramo de viga a evaluar. En el modelo de OpenSees se descuenta la mitad del peralte de la viga para modelar la conexión del panel zone en cada esquina. Por tanto $L_{BEAM} = L - h_{viga}$

En segundo lugar, se calculan las masas distribuidas en los nodos de cada piso del pórtico especial a momento. Al haber dos pórticos especiales en la configuración en planta de la *Figura 3-6*, se considera como área de aporte a la mitad del área en planta. De esta forma, el área tributaria de la carga muerta y carga viva (SDL; L), es $A = 7000 \text{ ft}^2$, mientras que, para el *cladding*, el área de las paredes es de $A = 3360 \text{ ft}^2$ para el primer piso, $A = 3120 \text{ ft}^2$ para los pisos 2^{do} – 7^{mo} y $A = 1560 \text{ ft}^2$ para el último piso. Con todos estos datos se calcula finalmente la masa que se distribuirá en cada uno de los nodos de cada piso como describe a continuación.

Tabla 3-7. Distribución de masas por nodos de cada piso en pórtico especial de acero.

CÁLCULO DE LA MASA DE UN SOLO PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO DE ACERO									
Piso	Carga Muerta		Cladding		Carga Viva		Total		
	SDL [psf]	Peso [kip]	D [psf]	Peso [kip]	L [psf]	Peso [kip]	Peso [kip] 1.05D+0.25L	Masa Pórtico [kip*s2/in]	Masa por nodo de piso [kip*s2/in]
1	90	630	25	84	50	350	837.2	2.168	0.542
2 a 7	90	630	25	78	50	350	830.9	2.151	0.538
8	90	630	25	39	20	140	737.45	1.910	0.477

Por último, queda por determinar el resto de cargas ajenas a las áreas tributarias del pórtico especial o sistema lateral. En otras palabras, consiste en determinar el resto de cargas que toma el sistema que trabaja a gravedad, para concentrar dicho efecto en la columna fantasma o leaning column y así tomar en cuenta su efecto $P - \Delta$. La *Figura 3-13*, muestra el área tributaria mencionada de color verde. El área para la estimación de la carga muerta y carga viva (SDL; L) es de $A = 5000 \text{ ft}^2$, mientras que para las cargas de *cladding*, el área de las paredes del primer piso fue de $A = 1960 \text{ ft}^2$, para el 2^{do} – 7^{mo} piso fue de $A = 1820 \text{ ft}^2$ y para el octavo piso de $A = 910 \text{ ft}^2$. De esta forma, las cargas que se concentran en el leaning column se pueden encontrar resumidas en la *Tabla 3-8*.

Tabla 3-8. Cálculo de Cargas sobre leaning column o columna fantasma.

CÁLCULO DE LAS CARGAS PUNTUALES A LEANING COLUMN							
Piso	Carga Muerta		Cladding		Carga Viva		Total
	SDL [psf]	Peso [kip]	D [psf]	Peso [kip]	L [psf]	Peso [kip]	Carga Puntual Leaning Column [kip] 1.05D+0.25L
1	90	450	25	49	50	250	586.45
2 a 7	90	450	25	45.5	50	250	582.78
8	90	450	25	22.75	20	100	521.39

3.3. Modelación de las Estructuras

Todos los análisis se realizan mediante el uso del software OpenSees (Mazzoni et al., 2006), por lo que en los siguientes puntos se describe de manera detallada las consideraciones realizadas en la modelación de las estructuras. En la *Figura 3-14* se muestra el modelo realizado para pórticos que no cuentan con disipadores, y en la *Figura 3-15* se presenta el modelo pórticos con disipadores. En los siguientes puntos se describe los elementos usados y la nomenclatura correspondiente, en la *Sección 3.3.10* se presenta un resumen de la nomenclatura que se muestra en dichas figuras.

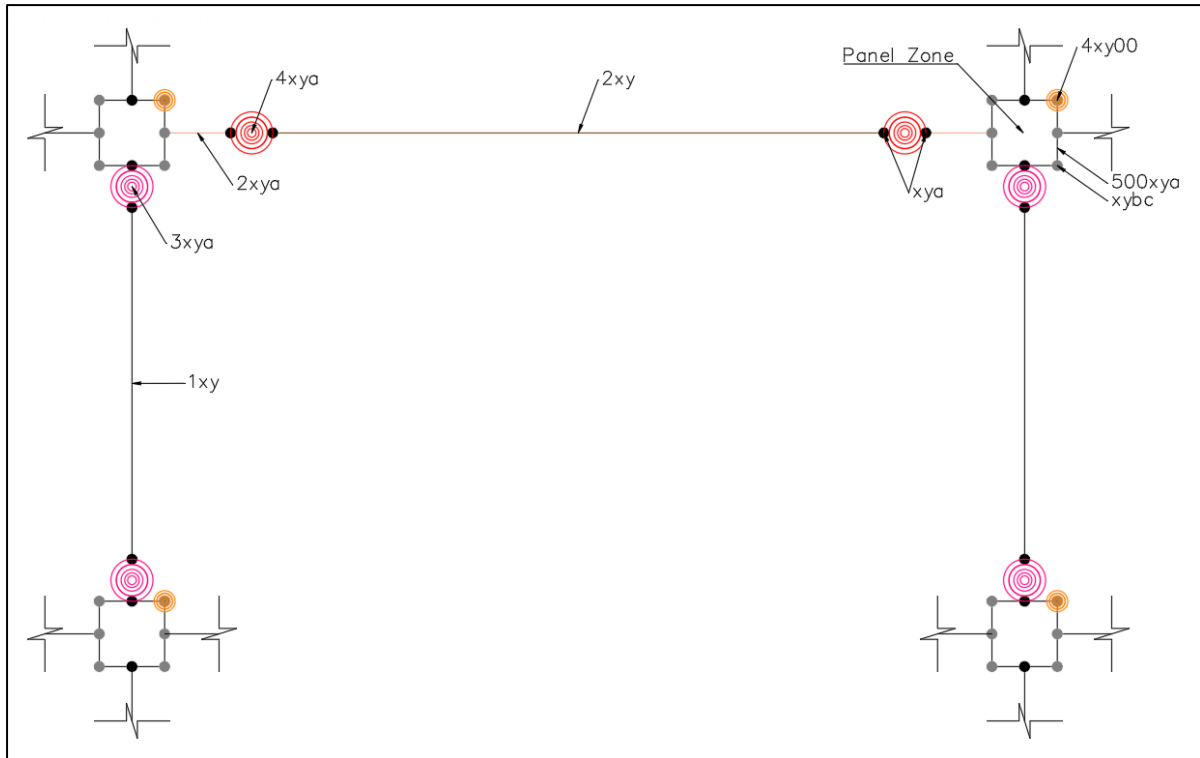


Figura 3-14. Modelo de pórticos sin disipadores

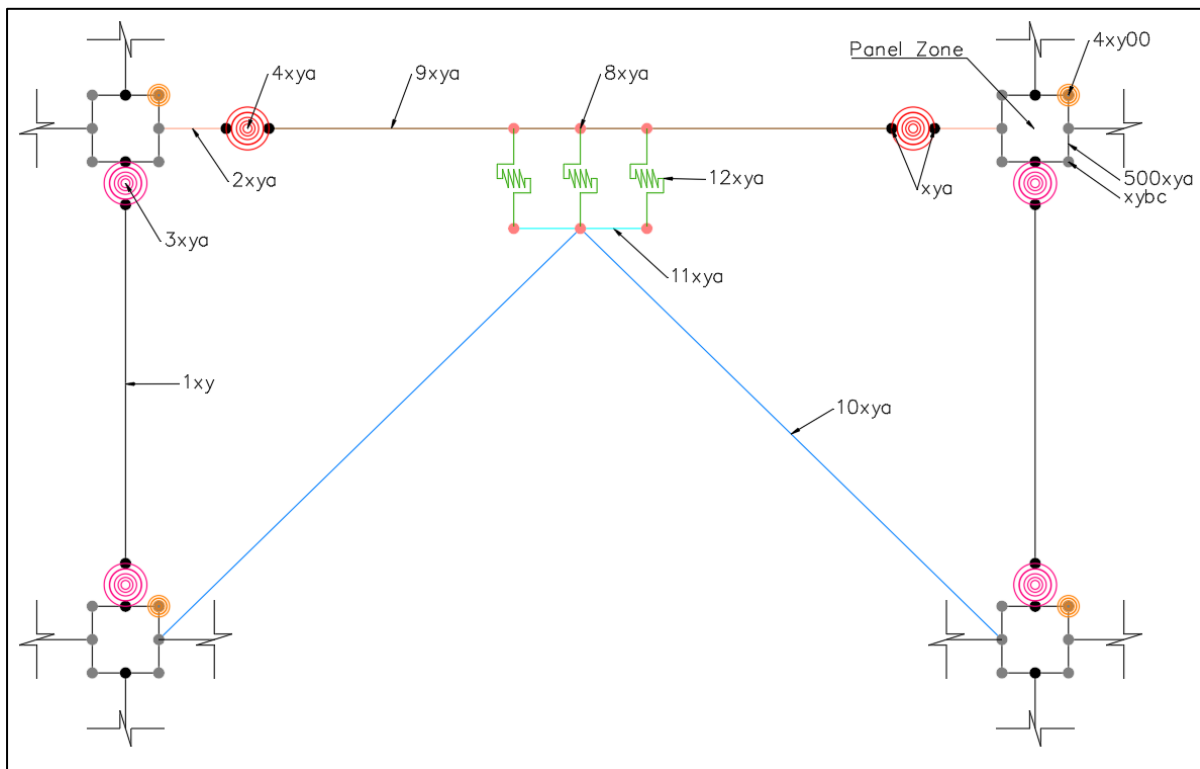


Figura 3-15. Modelo de pórticos con disipadores TADAS y TADAS ranurados

3.3.1. Vigas, Columnas y Rótulas Plásticas

Las vigas y columnas se modelan bajo el concepto de plasticidad concentrada, por lo que se usa una combinación de elementos tipo resorte (Zero Length Element) y elementos elásticos

(Elastic Beam-Column Element) que excluyen el efecto de deformación a corte en el cálculo de rigidez de cada miembro. Los elementos se ensamblan en base al esquema de la *Figura 3-16*. Los resortes contienen la curva histerética del material y esta usa la teoría de deterioro modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler; las rigideces de los elementos entre resortes han sido modificadas para representar adecuadamente las rigideces reales de la estructura.

Para las rótulas plásticas de las columnas se incluye también una reducción de la capacidad a momento debido a que la teoría de deterioro está enfocada en vigas y no incluye la interacción axial-momento. Dicha interacción es importante en el caso de columnas, motivo por el cual esta se incluye mediante la reducción mencionada según las recomendaciones de NIST et al. (2010). El presente trabajo no se centra en la modelación de estos parámetros relacionados con el deterioro de vigas y columnas, por lo que se usa el modelo descrito por Astudillo (2018) donde se realiza un análisis exhaustivo de estas medidas. Consideraciones más detalladas pueden ser revisadas en NIST et al. (2010), ya que este modelo se basa en sus recomendaciones.

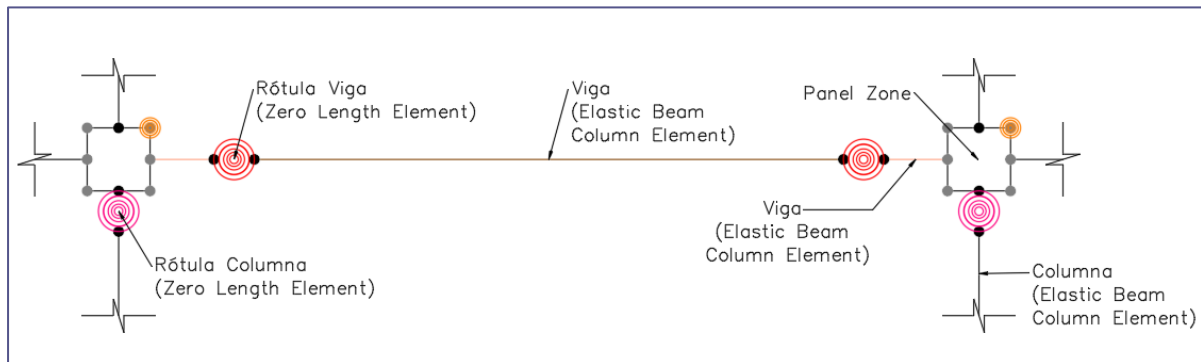


Figura 3-16. Modelo de Vigas y Columnas

3.3.2. Panel Zones: Conexiones Viga-Columna

Las conexiones viga-columna se modelan usando una configuración de 8 elementos elásticos (Elastic Beam-Column Element) y un resorte rotacional (Zero Length Element) para modelar la distorsión por cortante que sufren estos denominados Panel Zones (*Figura 3-17*), en este caso la curva histerética del resorte no incluye deterioro y se usa la planteada en Astudillo (2018).

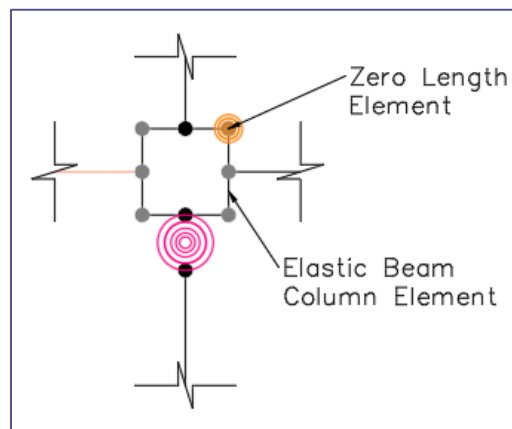


Figura 3-17. Modelo Panel Zone

3.3.3. Configuración Chevrón

Debido a que en el diseño de los dispositivos TADAS se establecen rigideces tales que las diagonales de la configuración Chevrón no actúen en el rango inelástico, estas se modelan con elementos elásticos tipo armadura (Truss Elements) como se muestra en la *Figura 3-18*. La nomenclatura usada para estos es '10xya'. Además, se agrega una restricción a momento en el nodo '8xy3', donde las diagonales se conectan, para representar esa conexión y evitar que se genere un mecanismo.

3.3.4. Dispositivo TADAS

En la *Figura 3-18* se presenta el modelo que se realizó en OpenSees para los disipadores y a continuación se presentan los detalles y consideraciones de la modelación.

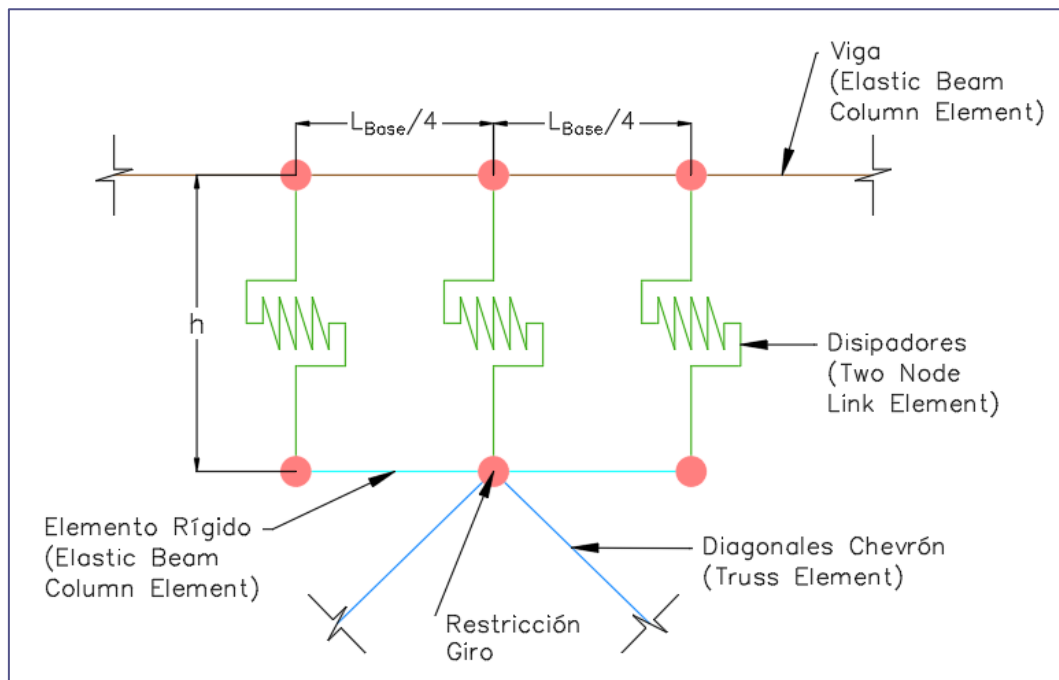


Figura 3-18. Modelo de disipadores

Las placas de los dispositivos TADAS (*Figura 2-16* y *Figura 2-18*) son modeladas como 3 elementos tipo Two Node Link conectados solamente a corte. Estos contienen en la dirección 2 (*Figura 3-19*) las curvas histeréticas correspondientes al comportamiento de TADAS con o sin ranuras, la calibración de estas curvas se detalla en la *Sección 3.3.5* y *3.3.6*. Estos elementos tienen la altura real de las placas de los dispositivos TADAS, por lo que en la definición del mismo se modifica el punto donde actúa el cortante que se genera en el elemento (sDratios en OpenSees), ubicándolo en el nodo inicial (i) de este (*Figura 3-19*) para poder representar adecuadamente el momento que se transmite a la viga en la zona donde se asume empotramiento de las placas (*Figura 2-20*).

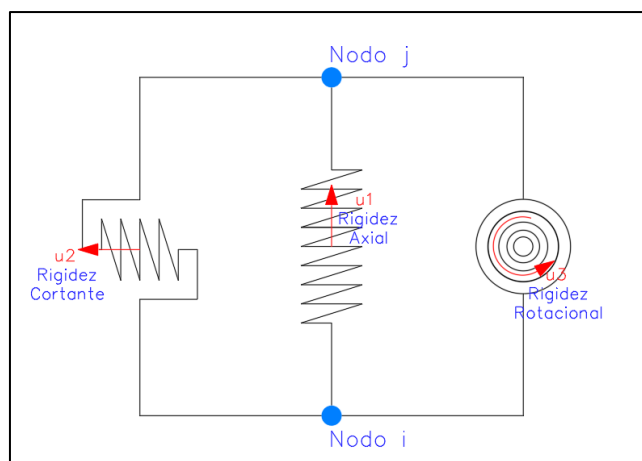


Figura 3-19. Elemento Two Node Link

Debido a que el diseño de los dispositivos se realizó de tal forma que cada vano contenga 9 placas, se concentra en cada elemento Two Node Link la rigidez de 3 de ellas, esto con el fin de colocar en cada uno las curvas histeréticas que contienen diferentes derivas de activación de las placas. En el caso de los dispositivos TADAS las 3 derivas de activación son 0, pero para los TADAS modificados se colocan 3 diferentes para cada grupo de placas, es decir para cada Two Node Link Element. La nomenclatura para estos elementos es '12xya'.

Además, para colocar estos elementos se tuvo que discretizar la viga donde se conectan los mismos, por lo que para los vanos que contienen disipadores los elementos '2xy' son divididos en 4 y toman la nomenclatura de '9xya'. Los nodos usados para definir estos elementos se ubican desde el centro del vano una distancia a la derecha e izquierda igual a un cuarto de la longitud del dispositivo (L_{Base}) y toman la nomenclatura de '8xya'.

Finalmente, los dispositivos TADAS se asientan sobre un elemento que se asume rígido (Figura 3-18) y que se conecta a las diagonales de los dispositivos Chevrón. Estos se representan con la nomenclatura '11xya'.

3.3.5. Material TADAS

Un factor de suma importancia en el modelo son las curvas histeréticas usadas para representar el comportamiento de las placas de los disipadores, ya que estas representan la cantidad de energía disipada por los dispositivos e incluye características como endurecimiento luego de la fluencia, endurecimiento cíclico y degradación. En este caso, como se describe en la Sección 2.3.4, la degradación en los TADAS es despreciable. Debido a las características del comportamiento histerético de las placas (Figura 2-21) se optó por usar el material 'Steel02' de OpenSees, el cual se basa en el modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto con endurecimiento isotrópico (Filippou et al., 1983).

Para calibrar estas curvas se utilizó 3 resultados de diferentes dispositivos TADAS sometidos a cargas cíclicas, 2 dispositivos de Tsai et al. (1993) y 1 dispositivo de Mohammadi et al. (2017). Se validó el modelo comparando la energía disipada por los dispositivos, la cual se representa como el área encerrada bajo la curva de histéresis. Las dimensiones de los dispositivos se presentan en la Tabla 3-9. Los dispositivos 1 y 2 son fabricados con acero

ASTM A36, mientras que el dispositivo 3 tiene un límite de fluencia de 240MPa. Los resultados de esta calibración se presentan en la *Sección 4.3.1*.

Tabla 3-9. Dispositivos usados para calibración de curva histerética

Dispositivo	n	b	t	h	Observación
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
1	8	133	36	269	Dispositivo 2B2 Tsai et al. (1993)
2	8	150	20	270	Dispositivo 1A3 Tsai et al. (1993)
3	6	142	30	345	Mohammadi et al. (2017)

3.3.6. Material TADAS Ranurado

Para poder modelar las características detalladas en la *Sección 2.4*, se utilizó una combinación de materiales de OpenSees y se los implementa en serie para generar el efecto mostrado en la *Figura 2-24*. El primer material utiliza la calibración descrita en la *Sección 3.3.5*, ya que el dispositivo consiste únicamente en incluir espacios para que la placa no tenga contacto con la estructura y el comportamiento histerético de la placa y material es el mismo una vez entre en funcionamiento. El segundo material es un material bilineal que consta de una rigidez cercana a cero (K_o) y otra rigidez que tiende a infinito (K_r) como se muestra en la *Figura 3-20*, el desplazamiento al cual cambia su rigidez es el mismo que la dimensión de la ranura de activación ‘gap’ *Figura 2-23*.

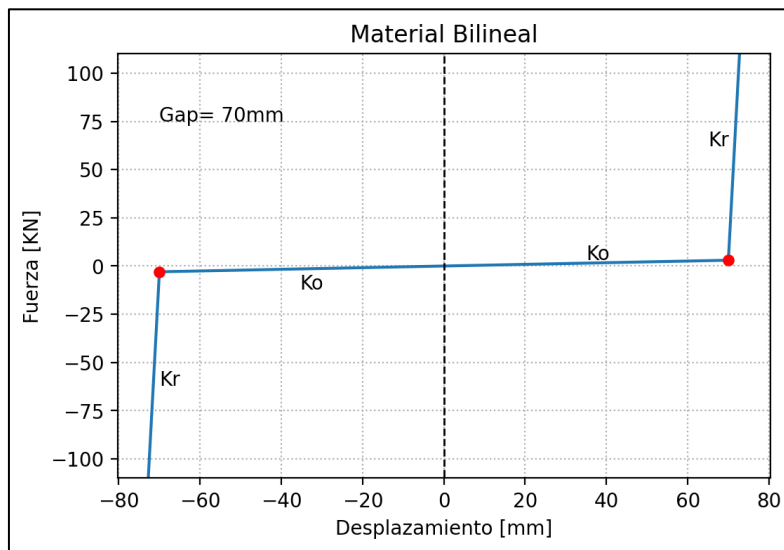


Figura 3-20. Material Bilineal usado para TADAS ranurado

Usando el material ‘Series’ de OpenSees se colocaron los 2 materiales descritos para que trabajen en serie, y este nuevo material es usado en los elementos Two Node Link. La *Ecuación (3-18)* describe la rigidez equivalente de elementos conectados en serie.

$$\frac{1}{K_{Ran}} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \tag{3-18}$$

Donde:

- K_{Ran} Rigidez TADAS ranurado
- K_1 Rigidez material 1 (TADAS convencional)
- K_2 Rigidez material 2 (Bilineal)

Analizando la *Ecuación (3-18)* podemos notar que, cuando K_2 toma un valor cercano a cero (K_0) el término de la derecha de la misma tiende a infinito, lo que implica que K_{Ran} tiende a cero, esto representa la ranura que existe donde la placa se encuentra libre y no aporta rigidez al sistema. Por otro lado cuando K_2 toma un valor cercano a infinito el término de la derecha tiende a ser únicamente $1/K_1$ lo que implica que K_{Ran} sea K_1 , esto representa el momento en el que las placas entran en contacto con la estructura y empieza su ciclo de histéresis que debe ser el mismo que el de dispositivos TADAS convencionales.

De esta forma los dispositivos TADAS ranurados serán modelados con elementos Two Node Link que contienen materiales en serie y en cada elemento se concentran las rigideces de la cantidad de placas ranuradas que se activan a una deriva específica.

Para verificar este comportamiento se usan los resultados experimentales descritos por Hosseini Hashemi & Moaddab (2017) y los resultados se presentan en la *Sección 4.3.2*, por motivos de incongruencias en el reporte de dimensiones de los dispositivos estos fueron usados únicamente para validar el efecto que genera las ranuras en los dispositivos y la implementación de los materiales en serie para su modelado.

3.3.7. Efectos $P - \Delta$

Se usó para todos los elementos del modelo de OpenSees la transformación geométrica '*PDelta*'. Además, para capturar el efecto del peso que no se encuentra en el área tributaria del marco analizado, FEMA et al. (2010) recomienda una configuración denominada '*leaning column*', esta consta de columnas rígidas adicionales que para no modificar la rigidez lateral de la estructura cuentan en sus extremos con resortes con rigidez rotacional igual a cero y se encuentran conectadas al pórtico principal mediante elementos tipo armadura como muestra la *Figura 3-21* con líneas discontinuas. Estas columnas son cargadas con el peso que se encuentra fuera del área tributaria del sistema sismorresistente, estos valores se muestran en *Tabla 3-8*.

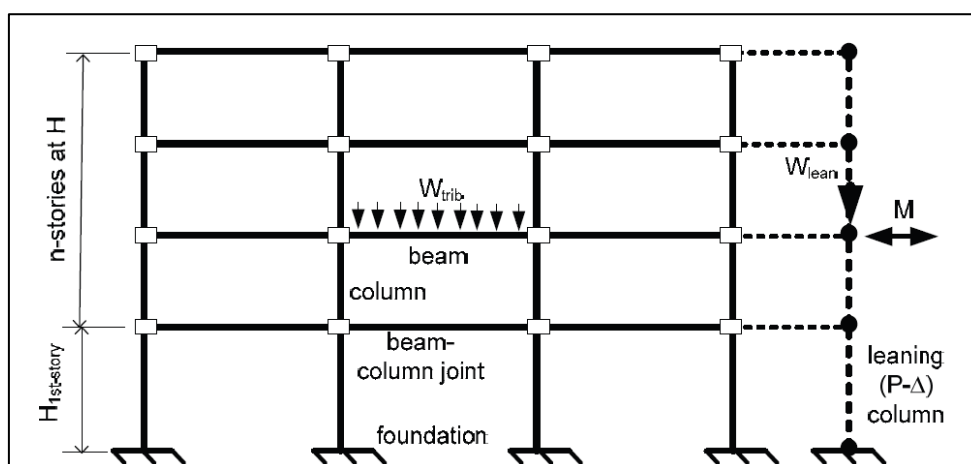


Figura 3-21. Configuración leaning column para incluir efectos P-Delta (FEMA et al., 2010)

El efecto que genera esta configuración '*leaning column*' se muestra en la *Figura 3-22*, esta permite incluir la acción de la carga P . Esta genera una disminución del cortante V necesario para generar un desplazamiento δ , lo cual se puede expresar como una disminución de la rigidez de la estructura. Dicho cortante se calcula como $(K_e - K_G) * \delta$ donde la rigidez

geométrica K_G se calcula como P/h notándose que mientras más grande es P (carga leaning column) más se flexibiliza la estructura (Powell, 2010).

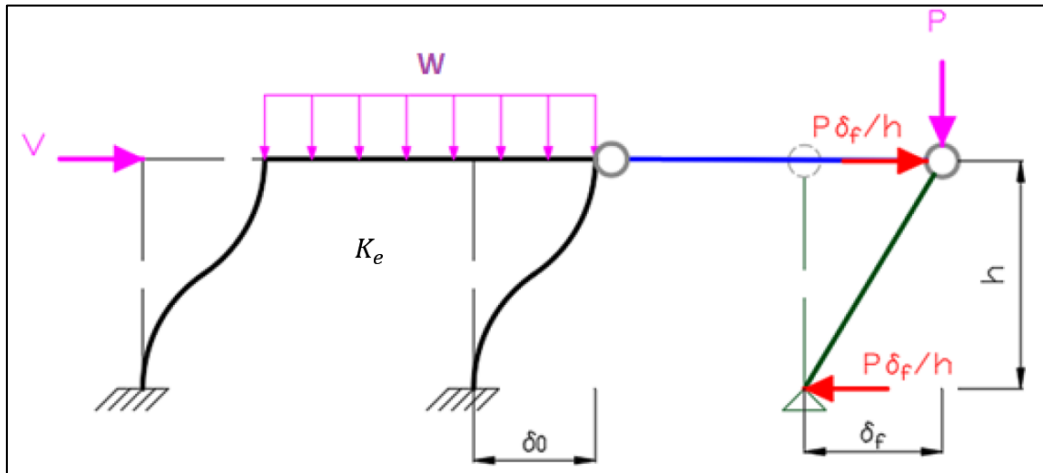


Figura 3-22. Efecto generado por leaning column (Astudillo, 2018)

3.3.8. Modelación del Amortiguamiento

En esta sección se hablará particularmente de cuatro puntos fundamentales en la modelación del amortiguamiento:

- **Razón de Amortiguamiento (ξ):** este parámetro adimensional resulta muy importante en la dinámica estructural, pues permite modelar el amortiguamiento inherente de la estructura. En estructuras de acero generalmente se suelen adoptar valores de amortiguamiento que rondan $2.5\% \leq \xi \leq 5\%$. Esta aseveración puede verse reflejada en la *Tabla 3-10*.

Tabla 3-10. Razones de Amortiguamiento recomendados para diferentes tipos de estructuras y niveles de esfuerzo (Chopra, 2014, p. 454).

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Fracción de amortiguamiento
Esfuerzo de trabajo, menor de aproximadamente la mitad del punto de cedencia	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, concreto debidamente reforzado (sólo agrietamiento leve)	2-3
	Concreto reforzado con grietas considerables	3-5
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones clavadas o atornilladas	5-7
En el punto de cedencia o justo debajo de éste	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado (sin pérdida completa en el presfuerzo)	5-7
	Concreto presforzado con pérdida total del presfuerzo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con uniones clavadas	15-20

De acuerdo a la *Tabla 3-10*, para una estructura de acero con conexiones soldadas que trabaja en bajos niveles de esfuerzo, la razón de amortiguamiento es de $2\% \leq \xi \leq 3\%$. La razón por la cual no se plantea usar razones más altas con niveles de esfuerzo

cercanos al punto de fluencia, es porque la disipación por fluencia de materiales será modelada a través de curvas histeréticas, por lo que no tiene sentido incrementar este valor de amortiguamiento. Todo lo anterior justifica la selección del $\xi = 2.5\%$ para el cálculo de las matrices de amortiguamiento, pues se sabe también que el arquetipo original fue modelado con este mismo valor de razón de amortiguamiento, lo cual puede comprobarse en NIST et al. (2010, p. 6_12).

- **Matriz de Amortiguamiento:** como se explicó en la *Sección 2.1.3*, existen diferentes formas de calcular la matriz de amortiguamiento. Sin embargo, en el modelo de OpenSees se optó por usar el amortiguamiento Rayleigh usando la matriz de rigidez elástica inicial de la estructura y los coeficientes calculados en la primera iteración. De esta forma, la matriz de rigidez se calcula con la *Ecuación (2-17)* con los periodos de T_1 y $0.2T_1$, pues como se corrobora en la *Tabla 4-12* a la *Tabla 4-15*, el periodo de $0.2T_1$ también abarca el 90% de participación de masa, recomendación planteada por Charney (2008, p. 586) y del ASCE (2017, pp. 82, 570). Además, para evitar la generación de los momentos irreales de amortiguamiento en los nodos, se excluye la rigidez de las rótulas plásticas y de los disipadores TADAS a la rigidez (\mathbf{K}_0) computada para el cálculo de la matriz de amortiguamiento (\mathbf{C}).
- **Ajuste del coeficiente proporcional a la rigidez:** como las rótulas fueron modeladas utilizando la teoría de deterioro con el material bilineal de Ibarra, Medina, Krawinkler en OpenSees, Ibarra & Krawinkler (2005, pp. 302–303) mencionan que es necesario realizar un ajuste pues los parámetros para dicho material están considerados para modelar un miembro completo como viga/columna, y no para modelar una sola rótula como material no-lineal y la viga/columna como material elástico. Por dicho motivo, se debe ajustar el coeficiente (a_1) presente en la *Ecuación (2-17)* como se muestra a continuación.

$$a_{1(MOD)} = \frac{n+1}{n_{MOD}} \cdot a_1 \quad (3-19)$$

Apareciendo las variables:

n_{MOD} Factor de ajuste para considerar a las rótulas y viga como un solo miembro estructural. Ibarra & Krawinkler (2005, p. 303) recomiendan usar $n_{MOD} = 10$.

