UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID (UPM)

**Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales
(ETSII)**

**Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado
con el Primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energía:
aplicación a la República Dominicana**

TESIS DOCTORAL

Santiago Félix Mota Páez

Máster en Ingeniería Sísmica: Dinámica de Suelos y Estructuras

05 de Junio de 2017

Departamento de Ingeniería Mecánica

Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales
(ETSII)

Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado
con el Primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energía:
aplicación a la República Dominicana

Autor:

Santiago Félix Mota Páez

Máster en Ingeniería Sísmica: Dinámica de Suelos y Estructuras

Director:

Amadeo Benavent Climent

Doctor en Ingeniería

TRIBUNAL EVALUACIÓN TESIS DOCTORAL

Tribunal nombrado por el Magnífico Rector de la Universidad Politécnica de Madrid. El día _____ de _____ de _____.

Presidente: _____

Secretario: _____

Vocal: _____

Vocal: _____

Vocal: _____

CALIFICACIÓN: _____

Realizado el acto de defensa y lectura de Tesis el día _____ de _____ de _____, en Madrid.

Presidente

Secretario

Vocales

Agradecimientos

Agradezco al Ministerio de Educación Superior Ciencia y Tecnología de la República Dominicana (MESCyT), por haberme otorgado aquella beca de master con la que inicié esta aventura de viajar a España, en principio, solo por un año, y descubrí que existía todo un mundo de conocimiento desconocido para mí, más allá de lo que había aprendido en mi país, y que me incitó a quedarme para embarcarme en este proyecto que hoy culmina con la realización de esta Tesis Doctoral. Al término de la misma quiero agradecer también a la Universidad Central del Este (UCE) y a las siguientes personalidades por su respectiva colaboración: al Dr. Eduardo Fierro, por darme entre otras cosas, las referencias de las personas claves en la República Dominicana relacionadas con mi tema, como es el caso del Ma. Leonardo Reyes Madera, actual presidente de SODOSISMICA, y de Rafael Corominas Pepín, personas a la cual agradezco grandemente sus aportaciones. A mis amigos y compañeros de profesión como Luis Nuñez Aquino, Oscar Luis Villafaña Castillo, David Galé Lamuela y Wilson Encarnación, personas con las que tuve el placer de compartir tanto en lo académico como en lo personal, y que cada una de una forma u otra han contribuido a la realización de esta Tesis. No reconocer el apoyo brindado por las señoras Sonia Colado, Arancha Lauder y Yolanda Salvador por sus orientaciones y apoyo incondicional a mi llegada a Madrid en septiembre de 2010, me condenaría a un sentimiento de deuda con vosotras, os agradezco grandemente vuestra colaboración.

Finalmente, quiero agradecer de forma muy especial a los profesores Francisco Javier Montans Leal (Paco) y Amadeo Benavent Climent por haber aceptado en su día ser mis directores de Tesis, primero el uno y luego el otro. Gracias por haber hecho de aquel cambio de dirección de Tesis, una “transición dulce¹” que me dio mucha tranquilidad y confianza para comenzar de nuevo. Gracias Paco y Amadeo por hacerlo todo fácil cuando me parecía que todo era tan difícil. Amadeo, “Ánimo que ya te queda menos” era más que una frase para mí, era la voz de la experiencia la que me hablaba, que con ojo crítico observaba al avance de mi trabajo. Sus toques de atención me servían para esforzarme un poco más en hacerlo mejor. Quizás no tenga las palabras para expresarle la suficiente gratitud, quizás la realización de esta Tesis sea el mejor argumento, no lo sé, solo sé que ha hecho un gran trabajo conmigo, he aprendido mucho de usted, y he querido dedicarle estas palabras para que queden para la posteridad.

Gracias a todos he logrado convertir esta experiencia en un proyecto de vida...

¹ "transición dulce", es el calificativo empleado por Vicente del Bosque en 2016 para definir el traspaso de poderes en la portería de Iker Casillas (*entonces portero de la Selección Española de Fútbol*) a su colega David De Gea.

Dedicatoria

A mi familia, en especial a mi hija:
Sophia Mota López

Resumen

La presente Tesis propone una nueva solución para el reacondicionamiento sísmico de un tipo particular de edificaciones existentes consistente en pórticos de hormigón armado con un primer piso blando y muros de mampostería como elementos de cierre y particiones interiores en los pisos superiores. La nueva solución se basa en el empleo de disipadores de energía de tipo histerético y con ella se consigue acercar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras al de las estructuras con aislamiento de base. El piso blando es una configuración estructural inadecuada desde el punto de vista sísmico, responsable del mayor número de colapsos de edificios frente a terremotos severos ocurridos en el pasado, lo que hace que los edificios con piso blando representen una cuestión de gran preocupación, especialmente en las regiones de alta sismicidad como la República Dominicana. La solución investigada combina la adición de disipadores histeréticos de energía con el refuerzo de las columnas de la primera planta (en caso de ser necesario). Los dispositivos de disipación de energía son nuevas tecnologías capaces de reducir los desplazamientos relativos entre plantas y de incrementar la resistencia de los edificios. La Tesis propone también una metodología de cálculo para este tipo de estructuras basada en el balance energético, que proporciona la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía requerida a los disipadores para que el edificio en su conjunto pueda resistir el terremoto de diseño sin exceder la deriva máxima impuesta para la primera planta. La resistencia requerida por los disipadores depende de la resistencia de las columnas del primer piso, lo que da lugar a múltiples soluciones y permite optimizar la solución. El método propuesto para el dimensionado de los disipadores toma en cuenta la contribución de la deformación elástica de las plantas superiores a la energía de vibración elástica, y proporciona una fórmula simple para determinar la resistencia necesaria en esas plantas para garantizar que las mismas se mantienen elásticas. En esta Tesis se diseñan varios prototipos de estructuras representativas de edificios existentes de 3, 6 y 9 plantas de acuerdo con los códigos de construcción de la RD, y posteriormente se desarrollan los modelos numéricos correspondientes a esos edificios. Los modelos fueron reacondicionados con la solución propuesta por el autor de esta Tesis, y utilizando un código para el Análisis Dinámico no lineal de Estructuras en dos dimensiones (IDARC-2D), se llevaron a cabo múltiples análisis dinámicos directos en régimen no lineal para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras reacondicionadas y para validar el procedimiento desarrollado. Los resultados obtenidos muestran que la solución propuesta protege satisfactoriamente la estructura existente y que además previene el daño frente a terremotos más severos asociados a períodos de retorno de 2475 años tanto en la primera planta como en las plantas superiores.

Abstract

The present Thesis proposes a new solution for seismic upgrading existing reinforced concrete structures with first soft story and masonry infills at the upper stories. The new solution is based on the use of hysteretic dampers and it is intended to attain a seismic behavior similar to that of base isolation systems. Soft story is an inadequate structural configuration responsible in the past for many building collapses during severe earthquakes around the world. This type of structures are a matter of big concern especially in regions of high seismicity such as Dominican Republic. The solution investigated in this Thesis combines the addition of hysteretic dampers with the strengthening (if necessary) of the columns of the existing soft first (ground) story of the building. Energy dissipating devices (EDDs) are new technologies capable of minimizing inter-story drifts and increasing the earthquake resistance of buildings. The Thesis puts forth an energy-based design procedure that provides the strength, stiffness and energy dissipation capacity required for the dampers so that the overall structure can endure the design earthquake without exceeding a prescribed maximum drift at the first story. The strength required for the dampers depends on the strength of the columns of the first story therefore multiple solutions are possible allowing optimization. The proposed method takes into account the contribution of the elastic deformation of the upper stories to the elastic vibrational energy of the whole system. Further, simple formulae are proposed to determine the required strength on the upper stories so that they remain elastic. Several prototype buildings having 3, 6 and 9 stories were designed according to code construction of Dominican Republic, and then, the corresponding numerical models representing these buildings were developed. The models were seismic upgraded with the solution proposed by the author, and using a code for Inelastic Dynamic Analysis of Structures (IDARC-2D), non-linear time-history analyses were carried out to evaluate the seismic performance of the retrofitted structures and to validate the proposed procedure. The results obtained show that the proposed solution protects satisfactorily the existing structure and prevents damage under severe earthquakes in both, first story and upper stories.

Índice General

Agradecimientos	I
Dedicatoria	II
Resumen.....	III
Abstract	IV
Índice General	V
Índice de Figuras	XII
Índice de Tablas.....	XX
Notación General	XXIII
Organización de la Tesis	XXXIII
Capítulo 1	1
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1.- Introducción.....	1
1.2.- Metodología de Proyecto Sismorresistente Basada en el Balance Energético de Housner-Akiyama	2
1.2.1.- Ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas	2
1.2.2.- Ecuación de balance de energía.....	4
1.3.- Filosofía del Proyecto Sismorresistente Basado en Prestaciones.....	5
1.4.- Sistemas de Protección Sísmica	13
1.4.1.- Sistemas de control pasivo	14
1.4.1.1.- Disipadores histeréticos de energía	15
1.5.- Objetivos	19
1.5.1.- Objetivo general.....	19
1.5.2.- Objetivos específicos.....	19
1.6.- Metodología de la Investigación	19
1.7.- Motivación e Interés de la Tesis.....	20
1.7.1.- Situación sísmica de la República Dominicana	20
1.7.2.- El problema de piso blando y su amenaza para las edificaciones existentes en la RD	22
1.7.3.- La falta de un método sencillo para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes de hormigón armado empleando disipadores de energía	23
Capítulo 2	25
2. ESTADO DEL ARTE Y ANTECEDENTES	25
2.1.- Introducción.....	25
2.2.- Códigos Sísmicos: Origen, Evolución y Estrategias de Proyecto Sismorresistente	25
2.3.- Breve Reseña Histórica del Reacondicionamiento Sísmico	27
2.4.- El Problema de Piso Blanco: Definición y Configuración	28
2.4.1.- Definición de piso blando según normativas	28

2.4.2.- Descripción y configuración del problema.....	30
2.5.- Comportamiento de “Piso Blando” Ante un Sismo	31
2.6.- Soluciones Convencionales Para Evitar y Reducir la Patología de Piso Blando	32
2.7.- Trabajos de Investigación más Relevantes Sobre el Reacondicionamiento Sísmico de Edificios con el Primer Piso Blando Empleando Disipadores de Energía	33
2.7.1.- Trabajos de Pardini (Pardini et Al. 2005)	33
2.7.2.- Trabajo de Nakano (Nakano et al. 2013)	35
2.7.3.- Trabajo de Sahoo (Sahoo y Rai 2013)	35
2.7.4.- Trabajo de Teruna (Teruna et al. 2014)	36
2.7.5.- Trabajo de Bahmani y van de Lindt (Bahmani y van de Lindt et al. 2014)	36
2.7.6.- Trabajo de Kanno (Kanno et al. 2014).....	36
2.8.- Estudios y Propuestas Para el Dimensionado de Disipadores Empleando Métodos Energéticos.....	37
2.8.1.- Métodos propuestos en la literatura	37
2.8.1.1.- Método propuesto por Choi y Kim (2005)	37
2.8.1.2.- Método propuesto por Benavent-Climent (2011)	37
2.8.1.3.- Método propuesto por Habibi, Chan y Albermani (2012)	38
2.8.1.4.- Método propuesto por Madan y Hashmi (2014).....	38
2.8.2.- Normativa Japonesa.....	39
2.9.- Antecedentes Sobre el uso Combinado de los Materiales Compuestos FRP/SRP	40
Capítulo 3	44
3. TIPOLOGÍAS DE EDIFICACIONES Y PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS EN LA REPÚBLICA DOMINICANA	44
3.1.- Introducción.....	44
3.2.- Tipologías constructivas.....	44
3.3.- Edificaciones de Hormigón Armado con Piso Blando en la República Dominicana	46
3.4.- Prácticas Constructivas en la República Dominicana	47
3.4.1.- Reglamentos utilizados en la década de los 70, 80 y 90 y en la actualidad para el diseño de estructuras de hormigón armado.....	48
3.4.1.1.- Métodos de diseño del comité ACI 318	48
3.4.1.2.- Factores y combinaciones de cargas.....	50
3.4.1.3.- Coeficientes reductores de resistencia	52
3.4.1.4.- Cuantías de diseño para los elementos estructurales (columnas, vigas y losas)	52
3.4.2.- Combinaciones de cargas según las recomendaciones del 1979 y el Reglamento sísmico 2011 de la República Dominicana	54
3.4.2.1.- Control de las deformaciones	55
3.4.3.-Programas para el análisis sísmico y diseño estructural utilizados en la República Dominicana	57

3.5.- Estudio Comparativo de las Cargas Sísmicas y Gravitatorias que Figuran en los Reglamentos Sísmicos de 1979, 2008 Y 2011	57
3.5.1.- Cargas gravitatorias según reglamentos.....	57
3.5.2.- Cargas sísmicas.....	62
3.5.2.1.- Solicitaciones sísmicas según las "Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de Estructuras M-001 del año 1979"	62
3.5.2.2.- Solicitaciones sísmicas según el Reglamento Dominicano Para el Análisis Sísmico de Estructuras (2008)	64
3.5.2.3.- Solicitaciones sísmicas según el Reglamento Para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras R-001 (2011).....	68
3.5.2.4.- Comparación de los espectros elásticos horizontales de la República Dominicana	73
3.5.2.5.- Comentarios sobre las cargas espectrales en los Reglamentos sísmicos	75
Capítulo 4	77
4. DEFINICIÓN Y DIMENSIONADO DE PROTOTIPOS DE ESTRUCTURAS REPRESENTATIVAS ...	77
4.1.- Introducción	77
4.2.- Definición de los Prototipos de Estructuras Representativas.....	77
4.3.- Dimensionado de los Prototipos de Hormigón Armado	79
4.3.1.- Dimensiones mínimas de los elementos estructurales	81
4.3.2.- Análisis de cargas para el dimensionado bajo cargas gravitatorias	82
4.3.3.- Factores de reducción de resistencia.....	84
4.3.4.- Combinaciones de cargas.....	85
4.3.5.- Modelado, propiedades y casos de cargas en ETABS	85
4.3.5.1.- Modelado	85
4.3.5.2.- Definición de la geometría y asignación de propiedades	86
4.3.5.3.- Definición de los casos de cargas estáticas gravitatorias	86
4.3.5.4.- Análisis y diseño estructural de los pórticos	87
4.3.6.- Diseño estructural de las losas.....	87
4.5.- Resultado del Dimensionado de los Prototipos de Estructuras.....	88
Capítulo 5	96
5. PROPUESTA DE SOLUCIÓN DE REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO COMBINANDO MATERIALES COMPUESTOS Y DISIPADORES HISTERÉTICOS DE ENERGÍA EN EL PRIMER PISO BLANDO	96
5.1.- Introducción	96
5.2.- Solución Propuesta Para el Reacondicionamiento Sísmico de Estructuras con Piso Blando Mediante Disipadores de Energía y Materiales Compuestos	96
5.3.- Filosofía de la Estrategia Propuesta	100
5.4.- Solución Técnica Para la Conexión Pórtico-Disipador.....	100
Capítulo 6	104
6. SELECCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE TERREMOTOS HISTÓRICOS	104

6.1.- Introducción	104
6.2.- Selección de Terremotos de Acuerdo a la Aceleración Máxima del Suelo	104
6.3.- Clasificación de los Registros de Costa Rica de Acuerdo a la Distancia Epicentral	107
6.4.- Clasificación de los Registros de Costa Rica Según Parámetros Sismológicos	108
6.4.1.- Clasificación de los registros de Costa Rica según el índice I_D	108
6.4.1.1.- Definición de un valor límite del índice sismológico I_D para terremotos cercanos a falla	108
6.5.- Selección y Clasificación Conjunta de los Registros de Costa Rica	111
6.6.- Selección y Clasificación de Registros Obtenidos del PEER	113
Capítulo 7	118
7. DESARROLLO DE MODELOS NUMÉRICOS REPRESENTATIVOS DE LOS PROTOTIPOS DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA, AJUSTE Y CALIBRACIÓN	118
7.1.- Introducción	118
7.1.1.- Desarrollo de modelos numéricos con IDARC	118
7.1.1.1.- Modelo numérico de los pórticos de HA	125
7.1.1.2.- Modelización de la mampostería	126
7.1.1.3.- Modelización de los disipadores	132
7.2.- Selección y Ajuste de Parámetros Histeréticos	132
7.2.1.- Cálculos no lineales estáticos y dinámicos	133
7.2.1.1.- Ajuste de la relación momento-rotación en vigas y columnas	139
7.2.1.2.- Estudio de sensibilidad para elegir el incremento de tiempo para cálculos dinámicos	144
7.3.- Comprobación de los Modelos Desarrollados Mediante Cálculos Dinámicos Directos	145
7.3.1.- Cálculo del índice de disipación de energía en vigas	146
7.3.2.- Balance energético	149
7.4.- Curvas de Capacidad y Propiedades del Pórtico sin Disipadores	155
7.5.- Simulación de los Materiales Compuestos FRP/SRP	162
Capítulo 8	166
8. PREDICCIÓN DE LA ENERGÍA DE VIBRACIÓN ELÁSTICA	166
8.1.- Introducción	166
8.2.- Modelo Continuo General	166
8.3.- Modelo Continuo Representativo de Edificios Regulares con el Primer Piso Blando ...	173
8.3.1.- Rigidez a cortante	173
8.3.2.- Frecuencias y funciones modo propio de vibración asociadas	174
8.4.- Aproximación de la Energía de Vibración Elástica	178
8.4.1.- Estudio paramétrico	178
8.4.1.1.- Ajuste de curvas e/a^2	189
8.4.2.- Propuesta de una expresión para predecir la energía de vibración elástica	190
8.4.3.- Validación numérica de la expresión propuesta	190