Finalmente, para verificar una adecuada modelación del amortiguamiento en el software OpenSees, se optó por realizar un test de vibración libre causando desplazamientos iniciales proporcionales al primer modo de vibración para así obtener una respuesta armónica de la estructura y poder calcular la razón de amortiguamiento (ξ) y contrastarlo con el amortiguamiento ingresado de 2.5%. Se sabe de antemano que el amortiguamiento que tendrá la estructura será levemente menor debido a los efectos que genera no incluir la rigidez de las rótulas y disipadores en el cálculo de la matriz de amortiguamiento. Dicho esto, la razón de amortiguamiento en un test de vibración libre puede calcularse con la siguiente expresión producto del decaimiento logarítmico que tiene la estructura.

- $$\xi_{DL} = \frac{\ln(u_{MAX(i)}/u_{MAX(i+1)})}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + (\ln(u_{MAX(i)}/u_{MAX(i+1)}))^2}} \quad (3-20)$$



Expresión en la cual:

- $u_{MAX(i)}$ Desplazamiento medido en una cresta “i”.
- $u_{MAX(i+1)}$ Desplazamiento medido en una cresta “i+1”
- ξ_{DL} Razón de amortiguamiento calculado con decaimiento logarítmico.

3.3.9. Otras consideraciones

Las masas descritas en la *Sección 3.2.5* se concentran en los nodos ‘xy05’ que son corresponden a los nodos 05 de cada conexión viga-columna (panel zone) en todos los pisos ‘x’ y columnas ‘y’. Se elimina la deformación axial de vigas bajo la suposición de diafragma rígido, los nodos principales (master) de cada piso son los ‘1y05’ que corresponden a los nodos 05 del panel zone ubicado en la primera columna de cada piso ‘y’.

3.3.10. Nomenclatura Nodos y Elementos

En los puntos anteriores se describe todos los elementos usados y la nomenclatura que les corresponde, la *Tabla 3-11* presenta más detalles de la definición y nomenclatura usada en los modelos.

Tabla 3-11. Nomenclatura usada en los modelos de OpenSees

Nodo/Elemento	Nomenclatura	Descripción
Nodos Principales	xy	<ul style="list-style-type: none"> ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de piso
Nodos rótulas plásticas	xya	<ul style="list-style-type: none"> ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de piso ▪ a: Ubicación respecto a nudo <ul style="list-style-type: none"> 1, 2: Derecha (viga) 3, 4: Izquierda (viga) 5, 6: Abajo (columna) 7, 8: Arriba (columna)
Nodos Panel Zone	xybc	<ul style="list-style-type: none"> ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de piso ▪ bc: Ubicación dentro del panel zone <ul style="list-style-type: none"> 01, 02: Superior izquierda 03, 04: Superior derecha 05: Centro derecha 06, 07: Inferior derecha 08, 09: Inferior izquierda 10: Centro izquierda
Nodo TADAS	8xya	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 8: Nodo para placas TADAS ▪ x: Número de vano ▪ y: Número de piso ▪ a: Ubicación <ul style="list-style-type: none"> 1: Inferior Izquierda 2: Superior Izquierda 3: Inferior Central 4: Superior Central 5: Inferior Derecha 6: Superior Derecha
Columna	1xy	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 1: Columna ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de entrepiso



Viga (Entre rótulas, sin disipadores)	2xy	<ul style="list-style-type: none">2: Vigax: Número de vanoy: Número de piso
Viga (Entre rótulas, con disipadores)	9xya	<ul style="list-style-type: none">9: Viga discretizadax: Número de vanoy: Número de pisoa: Ubicación en el vano<ol style="list-style-type: none">1: Izquierda2: Central Izquierda3: Central Derecha4: Derecha
Viga (Entre rótula y panel zone)	2xya	<ul style="list-style-type: none">2: Vigax: Número de vanoy: Número de pisoa: Ubicación en el vano<ol style="list-style-type: none">1: Izquierda2: Derecha
Elementos panel zone	500xya	<ul style="list-style-type: none">500: Elemento panel zonex: Número de columnay: Número de pisoa: Ubicación en el panel zone<ol style="list-style-type: none">1: Superior izquierda2: Super derecha3: Derecho superior4: Derecho inferior5: Inferior derecho6: Inferior izquierdo7: Izquierdo inferior8: Izquierdo superior
Elemento armadura leaning column	6xy	<ul style="list-style-type: none">6: Elemento armadura para leaning columnx: Número de vanoy: Número de piso
Elemento columna leaning column	7xy	<ul style="list-style-type: none">7: Columna de leaning columnx: Número de columnay: Número de entrepiso
Elemento armadura sistema Chevrón	10xya	<ul style="list-style-type: none">10: Diagonales Chevrónx: Número de vanoy: Número de pisoa: Ubicación<ol style="list-style-type: none">1: Izquierda2: Derecha
Elemento rígido TADAS	11xya	<ul style="list-style-type: none">11: Elemento rígido en la base de TADASx: Número de vanoy: Número de pisoa: Ubicación<ol style="list-style-type: none">1: Izquierda2: Derecha
Elemento Two Node Link TADAS	12xya	<ul style="list-style-type: none">12: Placa TADASx: Número de vanoy: Número de pisoa: Ubicación<ol style="list-style-type: none">1: Centro2: Izquierda3: Derecha
Resorte para rótula columna	3xya	<ul style="list-style-type: none">3: Rótula columnax: Número de columnay: Número de entrepiso

		<ul style="list-style-type: none"> ▪ a: Ubicación en el entrepiso <ul style="list-style-type: none"> 1: Inferior 2: Superior
Resorte para rótula viga	4xya	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 4: Rótula viga ▪ x: Número de vano ▪ y: Número de piso ▪ a: Ubicación en el vano <ul style="list-style-type: none"> 1: Izquierda 2: Derecha
Resorte panel zone	4xy00	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 4: Resorte del panel zone ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de piso
Resorte leaning column	5xya	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 4: Resorte leaning column ▪ x: Número de columna ▪ y: Número de entrepiso ▪ a: Ubicación en el entrepiso <ul style="list-style-type: none"> 1: Inferior 2: Superior

3.3.11. Verificación de modelo para sistema de disipación

Para verificar que el modelo planteado para los disipadores funciona adecuadamente y las fuerzas y deformaciones son transmitidas de forma correcta, se modeló un pórtico (*Figura 3-23*) que fue ensayado experimentalmente por Mohammadi et al. (2017). El mismo fue sometido a un patrón de desplazamientos laterales y los autores reportan la curva histerética desarrollada en el dispositivo TADAS. Los resultados se muestran en la *Sección 4.4*.

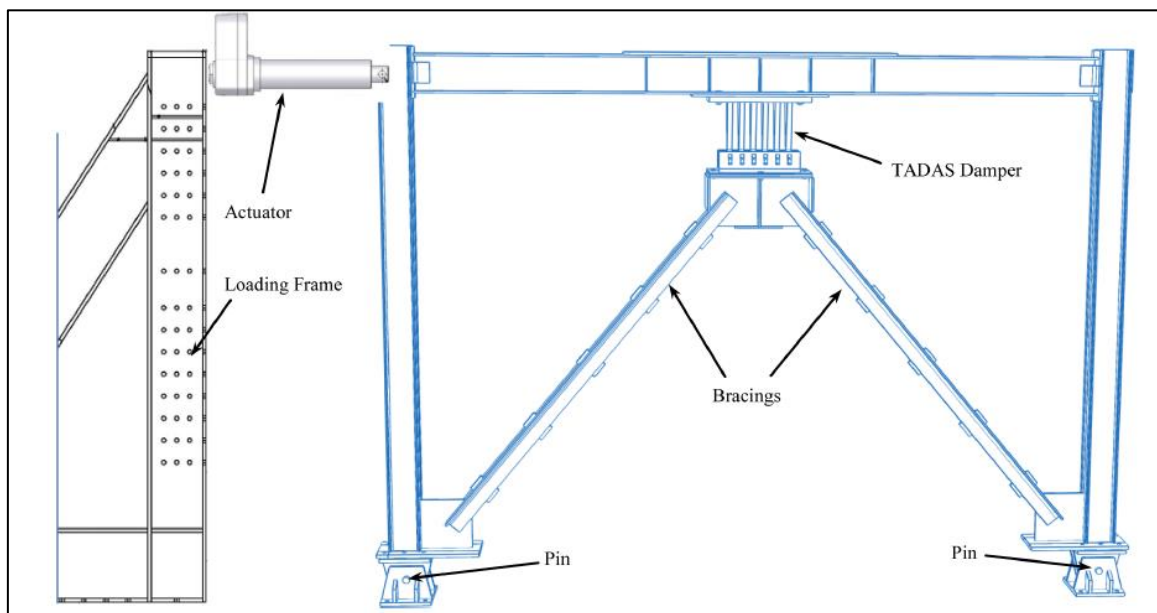


Figura 3-23. Pórtico modelado (Mohammadi et al., 2017).

El patrón de deformaciones que se aplicó se muestra en la *Figura 3-24* y se basa en las consideraciones descritas en ASCE (2014). Como se muestra en la *Figura 3-23*, este fue inducido a través de un dispositivo hidráulico en la esquina superior izquierda del pórtico.

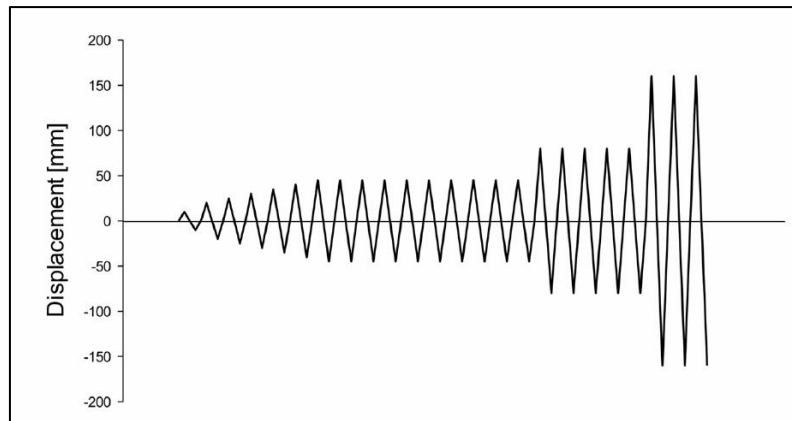


Figura 3-24. Patrón de deformación experimental (Mohammadi et al., 2017)

3.4. Selección de Registros Sísmicos para Análisis Tiempo-Historia

De acuerdo al FEMA P-695, existen algunos criterios que deben cumplirse para seleccionar el conjunto de acelerogramas que se utilizarán en los análisis tiempo-historia de estructuras, principalmente para fines de investigación (FEMA et al., 2010, sec. A). Entre estos criterios destacan:

- **Magnitud de la fuente:** considera que se requieren magnitudes tengan al menos el valor de $M \geq 6.5$ para que represente mayor riesgo de colapso en nuevas estructuras. Cabe aclarar que la magnitud está medida en la escala sismológica de magnitud de momento, por lo que también suele expresarse como M_W .
- **Tipo de Fuente:** deben ser de 'strike slip', la cual es una falla de desgarre horizontal, o también puede ser de fuente *reverse (thrust)* que en español se traduce como falla inversa ocasionada por fuerzas compresivas.
- **Condiciones de Sitio:** los registros sísmicos deben ser grabados en un sitio con roca blanda (clase de sitio C) o en suelo rígido (clase de sitio D).
- **Fuente de sitio:** Puede ser como 'near-field' y 'far-field' o de fuente cercana-lejana.
- **Número de registros por evento sísmico:** Depende de la instrumentación de medición en el sitio, pero para evitar subestimar un evento sísmico, cuando hay más de dos registros que son aplicables, se escoge el de mayor PGV^4 .
- **Registros Sísmicos más fuertes:** Se recomienda limitar los valores de $PGA^5 \geq 0.2g$ y $PGV \geq 15cm/s$. Esto llega a representar cierto daño en edificaciones nuevas.
- **Capacidad de la instrumentación para sismos fuertes:** instrumentos antiguos tenían limitaciones para registrar vibraciones de largo periodo de forma satisfactoria. Se debe asegurar una validez de frecuencia de al menos 4 segundos.
- **Localización del instrumento para sismos fuertes:** en grandes estructuras, suele afectar la interacción suelo-estructura a la señal captada por los instrumentos. Por dicho motivo, se sugiere que los instrumentos estén ubicados en campo abierto o en la planta baja de pequeñas edificaciones.

⁴ **PGV:** "Peak Ground Velocity" que significa la velocidad pico que se mide en un evento sísmico.

⁵ **PGA:** "Peak Ground Acceleration", representa la aceleración máxima registrada durante un evento sísmico.

Para mantener el rigor de la investigación, se optó por utilizar 11 de los 44 registros sísmicos del “*far-field set*” del FEMA P-695, pues están seleccionadas para cumplir las condiciones descritas en la anterior lista de criterios. Por el otro lado, el motivo por el cual se seleccionan los 11 sismos con sus 2 componentes horizontales, es para dar cumplimiento a los requisitos de cantidad mínima necesaria de registros sísmicos para el escalamiento de sismos planteado por el ASCE 7-16, Sección 16.2.2 para la ejecución de análisis dinámicos no lineales en tiempo-historia (ASCE, 2017).

Tabla 3-12. Registros Sísmicos del set “*far - field*” sometidos al escalamiento para análisis tiempo-historia (FEMA et al., 2010).

Set de Registro Sísmico	P695 ID	Dir.	Nombre del Evento Sísmico	Año	Magnitud (M)	Nombre del Archivo	Npts	dt [seg]	PGD [in.]	PGV [in./seg]	PGA [g]
far-field	01	a	Northridge-BH	1994	6.7	MUL009.AT2	2999	0.01	5.180	23.224	0.270
far-field	01	b	Northridge-BH	1994	6.7	MUL279.AT2	2999	0.01	4.362	24.739	0.336
far-field	02	a	Northridge-CC	1994	6.7	LOS000.AT2	1999	0.01	4.603	16.948	0.340
far-field	02	b	Northridge-CC	1994	6.7	LOS270.AT2	1999	0.01	4.930	17.887	0.400
far-field	03	a	Duzce-Bolu	1999	7.1	BOL000.AT2	5590	0.01	9.092	22.255	0.458
far-field	03	b	Duzce-Bolu	1999	7.1	BOL090.AT2	5590	0.01	5.344	24.475	0.518
far-field	04	a	Hector-Hector	1999	7.1	HEC000.AT2	4531	0.01	8.872	11.259	0.289
far-field	04	b	Hector-Hector	1999	7.1	HEC090.AT2	4531	0.01	5.502	16.451	0.367
far-field	05	a	Imperial Valley-Delta	1979	6.5	H-DLT262.AT2	9992	0.01	4.718	10.243	0.311
far-field	05	b	Imperial Valley-Delta	1979	6.5	H-DLT352.AT2	9992	0.01	7.444	13.007	0.460
far-field	06	a	Imperial Valley-EC	1995	6.5	H-E11140.AT2	7807	0.005	6.241	13.577	0.368
far-field	06	b	Imperial Valley-EC	1995	6.5	H-E11230.AT2	7807	0.005	7.313	16.600	0.383
far-field	07	a	Kobe-Nishi Akashi	1995	6.9	NIS000.AT2	4096	0.01	3.757	14.694	0.525
far-field	07	b	Kobe-Nishi Akashi	1995	6.9	NIS090.AT2	4096	0.01	4.438	14.451	0.518
far-field	08	a	Kobe-Shin Osaka	1995	6.9	SHI000.AT2	4096	0.01	3.367	14.918	0.268
far-field	08	b	Kobe-Shin Osaka	1995	6.9	SHI090.AT2	4096	0.01	3.011	11.008	0.233
far-field	09	a	Kocaeli-Duzce	1999	7.5	DZC180.AT2	5437	0.005	17.373	23.181	0.215
far-field	09	b	Kocaeli-Duzce	1999	7.5	DZC270.AT2	5437	0.005	6.937	18.279	0.247
far-field	10	a	Kocaeli-Arcelik	1999	7.5	ARC000.AT2	6000	0.05	5.377	6.972	0.298
far-field	10	b	Kocaeli-Arcelik	1999	7.5	ARC090.AT2	6000	0.05	14.006	15.587	0.204
far-field	11	a	Landers-Yermo	1992	7.3	YER270.AT2	2200	0.02	17.256	20.268	0.242
far-field	11	b	Landers-Yermo	1992	7.3	YER360.AT2	2200	0.02	9.657	11.708	0.150

3.4.1. Espectros Elástico de la estructura y coeficientes de sitio de la Estructura

Modificando los valores de los coeficientes de sitio de la *Tabla 3-4* que se basaban en la norma ASCE 7-06, para utilizar la versión actualizada ASCE 7-16, se incrementa el valor de ($F_V = 2.50$) por los motivos explicados en la *Sección 3.2*. De esta forma, los coeficientes a usar para la construcción del espectro de diseño y MCE son:

Tabla 3-13. Coeficientes de Sitio y Parámetros de Diseño Sísmico para la construcción del espectro de diseño y MCE_R.

Categoría de Diseño Sísmico (SDC)	Sismo Máx. Considerado (MCE)						Sismo De Diseño	
	S_s [g]	F_a [-]	S_{MS} [g]	S_1 [g]	F_V [-]	S_{M1} [g]	S_{DS} [g]	S_{D1} [g]
D_{MAX}	1.5	1.0	1.5	0.6	2.5	1.5	1.0	0.6

La curva del espectro elástico de diseño con la norma ASCE 7-16 se construye dividiendo en cuatro tramos los valores de aceleración espectral (S_a). A continuación, se muestran las fórmulas para sus respectivos tramos.

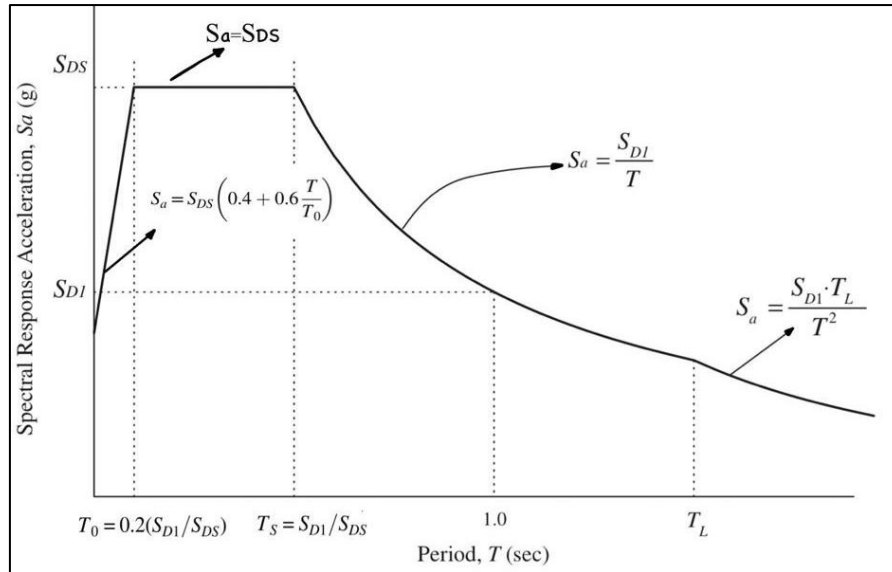


Figura 3-25. Construcción del Espectro de Diseño. Imagen adaptada de ASCE 7-16 Cap. 11.

El último parámetro que queda por definir es (T_L), el cual se define como el periodo de transición de larga duración. Sin embargo, tiene una particularidad de depender de una ubicación geográfica. En el reporte original de donde viene la estructura, no se menciona el lugar sobre el cual se asume que se está diseñando la estructura. Por dicho motivo, se asume que se emplazará la edificación en el estado de California, en una zona en la cual coincide los valores de S_5 y S_1 , para dar congruencia a los parámetros de diseño sísmico y coeficientes de sitio. Por dicho motivo, apoyándose en la *figura 22-14* del ASCE 7-16, se obtiene que ($T_L = 8 \text{ seg}$). Para un mayor detalle, se puede visualizar el *Anexo 5*, en donde se observa el lugar de emplazamiento con su respectivo valor de T_L . Con este parámetro, se tienen todas las variables para construir el espectro elástico de diseño (periodo de retorno de 475 años)

Ahora bien, para elaborar el espectro MCE_R (periodo de retorno de 2500 años) y el espectro en condiciones de servicio (Periodo de retorno de 72 años) se pueden obtener a partir del espectro de diseño multiplicando por un factor. Para el caso del espectro MCE_R la norma ASCE 7-16 es bastante clara y permite multiplicar a los valores del espectro de diseño por un factor de $f_{MCE} = 1.50$, es decir:

$$S_{a\ MCE} = 1.50 \cdot S_{a\ DIS} \tag{3-21}$$

Siendo:

- $S_{a\ MCE}$ Valores de aceleración espectral para sismo MCE_R .
- $S_{a\ DIS}$ Valores de aceleración espectral para sismo de diseño.

Por el otro lado, para calcular las aceleraciones del sismo de servicio, se ha optado por seguir la estrategia planteada en la prenorma FEMA 356, la cual es un plantea un método diferente para calcular las aceleraciones espectrales para el sismo de servicio. FEMA 356 dicta que se deben recalcular los parámetros de diseño sísmico (S_5) y (S_1) mediante la siguiente expresión:

$$S_{S/1\ TR} = \left(\frac{T_R}{475}\right)^{N_{EXP}} \cdot S_{S/1\ DIS} \tag{3-22}$$

En donde:

- $S_{S/1 TR}$ Parámetro S_S y S_1 para un sismo con periodo de retorno T_R .
- T_R Periodo de retorno del sismo en mención. $T_R = 72$ años para el sismo de servicio.
- $S_{S/1 DIS}$ Parámetro S_S y S_1 para el sismo de diseño.
- N_{EXP} Exponente de transformación para sismo de diseño a uno de período de retorno T_R . Se deben usar los valores expuestos en la *Tabla 3-14*.

Tabla 3-14. Valores del exponente (N_{ESP}) para probabilidades de excedencia mayores a 10% cada 50 años para sitios con $S_S \geq 1.50g$ (FEMA et al., 2000, Capítulo 1)

Values of Exponent n for		
Region	S_S	S_1
California	0.44	0.44
Pacific Northwest	0.89	0.96
Intermountain	0.54	0.59
Central US	0.89	0.89
Eastern US	1.25	1.25

Como el estado/región sobre la cual se emplaza la estructura es California, se observa que se adopta $N_{ESP} = 0.44$ tanto para el parámetro S_1 y S_S . Se puede observar que los parámetros (T_o) y (T_S) no varían, pues dependen de la relación directa de S_{D1} y S_{DS} , los cuales mantienen la misma proporción en función de S_S y S_1 . Por lo tanto, debido a que $N_{ESP} = 0.44$ para ambos parámetros, se puede simplificar mucho el proceso de cálculo y de escalamiento de sismos si se multiplica a todo el espectro por el valor de $f_{SERV} = \left(\frac{72}{475}\right)^{0.44} f_{SERV} = \mathbf{0.436}$.

Finalmente, con toda la explicación anterior, se calculan los valores de las aceleraciones espectrales y se grafica el espectro elástico de diseño de aceleración como muestra la siguiente figura.

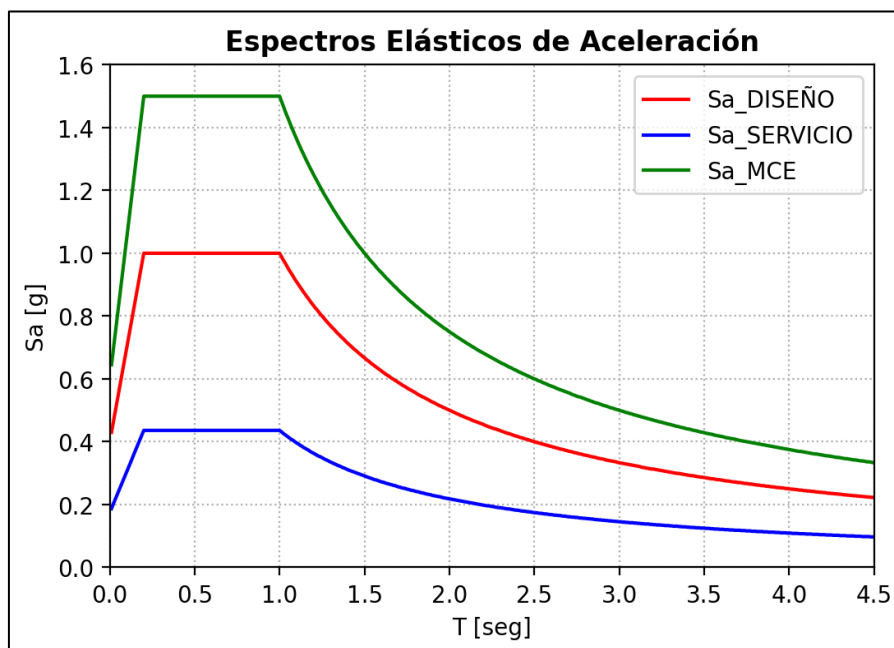


Figura 3-26. Espectros elásticos de aceleración de diseño, servicio y MCE.

3.4.2. Escalamiento de Sismos

De acuerdo al *ASCE 7-16*, para realizar análisis tiempo-historia en estructuras, es indispensable seleccionar al menos 11 eventos sísmicos de similares características para recopilar los datos de sus 2 componentes horizontales ortogonales, lo cual implica un total de 22 registros sísmicos, mismos que se encuentran detallados en la *Tabla 3-12*. El proceso consiste en sacar el espectro de aceleración de los dos componentes horizontales, y aplicar el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados también conocido como SRSS por sus siglas en inglés. (ASCE, 2017).

$$S_{a_{SRSS}} = \sqrt{(S_{a_{comp1}})^2 + (S_{a_{comp2}})^2} \quad (3-23)$$

Ecuación cuyas variables son:

- $S_{a_{SRSS}}$ Aceleración espectral del sismo analizado ponderando las componentes horizontales
- $S_{a_{comp1}}$ Aceleración espectral del componente “1” para un sismo cualquiera
- $S_{a_{comp2}}$ Aceleración espectral del componente “2” para un sismo cualquiera

Para ilustrar metodológicamente el procedimiento, se mostrará la secuencia ejecutada para el sismo de “*Northridge-BH*”. Primero, se obtiene el espectro elástico de aceleración resolviendo la ecuación de movimiento para el sismo en cada una de sus componentes ortogonales en los archivos “*MUL279*” y “*MUL009*”. Después, se obtiene la aceleración espectral SRSS y el mismo paso es ejecutado para el resto de registros sísmicos.

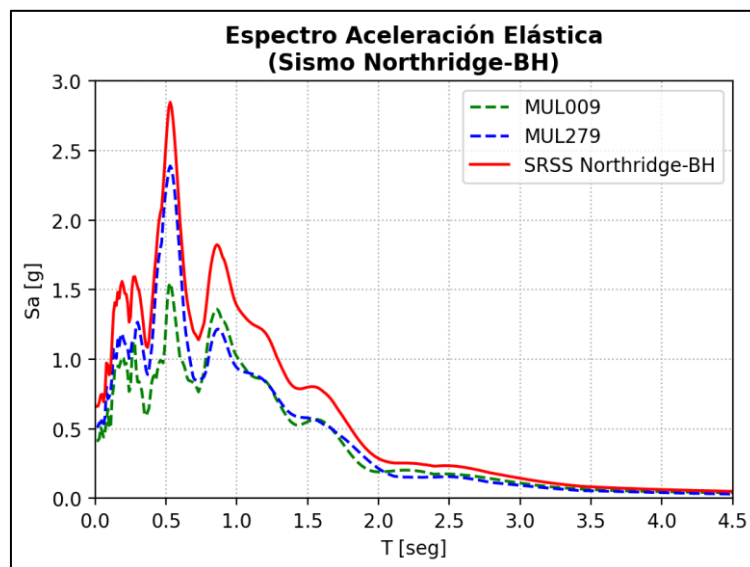


Figura 3-27. Obtención de la aceleración espectral y aplicación de SRSS para el Sismo Northridge - BH.

Segundo, se escala el valor de la aceleración espectral del espectro SRSS de cada sismo para que coincida con el valor de S_a del espectro elástico de diseño para el periodo del primer modo de vibración de la estructura. Esto quiere decir que matemáticamente se empleará la siguiente fórmula:

$$S_{a_{SISMO X}} = S_{a_{SRSS}} \cdot f_{S_{a_{SISMO X}}} \quad (3-24)$$

$$f_{Sa_{SISMO X}} = \frac{Sa_{DISEÑO}(T_n)}{Sa_{SISMO X}(T_n)} \quad (3-25)$$

Debido a que cada arquetipo tiene diferente periodo de vibración (T_n), se mostrará en la *Figura 3-28* el escalamiento llevado a cabo para el primer arquetipo de periodo $T_n = 2.28$ segundos, en el cual resultó que $Sa_{DISEÑO} = 0.439$, $Sa_{MUL} = 0.249$, por lo que el factor resultó ser $f_{Sa_{MUL}} = 1.764$.

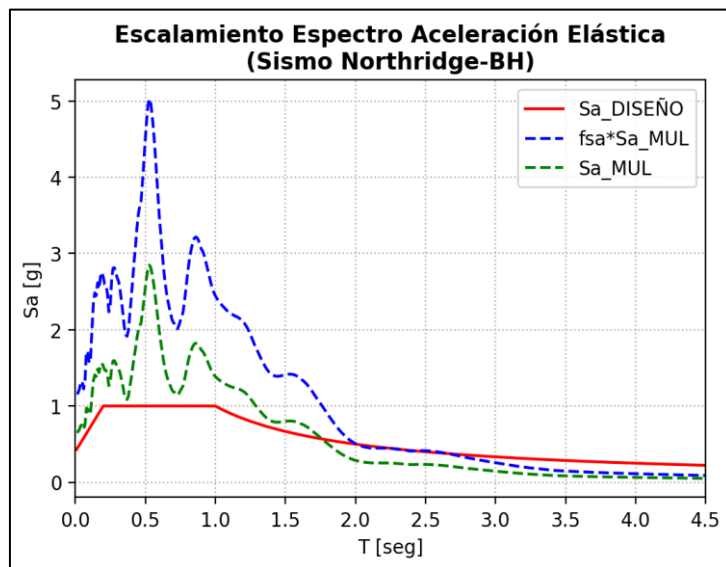


Figura 3-28. Escalamiento de la aceleración espectral para el sismo Northridge-BH en el periodo de $T_n=2.28$ segundos.

Paso siguiente, se escalan las ordenadas espectrales para el periodo predominante del resto de 10 registros sísmicos y se saca un espectro promedio con el total de espectros como puede apreciarse en la *Figura 4-1*. Después, el ASCE 7-16 plantea que se tiene que aplicar un segundo factor de escalamiento, para asegurar que los valores de aceleraciones del espectro promedio, se encuentren por encima de los valores de aceleración del espectro de diseño ($Sa_{DISEÑO}$) en un rango de periodos representativo. El límite inferior viene definido por el periodo cuyo modo asegure un 90% de participación de masa, sin que este valor exceda el 20% del primer periodo de la estructura. Por el otro lado, el límite superior es igual a 1.5 veces el primer periodo de vibración cuando se utilicen análisis dinámicos con el sismo de MCE_R .

Nuevamente, este paso difiere en cada arquetipo pues sus periodos son diferentes. Por tal motivo, cada arquetipo tiene un diferente rango de periodo, el cual se enlistará a continuación:

- **Arquetipo 1:** Rango [0.46 seg – 3.42 seg]. $T_n=2.28$ seg.
- **Arquetipo 2:** Rango [0.26 seg – 1.98 seg]. $T_n=1.32$ seg.
- **Arquetipo 3:** Rango [0.31 seg – 2.33 seg]. $T_n=1.55$ seg.
- **Arquetipo 4:** Rango [0.46 seg – 3.42 seg]. $T_n=2.28$ seg.

Finalmente, se aplica este nuevo factor (f_{prom}) para asegurar que las aceleraciones promedio se encuentren por encima de las aceleraciones del espectro de diseño.

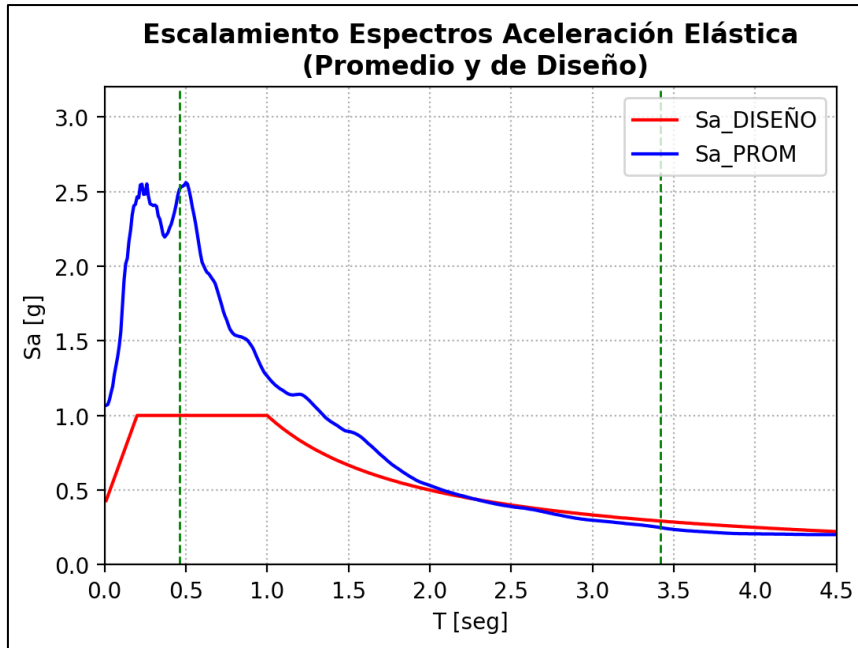


Figura 3-29. Rango de periodo en el cual la aceleración promedio debe ser superior a la de diseño.

Para los registros seleccionados del arquetipo 1, resultó necesario escalar los sismos por un factor $f_{prom} = 1.177$ para que las aceleraciones promedio sean mayores a las de diseño en el rango especificado.

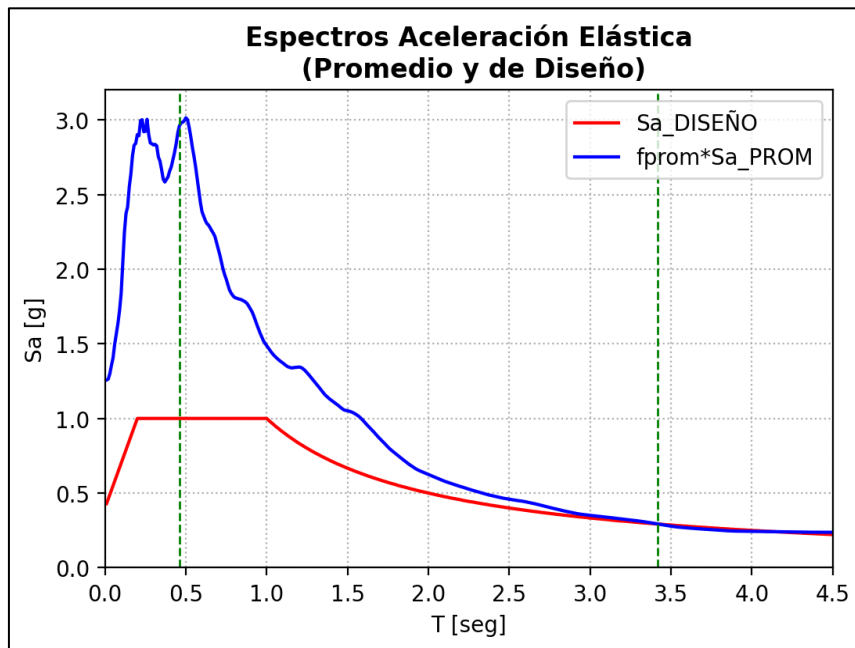


Figura 3-30. Escalamiento de registros sísmicos (factor f_{PROM}).

Finalmente, el factor por el cual se debe multiplicar al registro sísmico para realizar el análisis dinámico no lineal, es $f_{ESC DISEÑO} = f_{PROM} \cdot f_{sa(i)}$. Lo mismo aplica para los factores de escalamiento para el sismo de servicio y MCE integrando los factores respectivos en donde queda que el factor de escalamiento para estos sismos, son: $f_{ESC SERV} = f_{SERV} \cdot f_{PROM} \cdot f_{sa(i)}$ y $f_{ESC MCE} = f_{MCE} \cdot f_{PROM} \cdot f_{sa(i)}$



Debido a la cantidad de tiempo que toma realizar un análisis dinámico no lineal con todas las consideraciones modeladas en OpenSees, se ha optado por realizar el análisis tiempo-historia con seis de los sismos de los que se han utilizado para el escalamiento. Los sismos analizados fueron:

- BOL090.
- H-DLT262.
- H-E11140.
- LOS000.
- MUL009.
- NIS000.

Se decidió escoger estos seis registros sísmicos mencionados previamente, pues algunos de ellos como el BOL090, H-DLT262 o NIS000 tenían una duración extensa que supera los 40 segundos, lo cual se refleja en la *Tabla 3-12*. Por el otro lado, el sismo H-E11140 tenía muy similares factores de escalamiento para los cuatro arquetipos, razón por lo cual se vio oportuno realizar el análisis para evaluar su influencia con este sismo. Finalmente, para el sismo LOS000 se visualizó que los factores de escalamiento eran mayores conforme más rígida era la estructura, efecto opuesto que sucedía con los factores de escalamiento del sismo MUL009, en donde a mayor flexibilidad de la estructura, mayores eran los factores de escalamiento, lo cual puede corroborarse en la *Tabla 4-9*. Con todas estas consideraciones, se espera generar condiciones que no favorezcan a un solo arquetipo y dar confiabilidad a los análisis a realizar.

4. Análisis de Resultados

4.1. Dimensionamiento y masa del sistema de disipación TADAS

Tal como se mencionó en la *Sección 3.1.2*, el primer paso consiste en calcular la rigidez lateral del pórtico (k_f) en cada entrepiso, rigideces las cuales están siendo calculadas con las *fórmulas de Wilbur*, contempladas en las *Ecuaciones (2-27) - (2-30)*. La *Tabla 3-3*, recopila el resumen del cálculo con las variables de altura y secciones de los elementos que constituyen el pórtico especial de acero. La luz de los vanos es de **L=240in**, mientras que el módulo de elasticidad del acero tiene un valor de **E=29 000 ksi**.

Tabla 4-1. Rigidez Lateral (k_f) de cada entrepiso.

Datos en Elevación			Columna Exterior		Columna Interior		Viga		Rigidez	
Piso	Altura [in]	Entrepiso [in]	Sección	I [in ⁴]	Sección	I [in ⁴]	Sección	I [in ⁴]	k_f Lateral [kips/in]	Caso
1	180	180	W24x131	4020	W24x162	5170	W30x108	4470	630.273	Primer Piso
2	336	156	W24x131	4020	W24x162	5170	W30x116	4930	572.810	Segundo Piso
3	492	156	W24x131	4020	W24x162	5170	W30x116	4930	578.596	Piso Intermedio
4	648	156	W24x131	4020	W24x162	5170	W27x94	3270	495.944	Piso Intermedio
5	804	156	W24x131	4020	W24x131	4020	W27x94	3270	418.535	Piso Intermedio
6	960	156	W24x131	4020	W24x131	4020	W24x84	2370	368.442	Piso Intermedio
7	1116	156	W24x94	2700	W24x94	2700	W24x84	2370	296.678	Piso Intermedio
8	1272	156	W24x94	2700	W24x94	2700	W21x68	1480	268.418	Último Piso

NOTA: La rigidez de entrepiso calculada en la *Tabla 4-1* puede contrastarse con la rigidez obtenida mediante métodos matriciales en el *Anexo 2*. Se comprueba que los valores difieren en un 2.5% para los primeros 7 pisos y un 11% para el último piso, por lo que se comprueba la rigidez calculada con las fórmulas de Wilbur.

Después de obtener la rigidez lateral de piso del pórtico sin sistema de disipación TADAS, se calcula la rigidez lateral total del pórtico con disipadores TADAS y diagonales (k_s), y se determina la rigidez del sistema de disipación TADAS con diagonales sin incluir la rigidez lateral del pórtico (k_a) con las *ecuaciones (3-5) y (3-7)* respectivamente. A continuación, se determinan las rigideces equivalentes (k_{EQ}) y rigideces de una sola diagonal (k_{DIAG}) para estimar el área necesaria y así poder definir las dimensiones del perfil HSS rectangular.

Tabla 4-2. Dimensionamiento de las Diagonales para el sistema de arriostramiento Chevrón (Perfil HSS rectangular).

DISEÑO DE DIAGONALES											
Intervalo Piso	k_s [kips/in]	k_a [kips/in]	Núm contravientos	k_{EQ} [kips/in]	θ [grados]	Long [in]	k_{DIAG} [kips/in]	A_{REQ} [in ²]	Sección HSS	Área [in ²]	$k_{REAL DIAG}$ [kips/in]
0-1	1167.2	536.9	2	268.45	54.9	208.9	3322.90	23.9	14x14x1/2	24.6	3415.0
1-2	1060.8	487.9	2	243.97	50.8	189.8	3608.30	23.6	14x14x1/2	24.6	3759.5
2-3	1071.5	492.9	2	246.44	50.8	189.8	3644.75	23.8	14x14x1/2	24.6	3759.5
3-4	918.4	422.5	2	211.24	50.8	189.8	3124.10	20.4	14x14x3/8	18.7	2857.8
4-5	775.1	356.5	2	178.26	50.8	189.8	2636.48	17.2	14x14x3/8	18.7	2857.8
5-6	682.3	313.9	2	156.93	50.9	190.1	2312.11	15.2	12x12x5/16	13.4	2043.7
6-7	549.4	252.7	2	126.36	50.9	190.1	1861.77	12.2	12x12x5/16	13.4	2043.7
7-8	497.1	228.7	2	114.33	50.9	190.1	1684.42	11.0	10x10x5/16	11.1	1692.9

NOTA: El proceso de dimensionamiento contempla pasos iterativos, por lo cual, para calcular el ángulo (θ) y la longitud de las diagonales (L) de la *Tabla 4-2*, se descontó la altura de las placas triangulares TADAS (h) de la *Tabla 4-3*. Es decir, para el primer entrepiso, el ángulo

se calculó como $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{180in-9in}{120in}\right) = 54.9^\circ$ y la longitud $L = \sqrt{(180-9)^2 + \left(\frac{240}{2}\right)^2} = 208.9in$.

Con la rigidez real de las diagonales, se procede a calcular la rigidez requerida en las placas triangulares TADAS (k_{TADAS}) con la Ecuación (2-35), en donde se utiliza el parámetro de diseño $\beta = 0.40$ descrito anteriormente. Finalmente, se establece el número de placas triangulares TADAS presentes en cada contraviento (n) y se determinan las dimensiones de las placas triangulares TADAS, en donde se definen la altura (h), el ancho de la base (b) y su espesor (t) en un proceso iterativo. En la Figura 2-18 se visualizan estas variables descritas. Es importante señalar que en placas, sus dimensiones, en especial su espesor, suelen aproximarse al $\frac{1}{4}$ de pulgada más cercano cuando su espesor excede la 1 pulgada (McCormac & Csernak, 2012, p. 10).

Tabla 4-3. Dimensionamiento de placas triangulares TADAS.

DISEÑO DE PLACAS TADAS								
Piso	$k_{DELASTICO}$ [kips/in]	h [in]	b [in]	t [in]	N [placas]	$k_{REAL TADS}$ [kips/in]	Δy [in]	Δy [mm]
1	1365.984	9	7 1/2	1 1/2	9	1510.42	0.067	1.70
2	1503.791	9	7 1/2	1 1/2	9	1510.42	0.067	1.70
3	1503.791	9	7 1/2	1 1/2	9	1510.42	0.067	1.70
4	1143.126	9	6	1 1/2	9	1208.33	0.067	1.70
5	1143.126	9	6	1 1/2	9	1208.33	0.067	1.70
6	817.469	8 1/2	6	1 1/4	9	830.07	0.072	1.82
7	817.469	8 1/2	6	1 1/4	9	830.07	0.072	1.82
8	677.157	8 1/2	5	1 1/4	9	691.72	0.072	1.82

Por último, es importante realizar una verificación con los parámetros β y α considerando las secciones reales de los miembros HSS de las diagonales y de las dimensiones de las placas triangulares TADAS.

Tabla 4-4. Recálculo de los factores (β) y (α)

Verificación de Factores de Rigidez Reales								
Piso	$k_{REAL TADAS}$ [kips/in]	k_{DIAG} [kips/in]	k_f [kips/in]	β_{REAL}	$k_{EQ REAL}$ [kips/in]	k_g [kips/in]	k_s [kips/in]	α_{REAL}
1	1510.42	3414.96	630.273	0.44	302.474	604.949	1235.222	0.51
2	1510.42	3759.48	572.810	0.40	255.240	510.481	1083.290	0.53
3	1510.42	3759.48	578.596	0.40	255.240	510.481	1089.077	0.53
4	1208.33	2857.81	495.944	0.42	203.468	406.937	902.881	0.55
5	1208.33	2857.81	418.535	0.42	203.468	406.937	825.472	0.51
6	830.07	2043.67	368.442	0.41	140.700	281.400	649.842	0.57
7	830.07	2043.67	296.678	0.41	140.700	281.400	578.078	0.51
8	691.72	1692.89	268.418	0.41	117.201	234.403	502.821	0.53

De acuerdo a la Tabla 4-4, se comprueba que los parámetros β rondan entre 0.40-0.44, acercándose al valor óptimo de $\beta_{OPT} = 0.40$. Por el otro lado, los parámetros α varían entre 0.51-0.57, los cuales están muy cercanos al valor de diseño $\alpha_{OPT} = 0.54$. En consecuencia, se asegura que se realizó un diseño satisfactorio con la metodología de Vargas-Nanullasmú-Tena-Hernández.

Una vez se tienen definidas las dimensiones, se requieren estimar las masas y pesos que representan en la estructura para incluirlas en el modelo estructural. Lo primero corresponde a la contribución de las diagonales, la cual se calcula con su longitud multiplicada por el peso por unidad de longitud. Se utilizó un factor de gravedad de $g = 386.2 \text{ in/s}^2$. Se concentrarán las masas y pesos en los nodos del piso inferior, por lo cual se tiene:

Tabla 4-5. Aporte de Masas de las Diagonales HSS a la estructura.

APORTE DE DIAGONALES A MASA DEL EDIFICIO.							
Intervalo Piso	N Diagonales	Sección	Peso [lb/ft]	Long [ft]	Peso [lb]	Masa [kip*s ² /in]	Piso al que va Masa
0-1	4	14 x 14 x 1/2	89.68	17.41	6244.85	1.62E-02	0
1-2	4	14 x 14 x 1/2	89.68	15.81	5672.57	1.47E-02	1
2-3	4	14 x 14 x 1/2	89.68	15.81	5672.57	1.47E-02	2
3-4	4	14 x 14 x 3/8	68.31	15.81	4320.84	1.12E-02	3
4-5	4	14 x 14 x 3/8	68.31	15.81	4320.84	1.12E-02	4
5-6	4	12 x 12 x 5/16	48.86	15.85	3096.88	8.02E-03	5
6-7	4	12 x 12 x 5/16	48.86	15.85	3096.88	8.02E-03	6
7-8	4	10 x 10 x 5/16	40.35	15.85	2557.49	6.62E-03	7

Posteriormente, se calcula el peso del conjunto de placas situadas sobre las diagonales. Sin embargo, difieren para el caso 2 (estructura con disipadores TADAS sin ranuras) y para el caso 3 (estructura con disipadores TADAS con ranuras). Por lo tanto, se procede a calcular las dimensiones de la base para cada caso y también sus respectivas masas de aporte. La longitud de la placa base que conecta los TADAS con las diagonales chevrón, se determina con la Ecuación (3-12). Para los TADAS ranurados se consideró una deriva de entrepiso de activación de 0.5% para 3 placas triangulares y otra de 1% para otras 3 placas triangulares.

Tabla 4-6. Longitudes de la placa Base para Caso 2 (TADAS sin ranuras) y Caso 3-4 (TADAS con ranuras).

Cálculo de la placa de conexión de base de TADAS-Chevron					
Piso	Separación entre TADAS [in]	Distancia requerida por placas [in]	L _{BASE} para TADAS sin ranuras [in]	Distancia requerida Incluyendo Ranuras [in]	L _{BASE} para TADAS con ranuras [in]
1	2 1/4	31 1/2	32.0	39 3/5	40.0
2	2 1/4	31 1/2	32.0	38 1/2	39.0
3	2 1/4	31 1/2	32.0	38 1/2	39.0
4	2 1/4	31 1/2	32.0	38 1/2	39.0
5	2 1/4	31 1/2	32.0	38 1/2	39.0
6	2 1/4	29 1/4	30.0	36 1/4	37.0
7	2 1/4	29 1/4	30.0	36 1/4	37.0
8	2 1/4	29 1/4	30.0	36 1/4	37.0

Las celdas de color azul de la Tabla 4-6 muestran las dimensiones de la placa base, las cuales son necesarias para modelar los nodos de los TADAS idealizados como resortes a corte (referirse a Figura 3-18). Por ejemplo, para el caso 2 de TADAS sin ranuras, se calcula como $L_{BASE} = 9 \cdot 1.5 + 8 \cdot 2.25 = 31.5 \approx 32 \text{ in}$. Por el otro lado, para el caso 3 de TADAS con ranuras, se calcula con las derivas de 1% y 0.5% con su altura de entrepiso de 180 in en el primer nivel $L_{BASE} = 9 \cdot 1.5 + 8 \cdot 2.25 + 0.005 \cdot 180 \cdot 3 + 0.01 \cdot 180 \cdot 3 = 39.6 \text{ in} \approx 40 \text{ in}$.

Para el cálculo de la masa de aporte de las placas de los disipadores sísmicos, se consideró una densidad del acero de $\gamma_{STEEL} = 0.284 \text{ lb}_f/\text{in}^3$. Las dimensiones esquematizadas de la placa inferior, superior, placas de conexión a los pernos y placas acopladas a las diagonales, se encuentran plasmadas en la *Figura 3-3*. Sin embargo, debido a que la longitud de la placa base (L_{BASE}) varía dependiendo de si se usan TADAS ranurados o no ranurados, se presenta a continuación el cálculo de masas para ambos casos.

Tabla 4-7. Masas de aporte del sistema disipador (Caso 2 - TADAS no ranurados).

APORTE DE DISIPADOR A MASA DEL EDIFICIO (NO RANURADO).								
Piso	Vol Placa Triangular. [in ³]	Vol Placa Inf y Sup. [in ³]	Vol Placas de conexión [in ³]	Vol Placa acoplada a diagonales [in ³]	Vol Total [in ³]	Masa TADAS [kip*s ² /in]	Masa Chevron [kip*s ² /in]	Masa [kip*s ² /in]
1	455.63	672.00	256.00	560.00	1943.63	1.43E-03	1.47E-02	1.61E-02
2	455.63	672.00	256.00	560.00	1943.63	1.43E-03	1.47E-02	1.61E-02
3	455.63	672.00	256.00	560.00	1943.63	1.43E-03	1.12E-02	1.26E-02
4	364.50	576.00	256.00	560.00	1756.50	1.29E-03	1.12E-02	1.25E-02
5	364.50	576.00	256.00	560.00	1756.50	1.29E-03	8.02E-03	9.31E-03
6	286.88	540.00	240.00	450.00	1516.88	1.12E-03	8.02E-03	9.13E-03
7	286.88	540.00	240.00	450.00	1516.88	1.12E-03	6.62E-03	7.74E-03
8	239.06	480.00	240.00	375.00	1334.06	9.81E-04	0	9.81E-04

Las longitudes de las placas base (L_{BASE}) se encuentran plasmadas en la *Tabla 4-6*.

Tabla 4-8. Masas de aporte del sistema disipador (Caso 3 y 4 - TADAS ranurados).

APORTE DE DISIPADOR A MASA DEL EDIFICIO (RANURADO).								
Piso	Vol Placa Triangular. [in ³]	Vol Placa Inf y Sup. [in ³]	Vol Placas de conexión [in ³]	Vol Placa acoplada a diagonales [in ³]	Vol Total [in ³]	Masa TADAS [kip*s ² /in]	Masa Chevron [kip*s ² /in]	Masa [kip*s ² /in]
1	455.63	840.00	320.00	700.00	2315.63	1.70E-03	1.47E-02	1.64E-02
2	455.63	819.00	312.00	682.50	2269.13	1.67E-03	1.47E-02	1.64E-02
3	455.63	819.00	312.00	682.50	2269.13	1.67E-03	1.12E-02	1.29E-02
4	364.50	702.00	312.00	682.50	2061.00	1.52E-03	1.12E-02	1.27E-02
5	364.50	702.00	312.00	682.50	2061.00	1.52E-03	8.02E-03	9.53E-03
6	286.88	666.00	296.00	555.00	1803.88	1.33E-03	8.02E-03	9.35E-03
7	286.88	666.00	296.00	555.00	1803.88	1.33E-03	6.62E-03	7.95E-03
8	239.06	592.00	296.00	462.50	1589.56	1.17E-03	0	1.17E-03

4.2. Factores de Escalamiento de Sismos

Aplicando la metodología descrita en la *Sección 3.4.2*, se determinaron los factores de escalamiento para el sismo de servicio (72 años), sismo de diseño (475 años) y sismo máximo considerado MCE (2500 años) para cada uno de los cuatro arquetipos. En la *Tabla 4-9* se resumen los factores de escalamiento.

Tabla 4-9. Factores de Escalamiento para sismo de diseño, servicio y MCE para los 3 arquetipos de estudio.

Arquetipo y Características	Núm Sismo	ID	$f_{Sa}()$ [-]	f_{PROM} [-]	$f_{ESC DISEÑO}$ [-]	$f_{ESC SERVICIO}$ [-]	$f_{ESC MCE}$ [-]
Arquetipo 1 y 4: Estructura Original. T=2.28 seg. Sa=0.439 (Diseño)	1	ARC	5.889	1.177	6.934	3.023	10.400
	2	BOL	1.589	1.177	1.871	0.816	2.807
	3	DZC	1.090	1.177	1.284	0.560	1.926
	4	H-DLT	2.020	1.177	2.378	1.037	3.567
	5	H-E11	2.084	1.177	2.453	1.070	3.680
	6	HEC	2.376	1.177	2.797	1.220	4.196
	7	LOS	1.588	1.177	1.870	0.815	2.804
	8	MUL	1.764	1.177	2.077	0.906	3.116
	9	NIS	1.656	1.177	1.949	0.850	2.924
	10	SHI	2.554	1.177	3.007	1.311	4.511
	11	YER	2.727	1.177	3.211	1.400	4.816
Arquetipo 2: Estructura con TADAS convencionales. T=1.32 seg. Sa=0.758 (Diseño)	1	ARC	4.702	1.130	5.314	2.317	7.971
	2	BOL	1.140	1.130	1.288	0.562	1.932
	3	DZC	1.072	1.130	1.211	0.528	1.817
	4	H-DLT	2.165	1.130	2.447	1.067	3.670
	5	H-E11	1.969	1.130	2.226	0.970	3.338
	6	HEC	1.243	1.130	1.405	0.612	2.107
	7	LOS	1.982	1.130	2.240	0.977	3.360
	8	MUL	0.812	1.130	0.917	0.400	1.376
	9	NIS	2.627	1.130	2.969	1.294	4.453
	10	SHI	1.712	1.130	1.935	0.844	2.903
	11	YER	1.183	1.130	1.337	0.583	2.006
Arquetipo 3: Estructura con TADAS ranurados. T=1.55 seg. Sa=0.645 (Diseño)	1	ARC	5.070	1.248	6.325	2.758	9.487
	2	BOL	1.443	1.248	1.800	0.785	2.700
	3	DZC	1.088	1.248	1.357	0.592	2.036
	4	H-DLT	1.255	1.248	1.565	0.683	2.348
	5	H-E11	1.818	1.248	2.268	0.989	3.403
	6	HEC	1.402	1.248	1.750	0.763	2.624
	7	LOS	1.546	1.248	1.928	0.841	2.893
	8	MUL	0.805	1.248	1.004	0.438	1.505
	9	NIS	2.124	1.248	2.650	1.155	3.975
	10	SHI	2.107	1.248	2.629	1.146	3.943
	11	YER	1.381	1.248	1.723	0.751	2.585

De la *Tabla 4-9*, se puede corroborar que en general, los factores de escalamiento de sismos son más altos conforme aumenta el periodo de la estructura; sin embargo, existen sismos en los cuales ocurre lo contrario. Estos sismos tienen el ID de “LOS” y “NIS”, en los cuales, a mayor periodo de vibración de la estructura, menor es el factor de escalamiento para los diferentes sismos. Por lo tanto, se observa que existe un comportamiento relativamente errático en cuanto a los factores de escalamiento. En adición, la *Figura 4-1* permite entender de manera visual el escalamiento de los sismos en donde se asegura que el espectro promedio se encuentre encima de la aceleración espectral de diseño (S_a) por efecto de los factores de escalamiento para el arquetipo 1. El mismo análisis se llevó a cabo para el resto de arquetipos, en donde los factores de escalamiento obtenidos se resumen en la tabla anterior. Los datos remarcados en negrita señalan los factores de los sismos utilizados para el análisis dinámico no lineal (análisis tiempo – historia) ejecutados en OpenSees. Por el tiempo de procesamiento, no se evaluaron el resto de sismos.

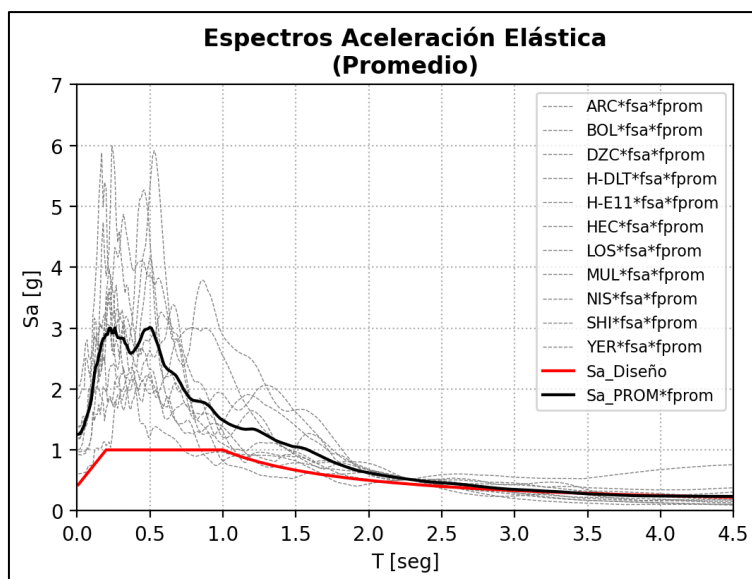


Figura 4-1. Obtención del espectro promedio de respuesta de los 11 registros sísmicos empleados respecto a espectro de diseño en el Arquetipo 1.

4.3. Calibración de Curvas Histeréticas

4.3.1. Dispositivo TADAS

Como se mencionó en la Sección 3.3.5, se usó el material ‘Steel02’ de OpenSees para representar el comportamiento histerético de los dispositivos TADAS. Este material consta de ocho parámetros que determinan la forma de la curva y fueron calibrados con los dispositivos descritos en la misma sección. Los valores que producen mejores resultados se presentan en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10. Parámetros de OpenSees para la calibración de curva histerética

Parámetro	Valor
b	0.005
R0	30.0
CR1	0.959
CR2	0.50
a1	0.097
a2	1.00
a3	0.097
a4	1.00

Para el dispositivo 1 se comparó la energía total disipada por todos los ciclos de histéresis a los que se somete el disipador. Por otra parte, para los dispositivos 2 y 3 no se usó la curva histerética completa experimental, debido a que los autores de los ensayos para el dispositivo 2 no detallan el patrón de deformaciones, y para el dispositivo 3 no muestran claramente los resultados referentes a los ciclos iniciales de carga. Por este motivo para el dispositivo dos y tres se ha integrado en los ciclos externos y ciclos parciales. Los ciclos usados y los resultados de la calibración se muestran en la Figura 4-2. Además, el porcentaje de error de la modelación respecto a los resultados experimentales se muestra en la Tabla 4-11.

Tabla 4-11. Error en calibración de curvas histeréticas

Dispositivo	Energía Experimental [kN - mm]	Energía Analítica OpenSees [kN - mm]	Error [%]	Rango de Integración
1	1081345	995237.1402	-7.96	Toda la Curva
2	85388	77965	-8.69	Ciclos Externos
3	289906	271315	-6.41	Curva Parcial

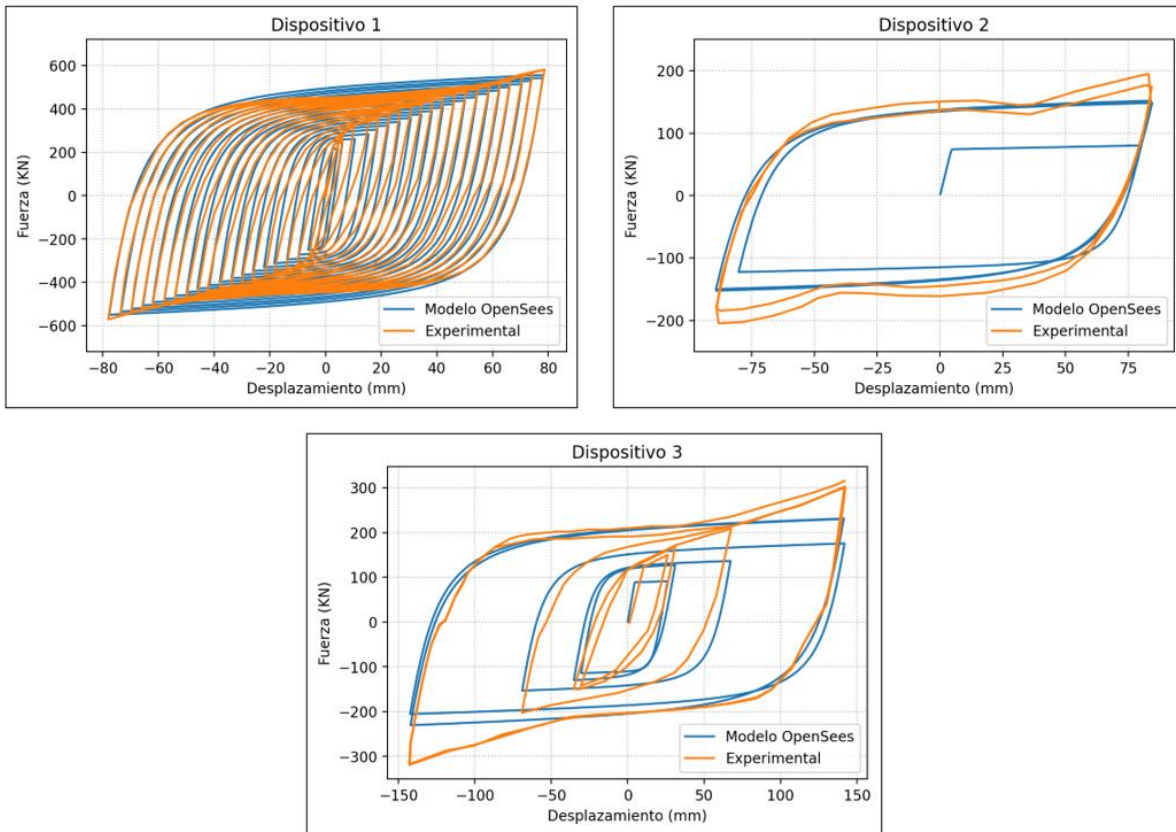


Figura 4-2. Resultados de calibración de curvas histeréticas

El principal factor que influye en el error de la modelación, es el endurecimiento que presentan los dispositivos a grandes deformaciones, lo que genera picos en los extremos de la curva pues el material usado (*Steel02*) no puede replicar esta característica. Dargush & Soong (1995) menciona que este fenómeno se atribuía inicialmente a un repentino endurecimiento del material, pero esta no es la verdadera causa, pues indica que este sobre endurecimiento se debe a efectos geométricos y que puede ser modelado numéricamente. OpenSees cuenta con el material '*CastFuse*' el cual puede replicar estas características de endurecimiento geométrico y se ajusta de mejor manera a los resultados experimentales, como se muestra en la *Figura 4-3*. Además, al integrar la curva experimental y la curva generada en OpenSees con el material '*CastFuse*', se tiene que valores de energía de 289905.63 kN - mm y 286693.89 kN - mm respectivamente, que representa un error de apenas el 1.1% en el ajuste.