8.4.3.1.- Caso elástico.....	191
8.4.3.1.1.- Cálculo de la energía de vibración elástica de los prototipos: caso elástico	191
8.4.3.1.2.- Predicción de la energía de vibración elástica con la fórmula propuesta: caso elástico	192
8.4.3.1.3.- Resultados caso elástico	193
8.4.3.2.- Caso plástico	200
8.4.3.2.1.- Cálculo de la energía de vibración elástica de los prototipos: caso plástico	200
8.4.3.2.2.- Cálculo de la energía de vibración elástica con la fórmula propuesta: caso plástico	201
8.4.3.2.3.- Resultados caso plástico	201
8.4.3.3.- Conclusiones	207
Capítulo 9	208
9. APLICACIÓN DEL PROYECTO BASADO EN PRESTACIONES EN EL CONTEXTO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HA CON EL PRIMER PISO BLANDO	208
9.1.- Introducción.....	208
9.2.- Proyecto por Prestaciones Según el Eurocódigo 8 y el Reglamento Sísmico de la R D	208
9.2.1. - Eurocódigo 8: Design of structures for earthquake resistance- parte 3: <i>Assessment and Retrofitting of Buildings</i>	208
9.2.1.1.- Requisitos de desempeño y criterios de cumplimiento de EN 1998-3	208
9.2.2.- R-001-2011: Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras	209
9.3.- Definición de Parámetros Sísmicos y Estructurales	210
9.3.1.- Parámetro indicador de la intensidad sísmica	210
9.3.1.1.-Caracterización de los niveles de peligrosidad sísmica a considerar y establecimiento de los niveles de comportamiento de proyecto	210
9.3.2.- Parámetro representativo del daño y de la respuesta estructural.....	219
9.4.- Ajuste del Input de Energía	220
9.5.- Respuesta Sísmica de Edificios de HA con el Primer Piso Blando	222
Capítulo 10	227
10. PROPUESTA DE UN MÉTODO ENERGÉTICO PARA EL REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS DE HA CON EL PRIMER PISO BLANDO, EMPLEANDO DISIPADORES DE ENERGÍA Y MATERIALES COMPUESTOS, APLICANDO EL PROYECTO BASADO EN PRESTACIONES	227
10.1.- Introducción	227
10.2.- Formulación del Método Propuesto	227
10.2.1.- Modelo estructural y criterios de diseño	227
10.2.2.- Formulación del método.....	230
10.2.2.1.- Rigidez de los disipadores	230
10.2.2.2.- Resistencia lateral que deben proporcionar los disipadores en la primera planta	231

10.2.3.- Procedimiento general.....	236
10.3.- Estudios Paramétricos.....	240
10.3.1.- Influencia de la relación de derivas en la respuesta con disipadores.....	240
10.3.1.1.- Relación entre la energía de deformación plástica acumulada y la respuesta máxima	250
10.3.2.- Dimensionado óptimo	252
10.4.- Dimensionado de los Disipadores Para la Validación del Método Propuesto	257
10.5.- Predicción Fuerza Cortante Máxima en las Plantas Superiores a la Primera	259
10.6.- Propuestas Para la Materialización del Dimensionado de los Disipadores	261
10.6.1.- Propiedades del disipador tipo TTD y procedimiento de diseño	262
10.6.2.- Propiedades del disipador tipo WPD y procedimiento de diseño	265
10.6.3.- Materialización del dimensionado de los disipadores: diseño disipador tipo TTD	267
Capítulo 11	270
11. VALIDACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO MEDIANTE SIMULACIONES NUMÉRICAS.....	270
11.1.- Introducción	270
11.2.- Descripción de los Modelos Para la Validación.....	270
11.3.- Acelerogramas Empleados en la Validación	271
11.4.- Validación del Método Propuesto	272
11.4.1.- Respuesta considerando los disipadores de energía y síntesis de resultados....	272
11.4.1.1.- Respuesta para registros de campo lejano o registros no-impulsivos	273
11.4.1.1.1.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo lejano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años.....	273
11.4.1.1.2.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo lejano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 2475 años.....	278
11.4.1.2.- Respuesta para registros de campo cercano o registros impulsivos	280
11.4.1.2.1.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo cercano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años	280
11.4.1.2.2.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo cercano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 2475 años	283
11.4.1.3.- Relación entre la deformación remanente y la deformación plástica acumulada	286
11.4.2.- Comparación de la respuesta obtenida de los cálculos dinámicos y la respuesta esperada.....	290
11.4.3.- Comparación estadística de los resultados obtenidos	292
11.5.- Comprobación de los Efectos P-Delta Mediante el Coeficiente de Sensibilidad al Desplazamiento Entre Plantas (COSDEP)	296
11.5.1.- Resultado COSDEP para campo lejano con período de retorno de 475 años	297
11.5.2.- Resultado COSDEP para campo lejano con período de retorno de 2475 años ...	298
11.5.3.- Resultado COSDEP para campo cercano con período de retorno de 475 años...	300

11.5.4.- Resultado <i>COSDEP</i> para campo cercano con período de retorno de 2475 años	301
11.6.- Evaluación de la Respuesta Basada en Prestaciones	303
Capítulo 12	316
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	316
12.1.- Introducción	316
12.2.- Conclusiones Generales y Específicas	316
12.3.- Aportaciones Realizadas en esta Tesis.....	318
12.4.- Líneas de Trabajo Futuro	318
GLOSARIO DE TÉRMINOS	320
ANEXOS	322
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	378

Índice de Figuras

Figura 1.1: Sistema real sometido a un movimiento en su base. Fuente: elaboración propia en base a Benavent (2010).....	3
Figura 1.2: Sistema equivalente con base fija, sometido a una fuerza ficticia $F_e(t)$	4
Figura 1.3: Objetivos de desempeño según Visión 2000.....	6
Figura 1.4: Marco de trabajo con enfoque probabilístico del proyecto basado en prestaciones	12
Figura 1.5: Clasificación de los sistemas de protección sísmica	14
Figura 1.6: Disipador de barra con pandeo restringido (BRB): (a) componentes del disipador BRB (Clark, Aiken, Kasai, Ko, & Kimura, 1999); (b) secciones de BRBs, diversos autores (Della Corte, D'Aniello, Landolfo, & Mazzolani, 2011)	15
Figura 1.7: Disipador slit-type steel plate. Fuente: elaboración propia en base a Benavent-Climent et al (1998).....	16
Figura 1.8: Disipador tipo SSD. Fuente: Chan y Albermani (2007)	16
Figura 1.9: Disipador ADAS. Fuente: Oviedo y Duque (2006).....	17
Figura 1.10: Disipador TADAS. Fuente: Oviedo y Duque (2006).....	17
Figura 1.11: Detalle disipador TTD.....	18
Figura 1.12: Detalle disipador WPD	18
Figura 1.13: Colapso en edificaciones de la RD: (a) Colapso del 1er nivel plantel escolar urbano Gilbert; (b) Colapso edificio comercial (obra informal); (c) Deslizamiento edificación; (d) Mala unión de los elementos estructurales (en referencia a figura 1.13b). Fuente: CODIA (2003)....	22
Figura 2.1: Definición de piso blando: (a) por diferencia de altura entre pisos; (b) por la presencia de cerramientos rígidos solo en las plantas superiores a la primera; (c) por interrupción de elementos estructurales verticales	30
Figura 2.2: Efecto P-Delta en edificio con piso blando: (a) edificio indeformado; (b) edificio deformado lateralmente.....	31
Figura 2.3: Ejemplos típicos de colapsos debido a la configuración del piso blando. Elaboración propia en base a Mezzi (2005)	32
Figura 2.4: Formación de rótulas y colapso de edificios con piso blando. Fuente: (San Bartolomé, 2017)	32
Figura 2.5: Una manera de evitar el piso blando en edificaciones residenciales. Fuente: (San Bartolomé, 2017)	33
Figura 2.6: Planta general y vista frontal del complejo residencial en Módica, Italia (Parducci, 2005)	34
Figura 2.7: Vista de los edificios por encima y debajo de la plataforma peatonal (Mezzi M. , 2005)	35
Figura 2.8: Materiales compuestos SRP: (a) ejemplo de cable de acero de los SRP con una envoltura mediante un alambre; (b) malla o red de SRP.....	41
Figura 3.1: Vista panorámica de Santo Domingo, capital de la República Dominicana	44
Figura 3.2: Residencias unifamiliares, típicas de la República Dominicana.....	45
Figura 3.3: Edificio multifamiliar (condominio) en construcción, típico de la República Dominicana	45
Figura 3.4: Edificio multifamiliar en uso, típico de la República Dominicana.....	45
Figura 3.5: Edificios residenciales porticados con influencia de la mampostería	46
Figura 3.6: Edificio gubernamental con primer piso diáfano.....	47
Figura 3.7: Aparcamientos exteriores en edificaciones.....	47
Figura 3.8: Reglamento Para Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón Armado R-033 (2012)	55
Figura 3.9: Dimensiones límites en columnas de pórticos. Elaboración propia en base al Reglamento R-033 de la RD.....	56

Figura 3.10: Ejemplo de análisis de cargas, Fuente: Ejemplos de Aplicación de las RPAS	58
Figura 3.11: Portada de las Recomendaciones Sísmicas de la Rep. Dominicana (1979)	62
Figura 3.12: Espectro sísmico de las RPAS (1979).....	62
Figura 3.13: Zonificación sísmica según las RPAS (1979).....	63
Figura 3.14: Espectro general y reducido según RPAS (1979)	64
Figura 3.15: Espectro sísmico lineal elástico de 2008. Fuente: elaboración propia a partir del Reglamento sísmico	65
Figura 3.16: Mapa de zonificación sísmica. Fuente: Reglamento sísmico de 2008	66
Figura 3.17: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 475 años con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de acuerdo al Reglamento sísmico de 2008 ...	67
Figura 3.18: Portada del Reglamento sísmico del 2011.....	68
Figura 3.19: Espectro de campo cercano Reglamento sísmico del 2011. Fuente: elaboración propia	68
Figura 3.20: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 475 años con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Fuente: Reglamento sísmico de 2011	70
Figura 3.21: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 2475 años con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Fuente: Reglamento sísmico de 2011	71
Figura 3.22: Mapa del campo cercano. Fuente: Reglamento sísmico de 2011	71
Figura 3.23: Ejemplos de tipos de espectros según Reglamento sísmico dominicano.....	74
Figura 3.24: Espectro general del Reglamento sísmico del 2008 para las zonas I y II	75
Figura 3.25: Espectro general del Reglamento sísmico del 2011 para las zonas I y II	75
Figura 4.1: Vista en planta de los prototipos N3 y N6	78
Figura 4.2: Vista en planta prototipo N9	79
Figura 4.3: Vista en elevación: (a) prototipo N3; (b) prototipo N6; (c) prototipo N9.....	79
Figura 4.4: Prototipos modelados en ETABS: (a) N3; (b) N6; (c) N9	85
Figura 4.5: Áreas Tributarias de losas en una y dos direcciones	86
Figura 4.6: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N3	90
Figura 4.7: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N3	90
Figura 4.8: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N3	90
Figura 4.9: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N3	91
Figura 4.10: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N6	91
Figura 4.11: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N6	92
Figura 4.12: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N6	92
Figura 4.13: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N6	93
Figura 4.14: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N9	93
Figura 4.15: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N9	94
Figura 4.16: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N9	94
Figura 4.17: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N9	95
Figura 4.18: Áreas de acero por unidad de longitud en losas de entrepiso en prototipo N3	95
Figura 5.1: Comportamiento del edificio antes del reacondicionamiento: (a) deformación lateral del edificio; (b) curva de capacidad lateral inicial. Fuente: elaboración propia en base a Mezzi y Parducci (2005)	98
Figura 5.2: Comportamiento lateral (esperado) del edificio con el primer piso blando luego del reacondicionamiento: (a) deformación lateral del edificio; (b) curva de capacidad lateral inicial y con refuerzo respectivamente. Fuente: elaboración propia en base a Mezzi y Parducci (2005).....	99
Figura 5.3: Esquema de la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta, disipadores histeréticos de energía y materiales compuestos FRP/SRP	99
Figura 5.4: Solución simple para la conexión pórtico-disipador. Fuente: Benavent et al (2015)	101
Figura 5.5: Solución mejorada para la conexión del disipador al pórtico. Fuente: Benavent et al (2015)	101

Figura 5.6: Conexión pórtico-disipador adoptado en esta Tesis. Fuente: Benavent et al (2015)	102
Figura 5.7: Conexión pórtico-disipador real en nudo viga-columna. Fuente Benavent et al (2015)	103
Figura 5.8: Detalle de la conexión del disipador en el arranque del pilar	103
Figura 6.1: Variabilidad del índice sísmológico I_D para terremotos de campo cercano	109
Figura 7.1: Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado. Fuente: IDARC-2D	119
Figura 7.2: Curva esfuerzo-deformación para el acero. Fuente: IDARC-2D	119
Figura 7.3: Curva esfuerzo-deformación para vigas	120
Figura 7.4: Curvas esfuerzo-deformación para columnas	121
Figura 7.5: Modelos de plasticidad concentrada integrados en IDARC: (a) rótula plástica; (b) muelle no lineal. Fuente: IDARC-2D	122
Figura 7.6: Significado físico de los parámetros histeréticos. Fuente: elaboración propia en base a IDARC-2D	123
Figura 7.7: Regla histerética en rótulas plásticas	125
Figura 7.8: Macro-modelos de mampostería: (a) modelo de una diagonal; (b) modelo de dos diagonales; (c) modelos de tres diagonales. Fuente: elaboración propia en base a Crisafulli (2007)	126
Figura 7.9: Modelo constitutivo para la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a IDARC 2D-V7	127
Figura 7.10: Envolvente de resistencia para la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a IDARC 2D-V7	127
Figura 7.11: Diagonal equivalente a la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a FEMA 356 (2000)	128
Figura 7.12: Influencia huecos según su ubicación en muros de mampostería. Fuente: elaboración propia en base a Asteris (2003)	131
Figura 7.13: Patrones de distribución de fuerzas y desplazamientos laterales: (a) distribución uniforme; (b) distribución triangular invertida; (c) distribución modal	133
Figura 7.14: Distribución de desplazamientos laterales para prototipo N3	133
Figura 7.15: Definiciones alternativas para definir el desplazamiento de fluencia en elementos de concreto: (a) basada en la primera plastificación; (b) basada en la plastificación de la curva elastoplástica equivalente; (c) basada en la absorción de energía de la curva elastoplástica equivalente; (d) basada en la rigidez reducida de la plastificación de la curva elastoplástica equivalente. Fuente: elaboración propia en base a Park (1988)	135
Figura 7.16: Relación fuerza-desplazamiento típica para elementos de concreto reforzado. Fuente: elaboración propia en base a Paulay y Priestley (1992)	136
Figura 7.17: Métodos de idealización adoptados por el ATC-19: (a) Paulay y Priestley; (b) regla de igual energía. Fuente: elaboración propia en base a ATC-19	136
Figura 7.18: Representación bilineal de acuerdo al ATC-40. Fuente: elaboración propia en base al ATC-40	137
Figura 7.19: Representación bilineal de la curva de capacidad según la FEMA-356 (2000). Fuente: elaboración propia en base a la FEMA-356	137
Figura 7.20: Ley típica momento-rotación que propone la FEMA-356	139
Figura 7.21: Influencia del parámetro HBD en la capacidad de rotación plástica viga 48	140
Figura 7.22: Ejemplo de cálculo de la rotación plástica en vigas	141
Figura 7.23: Variación rotación plástica con el parámetro HBD en vigas	142
Figura 7.24: Influencia del parámetro HBD en la capacidad de rotación plástica columna 60	142
Figura 7.25: Ejemplo de cálculo de la rotación plástica en columnas	143
Figura 7.26: Variación de la rotación plástica con el parámetro HBD en columnas	144
Figura 7.27: Curvas de capacidad para diferentes valores del parámetro DTCAL	145
Figura 7.28: Relación momento-rotación para viga 36: grafica (a) extremo izquierdo; grafica (b) extremo derecho	147

Figura 7.29: Índice de disipación de energía en vigas pórticos P2X y P3X prototipo N3	148
Figura 7.30: Modelo empleados en el balance energético: (a) pórtico diáfano en todas las plantas; (b) pórtico con cerramientos exclusivamente en las plantas superiores.....	152
Figura 7.31: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N3	152
Figura 7.32: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N3	153
Figura 7.33: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N6	153
Figura 7.34: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N6.....	154
Figura 7.35: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N9	154
Figura 7.36: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N9.....	155
Figura 7.37: Modelo estructural para la determinación de las propiedades de la parte flexible	156
Figura 7.38: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N3.....	156
Figura 7.39: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N3.....	157
Figura 7.40: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N6.....	158
Figura 7.41: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N9.....	158
Figura 7.42: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N6.....	160
Figura 7.43: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N9.....	161
Figura 7.44: Curvas de capacidad para diferentes incrementos en la resistencia ultima inicial del prototipo N3.....	163
Figura 7.45: Curva de capacidad sin FRP/SRP y con un incremento del 40% en la resistencia del prototipo N6.....	164
Figura 7.46: Curva de capacidad sin FRP/SRP y con un incremento del 40% en la resistencia del prototipo N9.....	165
Figura 8.1: Modelo continuo general: (a) barra a cortante; (b) elemento diferencial	166
Figura 8.2: Propiedades distribuidas del modelo a cortante	167
Figura 8.3: Idealización prototipos: (a) edificio real con el primer piso blando; (b) modelo de cortante; (c) distribución de masa modelo de cortante	173
Figura 8.4: Rigidez del modelo continuo a partir de la estructura real: (a) edificio real; (b) edificio ficticio.....	174
Figura 8.5: Espectros bilineales de input de energía de proyecto V_E-T	180
Figura 8.6: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N3 para $G_2/G_1=1.25$	182
Figura 8.7: Parámetros e y a para el modelo N3	182
Figura 8.8: Relación e/a^2 para el modelo N3	183
Figura 8.9: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N6 para un ratio $G_2/G_1=1.25$	184
Figura 8.10: Parámetros e y a para el modelo N6	185
Figura 8.11: Relación e/a^2 para el modelo N6	185
Figura 8.12: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N9 para un ratio $G_2/G_1=1.25$	187
Figura 8.13: Parámetros e y a para el modelo N9	188
Figura 8.14: Relación e/a^2 para el modelo N9	188
Figura 8.15: Representación de las curvas e/a^2 de todos los modelos	189
Figura 8.16: Ajuste de las curvas e/a^2 empleando una función exponencial decreciente	190
Figura 8.17: Acelerogramas de los registros sísmicos seleccionados	192
Figura 8.18: Ejemplo de cálculo de W_e : (a) historia de desplazamientos relativos entre planta de la primera planta; (b) energía cinética W_{ek} ; (c) energía almacenada por deformaciones elásticas W_{es} ; (d) energía de vibración elástica W_e , para el modelo N3 sometido a la componente N00E del terremoto Alajuela	193
Figura 8.19: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $fQ-f\delta$ de cada planta del modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela	194
Figura 8.20: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N3 para cada terremoto	195