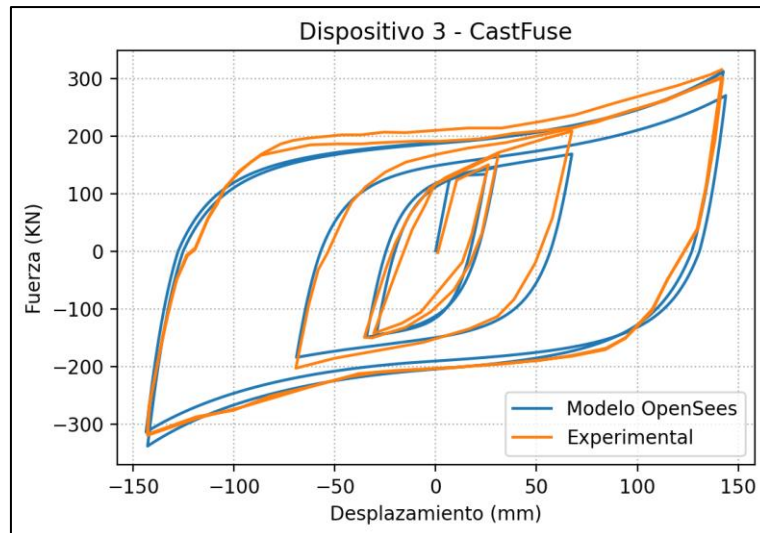


Figura 4-3. Curva Histerética modelada usando material CastFuse

Pese a que el ajuste de la curva histerética es claramente mejor usando el material 'CastFuse' con respecto al material 'Steel02', este no fue implementado en el modelo debido a que el endurecimiento sigue una tendencia de crecimiento infinito y para deformaciones excesivas, la rigidez crece en desmedida como se muestra en la Figura 4-4.

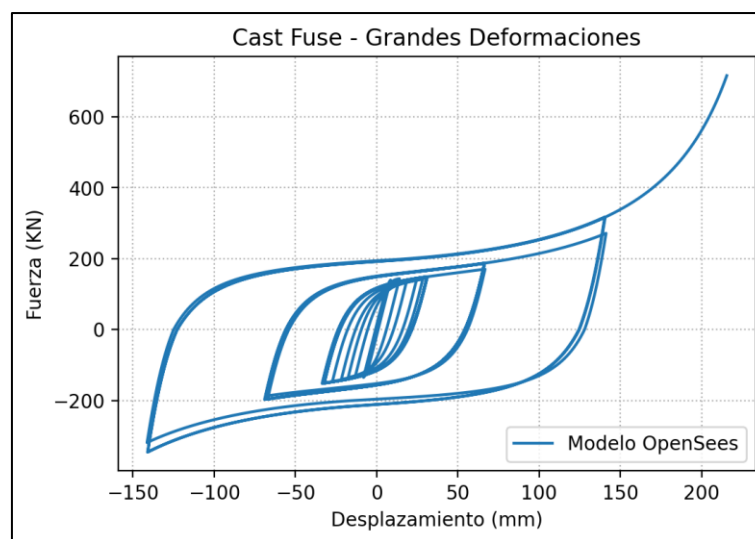


Figura 4-4. Material CastFuse sometido a grandes deformaciones

Este endurecimiento indefinido genera problemas numéricos de convergencia y además en el análisis Pushover se identificó que rigidiza de forma irreal y excesiva la estructura, presentando errores como el mostrado en la Figura 4-5 donde la capacidad de la estructura crece de forma desproporcionada. Mohammadi et al. (2017) presenta un análisis Pushover de un dispositivo TADAS donde no se evidencia este efecto de endurecimiento excesivo que genera el material 'CastFuse'. Como se mencionó antes, por estos errores que genera el material 'CastFuse' se optó por usar el modelo calibrado con 'Steel02'.

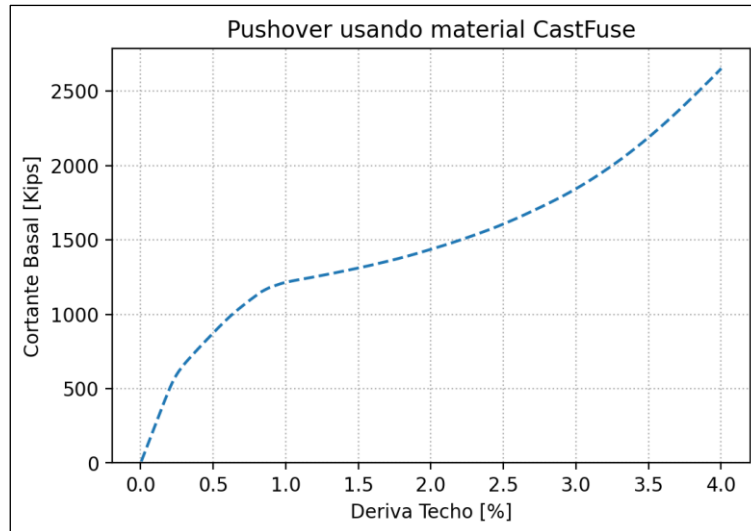


Figura 4-5. Error en análisis Pushover ocasionado por material CastFuse

4.3.2. Dispositivo TADAS Modificado

Usando los materiales y el procedimiento descrito en la *Sección 3.3.6* se representó el comportamiento histerético de las placas individuales ranuradas y del dispositivo modificado. La *Figura 4-6* muestra el resultado de usar en serie el material ‘*Bilinear*’ (*Figura 3-20*) con el material ‘*Steel02*’, previamente calibrado para dispositivos TADAS convencionales, en un elemento Two Node Link y someterlo a una carga cíclica cualquiera; esto representa la curva histerética de una placa individual desacoplada. De forma ilustrativa esta tiene un gap de 70mm, por lo que durante ese rango el elemento no presenta rigidez hasta que se mueve una distancia de igual magnitud y entra en contacto con la estructura, por lo que su comportamiento cambia al de una placa de un dispositivo TADAS convencional.

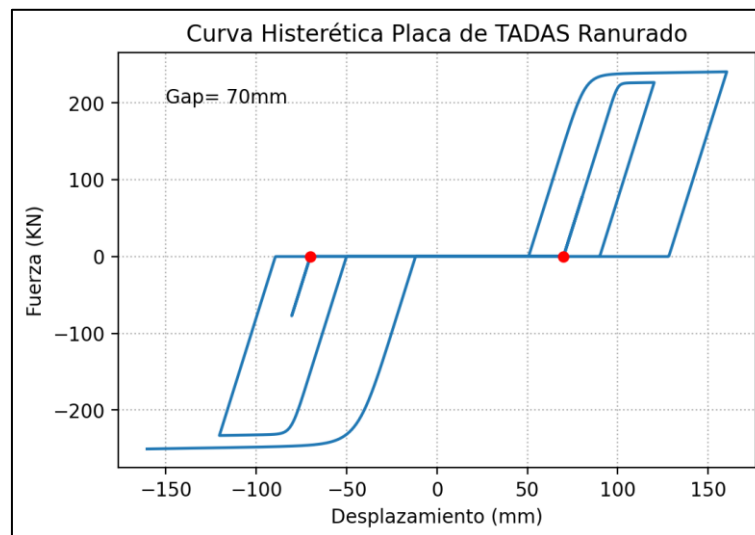


Figura 4-6. Curva histerética de placa ranurada

Para el caso de estudio de Hosseini Hashemi & Moaddab (2017) se tiene 2 grupos de placas, donde el primero tiene 1 placa y un gap de cero, y el segundo tiene 1 placa y un gap de 17mm. Por lo que se usan 2 elementos Two Node Link, uno solo con el material ‘*Steel02*’ calibrado para TADAS convencionales, y otro con material en serie que contiene el material bilineal con

un gap de 17mm y el material 'Steel02'. En la *Figura 4-7* y *Figura 4-8* se muestra las curvas histeréticas de los 2 elementos Two Node Link por separado, que representa las fuerzas desarrolladas en las placas convencionales y ranuradas respectivamente.

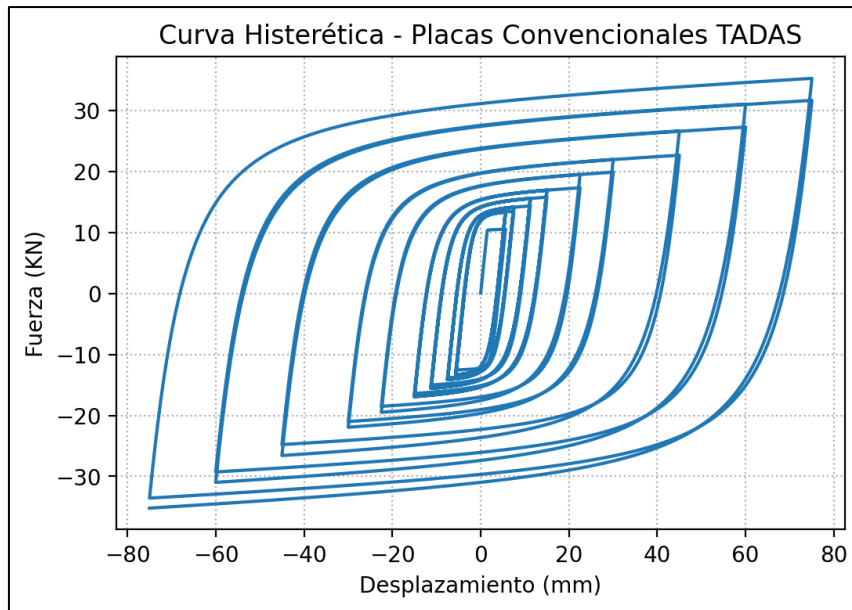


Figura 4-7. Curva Histerética para placas convencionales en Hosseini Hashemi & Moaddab (2017)

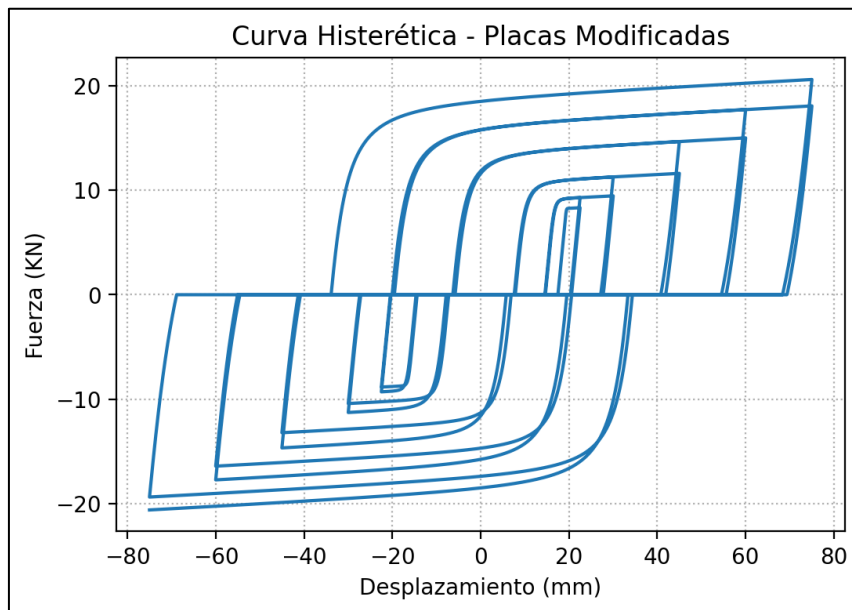


Figura 4-8. Curva Histerética para placas modificadas en Hosseini Hashemi & Moaddab (2017)

Para obtener el resultado del comportamiento total de los dispositivos, se suman estas 2 curvas histeréticas, esto se muestra en la *Figura 4-9* en contraste con el resultado experimental.

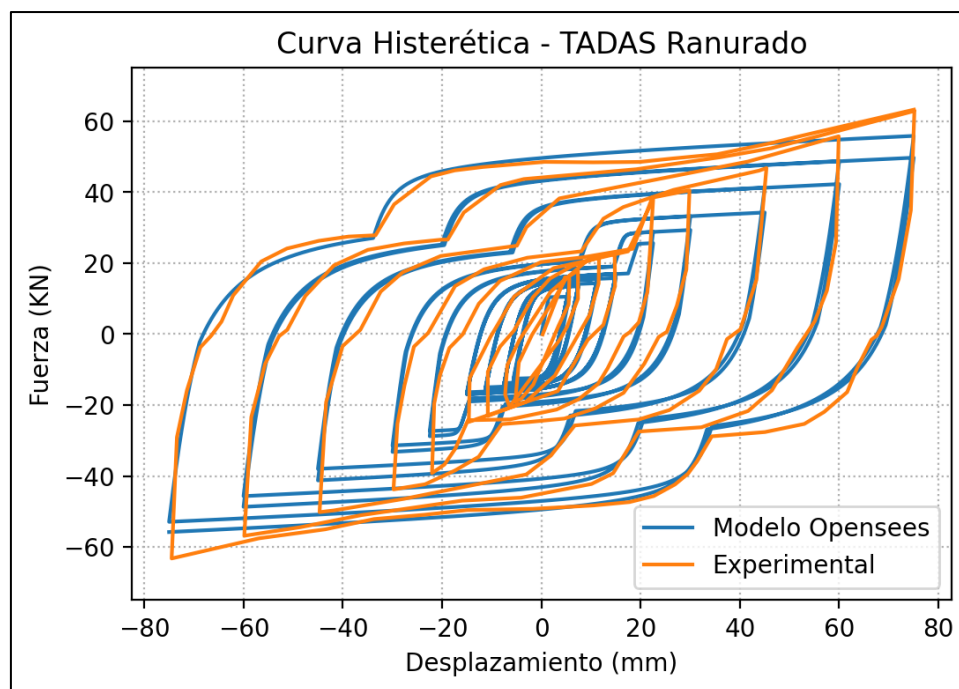


Figura 4-9. Resultados modelo curva histerética para TADAS Ranurado

Como se comprueba, el efecto que genera el material bilineal es el esperado y la activación de las placas coincide con los resultados experimentales. Por otro lado, los errores en el ajuste de la forma de la curva son los mismos que se describieron en la *Sección 4.3.2*.

4.4. Modelo para sistema Chevrón-TADAS

Debido a que la *Sección 3.3.3* y *Sección 3.3.4* plantea un modelo en OpenSees para representar todo el sistema de disipación descrito en el *Capítulo 2*, para verificar si este es capaz de simular adecuadamente el comportamiento de los dispositivos se modeló el pórtico mostrado en la *Sección 3.3.11*.

Este caso de estudio corresponde al dispositivo 3 con el que se calibró la curva histerética de la *Sección 4.3.1*. Sin embargo, en dicha sección se aplicó el patrón de desplazamiento a un elemento Two Node Link de longitud cero para evaluar únicamente la curva. En este punto se evalúa el modelo total del sistema disipador en un pórtico según lo descrito previamente. Al igual que en el ensayo experimental el patrón de desplazamientos se aplica en el nodo superior izquierdo del pórtico y se verifica que en los dispositivos TADAS se genere la misma curva histerética. En la *Figura 4-10* se presentan los resultados y se verifica que en general las fuerzas están siendo transmitidas de forma adecuada a los disipadores, ya que la curva que se desarrolla en los mismos es similar a la experimental y a la mostrada en la *Figura 4-2*. La principal diferencia es que en este caso los disipadores en el modelo de OpenSees sufren más deformación de la reportada experimentalmente, esto se puede explicar porque solamente para este punto tanto vigas y columnas fueron modelados como elementos completamente elásticos y no se incluyen rotulas ni otro tipo de conexiones; sin embargo, como se mencionó el objetivo de este apartado es verificar únicamente el modelo de los disipadores que consta de elementos Two Node Link, y como muestran los resultados, este modelo es aceptable.

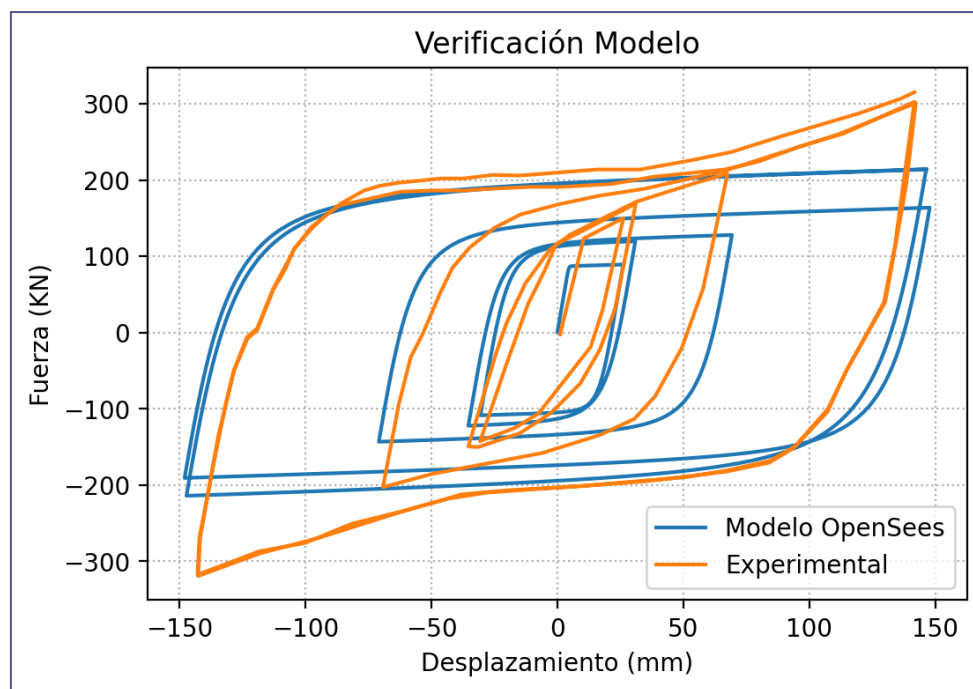


Figura 4-10. Resultados modelación de pórtico completo

4.5. Análisis modal

La *Tabla 4-12* presenta los resultados del análisis modal para el Arquetipo 1, como se evidencia, los resultados coinciden con los reportados por Astudillo (2018), siendo 2.281 segundos el periodo de vibración del primer modo. Por otra parte, la *Tabla 4-13* presenta los resultados para el Arquetipo 2, se comprueba que el periodo de vibración de la estructura disminuye considerablemente al incorporar los dispositivos TADAS, siendo el periodo fundamental de 1.322 segundos; por lo que, la incorporación de los disipadores significó una disminución de 50.4% del periodo de vibración original. Finalmente, en la *Tabla 4-14* y *Tabla 4-15* se presentan los resultados correspondientes al Arquetipo 3 y 4 respectivamente. Para el Arquetipo 3 el periodo de vibración del primer modo es de 1.554 segundos, lo que significa un aumento de 17.5% respecto del periodo de vibración de la estructura que usa dispositivos TADAS convencionales, mientras que el Arquetipo 4 presenta un periodo de 2.285 segundos, que es 0.2% mayor al de la estructura original debido a que este no agrega rigidez inicial al sistema, pero incrementa la masa ligeramente.

Tabla 4-12. Análisis Modal – periodos y participación de masa del Arquetipo 1

Modo	Periodo [seg]	Part. Masa [kip*s ² /in]	FPM [%]	FPM Acum. [%]
1	2.281	13.564	79.9	79.9
2	0.794	2.162	12.7	92.6
3	0.435	0.643	3.8	96.4
4	0.279	0.311	1.8	98.2
5	0.198	0.167	1.0	99.2
6	0.147	0.081	0.5	99.7
7	0.114	0.040	0.2	99.9
Masa Total		16.986		

Tabla 4-13. Análisis Modal - periodos y participación de masa del Arquetipo 2.

Modo	Periodo [seg]	Part. Masa [kip*s ² /in]	FPM [%]	FPM Acum. [%]
1	1.322	12.766	74.8	74.8
2	0.429	3.008	17.6	92.4
3	0.237	0.732	4.3	96.7
4	0.168	0.282	1.7	98.3
5	0.128	0.153	0.9	99.2
6	0.105	0.072	0.4	99.7
7	0.087	0.036	0.2	99.9
Masa Total		17.070		

Tabla 4-14. Análisis Modal - periodos y participación de masa del Arquetipo 3.

Modo	Periodo [seg]	Part. Masa [kip*s ² /in]	FPM [%]	FPM Acum. [%]
1	1.554	13.214	77.4	77.4
2	0.531	2.649	15.5	92.9
3	0.297	0.668	3.9	96.8
4	0.207	0.284	1.7	98.5
5	0.154	0.159	0.9	99.4
6	0.122	0.075	0.4	99.9
7	0.099	0.030	0.2	100.0
Masa Total		17.072		

Tabla 4-15 Análisis Modal - periodos y participación de masa del Arquetipo 4.

Modo	Periodo [seg]	Part. Masa [kip*s ² /in]	FPM [%]	FPM Acum. [%]
1	2.285	13.631	79.8	79.8
2	0.795	2.174	12.7	92.6
3	0.436	0.647	3.8	96.4
4	0.280	0.313	1.8	98.2
5	0.199	0.168	1.0	99.2
6	0.147	0.081	0.5	99.7
7	0.114	0.040	0.2	99.9
Masa Total		17.072		

Además, con los factores de participación de masa se puede comprobar el cumplimiento de la recomendación de Charney (2008, p. 586) y del ASCE (2017, pp. 82, 570), donde se señala que todos los modos de vibración con una participación acumulada menor al 90%, deben tener un porcentaje de amortiguamiento menor o igual al asignado de (ξ) al emplear amortiguamiento Rayleigh. Recordando además que en la *Sección 3.3.8* de metodología, se planteó que la matriz de amortiguamiento se calcule con los periodos de T_1 y $0.20T_1$ con una razón de amortiguamiento de $\xi = 2.5\%$, en ambos casos se cumple el porcentaje mínimo de participación de masa.

4.5.1. Verificación del amortiguamiento (Vibración Libre)

Con el afán de corroborar la razón de amortiguamiento de la estructura que es asignada a la estructura en OpenSees, se decidió comprobar mediante un análisis de vibración libre, pues tal como se explicó en la *Sección 2.1.3* y *Sección 3.3.8*, al excluir la rigidez de los TADAS y de las rótulas en el cálculo de la matriz de amortiguamiento, se está afectando al valor de la razón de amortiguamiento, produciendo que su valor disminuya del amortiguamiento teórico planteado para el primer modo de $\xi = 2.50\%$. De esta forma, realizando el análisis de vibración libre, para el arquetipo 1 se obtuvo una razón de amortiguamiento de $\xi_{DL1} = 2.44\%$ en el primer modo de vibración como muestra la *Figura 4-11*.

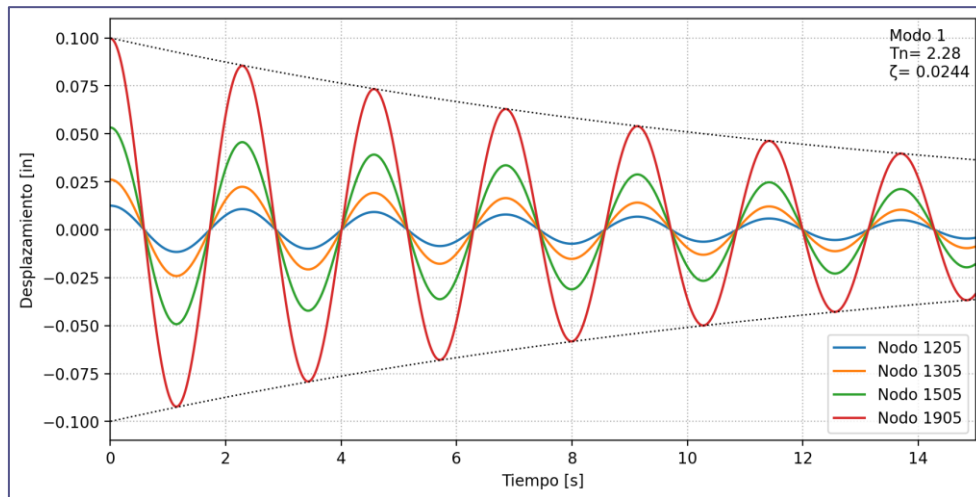


Figura 4-11. Test de Vibración Libre [Arquetipo 1] con amortiguamiento excluyendo rigidez de rótulas.

Por su parte, en el arquetipo 2 que corresponde a la estructura con TADAS convencionales, se determinó una razón de amortiguamiento en el primer modo igual a $\xi_{DL2} = 2.36\%$ con la fórmula de decaimiento logarítmico para vibración libre de la *Figura 4-12*. Claramente este valor de amortiguamiento es menor al amortiguamiento del arquetipo 1, pues en este modelo se excluye la rigidez de los TADAS, lo cual influye en la contribución de disminución de razón de amortiguamiento respecto al anterior arquetipo.

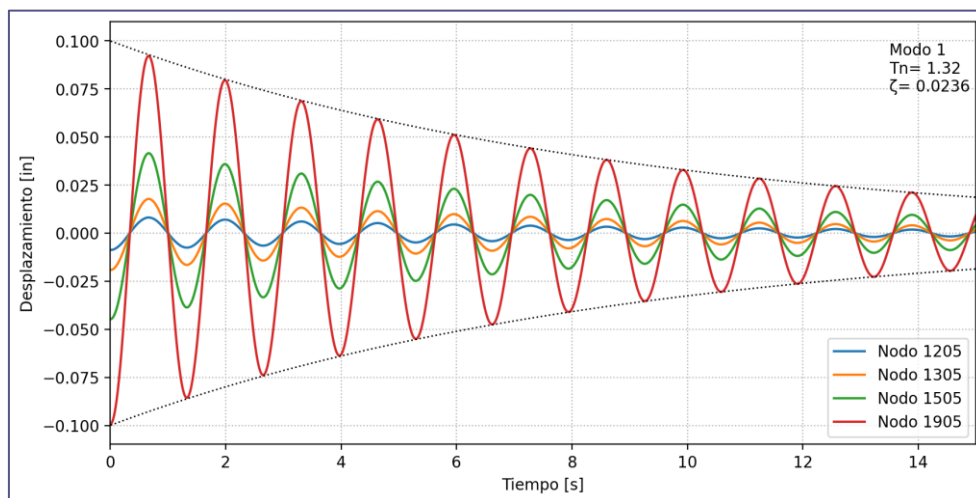


Figura 4-12. Test de Vibración Libre [Arquetipo 2] con amortiguamiento excluyendo rigidez de rótulas y placas TADAS.

En cuanto al arquetipo 3 que contiene los disipadores TADAS ranurados con la configuración de derivas de activación de 0%, 0.5% y 1.0%, se determinó una razón de amortiguamiento en el primer modo de vibración de $\xi_{DL3} = 2.33\%$ tal y como muestra la *Figura 4-13*. Como era de esperarse, al excluir la rigidez de los TADAS, se tenía prevista una razón de amortiguamiento similar al arquetipo 2, lo cual está cumpliéndose.

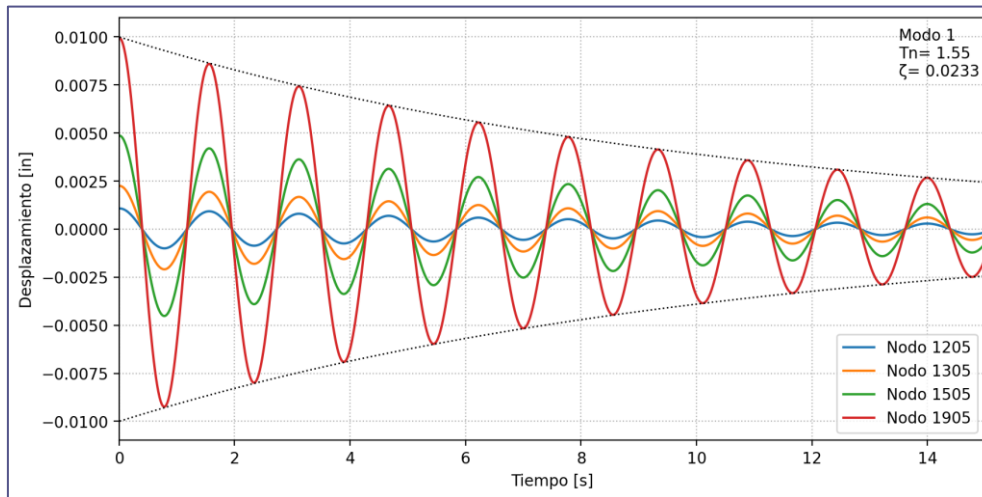


Figura 4-13. Test de Vibración Libre [Arquetipo 3] con amortiguamiento excluyendo rigidez de rótulas y placas TADAS ranuradas.

Para el último arquetipo 4 que tiene las placas TADAS ranuradas con la configuración de derivas de entrepiso de activación de 0.25%, 0.50% y 0.75%, se calculó que la razón de amortiguamiento del primer modo tiene el valor de $\xi_{DL4} = 2.44\%$, de acuerdo a la *Figura 4-14*, siendo igual al amortiguamiento del arquetipo 1 por estar desacoplado el sistema de disipación.

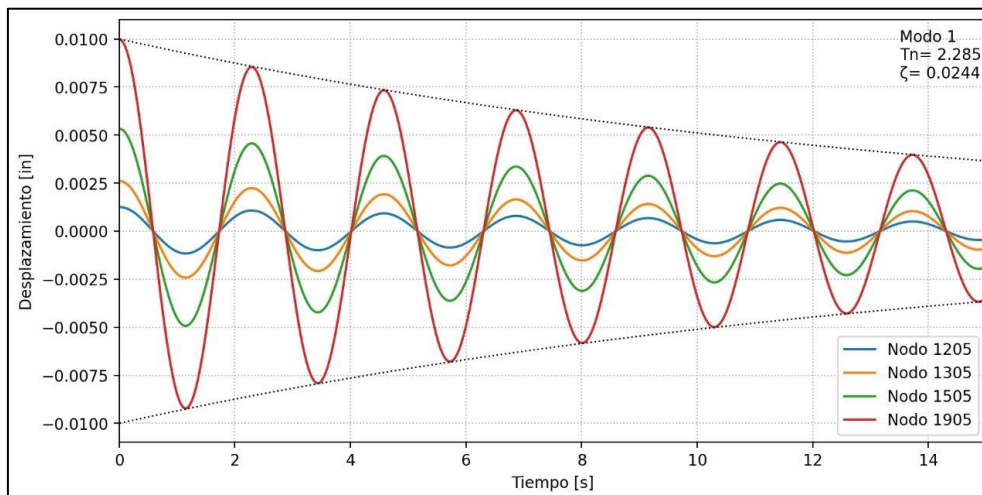


Figura 4-14. Test de Vibración Libre [Arquetipo 4] con amortiguamiento excluyendo rigidez de rótulas y placas TADAS ranuradas.

Se observa que el modelo original (arquetipo 1) y el modelo con placas totalmente desacopladas (arquetipo 4), tienen un amortiguamiento muy cercano al 2.5%. Esta ligera diferencia aparece por no incluir la rigidez de las rótulas en el cálculo de la matriz de amortiguamiento; por el otro

lado, los modelos con disipadores tienen aún menos amortiguamiento por excluir la rigidez de los resortes de los TADAS.

Finalmente, se decidió ejecutar el análisis de vibración libre para los arquetipos con TADAS y se demostró que efectivamente la razón de amortiguamiento sube al incluir la rigidez de los disipadores en el cálculo de la matriz de amortiguamiento. Las razones de amortiguamiento incrementan a $\xi_{DL2} = 2.45\%$ y $\xi_{DL3} = 2.46\%$ para los arquetipos 2 y 3 respectivamente. Estos análisis pueden apreciarse entre el *Anexo 3 - Anexo 4* como una validación del modelo en la cual se comprueba la correcta implementación de la razón de amortiguamiento en la estructura en OpenSees.

4.6. Análisis estático no lineal - Pushover

La *Figura 4-15* presenta los resultados de los análisis Pushover que se llevaron a cabo para evidenciar el comportamiento de la estructura con diferentes configuraciones tanto con TADAS convencionales como TADAS modificados. Todas las curvas pertenecen a estructuras que tienen dispositivos con 3 grupos de 3 placas, cada grupo se activa a diferentes derivas de entrepiso. La leyenda detalla las derivas de entrepiso de activación porcentuales; las siglas NA significan que no se llega a activar o en su defecto, que carece de grupo de placas TADAS, por lo que la curva 'Gap: NA. NA. NA.', representa el Arquetipo 1 sin placas TADAS. El Arquetipo 2 queda representado por la curva en la que los 3 grupos tienen derivas de activación de 0.0%. Además, las líneas punteadas representan estructuras que poseen exclusivamente TADAS convencionales.

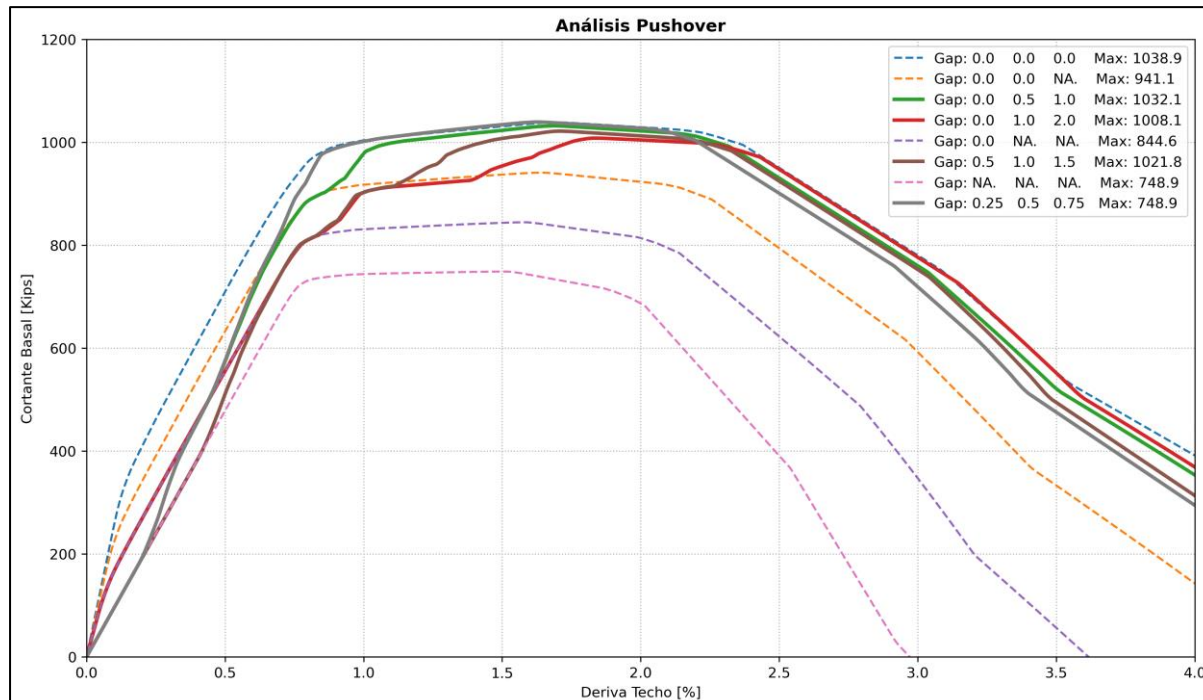


Figura 4-15. Análisis Pushover de varios casos con TADAS y TADAS modificados

Como se muestra, las estructuras con TADAS modificados cumplen su función y son capaces de proveer rigidez a la estructura en diferentes etapas de deformación, evitando un incremento inicial de la misma. Además, a medida que las placas se activan, su comportamiento tiende a

ser el de un dispositivo TADAS convencional. Por ejemplo, la curva verde representa el Arquetipo 3, con 3 placas conectadas inicialmente, por lo que su comportamiento inicial es igual al de un sistema TADAS de 3 placas (curva violeta); cuando el siguiente grupo de 3 placas se activa, la rigidez aumenta y su comportamiento converge con el de un sistema TADAS de 6 placas (curva naranja); finalmente cuando se activa el último grupo de placas el comportamiento tiende a ser el de un sistema con TADAS de 9 placas (curva azul).

En base a este comportamiento, de forma cualitativa se puede decir que desacoplar las placas de un dispositivo TADAS convencional no representa una mejora en ductilidad ni sobrerresistencia, ya que a medida que las placas se activan, el comportamiento tiende a ser igual al de una estructura con disipadores TADAS de igual número de placas. En su lugar se espera una ligera disminución de estos parámetros, ya que el cortante basal máximo del Arquetipo 3 es 0.7% menor al del Arquetipo 2; sin embargo, esta disminución es mínima. La mayor reducción de cortante basal en los casos analizados es de 2.8% respecto a los TADAS convencionales comparado al modelo con placas que son activadas a grandes deformaciones (1.0% y 2.0% de deriva de entrepiso).

Mediante una animación de los análisis Pushover, se dibujaron los elementos con diferentes niveles de daño en función de la rigidez de un miembro estructural con el afán de evaluar la cantidad de rótulas formadas al momento de obtener la capacidad de cortante basal máxima. Para esto, se considera el siguiente nivel de daño en los elementos.

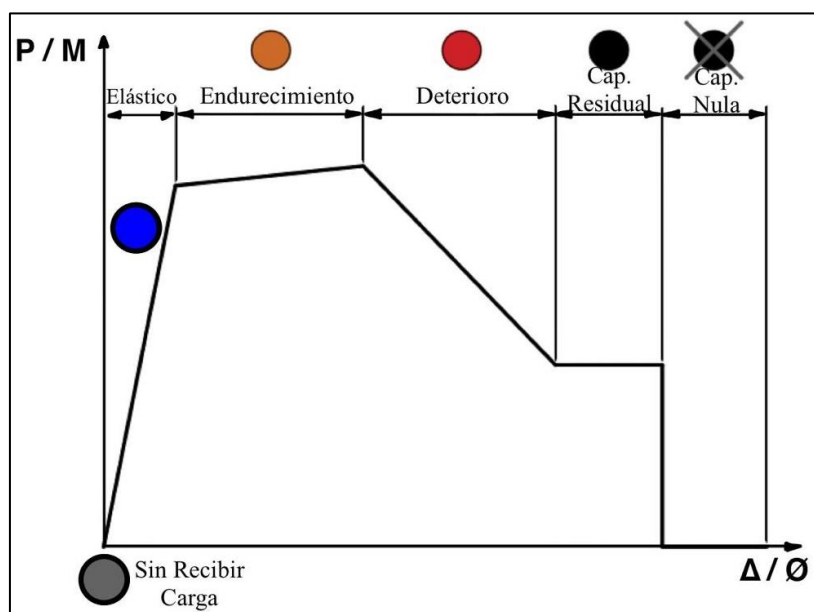


Figura 4-16. Niveles de daño en los elementos estructurales para el análisis de la secuencia de fluencia. Adaptado de Astudillo (2018, p. 81).

Al ilustrar las rótulas en el punto máximo de cortante basal, se pudo notar que el arquetipo 3 no alcanza la misma capacidad de cortante basal que el arquetipo 2 pese a tener el mismo número de placas, pero desacopladas. Esta diferencia de cortante máximo se debe a que, en pisos superiores, algunas placas TADAS ranuradas no entran nunca en funcionamiento o no fluyen entrando al endurecimiento.

En la *Figura 4-17*, se observa que la curva Pushover ha llegado a la máxima capacidad; no obstante, se observa que existen algunas placas de color azul en el último y penúltimo piso, las cuales se activaron, pero aún no empiezan a fluir. Adicionalmente, se observan algunas placas de color gris, las cuales representan a TADAS que no han llegado a su respectiva deriva de activación, por lo que dichas placas no empiezan a recibir carga. Por todos estos motivos, se justifica el leve decremento en la capacidad de cortante al emplear TADAS ranurados respecto a TADAS convencionales sin ranura de activación.

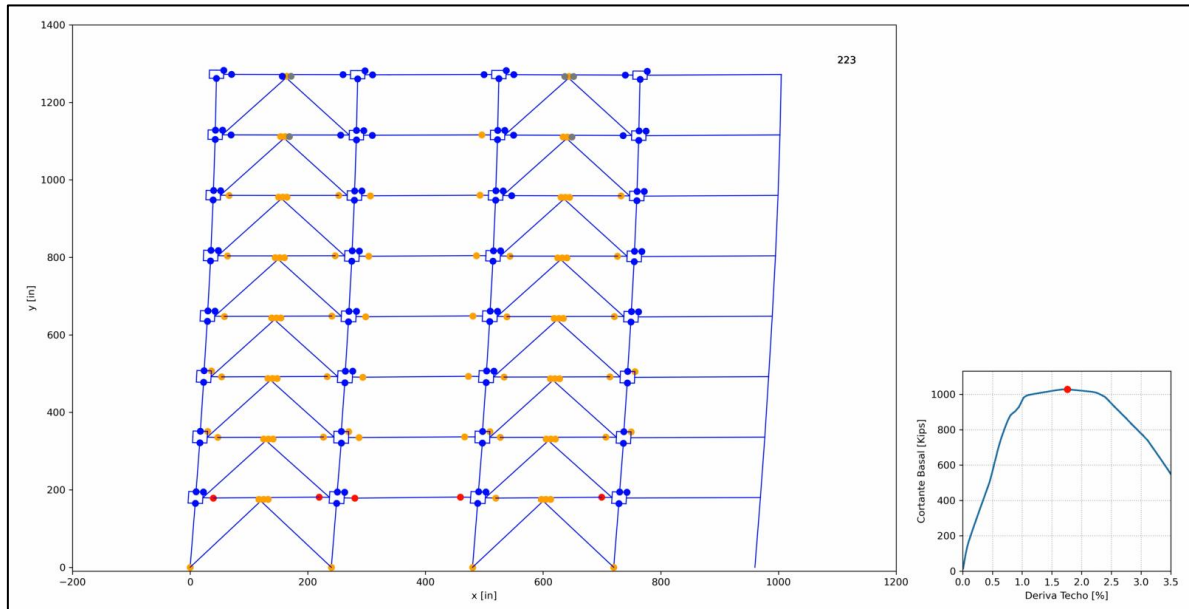


Figura 4-17. Análisis Pushover arquetipo 3 - Capacidad Máxima

Como resultado del análisis Pushover, un punto relevante a analizar, es la secuencia de fluencia de los elementos estructurales en las rótulas plásticas, pues pueden ayudar a determinar si las alternativas que utilizan disipadores permiten disminuir el daño en vigas/columnas. Por lo tanto, se empleó el nivel de daño de los elementos de la *Figura 4-16*, para realizar las animaciones correspondientes.

4.6.1. Secuencia de Fluencia: Arquetipo 1

En la *Figura 4-18*, se muestra la secuencia de fluencia de la estructura a distintos niveles de deriva de techo normalizado respecto a la altura del edificio en forma porcentual. A un 0.5% de deriva de techo, toda la estructura se encuentra trabajando en un rango elástico con un cortante basal de 460 kips. Después, a 1.0% de deriva de techo, se evidencia que la estructura empieza a reducir su capacidad pues las vigas de los 5 primeros niveles empiezan a entrar en fluencia y endurecimiento; también se generan rótulas en la base del primer piso de las columnas; la estructura está próxima a alcanzar su máxima capacidad.

Conforme aumenta la carga, se llega al cortante máximo de 750 kips a una deriva de techo de 1.5%, lo cual coincide con la aparición de degradación en la viga del segundo vano del primer piso. En adelante, la estructura empieza a perder capacidad, pues a una deriva de techo del 2.0%, todas las rótulas del primer piso entran en degradación; en este momento se forma un

mecanismo de piso blando y la estructura empieza a ser propensa al colapso, razón por lo cual a un 3.0% de deriva de techo, todas las vigas del primer piso trabajan con capacidad residual.

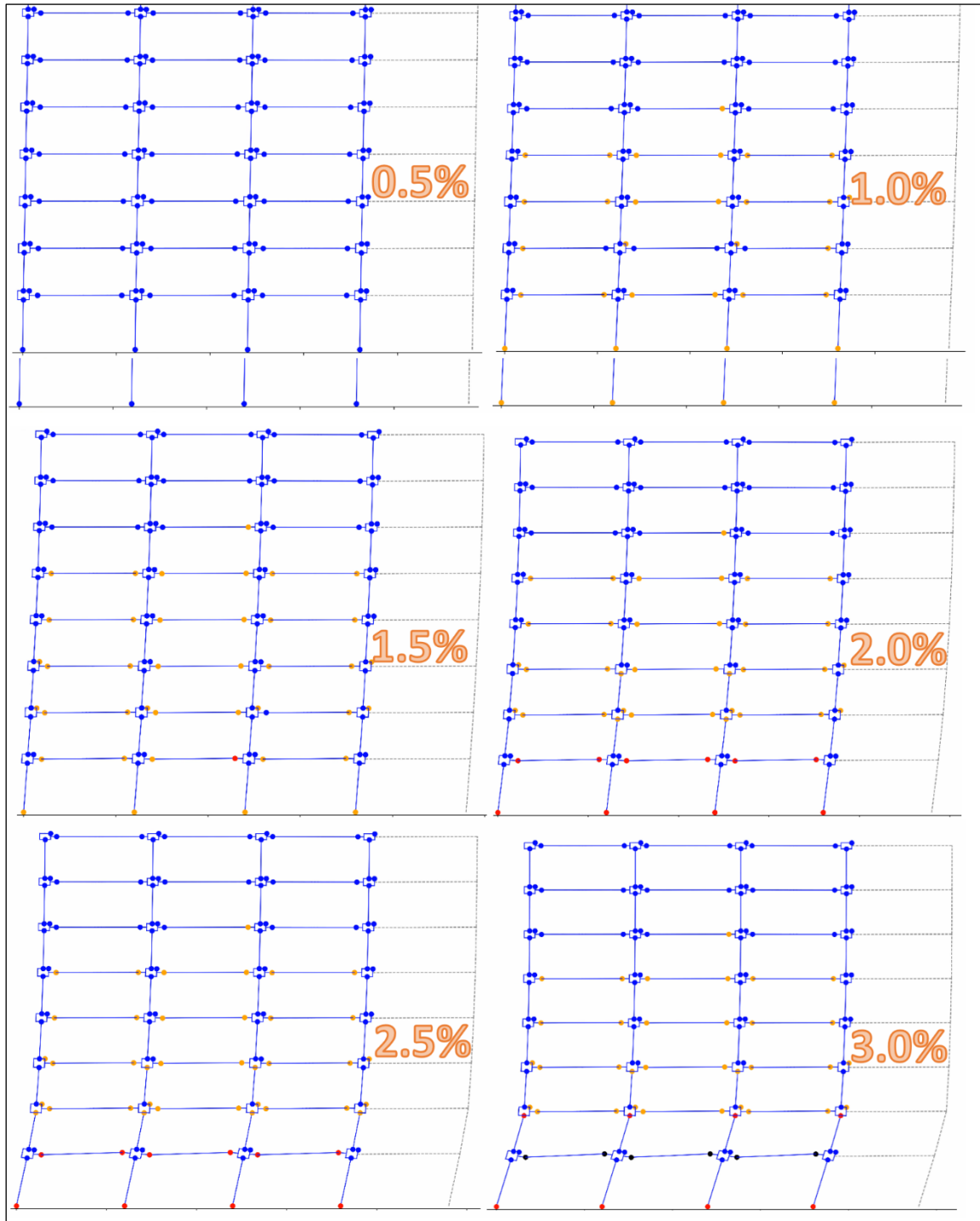


Figura 4-18. Secuencia de fluencia de elementos en el arquetipo 1.

Objetivamente, en la *Figura 4-19*, se refleja el cortante basal que recibe la estructura en cada uno de los puntos analizados para la secuencia de fluencia de los elementos estructurales del arquetipo 1.

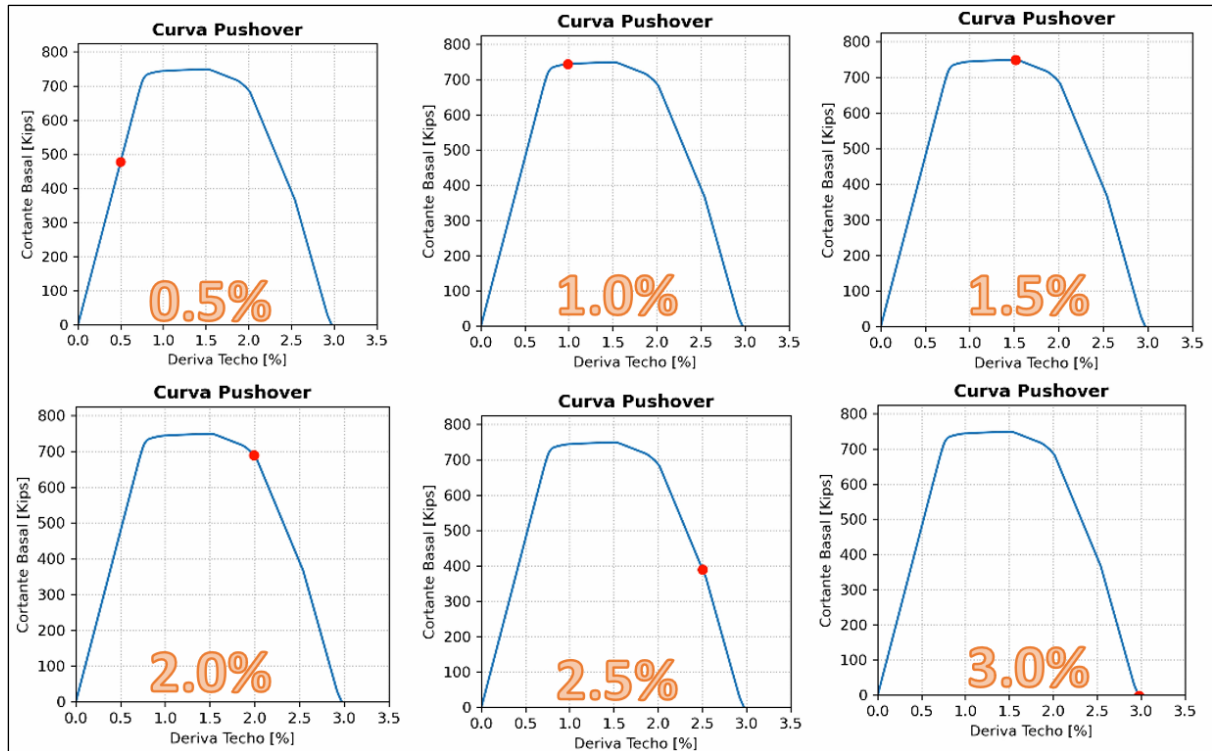


Figura 4-19. Curva Pushover del arquetipo 1 en la secuencia de fluencia de elementos.

4.6.2. Secuencia de Fluencia: Arquetipo 2

El arquetipo 2 cuenta con las riostras diagonales y los TADAS convencionales, de acuerdo a la secuencia de deformación de la *Figura 4-20*, empieza a presentar la fluencia de casi todas las placas TADAS desde una deriva de techo de 0.5%, pues los TADAS diseñados en la *Tabla 4-3*, requieren desplazamientos de 0.067-0.072in para que fluyan (1.7-1.8mm), absorbiendo casi el doble de cortante en la base respecto al arquetipo 1. Conforme aumenta la carga, se llega a un cortante de 1000 kips ante una deriva de techo de 1.0%, en donde aparece un número similar de rótulas en fluencia respecto al arquetipo 1.

Empieza a presentarse diferencias a una deriva de techo de 1.5%, pues en el arquetipo sin TADAS, aparecerían rótulas con degradación de resistencia, mientras que en el arquetipo 2, todas se encuentran aún en el rango de endurecimiento; además, el actual arquetipo ha llegado cerca de su capacidad máxima de 1050 kips. Al 2.0% de deriva de techo, el arquetipo 2 presenta rótulas plásticas con degradación, pero a diferencia del arquetipo original, no presenta rótulas con degradación en la base de las columnas, por lo cual, sigue recibiendo carga con leve disminución de rigidez, hasta que llega al 2.5% de deriva de techo, en donde se forma el mecanismo de piso débil y empieza a perder rigidez en gran medida hasta llegar al colapso.

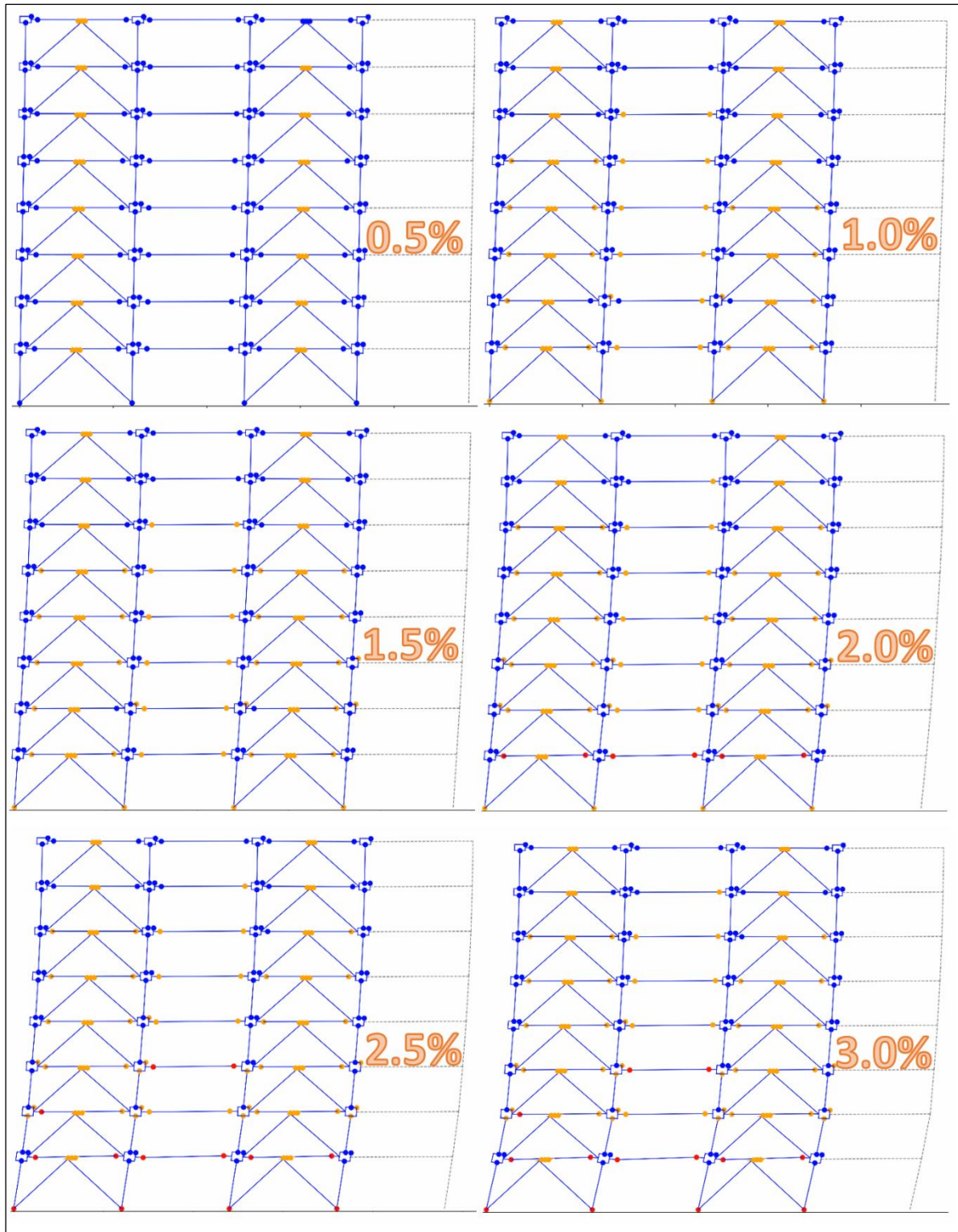


Figura 4-20. Secuencia de fluencia de elementos en el arquetipo 2.

La capacidad a cortante basal en cada intervalo analizado se presenta en la *Figura 4-21* que se reporta a continuación. Se denota una ganancia tanto en ductilidad como en sobrerresistencia cualitativamente respecto al arquetipo 1.

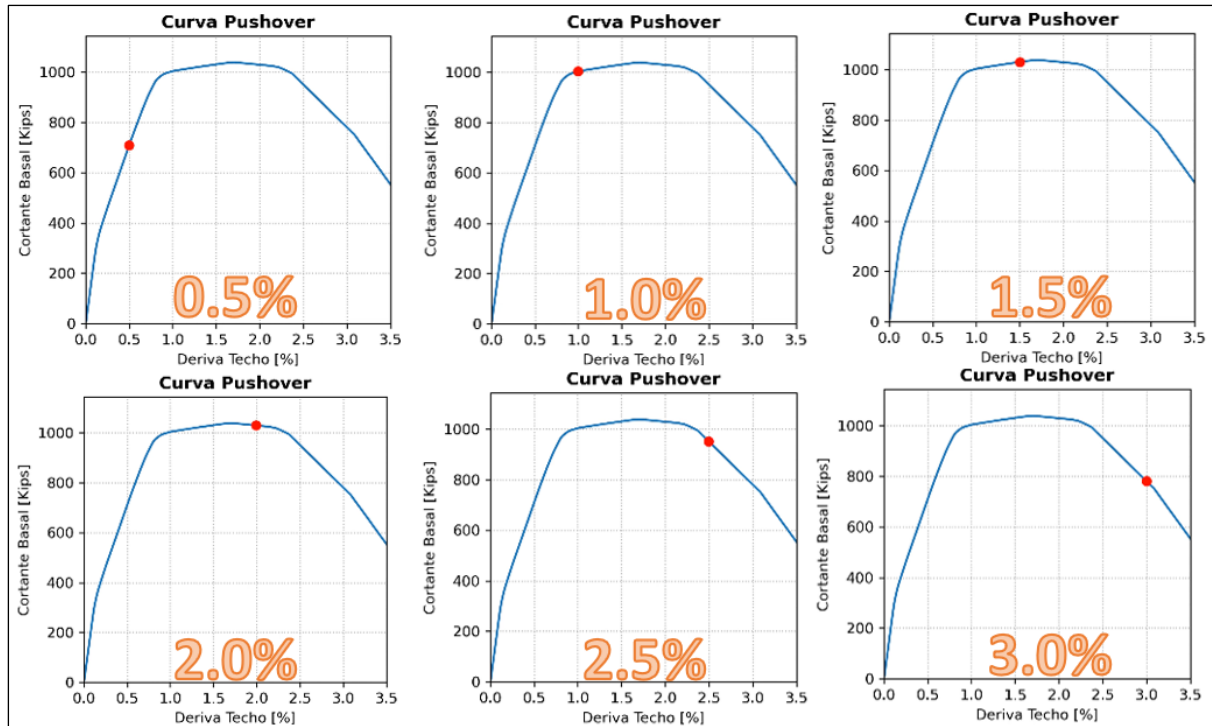


Figura 4-21. Curva Pushover del arquetipo 2 en la secuencia de fluencia de elementos.

4.6.3. Secuencia de Fluencia: Arquetipo 3

De acuerdo a la secuencia de fluencia de la *Figura 4-22*, se evidencia claramente que ante una deriva de techo de 0.5%, la mayoría de las placas se encuentran desacopladas debido a que aún no existe suficiente deriva de entrepiso de activación, a su vez, la estructura está recibiendo 600 kips, lo cual implica casi 100 kips menos respecto al caso arquetipo anterior; esto puede traducirse en que los miembros están sujetos a una menor carga. Sin embargo, el panorama cambia cuando se tiene una deriva de techo del 1.0%, pues el cortante basal es de 1000 kips, prácticamente igual al arquetipo 2, contando con un número similar de rótulas, pues la mayoría de placas llegaron a activarse.

Ante derivas de techo de 1.5% se llega a la capacidad máxima de cortante basal, pero se puede evidenciar que aún no se llegan a activar todas las placas TADAS especialmente porque la ranura de 1% de activación parece ser muy elevada, lo cual produce que, en los últimos dos pisos, no lleguen a su fluencia. Este podría ser un indicador de que se deberían probar combinaciones de ranuras de activación menores a 1.0%.

Similar al arquetipo 2, a una deriva de techo de 2.5% se forma un mecanismo de piso débil en la base de las columnas del primer piso, pues las rótulas empiezan a mostrar degradación de capacidad.

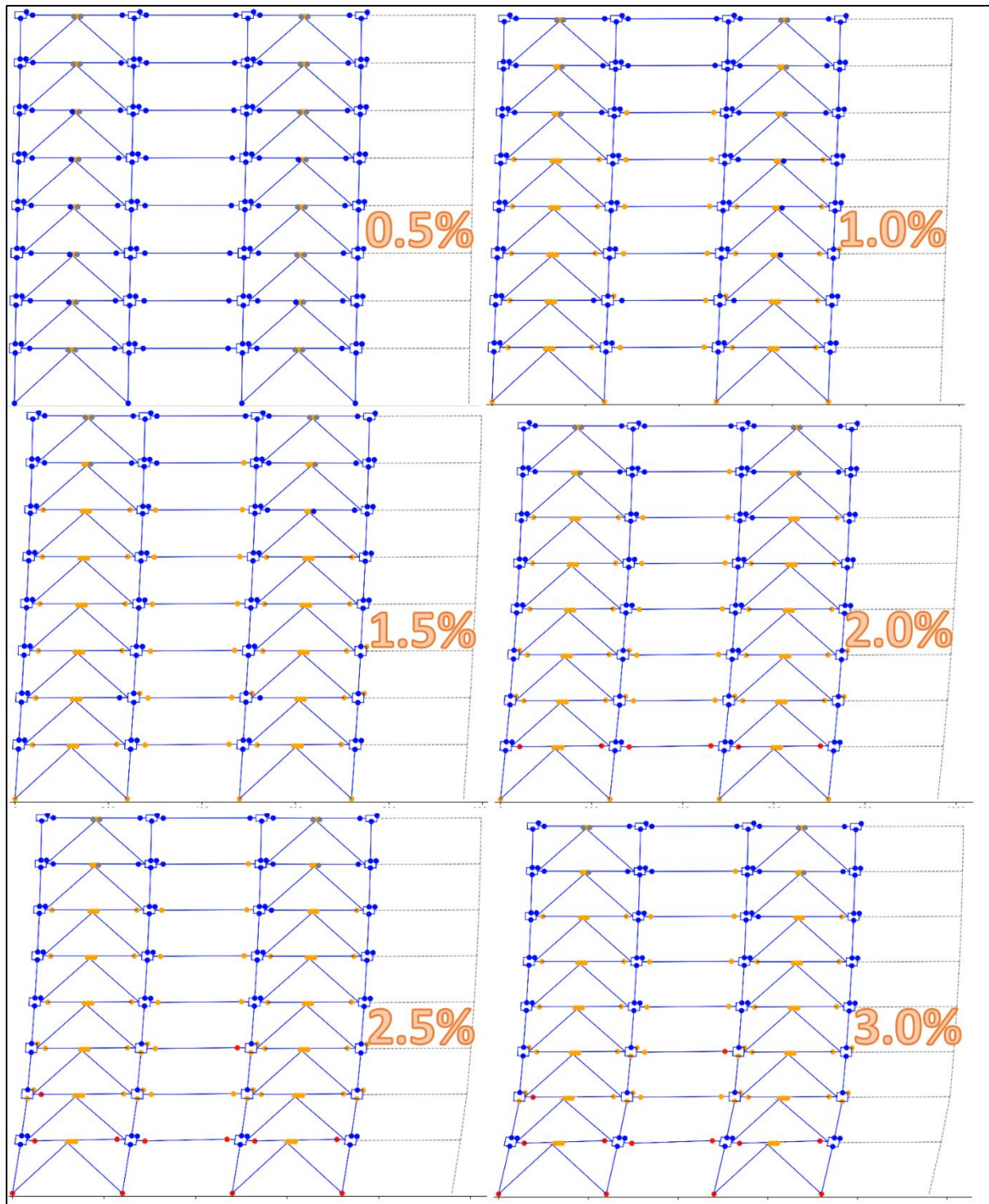


Figura 4-22. Secuencia de fluencia de elementos en el arquetipo 3.

La curva de Pushover resulta ser bastante similar al arquetipo 2 con ligeras disminuciones de capacidad a cortante en sus tramos iniciales ($\Delta_{TECHO} < 1.0\%$) como se muestra en la *Figura 4-23*.