Figura 8.21: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $fQ-f\delta$ de cada planta del modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca	196
Figura 8.22: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N6 para cada terremoto	197
Figura 8.23: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $fQ-f\delta$ de cada planta del modelo N9 para la componente N90E del terremoto de Alajuela EINS	198
Figura 8.24: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N9 para cada terremoto	199
Figura 8.25: Ejemplo historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela	201
Figura 8.26: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela	202
Figura 8.27: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N3 para cada registro	202
Figura 8.28: Ejemplo de historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} del modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca	203
Figura 8.29: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca	204
Figura 8.30: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N6 para cada registro	204
Figura 8.31: Ejemplo de historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} del modelo N9 para la componente N00E del terremoto de Alajuela PCC	205
Figura 8.32: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N9 para la componente N00E del terremoto de Alajuela PCC	206
Figura 8.33: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N9 para cada registro	206
Figura 9.1: Espectro $T-V_D$ para campo lejano, PR de 475 años, prototipo N3	215
Figura 9.2: Espectro $T-V_D$ para campo lejano, PR de 2475 años, prototipo N3	215
Figura 9.3: Espectro $T-V_D$ para campo cercano, PR de 475 años, prototipo N3	216
Figura 9.4: Espectro $T-V_D$ para campo cercano, PR de 2475 años, prototipo N3	216
Figura 9.5: Definición de zona crítica para los prototipos N3, N6 y N9	219
Figura 9.6: Diagrama de flujo para la obtención de la respuesta máxima a partir del ajuste de V_D	221
Figura 9.7: Prototipos para el estudio del comportamiento de piso blando	222
Figura 9.8: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N3 para el registro de Tabas-Ferdows	223
Figura 9.9: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N6 para el registro de Friuli-Barcis	223
Figura 9.10: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N9 para el registro de Loma Prieta-Bran	224
Figura 9.11: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N3	225
Figura 9.12: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N6	226
Figura 9.13: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N9	226
Figura 10.1: Idealización curva de capacidad	228
Figura 10.2: Idealizaciones: (a) viga de cortante; (b) relación fuerza- desplazamiento para la primera planta	229
Figura 10.3: Algoritmo del método propuesto	239
Figura 10.4: Algoritmo simplificado propuesto para fines de proyecto	240
Figura 10.5: Ajuste de energías y respuesta máxima de la primera planta para el modelo inicial con disipadores, prototipo N3	243
Figura 10.6: Respuesta máxima modelo inicial con disipadores para el registro Double Springs-Woodfords, prototipo N3	243

Figura 10.7: Respuesta máxima modelo inicial con disipadores para el registro Dinar-Dinar, prototipo N6.....	244
Figura 10.8: Distribución de rigidez modelo con mampostería inicial sin y con disipadores, prototipo N3.....	244
Figura 10.9: Rigidez lateral muros de cerramiento prototipo N3 para varios autores.....	245
Figura 10.10: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N3	246
Figura 10.11: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N6	247
Figura 10.12: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N9	247
Figura 10.13: Respuesta máxima para diferentes valores de v_1	249
Figura 10.14: Relación η_1/μ_1 para la primera planta prototipo N3.....	252
Figura 10.15: Relación entre los coeficientes de fuerzas cortante.....	253
Figura 10.16: Solución óptima con FRP/SRP	254
Figura 10.17: Influencia de la resistencia del pórtico en la resistencia de los disipadores y la resistencia total.....	255
Figura 10.18: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N3	255
Figura 10.19: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N6	256
Figura 10.20: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N9	256
Figura 10.21: Dimensionado de disipadores para prototipo N3	258
Figura 10.22: Dimensionado de disipadores para prototipo N6	258
Figura 10.23: Dimensionado de disipadores para prototipo N9	258
Figura 10.24: Envolvente fuerza cortante máxima según prototipo	261
Figura 10.25: Ventajas uso disipadores tipo TTD y WPD	262
Figura 10.26: Placa de disipación de energía y sus dimensiones.....	265
Figura 10.27: Modo de fallo recomendado para disipador WPD	266
Figura 10.28: Configuración deformada pórtico con disipador de energía.....	268
Figura 10.29: Diseño disipador TTD: (a) pareja de valores h_D y b_D ; (b) comportamiento de n_D de acuerdo a h_D y b_D ; (c) detalle placa de disipación de energía	269
Figura 11.1: Prototipos para la validación del método propuesto	270
Figura 11.2: Curvas histeréticas de los disipadores empleando el modelo de Bouc-Wen	271
Figura 11.3: Ejemplo de ajuste de V_D a partir del modelo modificado reforzado con disipadores	272
Figura 11.4: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 475 años.....	273
Figura 11.5: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo lejano y PR de 475 años.....	274
Figura 11.6: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 475 años.....	274
Figura 11.7: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 475 años	275
Figura 11.8: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo lejano y PR de 475 años	275
Figura 11.9: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 475 años	276
Figura 11.10: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 475 años	276
Figura 11.11: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N6, registros de campo lejano y PR de 475 años	277
Figura 11.12: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 475 años	277

Figura 11.13: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años.....	278
Figura 11.14: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años.....	278
Figura 11.15: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N9, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años.....	279
Figura 11.16: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años	279
Figura 11.17: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años	280
Figura 11.18: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo lejano y <i>PR</i> de 2475 años	280
Figura 11.19: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años.....	281
Figura 11.20: Ratio máximo de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años.....	281
Figura 11.21: Ratio máximo de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años.....	282
Figura 11.22: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años	282
Figura 11.23: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años	283
Figura 11.24: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 475 años	283
Figura 11.25: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años.....	284
Figura 11.26: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años.....	284
Figura 11.27: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N9, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años.....	285
Figura 11.28: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años	285
Figura 11.29: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años	286
Figura 11.30: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo cercano y <i>PR</i> de 2475 años	286
Figura 11.31: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo lejano con <i>PR</i> de 475 años	288
Figura 11.32: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo lejano con <i>PR</i> de 2475 años	288
Figura 11.33: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo cercano con <i>PR</i> de 475 años.....	289
Figura 11.34: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo cercano con <i>PR</i> de 2475 años.....	289
Figura 11.35: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N3, campo lejano <i>PR</i> de 475 años	297
Figura 11.36: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N6, campo lejano <i>PR</i> de 475 años.....	297
Figura 11.37: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N9, campo lejano <i>PR</i> de 475 años.....	298
Figura 11.38: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N3, campo lejano <i>PR</i> de 2475 años.....	298
Figura 11.39: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N6, campo lejano <i>PR</i> de 2475 años.....	299
Figura 11.40: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N9, campo lejano <i>PR</i> de 2475 años.....	299
Figura 11.41: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N3, campo cercano <i>PR</i> de 475 años	300
Figura 11.42: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N6, campo cercano <i>PR</i> de 475 años	300

Figura 11.43: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N9, campo cercano <i>PR</i> de 475 años	301
Figura 11.44: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N3, campo cercano <i>PR</i> de 2475 años	301
Figura 11.45: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N6, campo cercano <i>PR</i> de 2475 años	302
Figura 11.46: Parámetro <i>COSDEP</i> para prototipo N9, campo cercano <i>PR</i> de 2475 años	302
Figura 11.47: Función de distribución acumulada prototipo N3 para campo lejano	304
Figura 11.48: Función de distribución acumulada prototipo N6 para campo lejano	305
Figura 11.49: Función de distribución acumulada prototipo N9 para campo lejano	306
Figura 11.50: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N3 para registros de campo lejano	307
Figura 11.51: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N6 para registros de campo lejano	307
Figura 11.52: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N9 para registros de campo lejano	308
Figura 11.53: Función de distribución acumulada prototipo N3 para campo cercano	309
Figura 11.54: Función de distribución acumulada prototipo N6 para campo cercano	310
Figura 11.55: Función de distribución acumulada prototipo N9 para campo cercano	311
Figura 11.56: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N3 para registros de campo cercano	312
Figura 11.57: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N6 para registros de campo cercano	312
Figura 11.58: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N9 para registros de campo cercano	312
Figura 11.59: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N3 para registros de campo lejano	313
Figura 11.60: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N6 para registros de campo lejano	313
Figura 11.61: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N9 para registros de campo lejano	314
Figura 11.62: Probabilidad de no excedencia respecto del límite LS en prototipo N3 para registros de campo cercano	314
Figura 11.63: Probabilidad de no excedencia respecto del límite LS en prototipo N6 para registros de campo cercano	314
Figura 11.64: Probabilidad de no excedencia respecto del límite DC en prototipo N9 para registros de campo cercano	315

Índice de Tablas

Tabla 1.1: Niveles de desempeño estructural y daño en elementos verticales	8
Tabla 1.2: Estados límite para deriva residual de acuerdo a la FEMA P-58-1.....	10
Tabla 1.3: Principales eventos sísmicos ocurridos en la República Dominicana	21
Tabla 1.4: Lista de calificados para la evaluación sísmica de las edificaciones existentes en la RD	24
Tabla 3.1: Resistencia requerida para las combinaciones de cargas simplificadas	52
Tabla 3.2: Factores de reducción de la resistencia ϕ para el Método de Diseño por Resistencia	52
Tabla 3.3: Cuantía mínima de armado de losas según ACI-318.....	53
Tabla 3.4: Combinaciones de carga U de los Reglamentos sísmicos 1979 y 2011	54
Tabla 3.5: Factores de reducción de la resistencia ϕ empleados en República Dominicana	55
Tabla 3.6: Espesores mínimos para losas macizas armadas en una dirección	56
Tabla 3.7: Altura total mínima $h_{y,min}$ para vigas y losas nervadas	56
Tabla 3.8: Peso de los materiales de construcción. Fuente: Reglamento sísmico de la RD	59
Tabla 3.9: Tabla de cargas vivas en edificaciones.....	60
Tabla 3.10: Coeficiente de zonificación sísmica.....	63
Tabla 3.11: Coeficiente que depende del uso de la estructura	63
Tabla 3.12: Coeficiente de sitio y perfil de suelo S	64
Tabla 3.13: Coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía.....	64
Tabla 3.14: Zonificación sísmica: valores de S_S y S_1	66
Tabla 3.15: Zonificación sísmica. Valores de S_S y S_1	69
Tabla 3.16: Clasificación del sitio según Reglamento sísmico de 2011	72
Tabla 3.17: Valores del factor de sitio (F_a)	73
Tabla 3.18: Valores del factor de sitio (F_v)	73
Tabla 3.19: Valores de los factores de sitio F_a y F_v para el uso según zonificación sísmica	73
Tabla 4.1: Definición de prototipos (dimensiones en metros para longitudes)	78
Tabla 4.2: Recubrimiento normativo de los elementos estructurales	81
Tabla 4.3: Coeficientes de reducción. Fuentes: ACI 318-77 y ACI 318 Para ETABS V9.7.4	85
Tabla 4.4: Casos de cargas estáticas y su definición en ETABS.....	86
Tabla 4.5: Secciones de los elementos de los pórticos en la dirección de análisis (dimensiones en centímetros).....	89
Tabla 6.1: Terremotos registrados en Costa Rica seleccionados de acuerdo a la aceleración máxima del suelo	105
Tabla 6.2: Clasificación según la distancia epicentral	107
Tabla 6.3: Definición de I_D a partir de terremotos históricos de campo cercano registrados en diferentes países	109
Tabla 6.4: Clasificación de los registros de Costa Rica según el I_D	110
Tabla 6.5: Clasificación conjunta de los registros de Costa Rica seleccionados	112
Tabla 7.1: Propiedades de las secciones para vigas.....	120
Tabla 7.2: Propiedades de las secciones para columnas	120
Tabla 7.3: Valores de ZF y $EPSU$ para elementos vigas y columnas del prototipo N3	121
Tabla 7.4: Rango de valores típicos de los parámetros histeréticos (IDARC 2D- V7)	124
Tabla 7.5: Propiedades de los pórticos y muros de mampostería.....	131
Tabla 7.6: Parámetros por defecto para muros de mampostería según IDARC-2D	132
Tabla 7.7: Resumen del cálculo de la rotación plástica en viga 48.....	141
Tabla 7.8: Resumen del cálculo de la rotación plástica en columna 60	143
Tabla 7.9: Valores de DT_{CAL} y respuesta obtenida	145
Tabla 7.10: Propiedades vigas y resultado del cálculo de D_i	148
Tabla 7.11: Propiedades primera planta prototipo N3 para diferentes terremotos.....	157

Tabla 7.12: Propiedades primera planta prototipo N6 para diferentes terremotos	158
Tabla 7.13: Propiedades primera planta prototipo N9 para diferentes terremotos	159
Tabla 7.14: Simulación de los FRP/SRP en IDARC prototipo N6	163
Tabla 7.15: Simulación de los FRP/SRP en IDARC prototipo N9	164
Tabla 7.16: Comparación rigideces (<i>unidades en kN/cm</i>)	165
Tabla 8.1: Valores de G_1 y G_2 empleados en el estudio paramétrico	179
Tabla 8.2: Masas empleadas en el estudio paramétrico	180
Tabla 8.3: Frecuencias propias (<i>rad/s</i>) de los tres primeros modos de vibración del modelo N3	181
Tabla 8.4: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3	181
Tabla 8.5: Parámetro a para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3	181
Tabla 8.6: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3	181
Tabla 8.7: Frecuencias propias (<i>rad/s</i>) de los seis primeros modos de vibración del modelo N6	183
Tabla 8.8: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6	183
Tabla 8.9: Parámetro a para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6	183
Tabla 8.10: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6	184
Tabla 8.11: Frecuencias propias (<i>rad/s</i>) de los nueve primeros modos de vibración modelo N9	186
Tabla 8.12: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9	186
Tabla 8.13: Parámetro a para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9	186
Tabla 8.14: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9	186
Tabla 8.15: Terremotos seleccionados para validar expresión de W_e propuesta	191
Tabla 8.16: Comparación de la energía de vibración elástica modelo N3: caso elástico	195
Tabla 8.17: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N6: caso elástico	197
Tabla 8.18: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N9: caso elástico	199
Tabla 8.19: Niveles de PGA empleados en el análisis dinámico	200
Tabla 8.20: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N3: caso plástico	203
Tabla 8.21: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N6: caso plástico	205
Tabla 8.22: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N9: caso plástico	207
Tabla 9.1: Niveles de amenaza sísmica según el Eurocódigo 8 parte 3	209
Tabla 9.2: Aceleraciones espectrales S_5 y S_1 para período de retorno de 475 años	211
Tabla 9.3: Modificación de S_5 y S_1 para la determinación de F_a y F_v	211
Tabla 9.4: Valores de F_a y F_v para un período de retorno de 475 años	212
Tabla 9.5: Cálculo período característico del suelo T_G	212
Tabla 9.6: Período característico del suelo T_G (s) y niveles de input de energía máxima V_{Dmax} (cm/s) para la RD	214
Tabla 9.7: Caracterización del terremoto en términos de V_D	217
Tabla 9.8: Definición de los niveles de comportamiento esperado según amenaza sísmica ...	217
Tabla 9.9: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N3	224
Tabla 9.10: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N6	224
Tabla 9.11: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N9	224
Tabla 10.1: Dimensionados de disipadores (modelo con mampostería inicial) en función de v_1	241
Tabla 10.2: Resumen de las variables implicadas en el dimensionado de los disipadores	242
Tabla 10.3: Propiedades primera planta prototipos N3, N6 y N9	245
Tabla 10.4: Caracterización final del terremoto en términos de V_D	246
Tabla 10.5: Dimensionados de disipadores para modelo modificado en función de v_1	248

Tabla 10.6: Energía V_D de ajuste	248
Tabla 10.7: Respuesta máxima según el parámetro v_1	249
Tabla 10.8: Propiedades de los disipadores de la planta baja según prototipo	259
Tabla 10.9: Predicción fuerza cortante máxima Q_{max} (en kN) según prototipo	260
Tabla 10.10: Dimensionado de disipadores para cada prototipo según $v_{1,min}$, para $F_{inc}^Q=1$	267
Tabla 10.11: Rigidez y resistencia axial de cada unidad de disipador para el prototipo N3.....	268
Tabla 11.1: Comparación de los desplazamientos máximos entre plantas según prototipo ...	290
Tabla 11.2: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N3	292
Tabla 11.3: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N6	293
Tabla 11.4: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N9	293

Notación General

a	coeficiente que expresa el coeficiente de fuerza cortante basal en un sistema de MGD de masa total M y frecuencia fundamental ω_1 sometido a un determinado terremoto como fracción de su correspondiente valor en un sistema de un grado de libertad ficticio de masa M y frecuencia ω_1 sometido al mismo terremoto
a_θ, b_θ y c_θ	parámetros que definen los relación momento-rotación de las rótulas plásticas de acuerdo a la FEMA 356-2000
a_h	ancho huellas en escalera
A_e	área de las barras de acero de los estribos
A_{esq}	área de las esquinas de la sección transversal del perfil rectangular del disipador TTD una vez hechos los agujeros
A_{ms}	area total de la diagonal equivalente a la mampostería según Crisafulli (2007)
a_{inf}	es el ancho de la diagonal equivalente
A_d	es el área de la diagonal equivalente
A_{curva}^i	área de la curva de capacidad original en el paso i del proceso iterativo
$A_{bilineal}^i$	área de la curva de capacidad bilineal en el paso i del proceso iterativo
A_s y A'_s	área de acero de la armadura superior e inferior respectivamente de la sección extrema de una viga de hormigón armado
A_v	área de los estribos en vigas
α_0	coeficiente de la matriz de amortiguamiento de Rayleigh
As_i	es el área de la curva fuerza cortante-desplazamientos relativos entre plantas de una planta i
A_T	área total en planta
b_x	ancho sección vigas y columnas
B_{c1}	ancho columna de apoyo extremo izquierdo viga
B_{c2}	ancho columna de apoyo extremo derecho viga
b_D	ancho de los rectángulos equivalentes con los que se idealiza cada segmento de acero del disipador tipo TTD
C_1 y C_2	constantes arbitrarias
c_1 y c_2	constantes que elevadas al cuadrado garantizan la igualdad en la ecuación (8.41) expresada para cada tramo de la barra a cortante
C	matriz de amortiguamiento
c_n	coeficiente amortiguamiento del modo n
C_{cap}	curva de capacidad
C_I	parámetro necesario para la determinación de F_{max}
CC	campo cercano a falla
CM	campo medio a falla
CL	campo lejano a falla
C	coeficiente sísmico espectral que depende del período de vibración de la estructura T
$Cb(g)$	coeficiente cortante basal según RPAS
dv	Incremento de diferencial de desplazamiento relativo $dv = \dot{v}dt$
dt	incremento de tiempo del registro de aceleraciones
dx	altura de un elemento diferencial de la barra a cortante
dy	desplazamiento relativo diferencial de la rebanada respecto al suelo
D_j	coeficiente asociado a un modo de vibración j que se utiliza para relacionar E y E_j
DL	límite de Daño Limitado
$d\delta_i$	diferencial de desplazamiento relativo entre plantas de la planta i