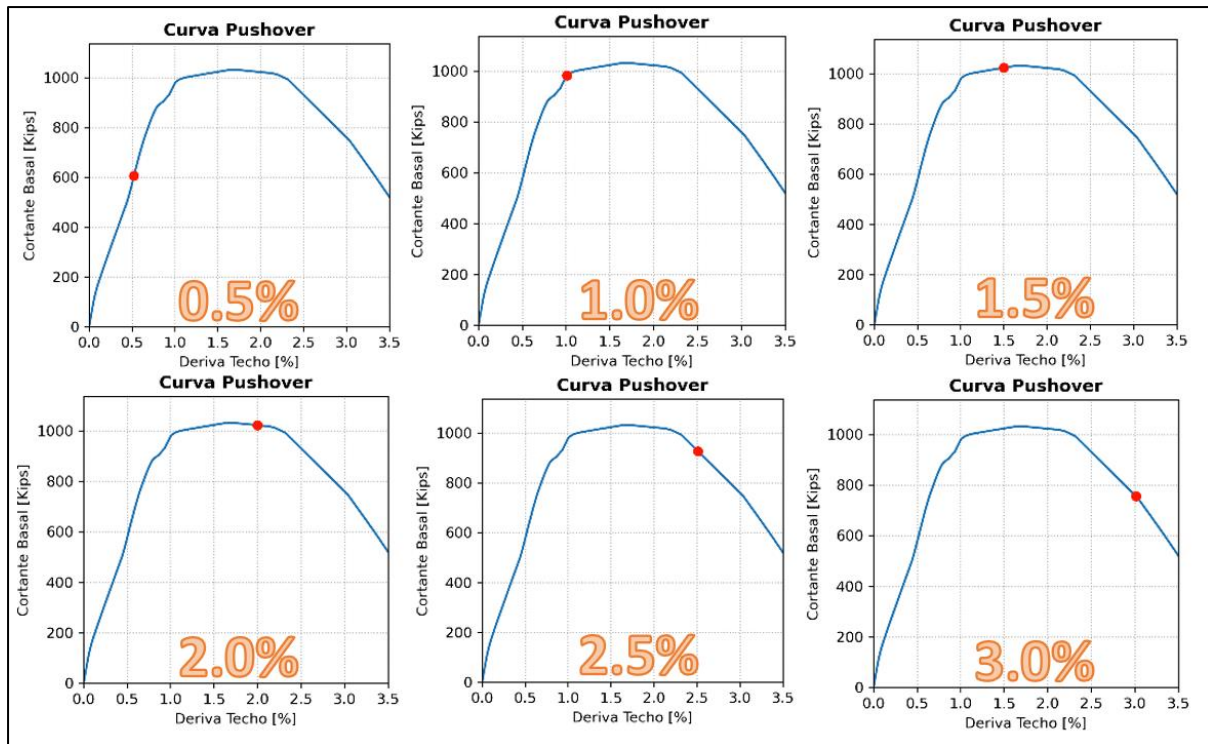


Figura 4-23. Curva Pushover del arquetipo 3 en la secuencia de fluencia de elementos.

4.6.4. Secuencia de Fluencia: Arquetipo 4

Describiendo lo ilustrado en la *Figura 4-24*, se puede apreciar que el arquetipo 4 termina siendo como un promedio entre el arquetipo 2 y arquetipo 3, pues a una deriva de techo de 0.5%, al menos la mitad de todos los disipadores TADAS ya entraron en contacto para aportar rigidez o por defecto han fluido recibiendo un cortante de casi 600 kips, muy similar al arquetipo 3. Posteriormente, ante una deriva de techo de 1.0% empiezan a aparecer rótulas con endurecimiento en las mismas zonas que los arquetipos 2 y 3; asimismo, se llega a una alta capacidad a corte basal de 1000 kips.

Similarmente, más rótulas aparecen ante derivas de techo de 1.5% llegando a su máxima capacidad de corte en la estructura, para después, empezar a disminuir dicha capacidad progresivamente ante la aparición de rótulas con degradación en una deriva de techo del 2.0%. Así como en el caso anterior, en el último piso algunas placas TADAS no entran en contacto, lo cual implica una ineficiencia de los TADAS ranurados; posiblemente se podrían reducir las secciones a las riostras del último piso para debilitar intencionalmente al sistema de disipación en esta zona y permitir que todas las placas TADAS entren en contacto y en fluencia.

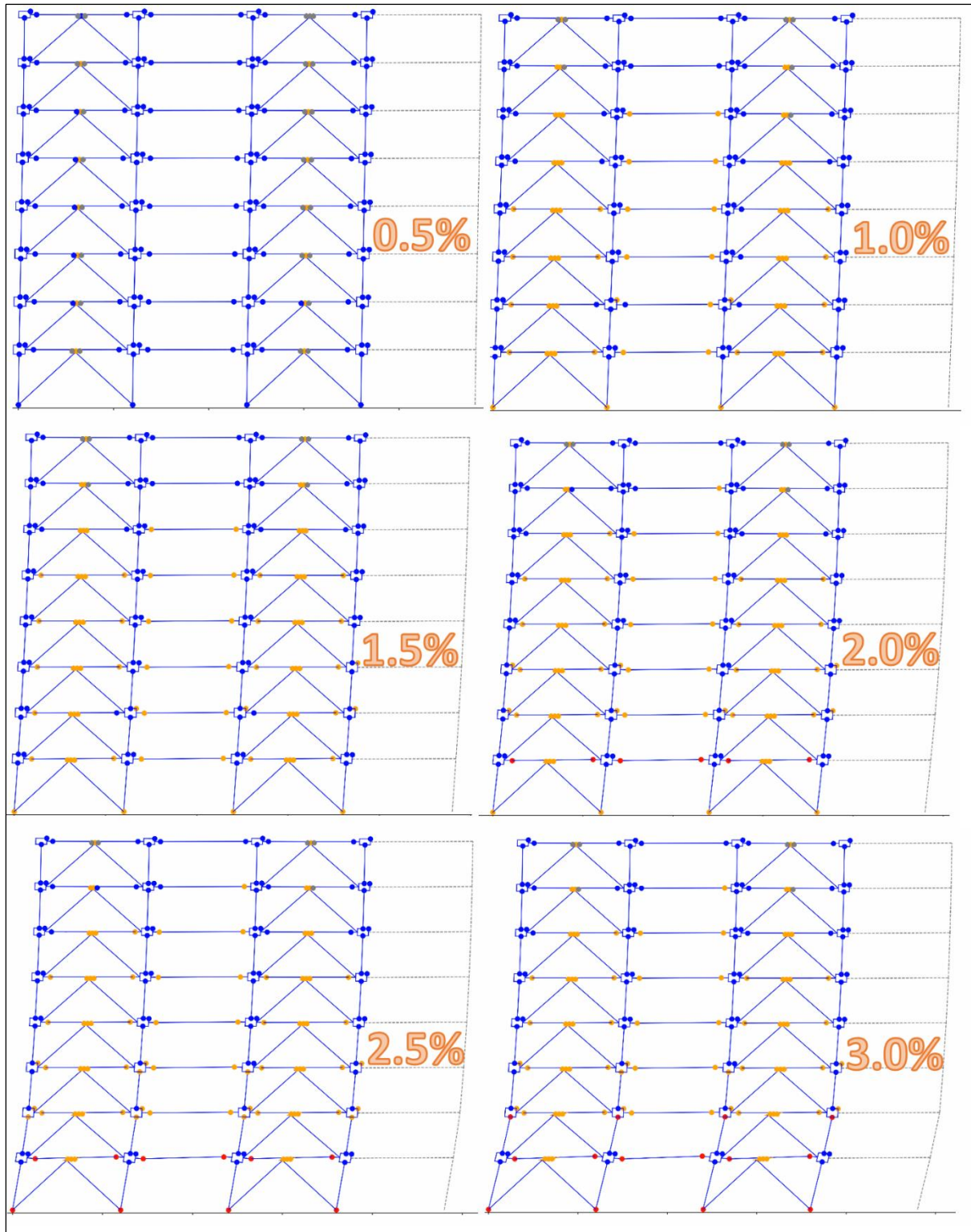


Figura 4-24. Secuencia de fluencia de elementos en el arquetipo 4.

Finalmente, se presenta en la *Figura 4-25* la curva Pushover del arquetipo 4 para la secuencia descrita anteriormente.

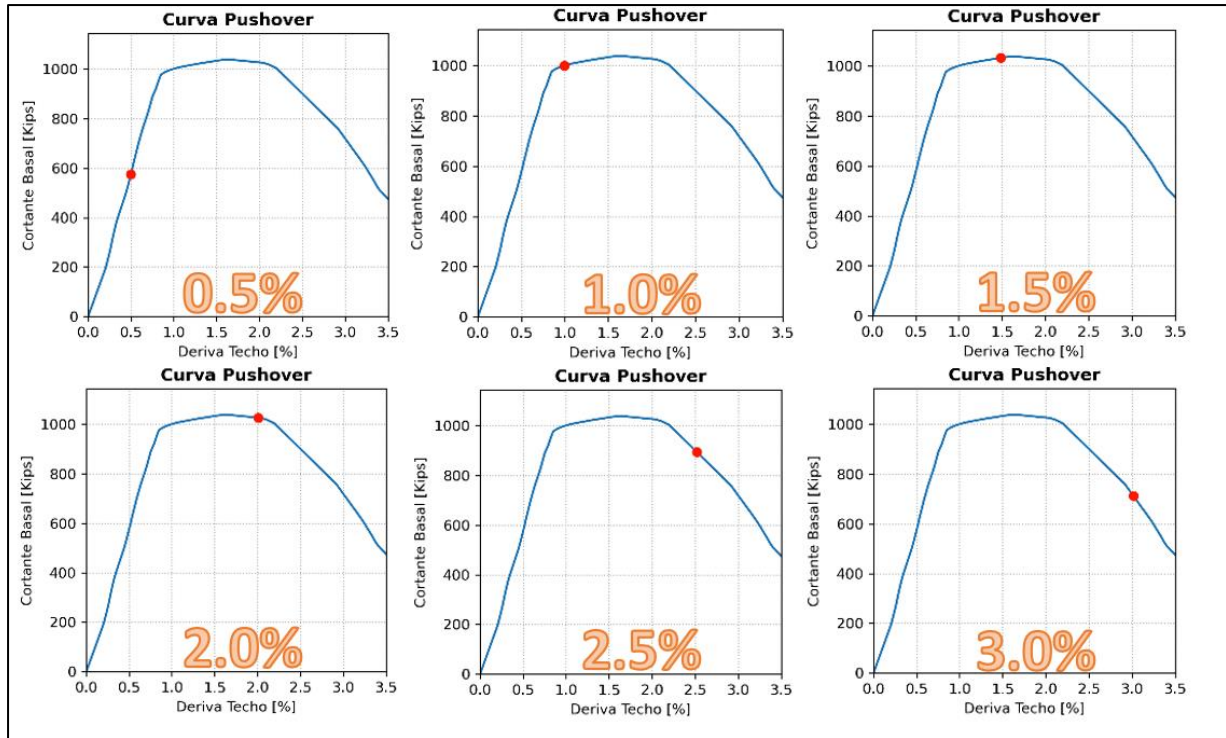


Figura 4-25. Curva Pushover del arquetipo 4 en la secuencia de fluencia de elementos.

4.7. Análisis Dinámico No-Lineal

Como se mencionó, se analiza para cada arquetipo 6 registros sísmicos escalados tanto para intensidades de servicio, diseño y MCE. Al ser cuatro arquetipos y 3 intensidades, en total se realizaron 72 análisis dinámicos tiempo-historia, en cada uno de ellos se mide desplazamiento de los pisos y reacciones en la base de la estructura, variables con las cuales se calcula deriva de entrepisos, deriva de techo respecto a la base y cortante basal, todos estos resultados son resumidos de manera gráfica para facilitar la interpretación de datos.

Para ilustrar la medición de variables y el procesamiento de datos, se detallan los resultados específicos para el sismo LOS000 con intensidad MCE, la Figura 4-26 presenta las derivas de cada piso en el tiempo para el Arquetipo 3. El mismo proceso se ejecutó para el resto de registros sísmicos y diferentes intensidades de sismo. La característica de mayor relevancia de esta, consiste en las derivas máximas por cada piso, mismas que se resumen en la Tabla 4-16 y serán comparadas más adelante con el resto de arquetipos.

Tabla 4-16. Derivas máximas por piso, Arquetipo 3 - Sismo LOS000, intensidad MCE.

Piso	Desplazamiento	Deriva de Entrepiso
[-]	[in]	[%]
1	5.73	3.18
2	4.60	2.95
3	4.04	2.59
4	3.78	2.42
5	3.66	2.35
6	4.15	2.66
7	3.95	2.53
8	3.02	1.94

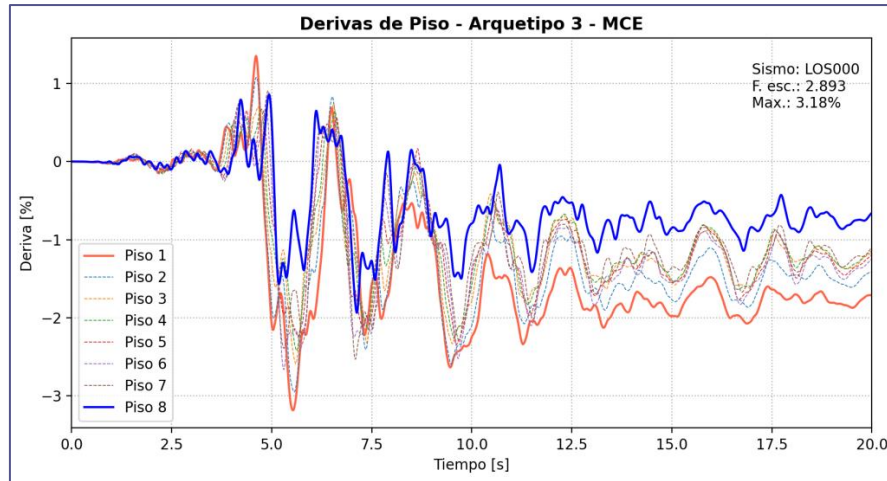


Figura 4-26. Derivas de piso en el tiempo, Arquetipo 3 - Sismo LOS000, intensidad MCE.

De manera similar, se procesa la información referente a la deriva de techo y cortante basal, donde los valores de interés son los valores máximos absolutos desarrollados en el tiempo como se muestra en la *Figura 4-27* y *Figura 4-28* respectivamente.

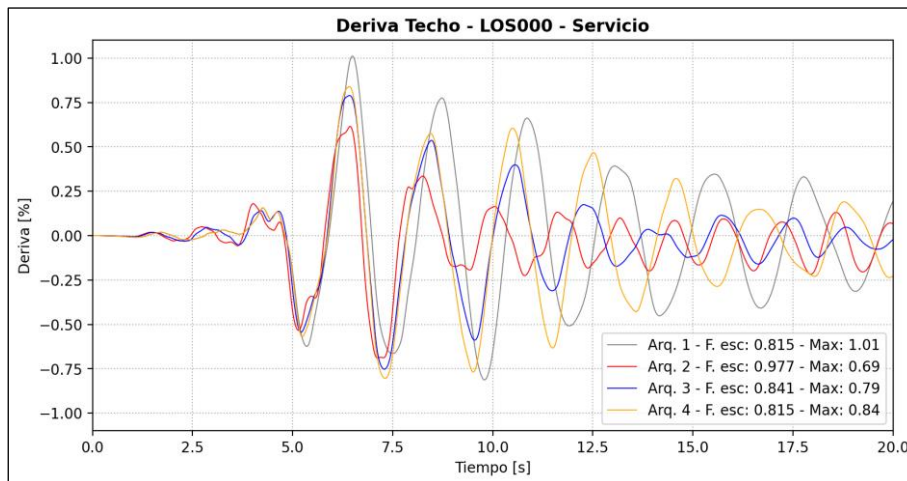


Figura 4-27. Deriva de Techo en el tiempo, Arquetipo 3 - Sismo LOS000, intensidad MCE

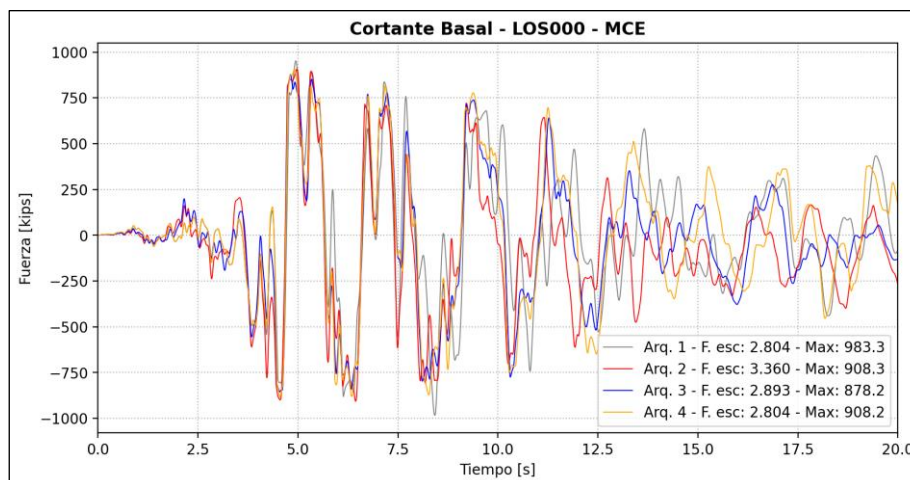


Figura 4-28. Cortante Basal en el tiempo, Arquetipo 3 - Sismo LOS000, intensidad MCE



Desde el *Anexo 6* hasta el *Anexo 10* se presentan todos los resultados referentes al sismo LOS000. El tratamiento descrito se lo realiza con todos los sismos, intensidades y arquetipos y la información se condensa únicamente con los valores de interés descritos anteriormente, se muestran los resultados en las secciones siguientes.

4.7.1. Derivas de entrepiso máximas

La *Figura 4-29* presenta todos los resultados para las derivas de entrepiso con intensidades de servicio, se comprueba que los dispositivos ranurados mejoran el comportamiento de la estructura frente a dispositivos TADAS convencionales en 2 casos, para los sismos H-DLT262 y NIS000, donde se obtienen derivas máximas menores. En el caso del sismo MUL009 las derivas con el arquetipo 3 disminuyeron solamente en los 3 primeros pisos. Para los 3 sismos restantes el Arquetipo 2 presenta un mejor comportamiento frente a los demás. Por lo tanto, al modificar los dispositivos TADAS se obtuvo una mejora en el 33% de los sismos analizados bajo intensidades de servicio. Cabe mencionar que en todos los sismos se obtienen derivas de entrepiso menores a las obtenidas en la estructura original tanto en los arquetipos con disipadores convencionales como ranurados.

Para la intensidad de diseño los resultados se muestran en la *¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*, se obtiene una mejora significativa en 2 casos, para los sismos LOS000 y NIS000. Por otro lado, para el sismo H-E11140, se reducen las derivas de entrepiso de los niveles, pero en los siguientes pisos aumentan las derivas; sin embargo, la deriva máxima de entre todos los pisos se reduce. Para el sismo H-DLT262 se obtiene una mejoría solamente en el primer piso. Por lo que, de cierta forma se ha logrado una mejora en 67% de los sismos analizados, para el resto los dispositivos TADAS convencionales presentan mejor comportamiento frente a los ranurados. Algo importante que señalar se produce en el sismo LOS000 donde implementar dispositivos TADAS convencionales empeoró el comportamiento de la estructura original de forma significativa, aumentando 55.6% la deriva en el primer piso, mientras que los Arquetipos 3 y 4 aumentaron la misma solamente en 6.6% y 3.6% respectivamente.

Finalmente, la *Figura 4-31* presenta los resultados para la intensidad MCE. En este caso hay mejoras significativas en 4 de los sismos analizados al usar dispositivos ranurados frente a TADAS convencionales, por lo que en 67% de los casos se obtiene mejoras. Cabe mencionar que para el sismo H-DLT262 tanto el arquetipo 2 como 3 empeoran el comportamiento frente a la estructura original, sin embargo, el arquetipo 4 presenta una mejora importante frente a todos. Además, para los sismos BOL090 y NIS000 la estructura original colapsó.

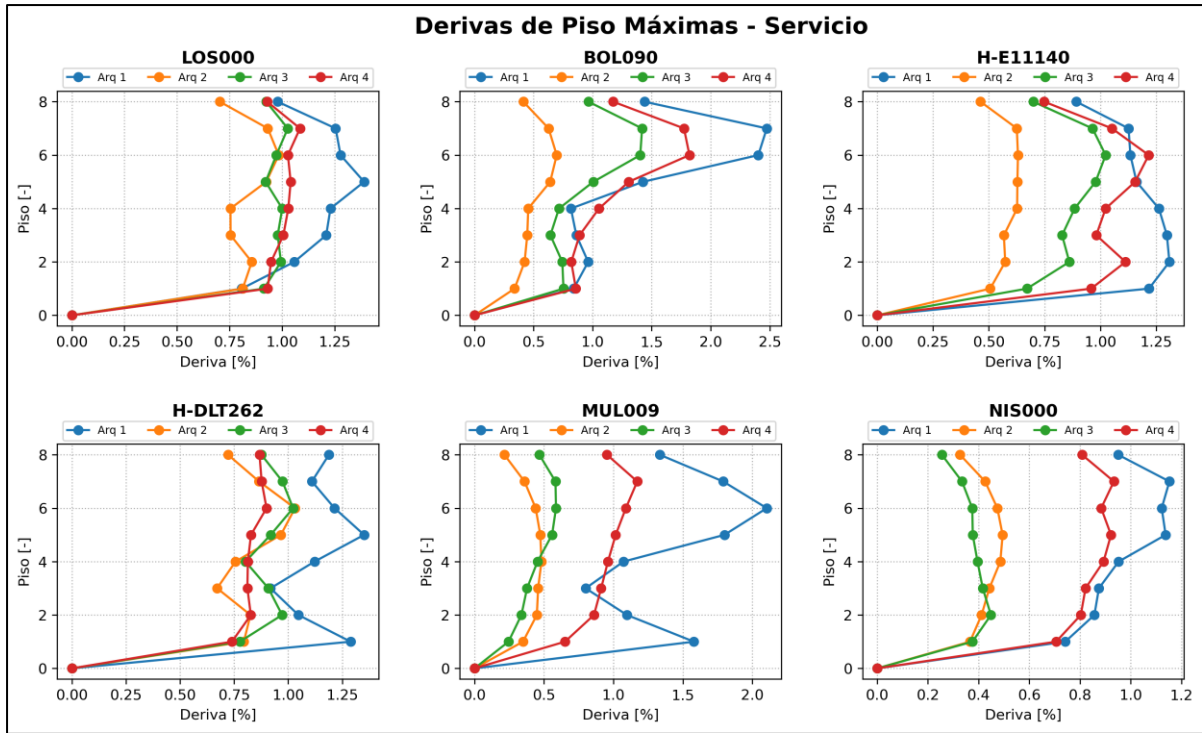


Figura 4-29. Derivas de entrepiso máximas para cada sismo. Intensidad de Servicio.

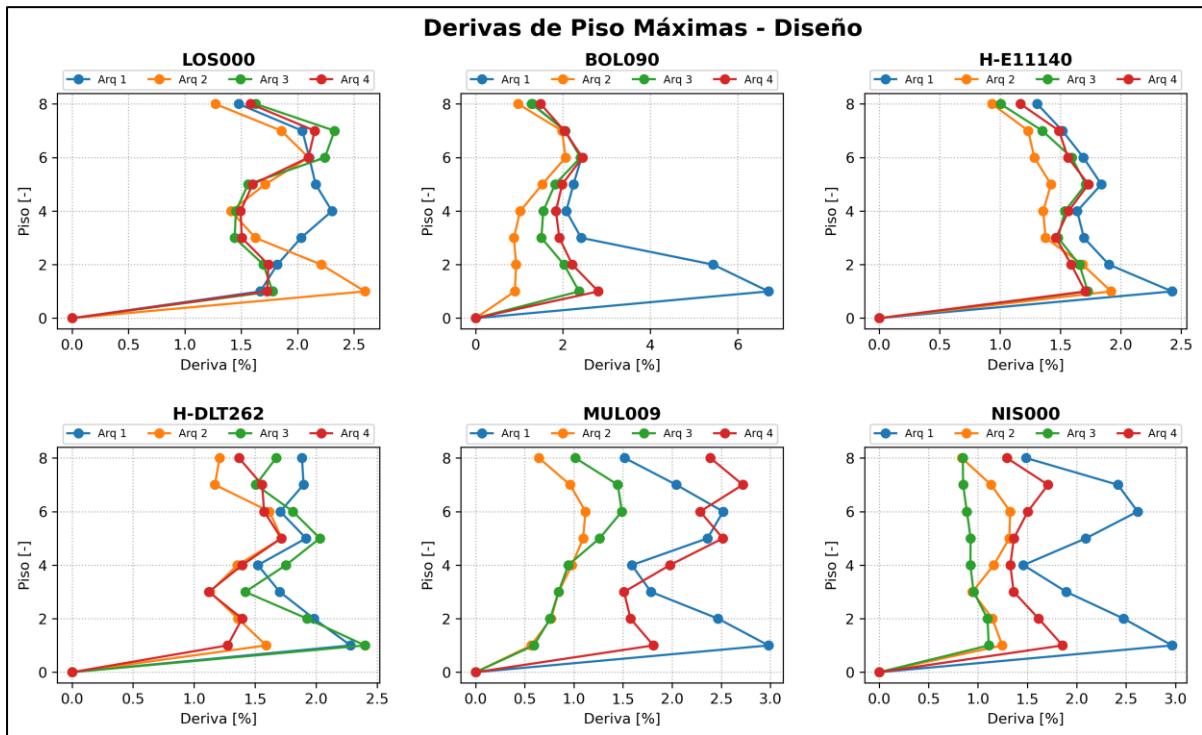


Figura 4-30. Derivas de entrepiso máximas para cada sismo. Intensidad de Diseño

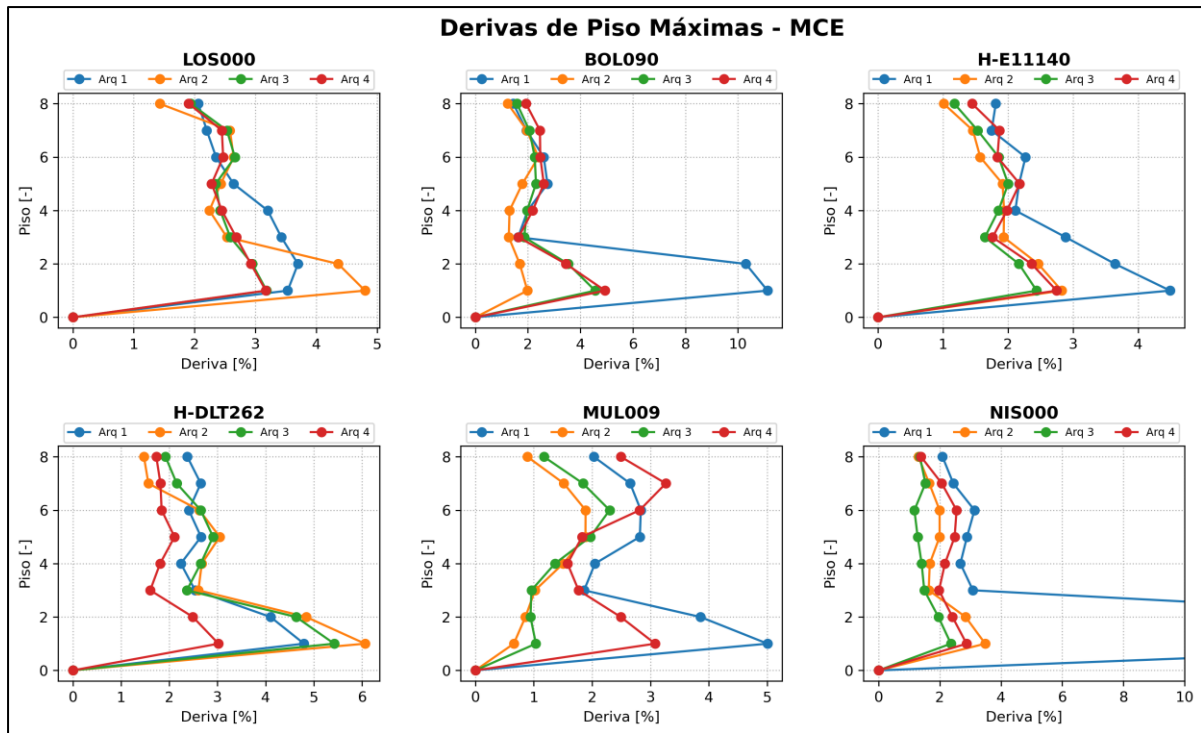


Figura 4-31. Derivas de entrepiso máximas para cada sismo. Intensidad MCE

4.7.2. Deriva de Techo

La Figura 4-32 resume las máximas derivas de techo respecto a la base normalizadas entre la altura total de la edificación. Para la intensidad de servicio, los dispositivos modificados en el Arquetipo 3 respecto a los convencionales representan una mejora en el sismo NIS000, con un valor de 13.4%; en el resto de sismos este parámetro aumenta o es similar, en el peor de los casos se presenta un incremento de 90% para el sismo BOL090. Por otra parte, el Arquetipo 4 presenta siempre una deriva de techo mayor a la de los Arquetipos 2 y 3, siendo además similar a la deriva de techo del Arquetipo 1. En todos los casos, los Arquetipos 2 y 3 disminuyen este parámetro respecto a la estructura original.

Para la intensidad de diseño, el Arquetipo 3 frente al 2 representa una mejora en los sismos LOS000 y NIS000, siendo una diferencia del 13% entre los arquetipos comparados. Por otra parte, el Arquetipo 4 mejora la respuesta frente al Arquetipo 2 solo para el sismo H-DLT262 con un decremento de 11.3% y en el peor de los casos empeora el comportamiento en 85.7%. Todos los arquetipos mejoran el comportamiento respecto a la estructura original; sin embargo, el Arquetipo 4 tiende a presentar valores próximos a los de dicha estructura.

Finalmente, en la intensidad MCE, el Arquetipo 3 frente al Arquetipo 2 tiene un mejor comportamiento en el 50% de los sismos analizados, siendo la mayor reducción de 17.8%. Mientras tanto, para los otros sismos se presentan valores de deriva de techo bastante similares con la puntual excepción del sismo BOL090 donde incrementa la respuesta de deriva de techo en un factor de 62.7%. El Arquetipo 4 frente al Arquetipo 2 representa una mejora en los sismos LOS000 y H-DLT262, siendo la mejora más evidente en este último sismo con un valor de 36%, en el resto de sismos se obtienen derivas de techo similares o mayores. Cabe destacar que los dispositivos TADAS convencionales empeoran el comportamiento durante los sismos

LOS000 y H-DLT262 frente a la estructura original, pero esto es solventado con los dispositivos modificados.

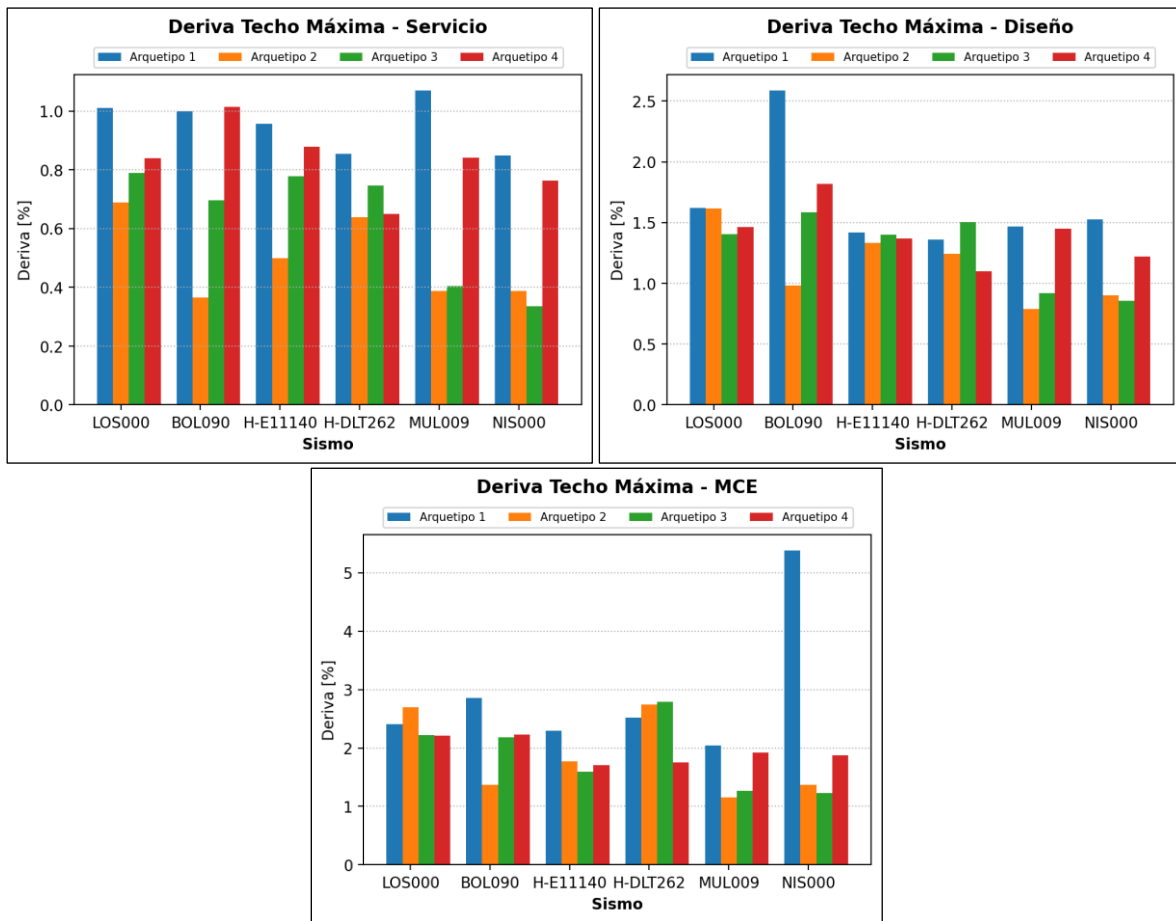


Figura 4-32. Derivas de techo máximas para intensidades de Servicio, Diseño y MCE

4.7.3. Cortante Basal

De igual forma se obtiene el cortante basal máximo para cada arquetipo, sismo e intensidad, estos resultados se resumen en la *Figura 4-33*. En la intensidad de servicio se nota que en 67% de los sismos analizados existe una disminución del cortante basal en el Arquetipo 3 respecto al Arquetipo 2, siendo la mayor de disminución del orden de 25.8% para el registro sísmico MUL009, mientras que para el resto de sismos, este parámetro aumenta, siendo el sismo BOL090 el más desfavorable con un incremento de 97.9%. Por otra parte, el Arquetipo 4 frente al Arquetipo 2 disminuye en un factor mínimo este parámetro en los sismos LOS000 y H-DLT262, siendo la máxima mejora de un valor de 3.4%, para el resto de sismos se presentan incrementos en el cortante basal en factores de alrededor del 98%.

En intensidades de diseño, el Arquetipo 3 frente al 2 disminuye el cortante basal en el 50% de los sismos analizados, siendo la mayor reducción de 7.5% en el sismo LOS000, en el resto de casos, se obtienen valores similares de cortante basal para el sismo H-E11140 y un aumento en el resto de sismos, siendo el aumento más desfavorable de 25.7% para el sismo MUL009. El Arquetipo 4 frente al Arquetipo 2 mejora el comportamiento en dos sismos, siendo la reducción máxima de 4.9% en el registro H-DLT262.

Finalmente, para intensidades MCE en todos los arquetipos se observa un comportamiento similar. El Arquetipo 3 frente al Arquetipo 2 disminuye el cortante basal en 2 sismos y la máxima reducción es de 5.2% para el sismo NIS000, mientras que para el resto de sismos existe un incremento siendo el máximo de 14% para el registro sísmico de BOL009. Por otra parte, el Arquetipo 4 frente al 2 reduce este parámetro en 7% para el sismo H-DL262, y presenta un incremento máximo de 27% para MUL009.

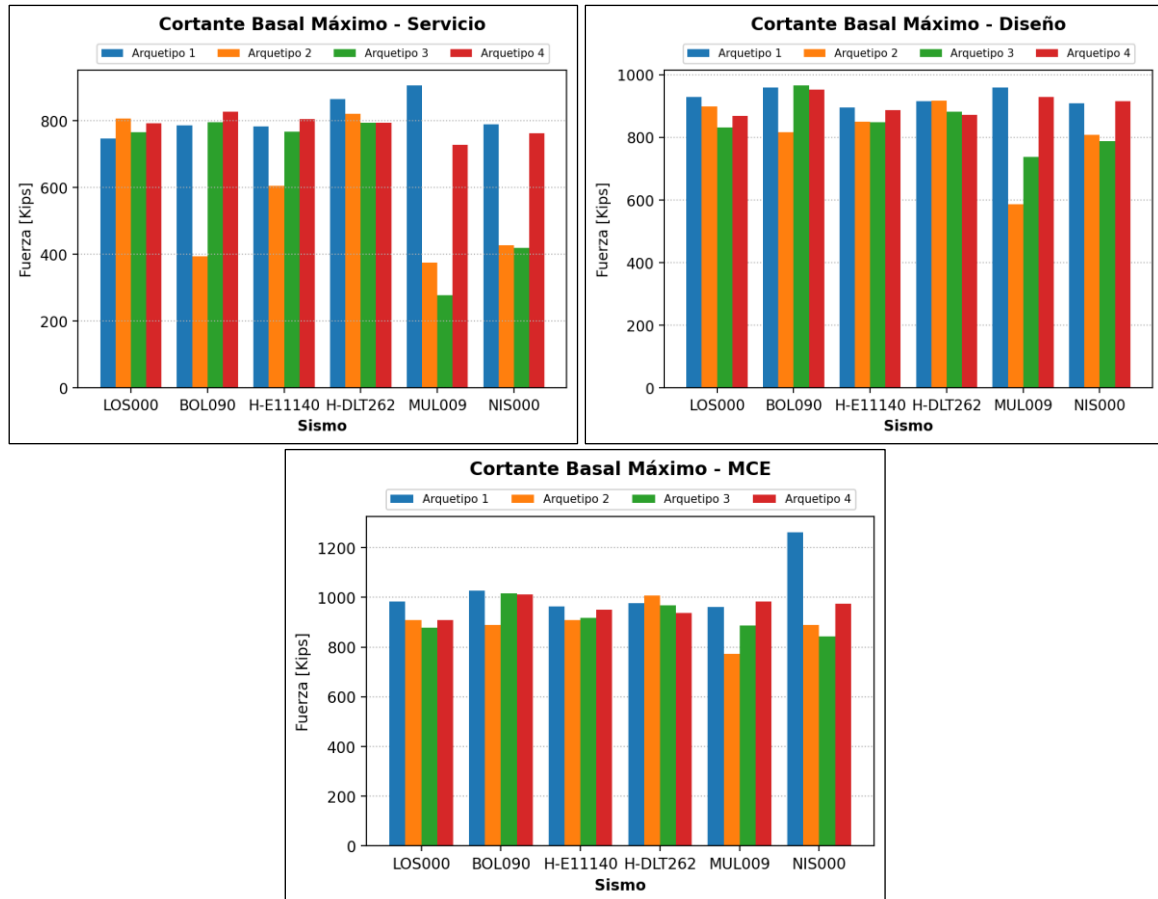


Figura 4-33. Cortante basal máximo para intensidades de Servicio, Diseño y MCE

5. Conclusiones y Recomendaciones

Como resultado de los análisis Pushover de la *Sección 4.6*, se puede concluir que las estructuras con dispositivos TADAS convencionales tienen mayor ductilidad y sobrerresistencia respecto a dispositivos TADAS ranurados de igual número de placas. En el mejor de los casos estos parámetros convergen debido a que a medida que las placas se activan el comportamiento tiende a ser el mismo que el de una estructura con disipadores TADAS convencionales con un número de placas igual a las que se encuentran en funcionamiento en ese momento. Sin embargo, en términos de análisis modal, se observa que a medida que se va desacoplando un mayor número de placas, la estructura va flexibilizándose de manera progresiva hasta llegar a la rigidez original cuando se desacoplan todas las placas TADAS del sistema de disipación.

Los dispositivos TADAS presentan curvas histeréticas con características que pueden ser modeladas para obtener ajustes adecuados en cuanto a forma y energía disipada en los ciclos de histéresis. En OpenSees, el material ‘*Steel02*’ basado en la teoría de Giuffre-Menegotto-Pinto puede capturar en gran medida el comportamiento de estos dispositivos. El promedio de los errores relativos en la calibración presentada en este trabajo es de 7.6%, dicho error representa siempre menor energía disipada, lo cual significa que se ejecuta un análisis del lado de la seguridad sin sobreestimar la capacidad de los disipadores. Estos errores son causados principalmente por un aumento de rigidez que existe a grandes deformaciones, el mismo se debe al endurecimiento geométrico de los dispositivos.

El material ‘*CastFuse*’ de OpenSees puede ajustarse con mayor precisión al comportamiento histerético de los dispositivos TADAS, obteniéndose un error de 1.1% para el Dispositivo 3; sin embargo, este no es adecuado cuando se realizan análisis a grandes deformaciones, ya que genera un endurecimiento desproporcionado que afecta de la misma forma a la rigidez global de la estructura, provocando resultados erróneos. En base a que el estudio realizado no incluye esta característica de endurecimiento geométrico, se plantea para futuras investigaciones la inclusión de esta peculiaridad para analizar su influencia en los resultados. Esto se puede lograr, ya sea calibrando otro modelo o agregando restricciones adicionales al código del material ‘*CastFuse*’, lo cual es factible al ser OpenSees un software de código abierto.

Usar un sistema en serie es adecuado para modelar las características de los dispositivos TADAS ranurados, pues permite generar el efecto característico de las curvas histeréticas de los dispositivos ranurados cuando las placas desacopladas entran en funcionamiento. Debido a la falta de ensayos experimentales de estos dispositivos, se plantea que mediante ensayos adicionales se verifiquen otros parámetros que pueden influir en el comportamiento histerético de los mismos. Por ejemplo, un factor de importancia en el endurecimiento isotrópico puede ser la dimensión de la ranura y velocidad de deformación, ya que cargas cíclicas generan dicho endurecimiento; sin embargo, cuando se tiene ranuras horizontales, esta carga es interrumpida y dependiendo del tamaño y velocidad a la que se mueva la misma, se podría ver afectado el endurecimiento de la placa.

Analizando la secuencia de fluencia de los elementos en el análisis Pushover de los arquetipos 3 y 4 de TADAS ranurados (*Figura 4-22* y *Figura 4-24*), se puede evidenciar que las placas de



los últimos dos pisos no llegan a entrar en fluencia, lo cual representa una reducción de la capacidad de disipación y cierta ineficiencia en el uso de las placas. Una posible solución a esta situación es reducir las secciones de los diagonales Chevrón y placas triangulares para disminuir la rigidez en estas zonas facilitando mayores desplazamientos de entrepiso que deriven en la fluencia de las placas.

Como se comprobó, existen casos en los cuales los arquetipos de estudio con disipadores TADAS modificados ranurados presentan una ventaja significativa frente a dispositivos TADAS convencionales y a la estructura original, pero, también existen otros casos donde empeoran el comportamiento de la estructura. En base a los arquetipos analizados, se reconoce que existe resultados prometedores referente a los dispositivos TADAS ranurados, pero no es posible aseverar que los mismos funcionan mejor frente a los convencionales debido a las siguientes razones:

- En primer lugar, existe una alta variabilidad en el comportamiento dinámico de un mismo sismo para diferentes intensidades (servicio, diseño, MCE). Particularmente, en el sismo H-E11140, en la *Figura 4-33*, se observa que, para una intensidad de servicio, el arquetipo 2 con TADAS convencionales mejora el comportamiento al disminuir el cortante basal a 600 kips respecto al cortante de casi 770 kips que genera el arquetipo 3 con TADAS ranurados. Sin embargo, para este mismo sismo, a una intensidad de diseño se observa que tanto el arquetipo con TADAS convencionales como el arquetipo con TADAS ranurados poseen prácticamente el mismo cortante de 850 kips. Por lo que se requiere de un mayor número de análisis dinámicos no lineales con distintas componentes de sismo y mayor número de registros sísmicos. La limitante, fue el tiempo de ejecución de los análisis tiempo-historia con la inclusión de las no-linealidades de los materiales, el cual variaba dependiendo de la intensidad del sismo y de la duración del mismo. En general, cada análisis requirió entre 1 hora a 4 horas por sismo. Por este motivo, es altamente recomendado ejecutar los mismos en paralelo y de ser posible, contar con computadoras de alta capacidad de procesamiento de información.
- En segundo lugar, se requiere el análisis de un número mayor de configuraciones para los disipadores ranurados. Debido a que de acuerdo a los resultados obtenidos para los Arquetipos 3 y 4 de la *Figura 4-29* a la ***¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.***, ambos con TADAS ranurados, se puede concluir que existe una alta sensibilidad de los mismos respecto a las derivas de activación de las placas, ya que en la mayoría de los casos el Arquetipo 4 presenta un comportamiento totalmente diferente al Arquetipo 3.

En base a lo descrito, se plantea una investigación a mayor escala que involucre un estudio paramétrico con estructuras que incorporen disipadores ranurados, donde las variables de análisis sean: derivas de activación, número de placas TADAS a desacoplar, número de pisos y número de vanos de la estructura. Este permitirá evaluar la sensibilidad y estabilidad de las variables, además de la eficacia y eficiencia de los dispositivos ranurados. Adicionalmente, permitirá plantear una metodología de diseño para estos disipadores ranurados. Todo esto se puede realizar implementando los productos de este trabajo, ya que se provee una estructura



con dispositivos TADAS convencionales diseñados adecuadamente, un modelo histerético calibrado tanto para dispositivos TADAS convencionales como ranurados, un modelo en OpenSees que captura adecuadamente deformaciones y fuerzas desarrolladas en los dispositivos, y factores de escalamiento para 5 sismos adicionales.

Otras recomendaciones a incluir en investigaciones posteriores son:

- Análisis del balance de energías cinética, potencial, de amortiguamiento e histerética frente a la energía generada en la estructura por el sismo. Con estas variables se podría concluir de manera más precisa el nivel de daño que reciben los miembros estructurales principales como vigas y columnas de manera cuantitativa para poder concluir si en efecto los TADAS ranurados son una opción viable para reemplazar a los TADAS convencionales.
- Realizar el análisis de sismos consecutivos para una misma estructura, siendo el primer sismo de menor intensidad al segundo. Tal como se ha planteado en las justificaciones de la investigación de TADAS ranurados y se ha avalado por Dareini & Hashemi (2011) y Hosseini Hashemi & Moaddab (2017), se espera que para sismos de baja intensidad, las placas TADAS convencionales entren en fluencia y disminuya la capacidad de disipación de la estructura cuando lleguen a presentarse sismos posteriores de mediana magnitud. Por este motivo, resulta interesante corroborar esta afirmación de forma cuantitativa para demostrar esta ventaja adicional de los TADAS ranurados, pues los sismos son eventos no predecibles y hasta que se ejecute una reparación del sistema de disipación, puede generarse otro evento telúrico bajo el cual la capacidad de los disipadores se vea disminuida respecto a la capacidad diseñada.

Finalmente, en términos de diseño estructural, se recomienda utilizar estos disipadores en estructuras cuyo periodo fundamental traslacional, se encuentre dentro del rango de la meseta del espectro elástico de diseño (*Figura 3-25*), pues implementar un disipador sísmico con su sistema de arriostramiento implica un decremento sustancial en el periodo de la estructura por la rigidez aportada. En consecuencia, al estar diseñando una estructura, el beneficio aportado por el sistema de disipación puede verse afectado por el incremento de la aceleración de diseño (S_a), el cual radica en términos de diseño, en un mayor cortante basal.



Referencias Bibliográficas

- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2017). Análisis de una estructura con disipadores sometidos a espectros de diseño y de control. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 33(3–4), 171–178. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.04.008>
- Aguiar, R., Rodríguez, M., & Mora, E. (2016). *Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS*.
- AISC. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (American National Standard ANSI/AISC 341-16; pp. 1–480). American Institute of Steel Construction.
- Alehashem, S. M. S., Keyhani, A., & Pourmohammad, H. (2008). Behavior and performance of structures equipped with ADAS & TADAS dampers (a comparison with conventional structures). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 12–17.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (41a ed.). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- ASCE. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Astudillo, B. (2018). *Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso* [Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31448>
- Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico De Edificios* (1a ed.). Editorial Limusa S.A. http://librodigital.sangregorio.edu.ec/opac_css/index.php?lvl=notice_display&id=8258
- Charney, F. A. (2008). Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 581–592. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:4\(581\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(581))
- Cheng, F. Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *Smart structures: Innovative systems for seismic response control*. CRC Press/Taylor & Francis Group.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (4 ed.). Pearson.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T., Dargush, G. F., & Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (U.S.). (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5ta ed.).
- Dareini, H. S., & Hashemi, B. H. (2011). Use of Dual Systems in Tadas Dampers to Improve Seismic Behavior of Buildings in Different Levels. *Procedia Engineering*, 14, 2788–2795. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.351>
- Dargush, G., & Soong, T. (1995). Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra*, 11(4), 545–568.
-



FEMA, Kircher, C., Constantinou, M., Deierlein, G., Harris, J. R., Heintz, J. A., Holmes, W. T., Hooper, H., Porush, A. R., & Rojahn, C. (2010). *Quantification of Building Seismic Performance Factors* (Report FEMA P-695; pp. 1–421). Federal Emergency Management Agency and Applied Technology Council.

FEMA, Poland, C. D., Heintz, J. A., Shah, A., & Vance May, V. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (FEMA 356; pp. 1–519). American Society of Civil Engineers.

Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints*.

Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T., & Escobar, J. A. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils. *Engineering Structures*, 136, 406–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.038>

Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-Delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 145–154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:1\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145))

He, J., & Fu, Z.-F. (2001). *Modal analysis* (1era ed.). Butterworth-Heinemann.

Hernández, H. (2015). *Propuesta de diseño sísmico para marcos de acero con disipadores de energía histeréticos* [Universidad Autónoma Metropolitana]. <http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/6176>

Hernández, H., & Tena, A. (2018). Evaluación del diseño sísmico resiliente conforme al método de las fuerzas de marcos dúctiles de acero con disipadores de energía histeréticos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 98, 45. <https://doi.org/10.18867/ris.98.495>

Hosseini Hashemi, B., & Moaddab, E. (2017). Experimental study of a hybrid structural damper for multi-seismic levels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 170(10), 722–734. <https://doi.org/10.1680/jstbu.15.00122>

Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations* (Report Núm. 152; John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report Series, pp. 1–324). Stanford University. <http://purl.stanford.edu/dj885ym2486>

Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Benisi Ghadim, H., & Hanif, M. U. (2020a). State-of-the-Art Review of Metallic Dampers: Testing, Development and Implementation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27(2), 455–478. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09329-9>

Javanmardi, A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Benisi Ghadim, H., & Hanif, M. U. (2020b). State-of-the-Art Review of Metallic Dampers: Testing, Development and Implementation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27(2), 455–478. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09329-9>

Katsikadelis, J. (2020). *Dynamic analysis of structures*. Elsevier. <https://www.elsevier.com/books/dynamic-analysis-of-structures/katsikadelis/978-0-12-818643-5>



- Krawinkler, H., & Gupta, A. (1998). Deformation and Ductility Demands in Steel Moment Frame Structures. En T. Usami & Y. Itoh (Eds.), *Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS'97)* (1a ed., pp. 167–178). Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-008043320-2/50016-2>
- Lacerte, M., & Tremblay, R. (2011). Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistorey split-X concentrically braced steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, 1005–1021. <https://doi.org/10.1139/106-035>
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) User Command-Language Manual*.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Structural steel design* (5th ed). Prentice Hall.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS-15, pp. 1–135)* [Norma de Construcción]. Norma Ecuatoriana de la Construcción. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Miri, M., Naghipour, M., & Kashiryfar, A. (2009). Panel Zone Rigidity Effects on Special Steel Moment-Resisting Frames According to the Performance Based Design. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 38, 925–931.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings* (1st ed.). McGraw-Hill Education.
- Mohammadi, R. K., Nasri, A., & Ghaffary, A. (2017). TADAS dampers in very large deformations. *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 515–524. <https://doi.org/10.1007/s13296-017-6011-y>
- Molina-Vera, A., Bello, O., & Benítez, D. (2017). *Estimando costos de un desastre. El costo en el sector productivo del terremoto de abril de 2016 en Ecuador: Una aproximación metodológica* (Núm. 3; pp. 1–26). Instituto Nacional de Estadística y Censos. https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwiby_PswsX0AhWoRjABHUQaCqsQFnoECAgQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.ecuadorencifras.gob.ec%2Fdocumentos%2Fweb-inec%2FBibliotecas%2FLibros%2FEstimando_Costos.pdf&usg=AOvVaw3wTCwk7RelKipYhoTbTPxa
- Momenzadeh, S. (2017). *Seismic design study of concentrically braced frames with and without buckling-controlled braces* [Doctor of Philosophy, Iowa State University, Digital Repository]. <https://doi.org/10.31274/etd-180810-5196>
- Nangullasmú, H. D. J. (2011). *Propuesta de criterios de diseño sísmico conforme a reglamento para marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos* [Universidad Autónoma Metropolitana]. <http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/6154>
- NIST, Kircher, C., Deierlein, G., Hooper, J., Krawinkler, H., Mahin, S., Shing, B., & Wallace, J. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors* (Report Núm. 10-917–8; Grant/Contract Reports (NISTGCR), pp. 1–



268). National Institute of Standards and Technology. https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=915492

Oviedo, J. A., & Duque, M. del P. (2009). Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista EIA*, 6(11), 51–63.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>

Paultre, P. (2010). *Dynamics of structures* (1a ed.). Wiley-ISTE.

PEER, & ATC. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings* (Report PEER/ATC 72-1; pp. 1–242). Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Powell, G. H. (2010). *Modeling for structural analysis: Behavior and basics*. Computers and Structures.

Saaed, T. E., Nikolakopoulos, G., Jonasson, J.-E., & Hedlund, H. (2015). A state-of-the-art review of structural control systems. *Journal of Vibration and Control*, 21(5), 919–937. <https://doi.org/10.1177/1077546313478294>

Sabelli, R., Roeder, C., & Hajjar, J. (2013). *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems: A Guide for Practicing Engineers*. Grant/Contract Reports (NISTGCR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD. https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=915474

Saeedi, F., Shabakhty, N., & Mousavi, S. R. (2016). Seismic assessment of steel frames with triangular-plate added damping and stiffness devices. *Journal of Constructional Steel Research*, 125, 15–25. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.06.011>

Shirnejad, Y., Zarfam, P., & Tajalifard, R. (2011). *Improvement the seismic behavior of existing steel structures in Iran by TADAS damper modern technology*. 1–9. <https://docplayer.net/137950997-Improvement-the-seismic-behavior-of-existing-steel-structures-in-iran-by-tadas-damper-modern-technology.html>

Siami Kaleybar, R., & Tehrani, P. (2021). Effects of using different arrangements and types of viscous dampers on seismic performance of intermediate steel moment frames in comparison with different passive dampers. *Structures*, 33, 3382–3396. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.079>

Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1997). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. Wiley.

Soong, T. T., & Spencer, B. F. (2002). Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, 24(3), 243–259. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00092-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00092-X)

Spencer, B. F., & Nagarajaiah, S. (2003). State of the Art of Structural Control. *Journal of Structural Engineering*, 129(7), 845–856. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:7\(845\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:7(845))

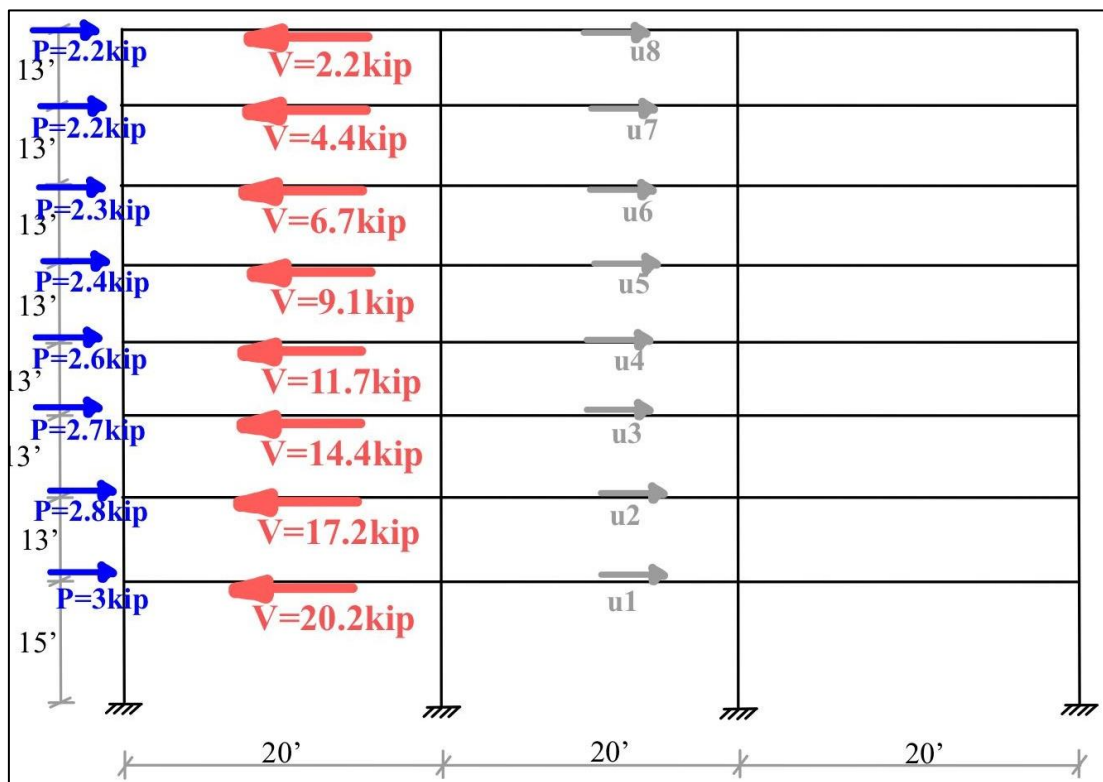


- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., & McNamara, R. J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, *134*(1), 3–21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(3))
- Tapia H., E. (2018). *Uso de Contravientos de Acero*. Gerdau Corsa. <https://docplayer.es/91934716-Uso-de-contravientos-de-acero.html>
- Tena, A., & Hernández, H. (2016). Definición de parámetros globales de diseño sísmico de marcos dúctiles de acero con disipadores de energía histeréticos. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, *16*, 19–47.
- Tena, A., & Hernández, H. (2017). Code-Oriented Global Design Parameters for Moment-Resisting Steel Frames with Metallic Structural Fuses. *Frontiers in Built Environment*, *3*. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2017.00019>
- Tena, A., & Nangullasmú, H. (2013). Diseño sísmico de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos. Definición de parámetros de diseño. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, *13*(2), 275–299.
- Tsai, C., & Tsai, K.-C. (1995). TPEA device as seismic damper for high-rise buildings. *Journal of engineering mechanics*, *121*(10), 1075–1081.
- Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P., & Su, Y.-F. (1993). Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction. *Earthquake Spectra*, *9*(3), 505–528. <https://doi.org/10.1193/1.1585727>
- Uang, C.-M., & Bertero, V. V. (1990). Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *19*(1), 77–90. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290190108>
- Vargas, R., & Bruneau, M. (2009). Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses. I. *Journal of Structural Engineering*, *135*(4), 386–393. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:4\(386\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(386))

Anexos

COMPROBACIÓN DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO POR MÉTODOS MATRICIALES

En esta sección, se corroborarán los resultados obtenidos de rigidez de entrepiso utilizando las ecuaciones de Wilbur Ecuaciones (2-27) - (2-30) respecto a las rigideces de entrepiso obtenidas de un análisis matricial del pórtico estudiado. Considerando que “La rigidez [de entrepiso] no es independiente del sistema de fuerzas laterales” (Bazán & Meli, 1999, p. 62), se procede a definir un patrón de cargas laterales para cumplir con las suposiciones de Wilbur de que las cargas similares en los pisos y que el cortante en el penúltimo entrepiso sea la mitad al cortante del último entrepiso. De esta forma, el pórtico estudiado fue sometido al patrón de cargas y de cortantes en el *Anexo 1*.



Anexo 1. Patrón de Cargas para el cálculo de rigidez de entrepiso.

Cabe señalar que se modelan las secciones, inercias y geometría del pórtico de la *Figura 3-7*, con los datos de elasticidad e inercias descritas en la *Sección 3.2*. Posteriormente, se ensamblan las matrices de rigidez \mathbf{K} sin incluir los efectos de deformación cortante, para proceder a calcular los desplazamientos laterales del pórtico \mathbf{U} con la ecuación matricial $\mathbf{F} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{U}$. A continuación, se determina el desplazamiento relativo de cada piso $\delta_{(i)} = u_{(i)} - u_{(i+1)}$, para computar en el último paso las rigideces de entrepiso como el cociente entre el cortante de cada piso entre el desplazamiento relativo de cada piso $k_{entrepiso(i)} = V_{(i)}/\delta_{(i)}$. De esta manera, se puede contrastar los resultados de rigidez de entrepiso utilizando las fórmulas de Wilbur de la *Tabla 4-1*, respecto a la rigidez de entrepiso utilizando un cálculo matricial.

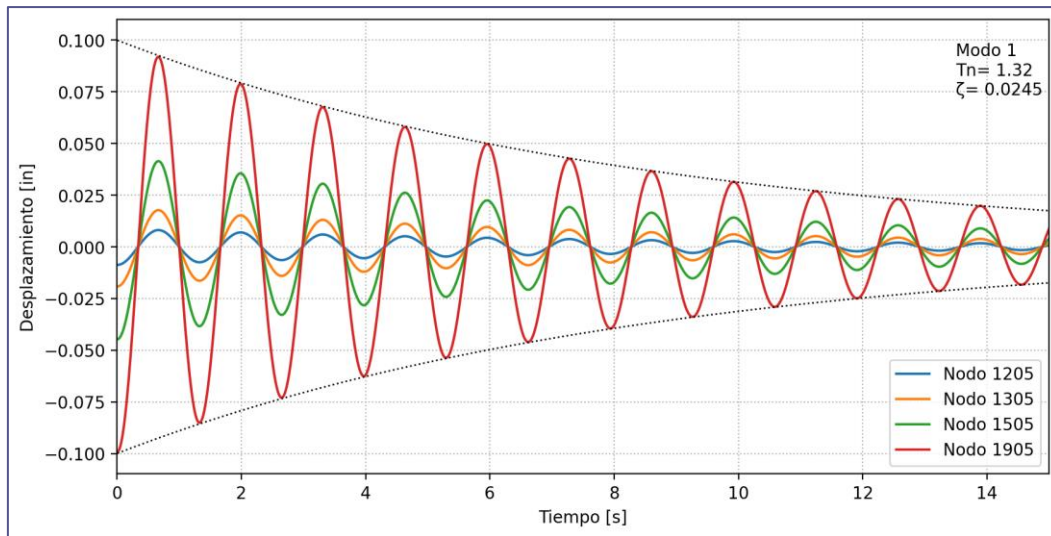


Piso	Fuerza Lateral [kip]	Cortante de Piso [kip]	Desplazamiento Absoluto del piso [in]	Desplazamiento Relativo del piso [in]	k_t (MATRICIAL) [kip/in]	k_t (WILBUR) [kip/in]	error [%]
1	3.00	20.20	0.0310	0.0310	650.81	630.27	3.16
2	2.80	17.20	0.0614	0.0303	566.93	572.81	-1.04
3	2.70	14.40	0.0870	0.0256	562.34	578.60	-2.89
4	2.60	11.70	0.1104	0.0234	500.47	495.94	0.90
5	2.40	9.10	0.1324	0.0220	413.24	418.54	-1.28
6	2.30	6.70	0.1506	0.0182	367.24	368.44	-0.33
7	2.20	4.40	0.1658	0.0152	290.34	296.68	-2.18
8	2.20	2.20	0.1749	0.0091	241.87	268.42	-10.98

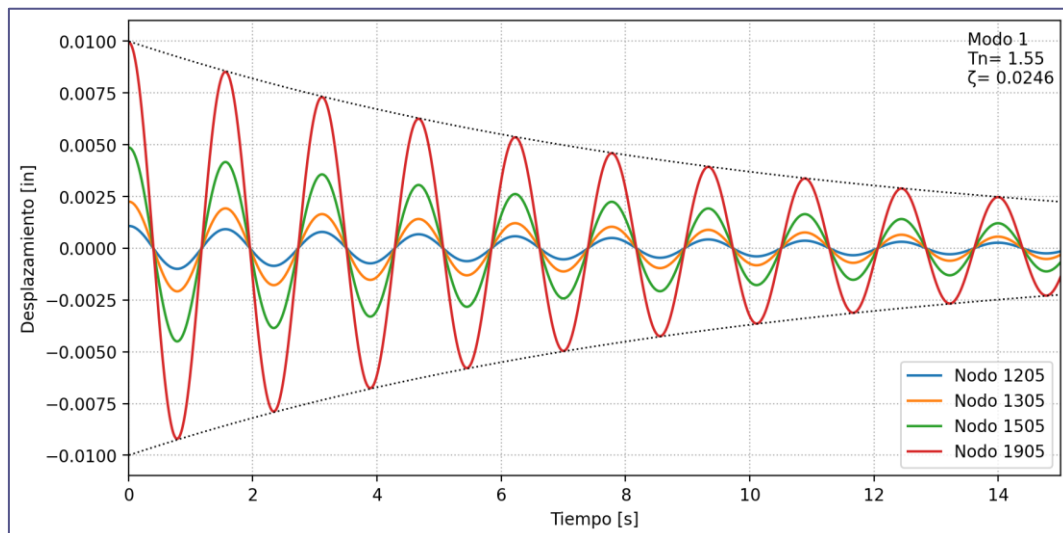
Anexo 2. Comprobación de la rigidez obtenida por métodos matriciales respecto a las ecuaciones de Wilbur.