d_{ri}	desplazamiento horizontal entre los forjados que delimitan una determinada planta i
d_{ei}	desplazamiento lateral de la estructura en el nivel i cuando se somete a las fuerzas sísmicas
d_B	diámetro barras de refuerzo a flexión
d	canto efectivo tomado como distancia desde la parte inferior de la viga hasta el centroide de la armadura superior
d_1	canto efectivo medido desde la parte superior de la viga hasta el centroide de la armadura inferior
dv_i	diferencial de desplazamiento relativo de la planta i
$DTCAL$	incremento de tiempo para el análisis dinámico directo
D_{max}	desplazamiento lateral relativo máximo de la última planta medido respecto del suelo en el instante previo al colapso
D_i	índice de disipación de energía en vigas
Dist. Ep.	distancia epicentral empleada
D_c	diámetro columna de sección circular
D_L	cargas permanentes (carga muerta)
DL	límite de daño limitado
d_i	densidad muro-area en el piso i según Reglamentos sísmicos de la RD
E	energía total introducida por el terremoto o simplemente input de energía
E_b	energía total disipada en vigas mediante ensayos dinámicos
e	coeficiente que expresa el input de energía en un sistema de MGD de masa M y frecuencia fundamental ω_1 sometido a un determinado terremoto como una fracción de su valor correspondiente en un sistema ficticio de 1 GDL de masa M y frecuencia ω_1
E_D	input de energía que contribuye a daños estructurales
EDPs	parámetros representativos de la respuesta estructural
E_s	energía introducida en un determinado modo de vibración ϕ_s
E_j	energía introducida en el modo de vibración j
E_{1j}	input de energía en un sistema de un grado de libertad elástico y sin amortiguamiento de masa M y frecuencia ω_j
E_D^{ttd}	módulo de Young del acero del disipador tipo TTD
E_I	módulo de Young acero disipador tipo WPD
E_{SH}	módulo de endurecimiento por deformación
EPSH	deformación al inicio de la zona de endurecimiento
E_{me}	módulo de elasticidad esperado de la mampostería
E^0	energía disipada por la estructura sin disipadores
E^1	energía disipada por el sistema completo pórtico + disipadores
$E_{D,f}$	energía que contribuye a daños estructurales para sismos frecuentes
$E_{s,r}$	energía que contribuye a daños estructurales para sismos raros
E_c	módulo elástico del concreto para peso normal de acuerdo al ACI 318
E_{ac}	módulo de elasticidad del acero
E_H	acción sísmica producida por las fuerzas sísmicas horizontales
E_v	acción sísmica producida por las fuerzas sísmicas verticales
E_{sis}	carga que representa la acción sísmica según Reglamento sísmico de la RD
$f_I(t)$	vector fuerza ficticia denominada <i>fuerza de inercia</i> que resiste la aceleración
${}_fQ_i - {}_f\delta_i$	relación fuera cortante-desplazamiento relativo entre plantas de la planta i del pórtico sin disipadores
${}_fk_i$	rigidez lateral de la planta i del pórtico sin disipadores
${}_fQ_{y,i}$	resistencia lateral de fluencia de la planta i sin disipadores
${}_f\delta_{y,i}$	desplazamiento de fluencia de la planta i sin disipadores

$fQ_{u,i}$	cortante último de la planta i sin disipadores
$f\delta_{u,i}$	desplazamiento lateral último de la planta i sin disipadores
$f\delta_{60}^i$	desplazamiento correspondiente a un cortante que es el 60% del cortante de fluencia
fK_i	rigidez elástica inicial de la planta i de acuerdo al ATC-40
$\hat{f}_j(x)$	fuerza recuperadora máxima desarrollada por el sistema a una altura x de la barra a cortante
f	representa función de ajuste curvas e/a^2
$f\delta_{,1}$	historia de desplazamientos relativos entre plantas de la primera planta
$f\delta_{max,i}$	desplazamiento máximo relativo entre plantas para la planta i de la estructura sin disipadores
$fQ_{y,1}$	fuerza cortante de fluencia de la primera planta de la estructura sin disipadores
$f\delta_{y,1}$	desplazamiento de fluencia de la primera planta del pórtico sin disipadores
$fQ_{max,1}$	fuerza lateral máxima soportada por la primera planta de la estructura principal una vez instalados los disipadores de energía
$f\alpha_{max,1}$	coeficiente de fuerza cortante de la primera planta de la estructura sin disipadores
F_{inc}^Q	factor que representa el incremento de resistencias debido al refuerzo con FRP/SRP
$(FRP/SRP)_fQ_{y,1}$	resistencia lateral del pórtico en la primera planta tras el refuerzo con FRP/SRP
$(FRP/SRP)_f\delta_{y,1}$	$(FRP/SRP)_f\delta_{y,1}$ desplazamiento lateral de fluencia tras el refuerzo con FRP/SRP
F_{xi}	fuerzas sísmicas estáticas determinadas a partir del cortante basal
$fW_{p,1}$	energía de deformación plástica del pórtico
$f_{y,D}$	resistencia de fluencia acero de disipador
FA	frecuencia acumulada
FDA	función de distribución acumulada
fT_1	período fundamental de vibración de la estructura sin disipadores (s)
FT	esfuerzo de agrietamiento por tensión
FSU	resistencia ultima del acero
f'_{me90}	resistencia esperada de la mampostería en la dirección horizontal
F_{max}	resistencia máxima del panel de relleno según Fardic
f'_m	resistencia mampostería
f_{tp}	esfuerzo de agrietamiento del muro de mampostería
$f\delta_{max,1}$	desplazamiento lateral entreplantas máximo de la planta baja de la estructura sin disipadores
$fQ_{1,max}$	fuerza cortante máxima que soporta la primera planta sin disipadores
$f_D(t)$	fuerza de amortiguamiento en un sistema dinámico
$f_S(t)$	fuerza restauradora que se opone a que la estructura sea deformada
$F_e(t)$	fuerza sísmica externa ficticia equivalente el terremoto
$f\delta_i$	desplazamiento relativo entre plantas de la planta i
F_{DL} y F_{LL}	son los factores de carga muerta y viva que establece el ACI 318-99
f_y	resistencia del acero en el límite elástico
f'_b	resistencia boques de mampostería
f'_c	resistencia del concreto a la compresión
f_y	resistencia del acero en el límite elástico
F_a y F_v	factores que toman en cuenta la influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica

F	cargas debidas al peso y presión de fluidos
F_v	es la fuerza sísmica vertical según Reglamento sísmico 2011 de la RD
f_{vy}	resistencia de fluencia del acero de los estribos en vigas
f_{aux}	esfuerzo en los elementos auxiliares del disipador WPD
g	aceleración de la gravedad
G_1 y G_2	rigideces a cortante uniforme del modelo continuo de rigidez variable
$G(x)$	rigidez a cortante del modelo continuo por unidad de longitud
G_s	factor de amplificación que depende del tipo de suelo
h_i	altura de la planta i
h_D	altura de los segmentos de acero entre hueco que componen el disipador TTD
h'_D	altura de los rectángulos equivalentes con los que se idealiza cada segmento de acero del disipador tipo TTD
G_D	módulo de corte del acero del disipador
HC	parametro que controla la degradación de rigidez
HBD y HBE	paramentros que controlan la degradación de resistencia con control por ductilidad y energía respectivamente
h_{col}	es la altura de la columna medida a ejes de las vigas superior e inferior
h_{inf}	altura del panel de relleno
HS	parametro hysteretico que controla el efecto de pinzamiento
h_v	altura del hueco ventana
h_{min}, h_{max} y h_{dis}	espesor mínimo, máximo y de diseño de losas macizas que trabajan en dos direcciones con vigas de borde de acuerdo al ACI 318-99
h_1	altura primer piso o de la planta baja
h_{ps}	altura de los pisos superiores
H	altura total del edificio y de la barra a cortante
h_c	altura de contra-huellas en escalera
h_l	espesor mínimo de losas armadas en una dirección
h_y	altura sección viga y columnas
h_I	altura libre del perfil I disipador WPD
H_s	cargas debidas al peso y presión lateral del suelo
IMs	parámetros representativos de la amenaza sísmica
I_{col}	momento de Inercia de las columnas
I_E	integral de la aceleración del suelo al cuadrado
I_A	intensidad de Arias
I_D	índice sismológico propuesto por Cosenza y Manfredi
J	vector de arrastre
k	rigidez de un sistema de 1 GDL
K_1	relación entre la rigidez lateral proporcionada por los disipadores y la rigidez lateral de la estructura principal en la primera planta
k_1	rigidez total de la primera planta tras la inclusión de los disipadores
k_{eq}	rigidez de un sistema equivalente de 1 GDL
k_D	rigidez axial de un disipador tipo TTD
K	matriz de rigidez
K_o	rigidez elástica inicial del muro de relleno
$K_{T,I}$	rigidez axial disipador tipo WPD
L	luz de cálculo de la altura total sección transversal de vigas de HA
l_I	longitud segmento perfil I disipador WPD
L_1	longitud primer segmento barra a cortante con rigidez variable que representa la primera planta de la estructura real
L_2	longitud segundo segmento barra a cortante con rigidez variable que representa las plantas superiores a la primera de la estructura real

L_{lib}	longitud libre tomada para el cálculo del índice de disipación de energía D_i en vigas
l_{inf}	longitud de panel de relleno
L_o	longitud horizontal del hueco
L_{Xi} y L_{Yi}	longitud del vano i en las direcciones X e Y respectivamente
L_I	longitud disipador WPD
$L_{X1,N9}$	vano más desfavorable desde el punto de vista de la longitud
L_L	sobrecargas en plantas distintas a la cubierta (carga viva)
L_R	sobrecargas en la cubierta (techos)
l_s	distancia centro a centro de los apoyos para el cálculo espesor losas armadas en una dirección
LL	distancia libre en la dirección larga, medida de cara a cara de los apoyos para el cálculo del espesor de losas armadas en dos direcciones
LC	luz libre menor de la losa
$MISD_i$	deriva máxima de la planta i
$MISDR_i$	ratio de deriva máxima de la planta i
m	masa de un sistema dinámico de 1 GDL
m_i	masa de la planta i
$m(x)$	masa por unidad de longitud de la barra a cortante
m_n	masa del modo n
M_{ip}	momento máximo que soporta el extremo izquierdo bajo momentos positivos
M_{dm}	momento máximo que soporta el extremo derecho bajo momentos negativos
M_{im}	momento máximo que soporta el extremo izquierdo bajo momentos negativos
M_{dp}	momento máximo que soporta el extremo derecho bajo momentos positivos
M	matriz de masas
M	masa total del edificio sobre rasante
M_{max}	momento máximo en vigas y columnas obtenido a partir de un análisis IDA
M_w	magnitud momento del terremoto
M_y y M'_y	resistencia a flexión de los extremos de los pilares de la planta baja antes y después de ser reforzados
M_n	resistencia nominal a flexión
M_b	resistencia nominal a flexión en condiciones de balanceo
M_u	momento flector mayorado
NC	límite cerca del colapso
n_D	número de segmentos del disipador tipo TTD
NP	número de plantas
N_{puntos}	número de datos del registro de aceleraciones del suelo
N_i	fuerzas de tensión de genera en los tornillos conexión pórtico-disipador
N3, N6 y N9	hacen referencia a los prototipos de 3, 6 y 9 plantas respectivamente
N_{VX}	número de vanos en la dirección X
N_{VY}	número de vanos en la dirección Y
NP	número de plantas
$\bar{N}$	resistencia penetración estándar
PR	período de retorno
PE	probabilidad de excedencia
$P_{tot,i}$	suma de las cargas gravitatorias que actúan por encima de la planta i (incluida la propia planta i)
$PGA_{max}(g)$	PGA de colapso definida para el estudio de sensibilidad para elegir incremento de tiempo para el análisis de la respuesta

PGA_{λ}	aceleración pico del registro escalado
PGA_{base}	aceleración pico del registro base
PGA	aceleración máxima del registro de aceleraciones
PGV	velocidad máxima del registro de aceleraciones
PGV	velocidad máxima del registro
P	perímetro losa empleado en el cálculo aproximado del espesor mínimo de diseño de losas macizas de HA
P_u	carga axial mayorada para una excentricidad dada
P_n	resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada
P_o	resistencia nominal a la carga axial para excentricidad nula
P_b	resistencia nominal a la carga axial en condiciones de balanceo
P_y	carga de fluencia en vigas
$\hat{Q}_j(x)$	fuerza cortante máxima para el modo j
$\hat{Q}(x)$	cortante máximo a una altura x de la barra con propiedades distribuidas
$\hat{Q}(0)$	cortante basal máximo
Q_i	fuerza cortante (fuerza restauradora) de la planta i
$q_j(t)$	funciones temporales que dependen del tiempo
$Q_{max,j}$	fuerza cortante máxima de la planta j (para $1 < j \leq NP$) tras la inclusión de los disipadores de energía en la primera planta
$Q_{y,D}$	resistencia de fluencia de un disipador tipo TTD
q	factor de comportamiento por ductilidad
$Q_{y,1}$	resistencia lateral de fluencia de la primera planta del edificio una vez instalados los disipadores de energía.
$Q_{y,I}$	carga de fluencia dispositivo de disipación energía disipador WPD
$Q_{B,I}$	una carga máxima aparente dispositivo de disipación energía disipador WPD
$Q_{Ty,I}$	resistencia axial total disipador WPD
$Q_{max,1}$	resistencia total en la primera planta tras la inclusión de los disipadores de energía ($_f Q_{y,1} + _s Q_{y,1}$)
R	factor de reducción de resistencia definido por $R = mS_a/Q_{y,1}$.
r_q	relación entre la resistencia del pórtico principal y los disipadores
r_D	radio de la parte final de los extremos de los strips
r'	recubrimiento del acero de refuerzo superior e inferior en vigas y columnas
r'_l	recubrimiento lateral en vigas
r_{inf}	longitud de la diagonal en compresión
Rjb	distancia al plano de ruptura propuesta por Joyner-Boore
$Rrup$	distancia más próxima al plano de ruptura
R_R	cargas provenientes de la lluvia
Rd	factor de reducción por capacidad de disipación de energía
S_a	aceleración espectral
S_v	velocidad espectral
SD	límite de daño significativo
$_s W_{p,1}$	energía de deformación plástica de los disipadores
$_s \delta_{y,1}$	desplazamiento de fluencia de los disipadores en la primera planta
$_s k_1$	rigidez lateral que proporcionan los disipadores al pórtico
$_s Q_{y,1}$	resistencia lateral proporcionada por los disipadores de la primera planta
S_e	separación de los estribos en vigas y columnas
$Sa(g)$	aceleración espectral
S_s y S_1	aceleración espectral de referencia para períodos cortos y largos respectivamente

S_{DS}	aceleración máxima del espectro elástico de respuesta según Reglamentos sísmicos de la RD
S_{D1}	parámetro que define las aceleraciones de diseño en la zona de períodos largos
S	coeficiente de sitio y perfil de suelo según RPAS-1979
S_u	resistencia al corte del suelo sin drenar
S_{sn}	sobrecarga debido a la nieve
t	tiempo
t_0	instante de tiempo en que termina el terremoto (duración registro)
t_l	espesor del alma perfil I disipador WPD
T_{NH}	período inicial de la zona de períodos medios de acuerdo a la representación espectral de Newmark y Hall
T_G	período predominante del movimiento del suelo
$t_{\delta max}$	instante de máxima deformación
T_1	período de un sistema de 1 GDL
t_D	espesor del elemento de acero entre ranuras del disipador tipo TTD
t_{inf}	espesor de la diagonal equivalente
T_D	período del edificio cuando este alcanza el inicio de daño en el pórtico principal
$T_{S,ef}$	período efectivo del edificio, el cual se calcula incrementando T_D un 20% en el caso de estructuras formadas por pórticos de nudos rígidos sin ningún tipo de arriostramiento diagonal y sin degradación súbita de rigidez y resistencia cuando empieza a plastificar, mientras que en el resto de casos se incrementa un 40%
T_n	resistencia nominal a la torsión
T_0	período inicial de la zona de períodos intermedios
T_s	período final de la zona de períodos intermedios ($= 5T_0$)
T	período de vibración
T_T	efectos acumulativos de la contracción o expansión por temperatura
T_u	momento torsor mayorado (resistencia a la torsión requerida)
U	resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas
U_1	combinación de cargas muertas en ETABS
U_2	combinación de cargas muertas y vivas en ETABS
U_s	coeficiente que depende del uso de la estructura según RPAS-1979
$V_{1j}(\omega_j)$	pseudovelocidad equivalente al input de energía E_{1j}
V_1	representa, en forma de velocidad equivalente, la energía introducida por el terremoto en un sistema de un grado de libertad ficticio de masa M y frecuencia igual a la del primer modo de vibración ω_1
V_E	input de energía total E expresado en forma de pseudo velocidad equivalente
V_{Emax}	valor máximo de V_E
V_D	energía que contribuye a daños estructurales expresada en forma de velocidad equivalente
$V_{tot,i}$	fuerza cortante que actúa en la planta i debido al sismo
v_i	desplazamientos relativos de la planta i respecto al suelo
$\dot{v}_i$	velocidades relativas de la planta i respecto al suelo
$\ddot{v}_i$	aceleraciones absolutas de la planta i
$v_g(t)$	desplazamiento del suelo debido al terremoto
$v(t)$	desplazamiento relativo de la masa sistema 1 GDL respecto al suelo
$v^t(t)$	desplazamiento total absoluto sistema 1 GDL
$\dot{v}(t)$	velocidad relativa de la masa en un sistema de 1 GDL
$\ddot{v}_g(t)$	aceleración del suelo