De esta forma, queda demostrado que la rigidez de entrepiso obtenida por métodos matriciales, es muy similar a la rigidez de entrepiso calculada con las fórmulas de Wilbur, pues el error ronda en un 2.50% para todos los pisos llegando a un máximo error de 11% únicamente en el último piso. Sin embargo, se puede observar que los resultados de rigidez de entrepiso son muy similares, por lo que se aceptan los valores de rigidez para el dimensionamiento de los disipadores TADAS y de diagonales de arriostamiento con la metodología Vargas-Nangullasmú-Tena-Hernández.

VERIFICACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO EN OPENSEES (DECAIMIENTO LOGARÍTMICO EN VIBRACIÓN LIBRE)



Anexo 3. Test de Vibración Libre para Arquetipo 2. Amortiguamiento sin incluir rigidez de rótulas.



Anexo 4. Test de Vibración Libre para Arquetipo 3. Amortiguamiento sin incluir rigidez de rótulas.

PARÁMETROS DE PERIODO PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO



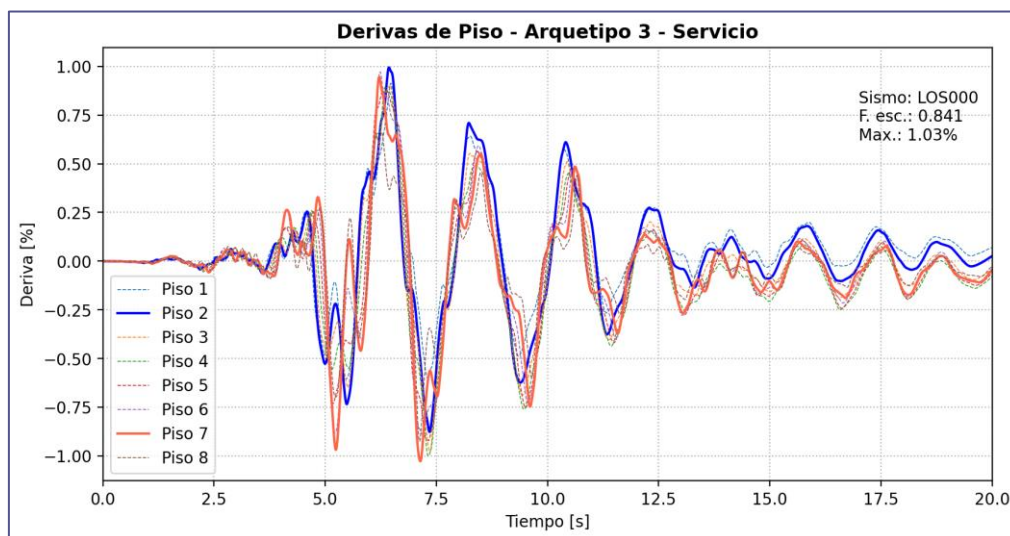
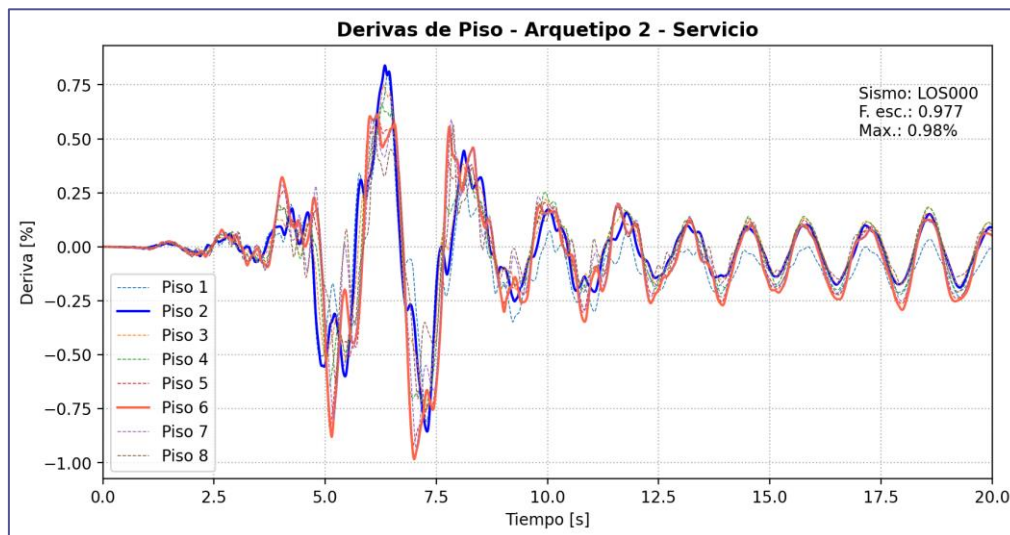
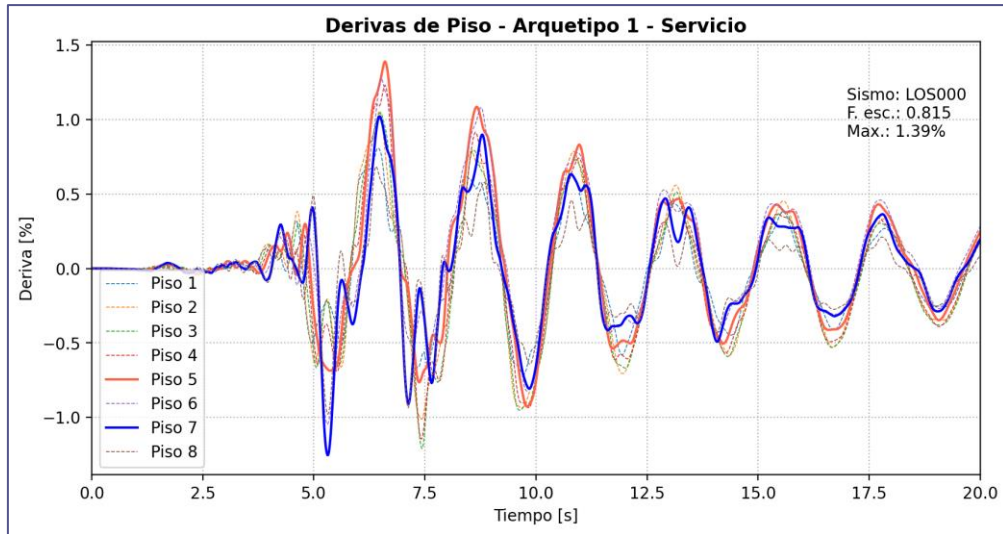
Anexo 5. Mapa de Valores (T_L) y emplazamiento de la edificación. Figura adaptada de ASCE 7-16

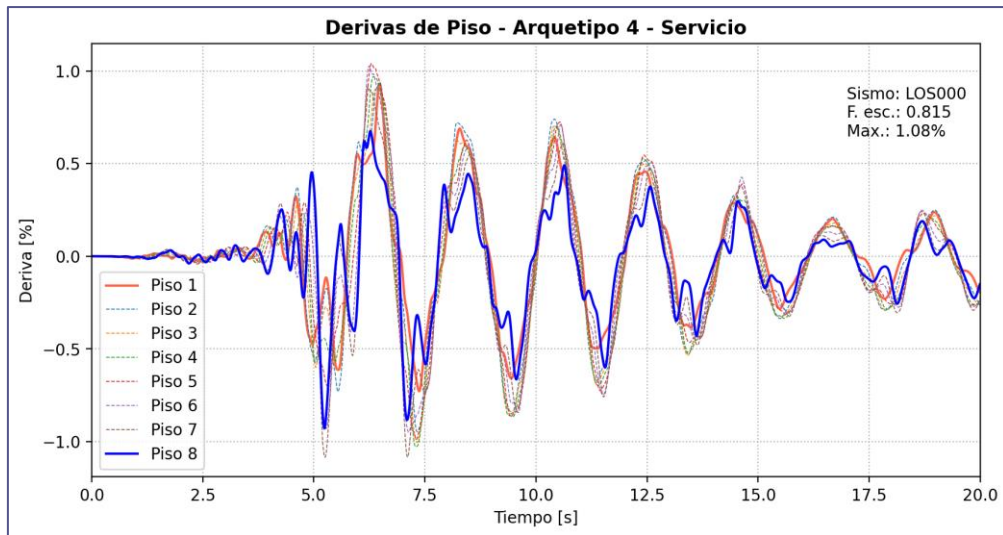


RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES PARA SISMO LOS000

Derivas de Entrepiso

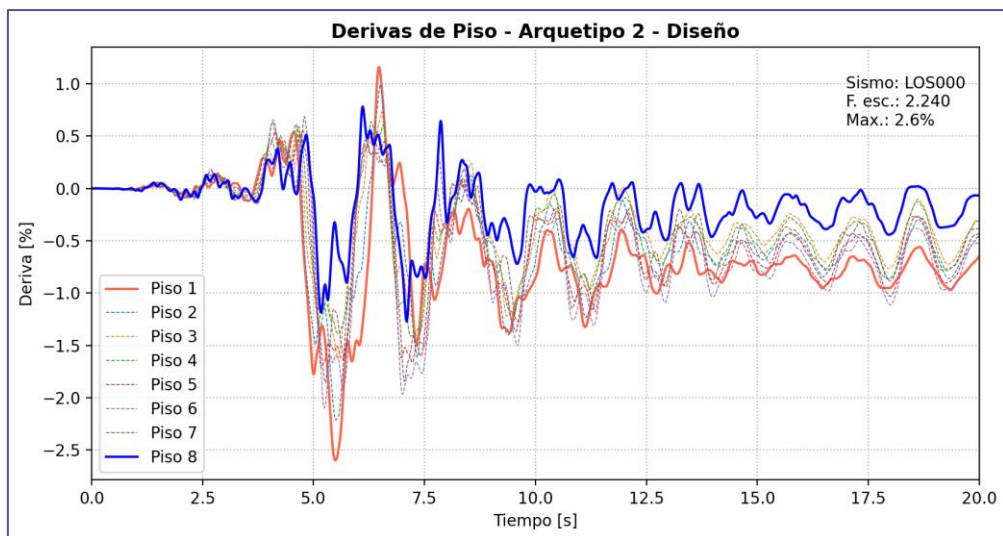
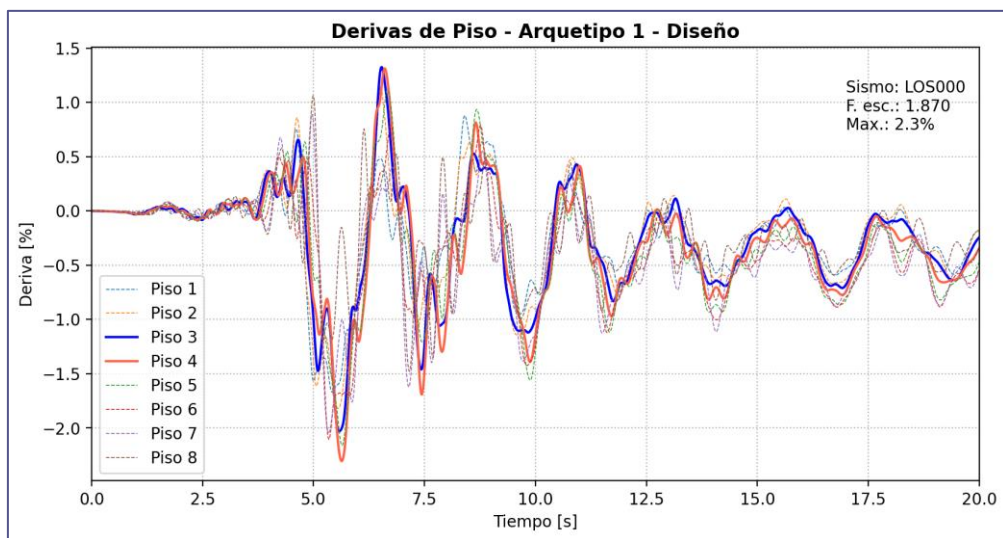
Intensidad de Servicio

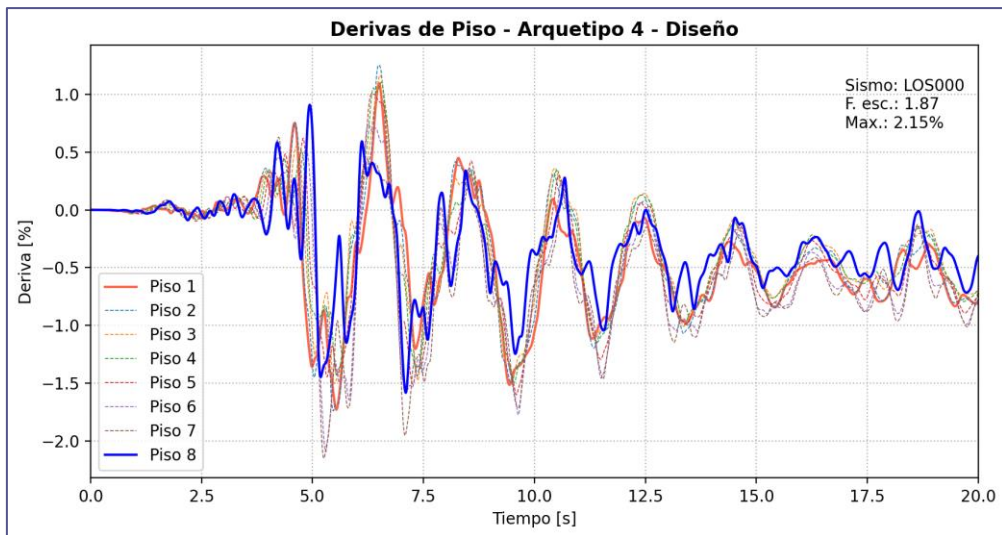
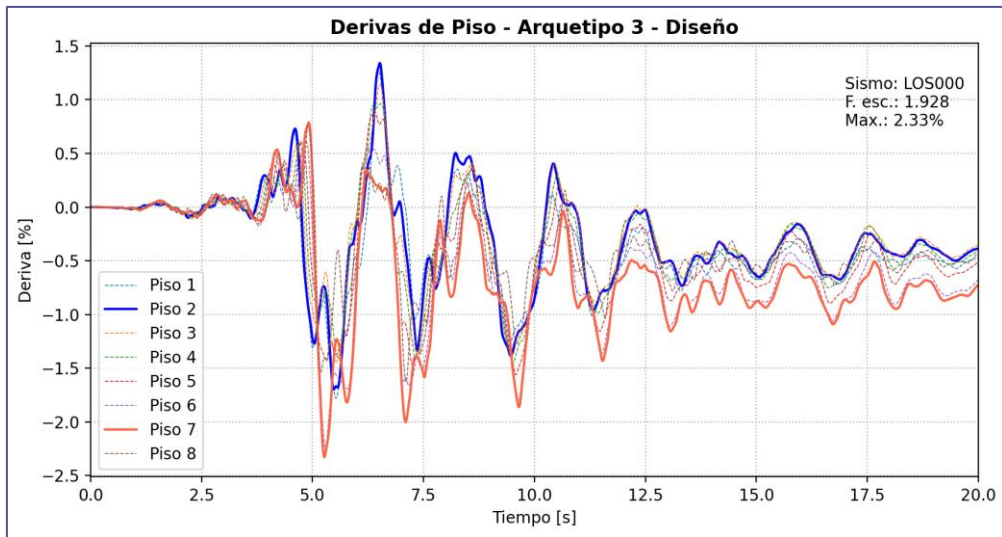




Anexo 6. Derivas de piso en el tiempo intensidad de Servicio.

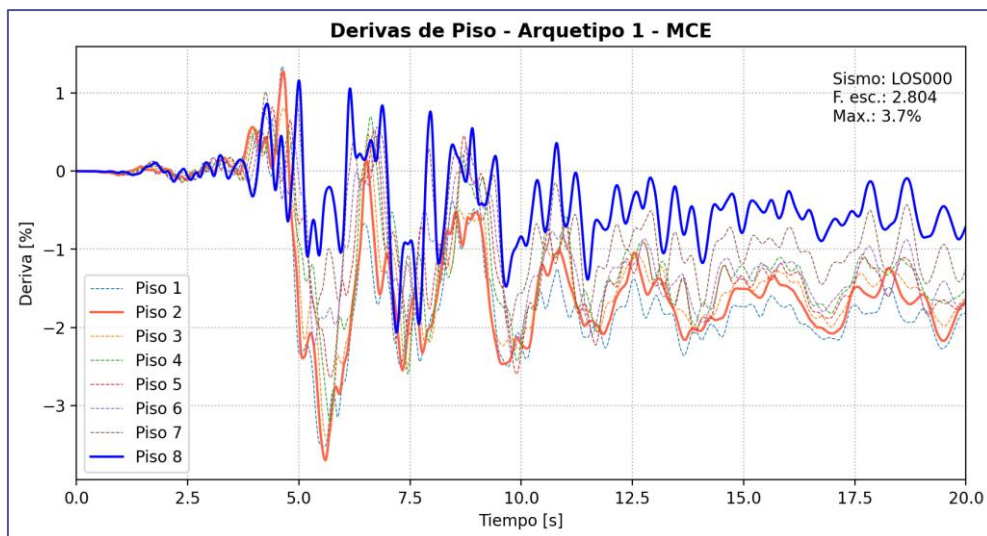
Intensidad de Diseño

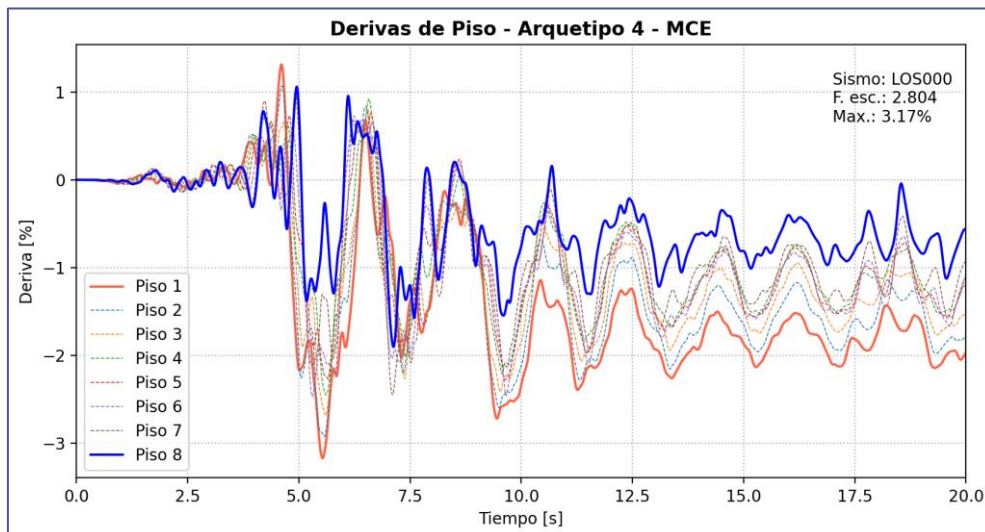
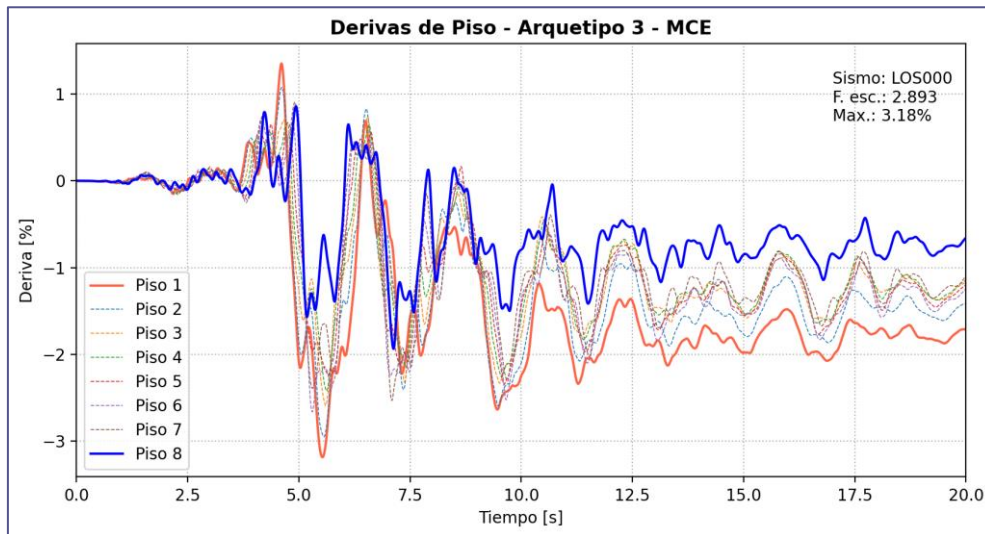
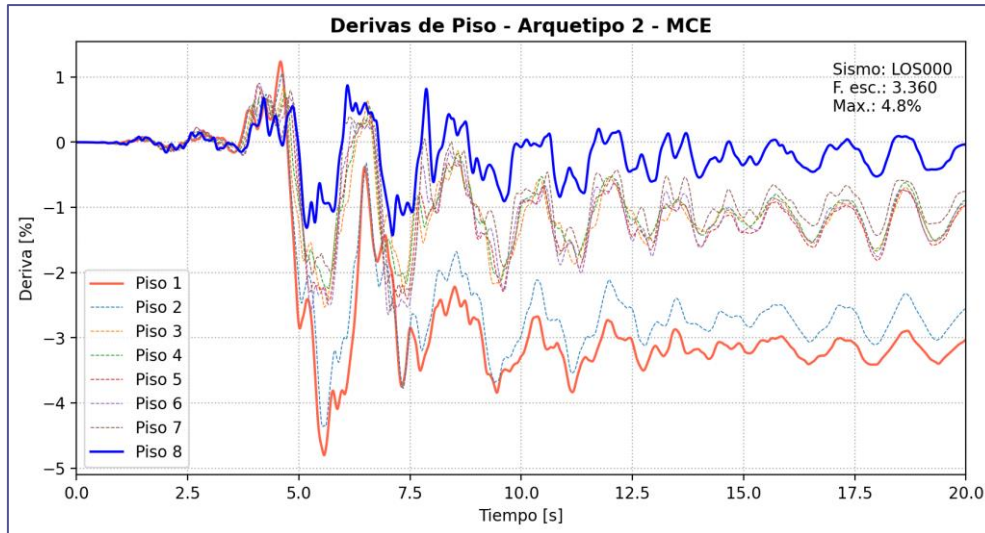




Anexo 7. Derivas de piso en el tiempo intensidad de Diseño.

Intensidad de MCE

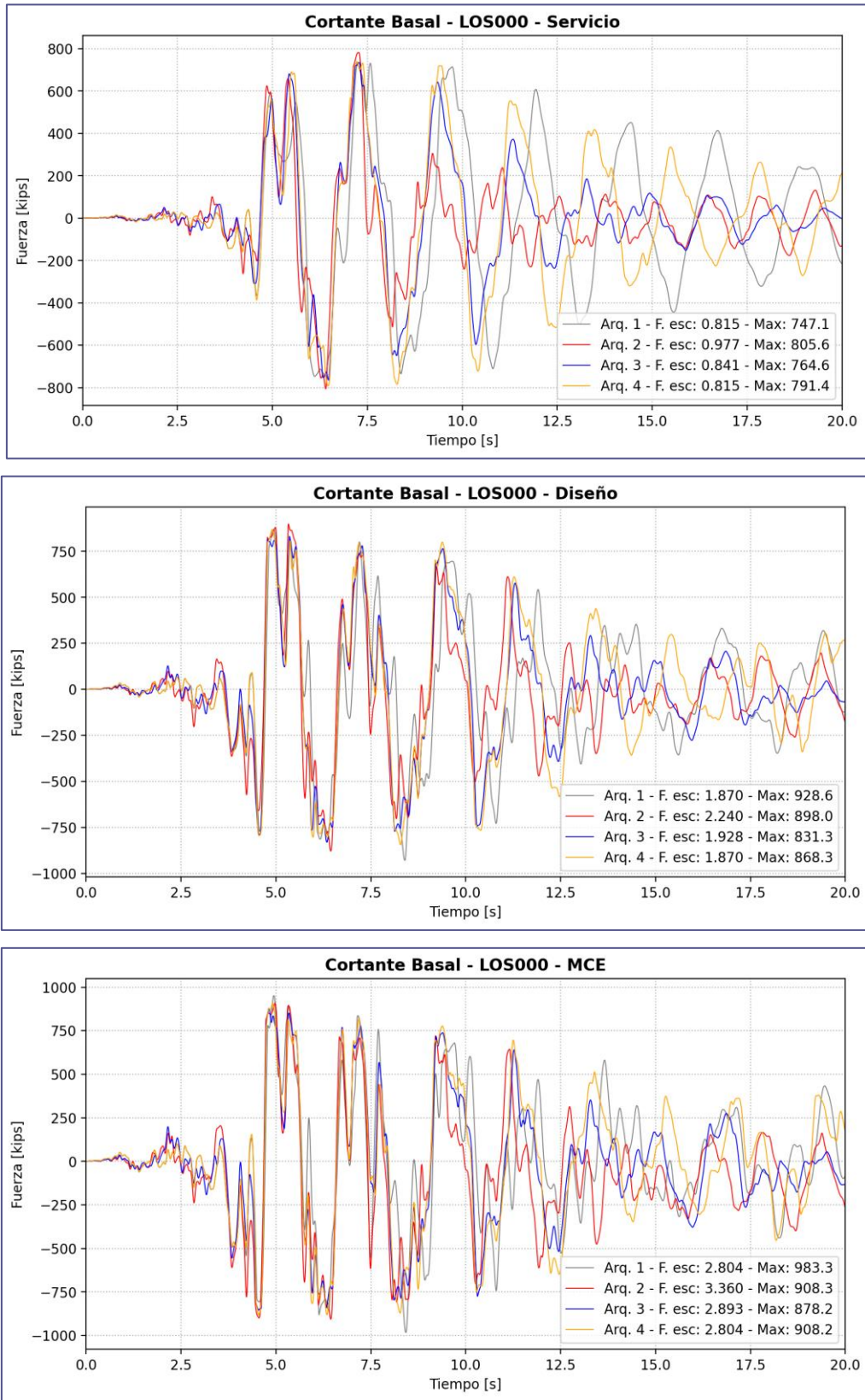




Anexo 8. Derivas de piso en el tiempo. Intensidad MCE.

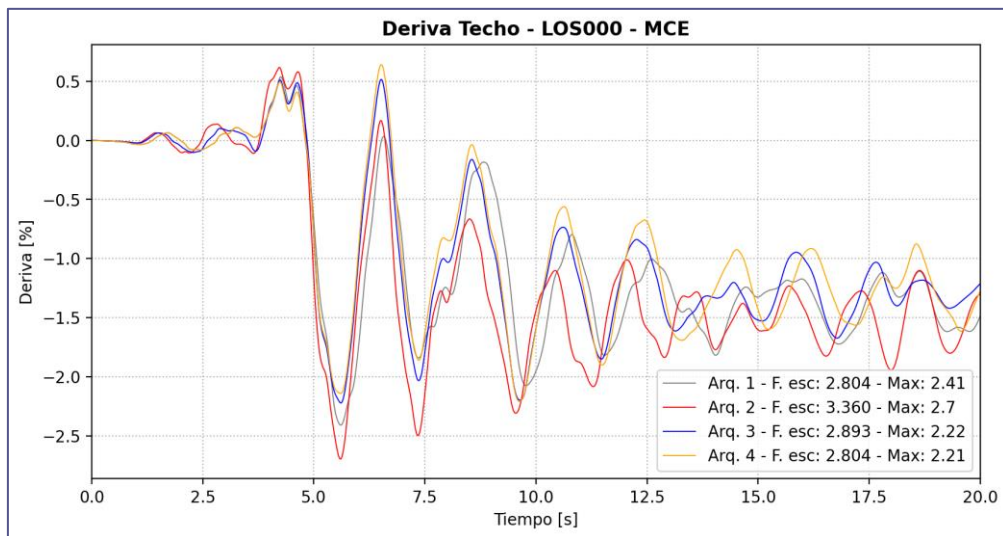
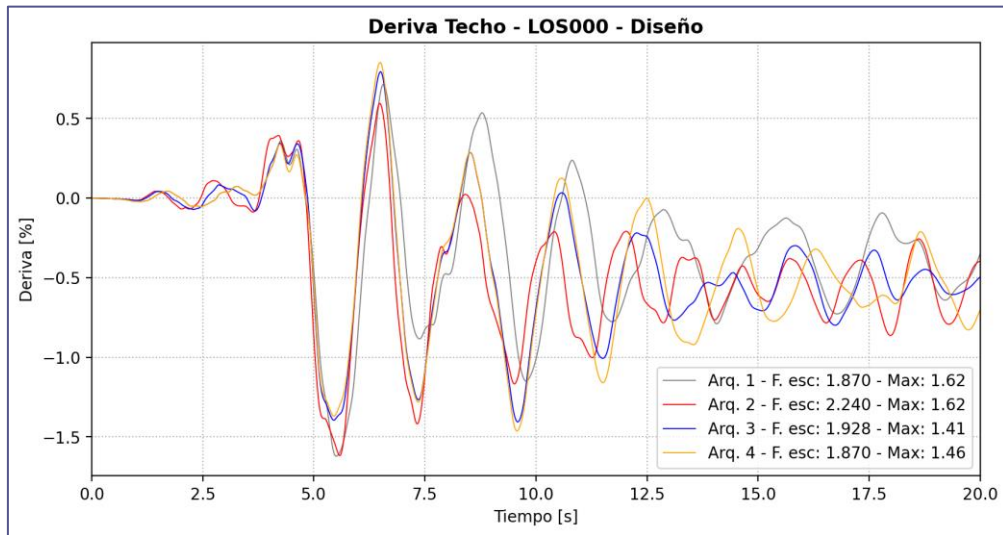
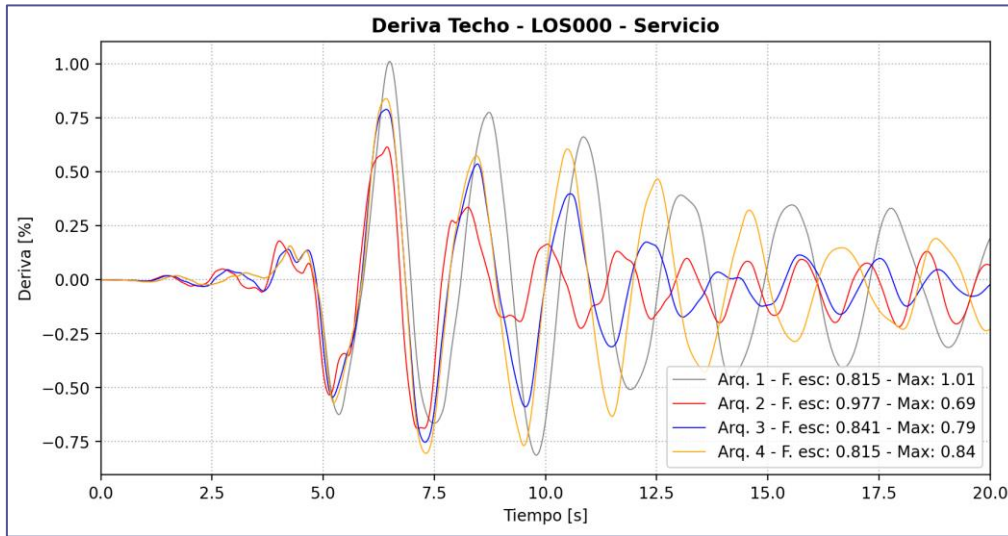


Cortante Basal



Anexo 9. Cortante Basal en el tiempo

Deriva de Techo



Anexo 10. Deriva de techo en el tiempo