$\ddot{v}(t)$	aceleración relativa de la masa de un sistema 1 GDL respecto al suelo
$\ddot{v}^t(t)$	aceleración absoluta del sistema dinámico de 1 GDL
$\ddot{\mathbf{v}}, \dot{\mathbf{v}} \text{ y } \mathbf{v}$	son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.
$V_{D,f}$	velocidad equivalente a $E_{D,f}$
$V_{S,r}$	velocidad equivalente a $E_{S,r}$
ν	coeficiente de Poisson
v_s	esfuerzo nominal a cortante que proporciona la armadura transversal de la viga
v_m	esfuerzo a cortante máximo aplicado a la sección viga para el estudio capacidad disipación de energía en vigas
$V_{m,b}$	fuerza cortante máxima que soporta la viga
V_c	carga de fallo a compresión de la diagonal equivalente
V_m	fuerza lateral máxima de la mampostería según Saneinejad en Hobbs-1995
V_{s30}	velocidad de las ondas s a 30 metros de profundidad de la superficie de la tierra
V_i	fuerza cortante que soportan los tornillos en la conexión pórtico-disipador
V_n	resistencia nominal al corte
V_c	resistencia nominal al corte provista por el hormigón
V_s	resistencia nominal al corte provista por el acero de la armadura
V_u	fuerza de corte mayorada (resistencia al corte requerida)
V_s	velocidad de las onda de corte
W	carga debida al viento
W_e^{din}	energía de vibración elástica obtenida a partir de cálculos dinámicos directos
W_e^{pred}	energía de vibración elástica predicha con la fórmula (8.74)
$W_{p,1}$	energía de deformación plástica acumulada en la primera planta
$W_{u,1}$	energía de deformación plástica ultima de la primera planta
$W_{p,1}$	energía de deformación plástica total de la primera planta
W_{ek}	representa la energía cinética de un sistema dinámico
W_ζ	energía disipada mediante el mecanismo intrínseco de amortiguamiento
W_S	representa la energía de deformación total almacenada y/o disipada por la estructura hasta el instante t_0 en que termina en terremoto
W_{es}	energía almacenada por la estructura mediante deformaciones elásticas
W_p	energía de deformación plástica
W_e	energía de vibración elástica
W_{ek}	representa la energía cinética de un sistema dinámico
W_T	peso total del edificio
x	representa la altura con respecto al suelo de un punto arbitrario de la barra a cortante que representa el edificio
x_1	altura respecto al suelo de cualquier punto situado en el primer segmento de la barra a cortante
x_2	altura de cualquier punto situado en el segundo segmento de la barra a cortante respecto al límite superior del primer segmento de longitud L_1
x_i	altura medida desde el suelo a un determinado piso i
x_G	ratio rigidez a cortante G_2/G_1
y	desplazamiento horizontal que experimenta la barra a cortante
$z_g(t)$	representa el desplazamiento del suelo respecto de un sistema de referencia con base fija
$\ddot{z}_g(t)$	función que caracteriza el movimiento del suelo
ZF	define la pendiente de caída de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado respectivamente

Z_z	coeficiente de zona que oscila entre 0.7 y 1 según norma Japonesa
Z	factor de zona según RPAS 1979
$\hat{\alpha}(x)$	coeficiente de fuerza cortante máxima a una altura x de la barra
$\hat{\alpha}(0)$	coeficiente de fuerza cortante basal máximo
β	relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor de la losa
β_1	factor de reducción resistencia para concretos menores a 280 kg/cm ²
ε_0	deformación unitaria del concreto correspondiente a su máxima resistencia
ε_u	representa la deformación máxima del concreto
θ	rotación en rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas
θ_{inf}	ángulo de inclinación de la diagonal
θ_u	rotación ultima de la sección de un elemento estructural
θ_y	rotación de fluencia de la sección de un elemento estructural
θ_p	rotación plástica que experimenta la rótula plástica
λ_o	factor de reducción de rigidez y resistencia
λ	factor de escala del registro de aceleraciones del suelo
α^i	factor reductor de la rigidez de la estructura después de la fluencia
ε^i	representa el error en la representación bilineal de la curva de capacidad
$\delta_{max,i}$	desplazamiento máximo relativo entre plantas de la planta i del pórtico con disipadores
$\delta_{max,1}^+$	desplazamiento máximo relativo entre plantas de la primera planta del sistema mixto rígido flexible en cada dominio de deformación
$\delta_{max,1}^-$	
$\delta_{max,1}$	predicción del desplazamiento máximo relativo entre plantas de la primera planta de la estructura con disipadores
Δ_{ri}	desplazamiento residual de la planta i
Δ_y	desplazamiento de fluencia vigas
δ_{ri}	deriva residual de la planta i
ω_j	frecuencia circular del modo j
$\phi_i(x)$	funciones modos de vibración que dependen de la altura de la barra
ϕ_j	función modo de vibración j asociados a la frecuencia ω_j
ϕ_s	representa un determinado modo de vibración s de la barra a cortante
α_j	ángulo de fase de una función temporal para el modo j
γ	distorsión angular
η_1 y $\eta_{u,1}$	ratio de energía de deformación plástica acumulada y capacidad de disipación de energía ultima normalizada de los disipadores de la primera planta
μ_1	ratio de deformación plástica máxima para la primera planta
α_1	coeficiente de fuerza cortante de fluencia de la primera planta del sistema completo (pórtico + disipadores) definido como: $(\delta_{y,1} k_1 + Q_{y,1})/W_T$
α_e	que se define como el coeficiente de fuerza cortante basal que la estructura principal (sin los disipadores) debería tener para absorber la cantidad de energía $MV_D^2/2$ que introduce el terremoto
η_{eq}	número de ciclos plásticos equivalentes
$c_{1,\eta}$ y $c_{2,\eta}$	parámetros sismológicos empleados en el cálculo de η_{eq}
$\delta_{allow,1}$	desplazamiento máximo que debe experimentar la estructura con disipadores para que su respuesta se mantenga elástica bajo el terremoto de proyecto
v_1	es el ratio entre las derivas de fluencia de los disipadores y de la estructura principal, $\delta_{y,1}/\delta_{y,1}$
$v_{1,min}$	ratio de derivas v_1 mínimo
$T\eta_1$	ratio de energía de deformación plástica acumulada total
δ_p	deformación plástica acumulada

$\delta_{y,1}$	desplazamiento de fluencia del sistema completo (pórtico + disipadores) en la primera planta del edificio
$\delta_{y,I}$	desplazamiento de fluencia dispositivo de disipación energía disipador WPD
$\delta_{Ty,I}$	desplazamiento de fluencia axial total disipador WPD
${}_T\alpha_1$	coeficiente de fuerza cortante total o máximo de la primera planta definido como $({}_fQ_{y,1} + {}_sQ_{y,1})/W_T$
${}_s\alpha_1$	coeficiente de fuerza cortante de los disipadores de la primera planta
χ_1	relación de rigidez en la primera planta que representa la rigidez ${}_fk_1$ del pórtico sin disipadores normalizada por k_{eq}
$\delta_{y,D}$	desplazamiento de fluencia del disipador TTD
Δ_η	ratio de deformación remanente
δ_p^+ y δ_p^-	deformación plástica en el elemento rígido en cada dominio de deformación
$\delta_{end}^{t_0}$	desplazamiento que queda en la estructura en el instante t_0 en que finaliza el terremoto
u^+ y u^-	son la ratio de deformación plástica aparente en el dominio positivo y negativo respectivamente
μ_m	es el mayor de los valores u^+ y u^-
μ , σ y C_v	son la media, desviación estándar y coeficiente de variación de los desplazamientos
σ_{act}	esfuerzo actuante en esquinas tubo disipador TTD
σ_y	esfuerzo que resiste el acero disipador TTD
θ_i	coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas (<i>COSDEP</i>)
γ_I	parámetro que depende de la importancia del edificio
ξ_n	fracción de amortiguamiento para el modo n
ω_n	frecuencia fundamental del modo n
λ_1	coeficiente propuesto por Stafford Smith and Carter (1969)
$\delta_{max,1}^{(1)}$	desplazamiento lateral tras el refuerzo con FRP/SRP
$\theta_{max}^{(1)}$	rotación plástica máxima de los pilares de la planta baja luego de instalados los disipadores de energía sísmica
$\delta_{max,1}^{(0)}$	desplazamiento lateral sin refuerzo con FRP/SRP
$\theta_{max}^{(0)}$	rotación de las rótulas plásticas en el extremo de las columnas de la planta baja sin tener en cuenta la componente elástica de la deformación
η_{ki}	factor que toma en cuenta la irregularidad en la rigidez
γ_m	peso específico bloques huecos de concreto
γ_c	peso específico del concreto
ρ_{min}	cuantía máxima para armadura a flexión tanto en vigas como en columna
ρ_b	cuantía de armado en condiciones de balanceo de esfuerzos
Φ_n	vector modo de vibración del modo n
ϕ_i	coeficiente de reducción de la sobrecarga en el piso i en función del uso
ϕ	factor de seguridad por reducción de la resistencia de acuerdo al ACI
ϕM_n	es la resistencia al momento flector de diseño
ϕP_n	resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada,
ϕV_n	es la resistencia al corte de diseño que a su vez es igual a $\phi(V_c + V_s)$
ϕT_n	resistencia de diseño a la torsión
$\sum M_{Rc}$	suma de los momentos de las columnas que están conectadas al nudo
$\sum M_{Rb}$	suma de los momentos de diseño en las vigas que se encuentran conectadas en el mismo nudo

Organización de la Tesis

Esta Tesis se encuentra organizada en 12 capítulos, los cuales a su vez están divididos en varios apartados. El contenido de cada capítulo se describe a continuación:

Capítulo 1

En el capítulo 1 se realiza una revisión general sobre los conceptos en los que se fundamenta esta Tesis, por lo que se empieza hablando sobre los fundamentos de la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de *Housner-Akiyama*, y se prosigue hablando sobre la filosofía del proyecto sismorresistente basada en prestaciones o desempeño. Seguido se introducen los sistemas de control pasivo, se habla de su clasificación y de lo que representan como alternativa para el reacondicionamiento sísmico de estructuras de hormigón armado, en especial se tratan los disipadores histeréticos de energía que son los que se emplean en esta Tesis. Finalmente, se enumeran los objetivos que se persiguen en la investigación, así como también los motivos e intereses que llevan a la realización de la misma, y se explica la metodología a emplear para la consecución de los objetivos marcados.

Capítulo 2

En este capítulo se resume el *Estado del Arte* en lo que se refiere a la aplicación de los disipadores de energía como alternativa para dar solución al problema de piso blando en edificaciones existentes de hormigón armado. El capítulo comienza hablando sobre el origen de los códigos sísmicos y se habla de forma breve de los inicios del reacondicionamiento sísmico, también se define el piso blando, se habla de su configuración y de los problemas y desastres que acarrea. A continuación se citan algunos de los trabajos más relevantes en cuanto al reacondicionamiento sísmico empleando disipadores de energía, y por último se habla sobre los estudios y propuestas para el dimensionado de los disipadores empleando métodos energéticos. Finalmente se realiza una breve revisión bibliográfica sobre el uso combinado de los materiales compuestos avanzados (Polímeros reforzados con fibras laminadas, FRP, y polímeros reforzados con fibras de acero, SRP).

Capítulo 3

En el capítulo 3 se tratan las diferentes tipologías de estructuras existentes en la República Dominicana (RD), haciendo énfasis en aquellas edificaciones de uso residencial en donde la primera planta es diáfana y se destina al parqueo de vehículos. Se habla además sobre las prácticas constructivas y se revisan los requerimientos de los Reglamentos de construcción utilizados en diferentes décadas. Se realiza de forma breve un estudio comparativo sobre las cargas sísmicas y gravitatorias que figuran en dichos Reglamentos sísmicos.

Capítulo 4

Apoyados en las tipologías y prácticas constructivas comentadas en el capítulo 3, se definen unos prototipos de estructuras representativas de las edificaciones residenciales de hormigón armado existentes en la RD. Finalmente se lleva a cabo el proyecto de los prototipos haciendo uso del programa comercial ETABS versión 9.4.

Capítulo 5

En este capítulo se explica la filosofía de la estrategia de reacondicionamiento sísmico propuesta, la cual combina en la primera planta la instalación de disipadores de energía de tipo histerético con el refuerzo de los extremos de las columnas con materiales avanzados FRP/SRP vistos en el capítulo 2. Se expone también una solución constructiva propuesta en la literatura para resolver la conexión pórtico-disipador basándose en estudios ya publicados.

Capítulo 6

Se trata la selección y clasificación de terremotos históricos reales que se emplean en diferentes partes de la Tesis para realizar cálculos dinámicos directos. Se emplean dos bases de datos distintas y se aplican diferentes criterios de selección y clasificación. Se pretende utilizar estos acelerogramas para la realización de cálculos dinámicos directos en régimen no lineal para validar la solución de reacondicionamiento propuesta.

Capítulo 7

El capítulo 7 de esta tesis se centra en el desarrollo de los modelos numéricos de los prototipos de estructuras dimensionados en el capítulo 4, se utiliza para tales fines el programa IDARC-2D versión 7.0. Se trata además de la calibración de dichos modelos de manera que se seleccionan y ajustan los parámetros histeréticos que controlan el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de hormigón armado, se utiliza para ello estudios existentes y publicados en la literatura internacional. Una vez montados y calibrados dichos modelos estos se comprueban mediante cálculos dinámicos directos en régimen no lineal. El objetivo principal de este capítulo, es determinar las propiedades mecánicas de cada uno de los prototipos desarrollados.

Capítulo 8

Apoyados en el estudio de un modelo continuo de barra a cortante con propiedades de masa y de rigidez distribuidas a lo largo de la barra, se propone una nueva expresión para predecir la energía de vibración elástica en estructuras de múltiples grados de libertad. El capítulo se divide en dos partes, una primera parte básicamente teórica en la cual se establece la formulación del modelo continuo, y una segunda parte más numérica en donde se realiza un estudio paramétrico que permite mediante el ajuste de unas funciones obtener la expresión deseada, y finalmente una validación de dicha expresión mediante cálculos dinámicos directos.

Capítulo 9

En este capítulo se amplía la información dada en el capítulo introductorio y se habla básicamente del proyecto por desempeño según diferentes normativas incluido el vigente Reglamento Sísmico de la República Dominicana que data del año 2011. Se caracteriza el terremoto en términos de energía para varios niveles de amenaza sísmica siguiendo la filosofía del proyecto por desempeño. Por lo que se establecen los niveles de amenaza y desempeño sísmico que más adelante se utilizaran en el dimensionado y posterior validación del método propuesto. Al final del capítulo se presenta un estudio del comportamiento de piso blando en el cual se estudia la respuesta sin disipadores de los prototipos de estructuras desarrollados.

Capítulo 10

Este es uno de los capítulos centrales de la Tesis, en el mismo se desarrolla la formulación del método propuesto para el dimensionado de los disipadores a instalar en la primera planta de una estructura de hormigón con la primera planta blanda siguiendo el planteamiento energético de Housner-Akiyama. En este capítulo, además de la formulación del método se realizan varios estudios paramétricos que sirven para realizar el dimensionado de los disipadores. Seguidamente se propone una fórmula para predecir la fuerza cortante máxima que se puede llegar a desarrollar en las plantas superiores asumiendo que se comportan elásticamente. Por último se proponen varias alternativas para llevar a cabo la materialización del dimensionado de los disipadores.

Capítulo 11

Este capítulo trata básicamente de la síntesis, análisis y discusión de los resultados de los cálculos dinámicos directos realizados para validar el método propuesto en el capítulo 10. Para dichos cálculos se emplean los acelerogramas de terremotos reales seleccionados en el capítulo 6. Se

obtiene la respuesta máxima para cada planta, y se comprueba si existe o no la necesidad de darle un tratamiento específico a los efectos P-delta de acuerdo con los requerimientos del Eurocódigo 8. Al final del capítulo se realiza un estudio probabilístico de los resultados obtenidos, y se exponen las curvas de fragilidad de las estructuras reacondicionadas con la solución propuesta de acuerdo al proyecto basado en prestaciones.

Capítulo 12

Este capítulo recoge las conclusiones más importantes a las que se ha llegado con la realización de esta Tesis. Se proporciona una serie de recomendaciones a tomar en cuenta a la hora de reacondicionar sísmicamente una estructura de hormigón armado con el primer piso blando empleado disipadores histeréticos de energía combinados con materiales compuestos del tipo FRP y SRP. Seguido se comentan las aportaciones hechas al campo del conocimiento científico, y finalmente se dan a conocer las futuras líneas de investigación que han surgido durante el desarrollo de esta Tesis y que darían continuidad al trabajo realizado.

La parte final de la tesis está compuesta por los anexos, en donde se encontraran entre otras cosas, detalles de armado de los pórticos, procedimientos de cálculo, glosario de términos y las referencias bibliográficas.

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1.- Introducción

Los terremotos son fenómenos naturales que causan muchas afecciones de distinta naturaleza e índole en las vidas de las personas y sus propiedades. Durante muchos años, los científicos e ingenieros han estado trabajando para entender donde y cuando pueden ocurrir y cómo mitigar mejor sus efectos. Como es bien sabido, ante la imposibilidad de predecir el fenómeno sísmico con un margen pequeño de tiempo para tomar acciones a corto plazo, una de las medidas más eficaces que se pueden adoptar hoy día para mitigar sus efectos es la de diseñar las estructuras para que se comporten de una forma adecuada.

Durante las últimas dos décadas, los ingenieros se han centrado en mantener sin daños el edificio frente a terremotos frecuentes y en proteger la vida de sus ocupantes para el caso de terremotos severos, esto ha sido posible gracias a que se han desarrollado códigos de construcción con especificaciones sísmicas más rigurosas. Sin embargo, existe un gran número de edificios, construidos en tiempo en los que los conocimientos de diseño sísmico eran limitados, y los códigos de construcción eran menos restrictivos. Esto hace que tales edificaciones sean vulnerables frente a terremotos. Pero a diferencia del pasado, hoy en día hay métodos y tecnologías de reacondicionamiento sísmico eficaces para reducir o eliminar los daños producidos por los movimientos telúricos del suelo. Si son bien planificadas y ejecutadas, estas técnicas de reacondicionamiento sísmico pueden aumentar la capacidad sísmica y la seguridad de las edificaciones existentes. El reacondicionamiento sísmico de las edificaciones existentes es tan importante como el proyecto de una estructura de nueva planta. Terremotos severos ocurridos en el pasado (Loma prieta, Northridge, Kobe) han obligado a realizar proyectos de investigación y a la actualización de los códigos de diseño sismorresistente

La presente Tesis se centra en la aplicación de los disipadores histeréticos de energía en el reacondicionamiento sísmico de un determinado tipo estructural existente que consiste en pórticos de hormigón armado (HA) con piso blando en la primera planta y muros de mampostería en las plantas superiores como elementos de cerramiento. Estos tipo de estructuras son frecuentes en áreas propensas a terremotos con lo es la República Dominicana (RD), campo de aplicación de la presente Tesis. El piso blando representa una solución muy atractiva desde el punto de vista arquitectónico ya que crea espacios abiertos que se pueden utilizar como aparcamiento de vehículos y también para actividades comerciales. Sin embargo, la presencia de un piso blando produce una discontinuidad en la rigidez y resistencia lateral a lo largo de la altura del edificio que puede resultar en una concentración de daño severa. Debido a que la mayor parte de la energía introducida por el terremoto en la estructura se concentra en el primer piso, aumenta la demanda de deformación plástica en sus elementos estructurales, lo cual puede exceder fácilmente su capacidad última, conduciendo al colapso del edificio. Con el objetivo de dar salida a esta problemática, en esta Tesis se presenta una solución innovadora para mejorar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, que consiste en combinar en la primera planta la instalación de disipadores histeréticos de energía con el refuerzo de vigas y columnas empleando materiales compuestos avanzados (Polímeros Reforzados con Fibras FRP y Polímeros Reforzados con Fibras de Acero, SRP). Para llevar a cabo las investigaciones, se han proyectado unos prototipos de estructuras de hormigón armado representativas de las edificaciones existentes en la RD, con 3, 6 y 9 plantas respectivamente, y posteriormente se han desarrollado y ajustado los modelos numéricos correspondientes a esos edificios.

Para desarrollar la solución de refuerzo, esta Tesis propone un método basado en la aproximación energética de Housner-Akiyama para proyectar estructuras con disipadores de energía histeréticos en la primera planta. La metodología propuesta se valida mediante simulaciones numéricas consistentes en cálculos dinámicos directos. En resumen, en esta Tesis:

1. Se hace una revisión bibliográfica sobre el estado del arte relativo al reacondicionamiento sísmico con disipadores de energía y varios de los métodos existentes para proyectar esos disipadores.
2. Se definen y diseñan varios prototipos de estructuras porticadas de HA representativas de las construcciones existentes en la RD con un primer piso blando y muros de cerramiento en las plantas superiores.
3. Se hace una selección de dos conjunto de registros sísmico que se emplearán en los cálculos dinámicos directos, acompañados de sus respectivos espectros de desplazamiento, velocidad, aceleración e input de energía.
4. Se desarrollan y ajustan los modelos numéricos de los prototipos desarrollados
5. Se propone y analiza un modelo continuo representativo de las edificaciones estudiadas para evaluar la energía de vibración elástica.
6. Se caracteriza el terremoto a partir de los Reglamentos sísmicos de la República Dominicana.
7. Se propone la formulación de un nuevo método para el dimensionado de los disipadores en estructuras porticadas con planta baja blanda.
8. Se realizan varios estudios paramétricos, entre los que se puede destacar el estudio paramétrico que permite conseguir la solución de resistencia óptima entre el pórtico existente y los disipadores.
9. Se valida la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta mediante cálculos dinámicos directos en régimen no lineal empleando los dos conjunto de registros sísmico seleccionados para tales fines.
10. Y finalmente, se realiza la comparación amplia de los resultados obtenidos.

1.2.- Metodología de Proyecto Sismorresistente Basada en el Balance Energético de Housner-Akiyama

La idea básica de la metodología de proyecto sismorresistente basada en el concepto de la energía de Housner-Akiyama, (“métodos energéticos” de proyecto sismorresistente) surge en 1956 con los trabajos de George Housner, considerado uno de los padres más relevantes de la ingeniería sísmica actual. En estos métodos han trabajado numerosos investigadores como Berg, Tomaides, Bertero, Uang, Akiyama, etc. Este último, Akiyama, se puede considerar como el padre de su marco teórico actual, que se ha ido completando con contribuciones de un gran número de autores (Benavent-Climent A. , 2010). Los métodos energéticos también han sido tratados desde un punto de vista probabilista (Ghosh & Collins, 2006). Los siguientes subapartados tratan más en detalle los fundamentos de la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner –Akiyama.

1.2.1.- Ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas

La *ecuación del movimiento* de un sistema dinámico de un grado de libertad (1 GDL) representa la expresión de la segunda Ley de Newton y se puede expresar mediante una simple *ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas*, para ello solo hace falta incluir entre las fuerzas que actúan sobre el punto másico, la fuerza ficticia denominada *fuerza de inercia* $f_I(t)$ que resiste la aceleración y que viene dada por la ecuación (1.1), donde m es la masa y $\ddot{v}^t$ la aceleración absoluta del sistema:

$$f_I(t) = -m\ddot{v}^t \quad 1.1$$

Además de la fuerza de inercia $f_I(t)$ que actúa en un sistema estructural de un grado de libertad sometido a un movimiento en su base, actúan otras fuerzas sobre el punto másico que son la fuerza de amortiguamiento $f_D(t)$, y la fuerza que se opone a la deformación de la estructura $f_S(t)$, tal como se ilustra en la figura 1.1.

Figura 1.1: Sistema real sometido a un movimiento en su base. Fuente: elaboración propia en base a Benavent (2010)

En las estructuras reales $f_D(t)$ se puede tomar proporcional a la velocidad relativa $\dot{v}(t)$. Por otra parte, en el caso general de un sistema elastoplástico $f_S(t)$ depende de la historia de desplazamientos relativos $v(t)$ y sigue una ley histerética en la que influyen entre otros factores el tipo de elemento estructural y el material (Benavent-Climent A. , 2010). $f_D(t)$ y $f_S(t)$ representan fuerzas internas que actúan en sentido opuesto a la velocidad y al desplazamiento respectivamente. La ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas del sistema se puede escribir pues como sigue:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \quad 1.2$$

A la hora de interpretar la ecuación del balance energético que se verá más adelante, resulta ventajoso transformar el sistema dinámico real representado en la figura 1.1 y gobernado por la ecuación (1.2), en un sistema dinámico ficticio equivalente que proporcione los mismos desplazamientos relativos $v(t)$. Esta transformación se apoya en el hecho de que f_D y f_S dependen de la velocidad y del desplazamiento relativo del punto másico (y no de los valores totales o absolutos), y en que tal como indica la figura 1.1, el desplazamiento total absoluto $v^t(t)$, es la suma del desplazamiento del suelo debido al terremoto $v_g(t)$, y el desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo $v(t)$, con lo cual:

$$\ddot{v}^t = \ddot{v}_g + \ddot{v} \quad 1.3$$

Sustituyendo la ecuación (1.3) en (1.1), ésta a su vez en (1.2), y operando se llega a:

$$m\ddot{v} + f_D(t) + f_S(t) = -m\ddot{v}_g \quad 1.4$$

La ecuación (1.4) proporciona por tanto los mismos desplazamientos relativos $v(t)$ que la ecuación (1.2), pero corresponde a un sistema dinámico equivalente al de la figura 1.1, con la base fija y el punto másico sometido a una fuerza externa ficticia $F_e(t)$ de valor $F_e(t) = -m\ddot{v}_g$ tal como se ilustra en la figura 1.2. En otras palabras, el desplazamiento relativo $v(t)$ del punto másico respecto a la base cuando ésta se ve sometida a un movimiento sísmico del suelo de aceleración $\ddot{v}_g(t)$, es exactamente el mismo que experimentaría esa misma estructura si su base no se moviese y a cambio se viese sometida a una fuerza externa ficticia de valor, $F_e(t) = -m\ddot{v}_g$ y que se puede denominar como *fuerza sísmica*.

Figura 1.2: Sistema equivalente con base fija, sometido a una fuerza ficticia $F_e(t)$

1.2.2.- Ecuación de balance de energía

Al resolver la ecuación (1.4) se obtiene la magnitud más importante de la respuesta de la estructura que es el desplazamiento relativo $v(t)$. Una vez conocido $v(t)$, la ecuación de equilibrio dinámico de fuerzas se puede transformar en una *ecuación de balance de energía* tal y como se expone más abajo.

Si se multiplican los dos miembros de la ecuación (1.4) por un incremento diferencial de desplazamiento relativo dv , o lo que es lo mismo por $dv = \dot{v}dt$, se llega a:

$$m\ddot{v}\dot{v}dt + f_D(t)\dot{v}dt + f_S(t)\dot{v}dt = -m\ddot{v}_g\dot{v}dt \quad 1.5$$

Si ahora se integra la ecuación (1.5) desde el instante $t = 0$ en que comienza el movimiento del suelo, hasta el instante t_0 en que finaliza el terremoto, se obtiene:

$$\underbrace{\int_0^{t_0} m\ddot{v}\dot{v}dt}_{W_{ek}} + \underbrace{\int_0^{t_0} f_D(t)\dot{v}dt}_{W_\zeta} + \underbrace{\int_0^{t_0} f_S(t)\dot{v}dt}_{\underbrace{W_s}_{W_{es}+W_p}} = \underbrace{\int_0^{t_0} -m\ddot{v}_g\dot{v}dt}_E \quad 1.6$$

La primera integral del primer miembro de la ecuación (1.6) se puede resolver directamente. Si además se asume que en el instante inicial $t = 0$ la velocidad relativa de la estructura es nula $\dot{v}(0) = 0$, la solución de dicha integral conduce a la ecuación (1.7) que representa la energía cinética del sistema en el instante t_0 , y que se designara de ahora en adelante como W_{ek} :

$$W_{ek} = \int_0^{t_0} m\ddot{v}\dot{v}dt = \frac{m\dot{v}^2(t_0)}{2} \quad 1.7$$

La segunda integral del primer miembro de (1.6) representa la energía consumida por la estructura mediante amortiguamiento y será designada por W_D , es decir:

$$W_\zeta = \int_0^{t_0} f_D(t) \dot{v} dt \quad 1.8$$

La tercera y última integral del primer miembro de (1.6) representa la energía de deformación total almacenada y/o disipada por la estructura hasta el instante t_0 en que termina el terremoto, esta energía estará designada por W_s . W_s es la suma de la energía almacenada por la estructura mediante deformaciones elásticas W_{es} , y la energía disipada por la misma estructura mediante deformaciones plásticas W_p , es decir:

$$W_s = \int_0^{t_0} f_s(t) \dot{v} dt = W_{es} + W_p \quad 1.9$$

El término W_p representa de forma cuantitativa el *daño* estructural inducido por el terremoto en la estructura. La suma de W_{ek} y W_{es} constituye lo que se denomina *energía de vibración elástica* del sistema, y que se designará en toda la Tesis con W_e , es decir:

$$W_e = W_{ek} + W_{es} \quad 1.10$$

Por último, la integral del segundo miembro de (1.6) representa el trabajo total realizado por la fuerza sísmica $F_e(t)$ hasta el instante t_0 en que termina el terremoto, este trabajo está asociado al desplazamiento relativo $v(t)$ de la estructura. Dicho trabajo se define en adelante como el *input de energía total introducida por el terremoto en la estructura*, y se empleará para designarlo la letra E , es decir:

$$E = \int_0^{t_0} -m\ddot{v}_g \dot{v} dt \quad 1.11$$

Sustituyendo las ecuaciones (1.7), (1.8), (1.9) y (1.11) en (1.6) y teniendo en cuenta la ecuación (1.10), se llega a la siguiente expresión, que se conoce como la *ecuación del balance energético* de la estructura en el instante t_0 en que termina el terremoto:

$$W_e + W_\zeta + W_p = E \quad 1.12$$

El primer miembro de la ecuación (1.12) se puede interpretar como la *capacidad sismorresistente de la estructura* y el segundo como el *efecto de carga del terremoto*, ambos expresados en términos de energía. La expresión (1.12) constituye la ecuación fundamental de la denominada metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner-Akiyama. El criterio de proyecto fundamental en dicha metodología consiste en hacer que el primer miembro de la ecuación (1.12) sea mayor o igual que el segundo miembro. Ello se puede lograr con relativa sencillez debido a que la *capacidad sismorresistente de la estructura* y el *efecto de carga del terremoto* son dos aspectos que pueden definirse de forma básicamente independiente (Benavent-Climent A. , 2010).

1.3.- Filosofía del Proyecto Sismorresistente Basado en Prestaciones

La aparición del primer código sísmico en Japón en los años 20 del siglo pasado, representa un punto de inflexión que permitió a los planteamientos para proyectar estructuras en zonas

sísmicas pasar del proyecto en régimen elástico al proyecto en régimen inelástico en el cual se admiten deformaciones plásticas en la estructura bajo el sismo más severo esperable.

El terremoto de Loma Prieta (1989) marca un antes y un después en la historia de la ingeniería sísmica, esto es así porque los ingenieros y la opinión pública de esa época no se explicaban como era posible que un terremoto con una intensidad relativamente limitada, con magnitud (Mw) de 7.1 grados pudiera causar tantos daños directos y pérdidas valoradas en más de 8000 millones de dólares. Tres años después de haber ocurrido el terremoto de Loma Prieta, en 1992, la dirección del SEOAC (*Structural Engineers Association of California*) estableció el comité Visión 2000 para desarrollar un marco de trabajo para una nueva generación de códigos sísmicos basados en prestaciones, este reporte que es citado como SEOAC (1995), y cuyo ámbito de aplicación sería la rehabilitación sísmica de las edificaciones existentes y el diseño de estructuras de nueva planta. Para esa época, se empieza también a desarrollar en Japón su visión del proyecto sismorresistente basado en prestaciones (Hiraishi, Midorikawa, Teshigawara, & Gojo, 1998).

En 1994, el terremoto de Northridge (magnitud 6.7) causó pérdidas valoradas en más de 20000 millones de dólares. Posteriormente, un año más tarde, en 1995, se produce en Japón el gran terremoto de Hanshin (magnitud 6.9) y causa pérdidas que superaron los 200 mil millones de dólares en la región de Kobe. Estos dos fenómenos (Northridge y Kobe) aceleran los planes de llevar a cabo una actualización sísmica profunda de los códigos sísmicos de esa época con el fin de poder proyectar mejor las estructuras para minimizar el daño y mantener su funcionalidad post terremoto.

Los objetivos de desempeño de Visión 2000 para edificios de importancia variada, definidos en Visión 2000 en términos de niveles de desempeño y niveles de peligrosidad recomendados, se muestran en la figura 1.3.

Figura 1.3: Objetivos de desempeño según Visión 2000

En paralelo con Visión 2000, la FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) desarrolló un proyecto para la rehabilitación sísmica de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA-273 (1996) y FEMA-274 (1996), estos reportes fueron evaluados y modificados

posteriormente, y publicados como estándar del ASCE. El marco conceptual de estos reportes y normas es muy similar al de Visión 2000; de igual manera asocia niveles de desempeño con niveles de peligrosidad sísmica, encontrándose las diferencias en los niveles de peligrosidad sísmica: 50%/50 años (72 años), 20%/50 años (225 años), 10%/50 años (474 años) y 2%/50 años (2475 años), y define los niveles de desempeño como operacional (O), ocupación inmediata (IO), seguridad de vidas (LS) y prevención de colapso (CP). Los reportes FEMA 273/274 mejoran la contribución de Visión 2000 al proyecto sismorresistente basado en prestaciones, ya que proveen guías explícitas con procedimientos de análisis, que pueden ser empleadas para predecir las demandas de fuerza-deformación para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras (Toledo Espinoza, 2011).

También en paralelo con el proyecto de la FEMA, surge en California el proyecto ATC- 40 (1996) para la evaluación y reacondicionamiento sísmico de estructuras de hormigón armado. El marco conceptual presentado para el PBSD (*Performance-Based Seismic Design*) es bastante parecido al de Visión 2000, de manera que su implementación depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como por ejemplo los desplazamientos relativos entre plantas y la rotación en rótulas plásticas.

De las diferentes propuestas realizadas al proyecto por prestaciones se pueden resaltar tres de ellas como las más grandes y conocidas que son: Visión 2000, FEMA 273/356 y ATC 40. Estos tres proyectos sirvieron de base para las nuevas investigaciones en el campo del proyecto basado en prestaciones, teniéndose algunas modificaciones como son los proyectos encargados al ATC, entre ellos el ATC-55 que se publicó con la FEMA 440 (2005), ATC-62 publicado como FEMA P440A y ATC-63 publicado como FEMA P695; así también se tiene la estandarización de la FEMA 356/357 a cargo del ASCE que se publicó como el ASCE/SEI 41-06 (Toledo Espinoza, 2011).

A lo largo de los últimos años se han hecho muchos esfuerzos para desarrollar la ingeniería basada en prestaciones, lo cual ha dado lugar a diferencias en las notaciones y terminologías, pero no en los conceptos. En definitiva, el proyecto basado en prestaciones lo que hace es establecer y definir varios niveles de amenaza sísmica y varios niveles de objetivos de desempeño y asociarlos.

Por su parte, los niveles de prestaciones se pueden cuantificar en términos de deformaciones laterales de la estructura. El parámetro de uso más extendido para delimitar los niveles de desempeño es el desplazamiento relativo entre plantas (deriva), $\delta_{max,i}$. En lo que se refiere a la FEMA 356 (2000), ésta define a nivel global de todo el edificio 4 niveles de prestaciones que son: nivel *operacional* con daño muy ligero, nivel de *ocupación inmediata* asociado a un daño ligero, *seguridad de vidas* con un daño moderado y *prevención de colapso* al que corresponde un daño severo. También define unos niveles de prestaciones a nivel de sistema estructural y no estructural. Para el caso de estructuras porticadas de hormigón armado (estructuras estudiadas en esta Tesis) proporciona los valores de derivas máximos indicados en la tabla 1.1. Como se puede apreciar en dicha tabla, para cada nivel de prestación hace una descripción cualitativa del daño y se cuantifica estableciendo un límite máximo de deriva.

Tabla 1.1: Niveles de desempeño estructural y daño en elementos verticales

Elementos		Tipo	Niveles de desempeño estructural		
			Prevención colapso	Seguridad de vida	Ocupación inmediata
			S-5	S-3	S-1
Pórticos de concreto	Primario	Agrietamiento excesivo y formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o fallo en empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Gran daño en viga. Desprendimiento del recubrimiento y agrietamiento por cortante (<1/8"=0.32 cm) en columnas dúctiles. Desprendimiento menor en columnas no dúctiles. Grietas en nudo con ancho menores a <1/8"=0.32 cm.	Grietas finas menores. Fluencia posible limitada en algunas localizaciones. Sin aplastamiento (deformación por debajo de 0.003).	
	Secundario	Desprendimiento extenso en columnas y vigas. Daño severo en nudos. Algún pandeo en el refuerzo.	Agrietamiento excesivo y formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o fallo en empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Desprendimiento menor en algunas zonas en columnas y vigas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por cortante en nudos menores a <1/16"=0.16 cm.	
	Deriva	transitoria	4%	2%	1%
		permanente	4%	1%	despreciable

Otro parámetro de respuesta importante es la *deriva residual*, δ_r , que se define como el desplazamiento remanente que queda en la estructura una vez finalizado el terremoto: es un indicador de daño clave empleado en la evaluación sísmica de los edificios post terremoto y permite tomar decisiones sobre si conviene rehabilitar o en su lugar reconstruir la edificación (Tsfamariam & Goda, 2015), (Ruiz-Garcia & Miranda, 2006), (Ramirez & Miranda, 2009), (FEMA P-58-1, 2012). Si bien es cierto que los procedimientos propuestos recientemente para el diseño y evaluación de estructuras nuevas o existentes hacen énfasis en la estimación de las demandas de deriva transitoria (desplazamientos relativos entre plantas), la *deriva residual o permanente* es un parámetro que puede ser considerado como un estado límite cuando se aplica la filosofía del proyecto basado en prestaciones. La deformación residual físicamente se identifica por una

inclinación de los elementos horizontales y un ladeo de los elementos verticales que puede causar esfuerzos adicionales en los elementos estructurales y sus uniones (McCormick, Aburano, Ikenaga, & Nakashima, 2008). McCormick et al., realizaron una extensa revisión bibliográfica centrándose en tres categorías que son: *funcionalidad del edificio*, *tolerancias constructivas* y *seguridad*, a partir de la cual averiguaron que se puede definir un valor de deriva residual permisible simple para las tres categorías antes especificadas de 0.005 radianes. Este valor de 0.5% representa el límite inferior de deriva residual a partir del cual los ocupantes del edificio empiezan a percibir la inclinación del mismo. De hecho, y de acuerdo con las investigaciones realizadas por McCormick et al., en Japón, la Japanese Law Publication (2000), considera que una residencia deja de ser funcional cuando su deriva residual global supera los 0.006 radianes (0.6%). Con este límite se asegura además que el funcionamiento de los elementos no estructurales no se vea comprometido. La deriva residual también ha sido adoptada por normativas como la FEMA-58-1, la cual a partir del estudio de los niveles de prestaciones definidos por la FEMA 356 (2000) establece unos límites para los desplazamientos remanentes que quedan en la estructura, define y describe cualitativamente cuatro estados de daño, dichos estados de daño los asocia a una deriva residual máxima según sea el nivel de desempeño deseado. Los valores se indican en la tabla 1.2.

Tabla 1.2: Estados límite para deriva residual de acuerdo a la FEMA P-58-1

Estado de daño	Descripción	Ratio deriva residual (%)
DS1=IO	No es necesario llevar a cabo un realineamiento estructural para conservar la estabilidad estructural; sin embargo, el edificio puede requerir algún tipo de reparo de los elementos no estructurales y de los componentes mecánicos los cuales son sensibles al alineamiento del edificio (por ejemplo, los rieles del ascensor, muros cortina, y puertas).	0.2
DS2=DC	Se puede llegar a requerir el realineamiento de pórticos estructurales y reparaciones estructurales relacionadas para mantener los límites de derivas para elementos no estructurales y componentes mecánicos y para limitar la degradación en la estabilidad estructural (por ejemplo, seguridad al colapso).	0.5
DS3=LS	Se requiere un mayor realineamiento estructural para restaurar el margen de seguridad para la estabilidad lateral; sin embargo, el realineamiento y las reparaciones requeridas por la estructura pueden resultar práctica y económicamente poco factibles (por ejemplo, la estructura puede estar en pérdida total).	1
DS4=CP	<p>La deriva residual es lo suficientemente grande tal que la estructura está en riesgo de colapso ante réplicas sísmicas (nota; este punto de desempeño puede ser considerado igual al colapso, pero con mayores incertidumbres).</p> <p>Nota: para el estado de daño DS4 o CP, se proponen los límites de deriva residual expresados en términos del cortante basal de diseño ($V_{diseño}$) intentando cubrir casos en regiones de baja sismicidad donde los desestabilizantes efectos P-Delta pueden ser dominantes para ratios de deriva residuales más pequeños que los establecidos por la FEMA.</p>	Sistemas con alta ductilidad 4% < $0.5V_{diseño}/W_T$
		Sistemas con ductilidad moderada $2\% < 0.5V_{diseño}/W_T$
		Sistemas con ductilidad moderada $1\% < 0.5V_{diseño}/W_T$

Una de las variantes del proyecto por prestaciones la realiza en Estados Unidos el Pacific Earthquake Engineering Research Center, mejor conocido como PEER por sus siglas en inglés. La propuesta del PEER consiste en plantear la metodología del proyecto basado prestaciones sobre una base probabilística. La robusta metodología del PEER implica cuatro fases o estados para la evaluación sísmica de una estructura que son: el *análisis de la peligrosidad*, el *análisis estructural*, el *análisis del daño* y el *análisis de las pérdidas*.

En el *análisis de la peligrosidad* se evalúa el peligro sísmico en el sitio empleando un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA), y si obtiene como resultado una curva de amenaza sísmica $\lambda(IM)$, la cual cuantifica la tasa anual de excedencia de una medida de la intensidad sísmica (Intensity Measures, *IM*) para el sitio considerado (por ejemplo, la tasa para la cual la aceleración pico del suelo excederá los 0.2g para un sitio en particular en un año). Además, el análisis de peligrosidad se utiliza para caracterizar los terremotos a emplear en la fase de análisis estructural. En la fase de *análisis estructural*, se puede emplear un análisis dinámico incremental para calcular la respuesta de la estructura al movimiento del suelo, para ciertas intensidades (*IM*) dadas; la respuesta estructural de interés se suele expresar en términos de derivas,

aceleración pico de piso, y otros parámetros de respuesta estructural (Engineering Demand Parameters, *EDPs*) calculados sometiendo la estructura al terremoto. En la tercera fase se *analiza el daño*, para lo cual se emplean los *EDPs* determinados en la fase anterior conjuntamente con *curvas de fragilidad* para determinar el daño (Damage Measure, *DM*), en los componentes de la estructura. Estas *curvas de fragilidad* son funciones de distribución acumulada que representan la probabilidad de que se alcance o supere un determinado estado de daño *dm*, esto proporciona una medida cuantitativa del valor de demanda estructural *EDP* dado. La última fase es el *análisis de pérdidas*; a partir de los resultados de los análisis de daño se obtienen las variables de decisión (Decision Measure, *DV*) las cuales pueden ser utilizadas por propietarios e inversores. A partir del *DM* también se pueden evaluar los esfuerzos a realizar para determinar los costos y duración de la reparación y tiempo de paro por falta de operatividad. En general, las variables de decisión lo que hacen es traducir el daño en cantidades que puedan ser valoradas en términos de gestión de decisiones de riesgo, como coste de rehabilitación, tiempo de reparación, etc. Cada relación desde la ubicación y el diseño con *IM*, *IM* con *EDP*, *EDP* y *DM*, y *DM* con *DV* implica unas incertidumbres que deben ser tratadas probabilísticamente (Porter, 2003).

La aplicación de la metodología adoptada por el PEER requiere el uso de variables aleatorias para cuantificar el desempeño y preservar las incertidumbres estadísticas inherentes al problema. El análisis de amenaza sísmica utiliza un análisis probabilístico de la zona, relaciones de atenuación del movimiento del suelo y las condiciones del sitio para desarrollar un modelo de la intensidad sísmica del sitio. El resultado de este análisis es una función estadística, que como ya se dijo más arriba, representa la tasa anual de excedencia de ciertas medidas de intensidad (*IM*), esto es, $\nu(IM > im)$. Por su parte, el análisis de la respuesta emplea los *EDP* como variable aleatoria y produce la función de probabilidad condicional $G(edp|im)$ para representar la relación estadística entre el *EDP* y el *IM*. El análisis de daño emplea como variable aleatoria los *DM* y el resultado del análisis es una función de probabilidad condicional, $G(dm|im)$ que relaciona *DM* y *EDP*. Finalmente, el análisis de pérdidas emplea la variable de decisión como variable aleatoria y produce también una función de probabilidad condicional $G(dv|dm)$ que relaciona *DV* y *DM*. El resultado de cada fase sirve como entrada (input) para el próximo estado como se muestra esquemáticamente en la figura 1.4. Es importante señalar que este enfoque de trabajo del PEER, se basa en asumir que la evaluación del desempeño de los componentes puede ser tratada como un proceso discreto Markov, en donde las probabilidades condicionales entre los parámetros son independientes (Moehle & Deierlein, 2004). La descomposición del proceso del PEER ilustrado en la figura 1.4, se puede llevar a cabo gracias a las asunciones de independencia estadística listadas a continuación (Yang, Moehle, & Stojadinovic, 2009):

1. $G(dm|edp, im) = G(dm|edp)$: la probabilidad condicional de *DM* dado *EDP* y *IM* es equivalente a la probabilidad condicional de *DM* dado *EDP*.
2. $G(dv|dm, edp) = G(dv|dm)$: la probabilidad condicional de *DV* dado *DM* y *EDP* es equivalente a la probabilidad condicional de *DV* dado *DM*.
3. $G(dv|dm, im) = G(dv|dm)$: la probabilidad condicional de *DV* dado *DM* y *IM* es equivalente a la probabilidad condicional de *DV* dado *DM*.

Finalmente, la obtención de la probabilidad de excedencia de cada variable aleatoria intermedia se determina mediante la aplicación del teorema de probabilidad total. Para mayor información sobre este tema se puede consultar Yang et al (2009).

Figura 1.4: Marco de trabajo con enfoque probabilístico del proyecto basado en prestaciones

En estos cálculos se adopta una *distribución lognormal*, es decir se asume que el logaritmo de la variable aleatoria se distribuye normalmente. La función de densidad de probabilidad (*PDF*=probability density function) de una distribución lognormal está dada por:

$$PDF(x_{edp}) = f(x_{edp}; \mu_{edp}, \sigma_{edp}) = \frac{1}{x_{edp} \sigma_{edp} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x_{edp} - \mu_{edp})^2}{2\sigma_{edp}^2}} \quad 1.13$$

donde los parámetros de la función son:

$$\mu_{edp} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln x_{edp,i}}{n_{edp}} \quad 1.14$$

$$\sigma_{edp} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_{edp,i} - \mu_{edp})^2}{n_{edp}}}$$

En las expresiones (1.14), los parámetros μ_{edp} y σ_{edp} son la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable respectivamente, y n_{edp} es el número de datos. La desviación estándar de los logaritmos de la variable también se puede calcular con la siguiente expresión que es la que utiliza el software Matlab (Matlab R2015a, 2015),

$$\sigma_{edp} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_{edp,i} - \mu_{edp})^2}{n_{edp} - 1}} \quad 1.15$$

Luego, por definición, se obtiene que la Función de Distribución Acumulada (*CDF*=cumulative distribution function), la cual describe la probabilidad de que una variable aleatoria real X_{edp} sujeta a cierta ley de distribución de probabilidad se situé en la zona de valores menores o iguales a x_{edp} , es:

$$CDF(x_{edp}) = F(x_{edp}) = \frac{1}{x_{edp} \sigma_{edp} \sqrt{2\pi}} \int_0^{x_{edp}} e^{-\frac{(\ln x_{edp} - \mu_{edp})^2}{2\sigma_{edp}^2}} dx \quad 1.16$$

Es decir, la probabilidad condicional de que X_{edp} sea menor o igual a un determinado x_{edp} es la integral entre 0 – x_{edp} de su función de densidad. En las expresiones anteriores se emplea el subíndice *edp* para indicar que las variables involucradas corresponden a un determinado parámetro de respuesta estructural de acuerdo con la simbología del PEER.

Dado que resolver analíticamente la integral dada por (1.16) es prácticamente imposible, la probabilidad de no excedencia de un cierto valor de respuesta estructural $P(EDP < edp)$ se puede obtener de forma aproximada con la siguiente ecuación:

$$P(EDP < edp | IM = im) = \Phi \left[\frac{\ln(edp) - \mu(\ln EDP)}{\sigma(\ln EDP)} \right] \quad 1.17$$

en la cual $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución normal estándar acumulada. En la ecuación (1.17) edp representa un cierto valor del parámetro de respuesta estructural que se tome como EDP (por ejemplo, un límite de desplazamiento relativo entre plantas que no debe ser excedido).

La ecuación (1.17) define las denominadas *curvas de fragilidad*. Estas curvas permiten entre otras cosas estudiar la vulnerabilidad de un edificio. La (FEMA 366, 2001) define las *curvas de fragilidad* como la representación gráfica de la función de distribución acumulada (*CDF*), de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada. Para el caso en que la estructura no alcanza el estado de colapso (para datos de EDP de no colapso), se puede asumir que los parámetros de respuesta (EDP) obtenidos para un determinado nivel de intensidad sísmica (IM) se pueden ajustar mediante una función de distribución lognormal (Shome, 1999). La hipótesis de una distribución de probabilidad lognormal, permite definir curvas de fragilidad mediante dos parámetros que son: la *media* y la *desviación estándar*, ambos definidos por la ecuaciones (1.14) vistas más arriba.

1.4.- Sistemas de Protección Sísmica

Existe en la actualidad un gran número de técnicas de reacondicionamiento sísmico que en general pueden englobarse en dos grandes grupos: por un lado están las *técnicas convencionales*, y por el otro las *técnicas innovativas o sistemas modernos de protección sísmica*. Una revisión bibliográfica sobre los sistemas de protección sísmica permite identificar diferentes nomenclaturas empleadas en su clasificación de acuerdo a su funcionamiento (Oviedo & Duque, 2006). Los estadounidenses plantean tres categorías que son: *aislamiento de base*, *sistema de disipación pasiva*, y *sistema de control activo* de la respuesta sísmica. Estos grupos de sistemas de protección sísmica se pueden distinguir evaluando los enfoques empleados para gestionar la energía asociada a fenómenos ambientales transitorios (Soong & Dargush, 1997). Por su parte, los japoneses los clasifican en cuatro categorías que son: *sistemas con aislamiento de base*, *sistemas de absorción de energía*, *sistemas de efecto de masa* y *sistemas de control activo*. La diferencia detrás de estas dos clasificaciones radica en el hecho de que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo o activo de energía (Oviedo & Duque, 2006). Ante estas diferencia, y como una forma de establecer una clasificación internacional de los sistemas de protección sísmica, la norma ISO 3010:2001 (*Basis for design of structures-Seismic action on structures*) propone una clasificación en la cual los divide en tres grandes grupos que son: *control pasivo*, *control activo e híbrido* y *control semiactivo* (Oviedo & Duque, 2006). Otra clasificación general propuesta por (Shanmuga, Cinitha, Umesha, & Nagesh, 2014) se adopta en esta Tesis, y se detalla como se muestra en la figura 1.5 a partir de la consulta de diferentes trabajos: (Oviedo & Duque, 2006), (Fisco & Adeli, 2011a), (Symans & Constantinou, 1999) y (Fisco & Adeli, 2011b).

Figura 1.5: Clasificación de los sistemas de protección sísmica

En el siguiente apartado se aborda más en detalle los sistemas de control pasivo, haciendo énfasis en los disipadores histeréticos de energía que son los que se emplean en esta Tesis.

1.4.1.- Sistemas de control pasivo

Los sistemas de control pasivo de estructuras se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica, y a diferencia del resto de sistemas, no requieren de suministro energético para su funcionamiento (Soong & Dargush, 1997). Su implementación para su uso en el reacondicionamiento sísmico de edificios existentes fue llevada a cabo en Washington, D.C., Estados Unidos, por la FEMA (1997) a través de una publicación titulada NEHRP Guidelines for the *Seismic Rehabilitation of Buildings*. De acuerdo a la figura 1.5, estos sistemas se clasifican en *sistemas de aislamiento de base, de disipación de energía y amortiguadores de masa*. El sistema de aislación sísmica, el cual se coloca normalmente sobre la cimentación y soporta toda la superestructura del edificio, desacopla de forma parcial el edificio de los movimientos que experimenta el suelo debido al terremoto, de esta manera se reduce el input energético en la estructura y por consiguiente se reduce la respuesta estructural. Para controlar el desplazamiento lateral del edificio el sistema de aislación sísmica se suele combinar con disipadores de energía, formando una “estructura mixta rígido-flexible”. Por su parte, los amortiguadores de masa (o sistemas de efecto de masa) consisten en la introducción de masas adicionales que normalmente se colocan en la parte superior de los edificios, la vibración de estas masas debido al movimiento oscilatorio de la estructura consume una gran parte de la energía introducida por el terremoto en dicha estructura.

Los dispositivos pasivos de disipación de energía (disipadores) pueden clasificarse principalmente en dos grupos: *dispositivos dependientes del desplazamiento* y *dispositivos dependientes de la velocidad*. Los segundos disipan la energía por medio a la deformación de polímeros VE, la deformación de fluidos viscosos o el paso de fluidos por orificios. Su disipación de energía depende del desplazamiento relativo como de la velocidad relativa en el dispositivo. Su uso en el campo de la ingeniería civil es limitado debido a su alto coste de instalación y mantenimiento; estos sistemas encuentran su mayor aprovechamiento en la industria militar y aeroespacial. Como alternativa a los disipadores dependientes de la velocidad se pueden emplear los dependientes del desplazamiento, en los que la disipación depende principalmente

de los desplazamientos relativos entre los extremos del dispositivo. Entre los disipadores dependientes del desplazamiento se encuentran los disipadores llamados *histeréticos*. En el apartado siguiente se habla más en detalle de los disipadores histeréticos de energía y se presentan algunos de sus diseños más destacados.

1.4.1.1.- Disipadores histeréticos de energía

Los disipadores de tipo histerético disipan energía a través de la fluencia de metales. Se pueden instalar en forma de riostras diagonales dentro de los pórticos y también haciendo uso de la configuración Chevron (V invertida). Existen numerosos modelos de comportamiento histerético utilizados comúnmente para representar la relación fuerza-desplazamiento no lineal de los disipadores y existen asimismo diversas aproximaciones para estimar su capacidad límite última de disipación de energía. Dado que la presente Tesis se desarrolla en el ámbito de control pasivo con disipadores de energía, se ha considerado conveniente describir más abajo alguno de los disipadores histeréticos de uso más extendido.

- Disipadores de barras de pandeo restringido

Los disipadores llamados “barras con pandeo restringido” (*buckling-restrained braces BRBs o unbounded braces*) consisten en barras esbeltas de acero conectadas habitualmente a la estructura en forma de diagonales o en configuración Chevron, y sujetas a fuerzas axiales. Para restringir su pandeo suelen ser revestidas por tubos de acero rígidos, con un relleno del espacio que queda entre el tubo de acero y la barra del núcleo mediante mortero (figura 1.6a) y resinas epoxi y de silicona, con un recubrimiento especial del núcleo para evitar que este se adhiera al mortero (hormigón). Debido a este confinamiento los BRBs presentan una respuesta muy similar en compresión y tracción, y su disipación de energía se consigue mediante la plastificación del núcleo tanto a tracción como a compresión. Su investigación comienza en Japón en 1971 y su desarrollo se atribuye a la empresa Japonesa Nippon Steel a finales de 80. Desde sus inicios se han producido múltiples tipos de BRBs (figura 1.6b). El BRB es uno de los disipadores metálicos más populares en los Estados Unidos y otros países. Su primera aplicación práctica en los Estados Unidos ocurre en 1999 en el edificio campus UC Davis (Wikipedia, 2016).

Figura 1.6: Disipador de barra con pandeo restringido (BRB): (a) componentes del disipador BRB (Clark, Aiken, Kasai, Ko, & Kimura, 1999); (b) secciones de BRBs, diversos autores (Della Corte, D'Aniello, Landolfo, & Mazzolani, 2011)

- Disipador slit-type plates

Estos disipadores consisten en una placa de acero a la que se le practican aberturas o ranuras, quedando entre cada par de ranuras unos segmentos verticales que son los responsables de disipar la energía que introduce el terremoto en la estructura. Para disipar la energía deforman en curvatura doble y plastifican en sus extremos bajo la acción de las solicitaciones actuando en su plano, figura 1.7. La implementación de este disipador histerético ha sido masiva en Japón, y su comportamiento ha sido estudiado por varios autores (Benavent-Climent, Hoon Oh, & Akiyama, 1998) quienes proponen dos modelos por separado para la fluencia por flexión y a cortante en función de las dimensiones de las ranuras de la placa.

Figura 1.7: Disipador slit-type steel plate. Fuente: elaboración propia en base a Benavent-Climent et al (1998)

- Disipador steel slit damper

El disipador *Steel Slit Damper* (SSD), desarrollado por Chan y Albermani (Chan & Albermani, 2007), está fabricado a partir de segmentos cortos de perfiles de acero doble T con el alma ranurada, dejando unos segmentos (nervios) entre las dos alas como se puede apreciar en la figura 1.8. Este disipador está libre de soldaduras lo cual elimina las incertidumbres e imperfecciones asociadas a la soldadura.

Figura 1.8: Disipador tipo SSD. Fuente: Chan y Albermani (2007)

Este disipador fue pensado para su instalación en una configuración tipo *Chevron*, y para la conexión del disipador a la estructura principal (viga del pórtico) y auxiliar (base parte superior de la estructura *Chevron*) deben practicarse cuatro agujeros en las alas del perfil. El comportamiento estructural de este disipador fue evaluado teóricamente y verificado posteriormente de forma experimental. Bajo desplazamientos relativos entre las alas, los segmentos entre dos ranuras deforman en curvatura doble alcanzándose la plastificación en sus extremos para los desplazamientos correspondientes. En su verificación experimental se realizaron ocho ensayos cíclicos y un ensayo bajo carga monótona, para ello se empleó un total de nueve especímenes con geometrías a penas modificadas. Los especímenes se sometieron a las historias de carga hasta la rotura, y de esa manera se obtuvieron sus propiedades mecánicas y se calibraron modelos numéricos representativos.

- Disipadores tipo Added Damping and Stiffness

El disipador Added Damping and Stiffness, ADAS, está compuesto de múltiples chapas de acero que se colocan en paralelo y se sujetan mediante perfiles auxiliares en sus partes superior e inferior como se muestra en la figura 1.9. La geometría común de estas chapas es en forma de X ya que en esta disposición las tensiones se distribuyen de manera uniforme en la sección variable de la pieza, lo que resulta en curvaturas mayores que las que se obtendrían en piezas rectangulares para el mismo desplazamiento.

Figura 1.9: Disipador ADAS. Fuente: Oviedo y Duque (2006)

Una variante muy aceptada de este disipador es el TADAS (*Triangular Steel plate Added Damping and Stiffness*), desarrollado por Tsai et al (Tsai, Chen, Hong, & Su, 1993). La innovación respecto del ADAS, introducida por Tsai et al con el diseño del TADAS (figura 1.10), consiste en que mientras un extremo está empotrado por soldadura, la conexión del otro asegura el movimiento libre en la dirección vertical debido a la disposición de las ranuras.

Figura 1.10: Disipador TADAS. Fuente: Oviedo y Duque (2006)

Otros disipadores de acero desarrollados más recientemente son: el Tube-in-Tube Damper (TTD) y el Wep Plastifying Damper (WPD). El disipador TTD (Benavent Climent, 2009) está formado por dos tubos de acero huecos de sección rectangular estándar, colocados uno dentro del otro. Los dos tubos están unidos en puntos específicos en la zona (placa) de plastificación (Energy-dissipative part) mediante soldadura en huecos y en ángulo (en ambos extremos de la placa), respectivamente. El tubo exterior contiene la placa de disipación de energía, la cual está formada por una serie de segmentos (strips) separados entre sí mediante aberturas (slits) que se le practican a las paredes de dicho tubo (figura 1.11). Bajo desplazamientos relativos de los extremos del disipador en la dirección de su eje, estos segmentos se comportan como una serie de vigas con ambos extremos fijos (fixed-end beam), y deforman en curvatura doble, su plastificación puede darse ya sea por flexión o por esfuerzo cortante.

Figura 1.11: Detalle dissipador TTD

Por su parte, el dissipador WPD (Benavent Climent, Morillas, & Vico, 2010) es un dispositivo de disipación de energía que básicamente se compone de varios segmentos cortos de perfiles de acero estructural doble T (o perfil I o H) que se ensamblan mediante dos barras también de acero, que se disponen como se muestra en la figura 1.12. Los segmentos de acero son los dispositivos encargados de disipar la energía, mientras que las barras de acero auxiliares, normalmente de sección U, solo funcionan como elementos de sujeción y permiten la conexión del dissipador al resto de la estructura. La unión entre los elementos cortos de perfil I y elementos auxiliares de sujeción, se consigue mediante tornillos de acero de alta resistencia que se fijan con un par de apriete fijo. La disipación de energía se consigue mediante la plastificación del alma del perfil sujeto a momentos actuando fuera del plano del mismo, algo que no es común ya que típicamente se someten a fuerzas actuando en su plano. Sin embargo, la deformación del perfil debido a fuerzas actuando fuera de su plano, se ha visto que representa una fuente importante de disipación de energía, que se debe principalmente, a que la transición entre la parte final del alma y las alas del perfil tiene una curva suave que previene las concentraciones de esfuerzos que pueden causar el fallo prematuro del material antes de que este pueda desarrollar su capacidad de deformación plástica inherente (Benavent Climent, Morillas, & Vico, 2010).

Figura 1.12: Detalle dissipador WPD

Finalmente, la instalación de estos dissipadores (TTD y WPD) es tan sencilla como colocar una riostra de acero convencional en una estructura porticada, de manera que no se precisa de una estructura auxiliar como la requerida en la ya conocida configuración de *Chevron*. Ambos dissipadores fueron desarrollados para su uso en países en vías de desarrollo con escasos recursos tecnológicos.

1.5.- Objetivos

1.5.1.- Objetivo general

El comportamiento sísmico inadecuado de las edificaciones con piso blando es responsable de numerosos colapsos de edificios en todo el mundo, y como consecuencia de ello de pérdidas humanas y materiales. Una forma de mitigar estas pérdidas es mediante la actuación sobre las edificaciones existentes, empleando técnicas de reacondicionamiento sísmico adecuadas. En esta línea, el objetivo general y principal de esta investigación, consiste en proponer una solución innovadora de reacondicionamiento sísmico para estructuras porticadas de hormigón armado susceptibles de colapsar mediante un mecanismo de piso blando en la planta baja, consistente en la colocación de disipadores de energía de tipo histerético en dicha planta. El objetivo de la Tesis es también proponer un método para dimensionar los disipadores y en su caso los refuerzos necesarios en la estructura principal, basado en la aproximación energética de Housner-Akiyama. El escenario en el cual se plantea la solución de reacondicionamiento sísmico son las edificaciones residenciales de hormigón armado existentes en la República Dominicana.

1.5.2.- Objetivos específicos

El objetivo global de la Tesis pasa por la consecución de cada uno de los siguientes objetivos específicos:

1. Proyectar y determinar la capacidad sísmica de unos prototipos de estructuras representativas de edificios residenciales diseñados conforme a las *Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de Estructuras* (RPAS-1979) de la República Dominicana y al Instituto Americano del Concreto (ACI 318-99).
2. Investigar una técnica de reacondicionamiento sísmico basada en instalar disipadores de energía únicamente en la planta baja, y aplicarla a unos prototipos de estructuras representativas de las edificaciones existentes en la República Dominicana.
3. Proponer un método basado en consideraciones energéticas para el dimensionado de disipadores histeréticos de energía para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes de HA con el primer piso blando.
4. Validar numéricamente la efectividad de la solución propuesta.
5. Proponer el empleo de los disipadores de energía como una alternativa para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones de concreto armado existentes con la problemática de piso blando, en especial edificaciones de la República Dominicana.

1.6.- Metodología de la Investigación

La metodología empleada para llevar a cabo esta investigación es de tipo numérico y se resume en los siguientes puntos:

1. Por una parte se realiza simulaciones numéricas consistentes en cálculos dinámicos directos en régimen no lineal, con modelos representativos de estructuras existentes con/sin disipadores. Estas simulaciones sirven de base a estudios paramétricos en los que se investiga la influencia de diferentes variables en la respuesta sísmica de la estructura reacondicionadas con disipadores.
2. Paralelamente se trabaja en formulaciones analíticas que permitan desarrollar ecuaciones para estimar, a partir de modelos muy simplificados de la estructura, aspectos importantes de la respuesta dinámica como la energía de vibración elástica.

3. Para desarrollar un método y una formulación para proyectar la solución de reacondicionamiento sísmica investigada, se emplea la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner-Akiyama.

1.7.- Motivación e Interés de la Tesis

Han sido varios los motivos que han llevado a la realización de la presente Tesis. La explicación de los mismos se divide y se aborda en varios apartados que son:

- La situación sísmica de la República Dominicana (siendo RD el *campo de aplicación de la presente investigación*).
- El problema de piso blando y su amenaza para las edificaciones existentes en la RD.
- La falta de un método sencillo basado en consideraciones energéticas para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes de HA con piso blando empleando disipadores de energía.

1.7.1.- Situación sísmica de la República Dominicana

¿Por qué se aplica este estudio a la República Dominicana?

Esta es la pregunta que se plantea al inicio de esta investigación y que al término de la misma se intentará responder objetivamente a partir de los resultados obtenidos. Como es bien sabido, la isla de La Hispaniola sobre la cual está la República Dominicana se encuentra ubicada en la placa Tectónica del Caribe que según el *Servicio Geológico de los Estados Unidos* o USGS por sus siglas en inglés correspondientes a *United States Geological Survey*, presenta un movimiento de traslación como cuerpo rígido de 20 ± 2 mm al año, en dirección Suroeste- Noreste (70°); sus bordes contactan: al Norte con la Placa de Norte América, al Sur con la de Sudamérica, al Oeste con la de Nazca y al Este con el Fondo Oceánico del Atlántico. Existen deslizamientos trascurrentes entre la Placa del Caribe y las de Norte y Sudamérica, mientras que las placas de Nazca al Oeste y el Fondo Oceánico del Atlántico al Este se introducen por debajo de la placa del caribe lo que genera zonas de subducción, que a su vez son las que producen el vulcanismo en las costas de América Central y en el arco de Islas de la Antillas Menores.

La historia sísmica de la isla Hispaniola registra devastadores terremotos desde 1562 hasta la actualidad. La República Dominicana es un país de alto riesgo sísmico, donde no hay un ordenamiento territorial y donde las escuelas, hospitales, y otras edificaciones importantes se construyen muchas veces sin tomar en consideración los tipos de suelos, la vulnerabilidad sísmica, la susceptibilidad a la erosión y a los deslizamientos y otros riesgos inherentes para toda la sociedad (Neris Guzman, Dominguez, Perez, Rodriguez, & Cano, 2010). Según la Cámara Dominicana de la Construcción (CADOCON) el 65% de las construcciones que se ejecutan en República Dominicana están bajo el marco de la ilegalidad (las denominas construcciones informales), careciendo de registros en los organismos pertinentes, y en muchos casos, sin contar con proyectos aprobados.

En la tabla 1.3 se muestran los principales eventos sísmicos ocurridos en el país desde 1562 hasta la fecha, siendo el más reciente e importante el ocurrido el 22 de septiembre del año 2003 (Chavez Morillo, 2004), con una magnitud de 6.5 en la escala de Richter y cuyo epicentro se localizó a unos 20 kilómetros al norte de la ciudad de Santiago de los Caballeros, y a unos 15 kilómetros al sur de la ciudad de Puerto Plata (CODIA, 2003).

Tabla 1.3: Principales eventos sísmicos ocurridos en la República Dominicana

Fecha	Intensidad (MM)	Consecuencias
2/12/1562	IX-X	Destrucción total de Santiago y La Vega. Daños en Puerto plata
8/9/1615	IX-XI	Destrucción de Santo Domingo
16/9/1672	VII-IX	Daños en Santo Domingo
9/5/1673	IX-X	Destrucción de Santo Domingo y Azua
1684	VIII-XI	Daños serios en Santo Domingo y Azua
1691	IX	Destrucción de Azua y daños en Santo Domingo
18/10/1751	X	Destrucción de Azua y el Seibo, graves daños en Santo Domingo. Provocó un tsunami
28/10/1761	VIII	Daños graves en Santo Domingo
21/11/1761	IX	Destrucción de Azua. Se percibió en San Juan, Santiago, La Vega y Cotuí
12/2/1783	VII	Daños en iglesias y otros edificios en Santiago y San Juan
7/5/1842	X-XI	Destrucción en Santo Domingo, Santiago, Puerto Plata, Monte Cristi y Dajabón. Se registraron unos 7000 muertos y provocó un tsunami
29/12/1897	IX	Daños considerables en Santiago Puerto Plata, Guayubín, Altamira, Navarrete, Monte Cristi y deslizamientos en la sierra Septentrional
06/10/1911	XI	Daños considerables en Santo Domingo, Azua y San Juan
04/08/1946	IX	Daños considerables en la costa norte y el Valle del Cibao. Se generó un tsunami. Se cuentan 75 muertos
22/09/2003	VIII	Daños fuertes en Puerto Plata y en Santiago. Perdidas económicas millonarias

Fuente: Elaboración propia en base a Justina Chávez 2004

Tras el terremoto del año 2003, el Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA) llevó a cabo la evaluación de los daños producidos en la ciudad de Puerto Plata y además realizó un estudio en el cual se analizaron 164 edificaciones de la ciudad de Santiago, de las cuales, las viviendas y las escuelas resultaron ser las más afectadas. Dicho estudio consistió en la evaluación de los daños post sismo, y como resultado del mismo, se llegó a la conclusión de que las causas principales de tales daños y perjuicios económicos, se debió fundamentalmente a los siguientes factores:

- Asentamientos del terreno
- Daños estructurales producidos por la rotura de columnas cortas
- Calidad pobre de materiales utilizados (hormigón, bloques usados en muros, etc.)
- Mala práctica constructiva, construcciones informales (ejercicio ilegal de la ingeniería): deficiencia en la selección del acero en vigas, columnas y losas; mala estimación de la sobrecarga en elementos estructurales; falta de unión entre los elementos; mala utilización de junta de expansión y muros de pandereta (tabiquería) y mal llenado de huecos en los que se colocan las barras de refuerzo de los muros de mampostería reforzada.
- Roturas por falta de juntas de expansión en plantas asimétricas
- Reducción de la sección de hormigón en columnas por agregar tuberías para desagüe en las mismas
- Posibles diseños inadecuados
- Posible amplificación de ondas sísmicas en suelos aluviales

En la figura 1.12 se muestran unas imágenes con algunos de los innumerables daños ocurridos durante el terremoto de Puerto Plata de 2003.

Figura 1.13: Colapso en edificaciones de la RD: (a) Colapso del 1er nivel plantel escolar urbano Gilbert; (b) Colapso edificio comercial (obra informal); (c) Deslizamiento edificación; (d) Mala unión de los elementos estructurales (en referencia a figura 1.13b). Fuente: CODIA (2003)

1.7.2.- El problema de piso blando y su amenaza para las edificaciones existentes en la RD

El problema de piso blando está bien definido en la literatura, y se conoce lo propensa que es una edificación a sufrir daños localizados e incluso colapsar si en el momento de ser concebida no se toma en cuenta esa deficiencia estructural, que las normativas denominan como irregularidad vertical. Más adelante en esta Tesis, se tratan las tipologías y prácticas constructivas en la RD, y se verá, que una de las tipologías más frecuentes es construir edificaciones de uso residencial porticadas de hormigón armado dejando el primer piso diáfano, mientras que a la vez se emplean cerramientos rígidos unidos al pórtico en todos los pisos superiores al primero. A falta de una evaluación más precisa que cuantifique la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones, los reportes de daños causados por los terremotos de Northridge de 1994 y Hyogoken-Nambo en Japón en 1995 indican que este tipo de construcciones son más que propensas a sufrir un daño importante frente a terremotos que impliquen un nivel amenaza sísmica moderada (10%/50 años) o baja (2%/50 años) de acuerdo a la clasificación del Reglamento sísmico del año 2011.

1.7.3.- La falta de un método sencillo para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes de hormigón armado empleando disipadores de energía

Otra de las motivaciones importantes que conllevan a la realización de esta Tesis es el hecho de que muy pocas normativas (*excepto el ASCE y la normativa Japonesa*) regulan como proyectar estructuras con disipadores de energía. Para el análisis de estructuras con disipadores de energía instalados en todas las plantas del edificio, las normas permiten que se lleven a cabo análisis del tipo lineal estático y espectral que permitan obtener la respuesta de la estructura. Sin embargo, para el caso de la tipología de estructura estudiada en esta Tesis (*edificios de HA con el primer piso blando*), las normas solo permiten que esas estructuras se analicen empleando métodos no lineales (Symans, y otros, 2008). Con la realización de esta Tesis, se espera poder proponer un método simple que permita reacondicionar estructuras existentes con disipadores de energía únicamente en la primera planta, que evite tener que realizar cálculos dinámicos directos para evaluar la efectividad de los disipadores en el control de la respuesta y la concentración del daño en dicha planta. Esto se conseguirá, proponiendo un método para el dimensionado de los disipadores y una metodología que permita predecir las fuerzas cortantes máximas en las plantas superiores a la primera, de forma que se pueda comprobar si las mismas requieren o no de algún tipo de refuerzo adicional antes de reforzar la primera planta con los disipadores que proporciona el método.

Además de los motivos expresados más arriba, una última razón para la realización de esta Tesis, viene de las múltiples e incesantes peticiones por parte de los profesionales en la materia, a las autoridades competentes de la República Dominicana, de que sean evaluadas y actualizadas las *edificaciones esenciales* en todo el país que así lo requieran. Desafortunadamente, de acuerdo al vigente Reglamento sísmico que data del año 2011, las edificaciones residenciales no están incluidas en este grupo, sin embargo, estas representan el mayor riesgo sísmico frente a un terremoto poco frecuente, no solo por la gran masa informal edificada sino también por las deficiencias sísmicas que puedan tener esas edificaciones.

Es por ello que con la presente Tesis, me sumo a aquellos profesionales que desde hace años han levantado su voz para que se mejore la capacidad sísmica de las edificaciones existentes en el país, principalmente aquellas edificaciones que por su uso e importancia se consideran como esenciales. Considero que los disipadores histeréticos de energía son una alternativa eficaz y económica para resolver el mencionado problema por sus conocidas ventajas y desempeño sísmico.

A partir de 2009 se requiere que todas las edificaciones existentes o aquellas ya iniciadas, cuya estructura y elementos no estructurales hayan sido construidos sin la licencia de construcción, deban presentar una evaluación estructural que determinará si la edificación cumple con el resultado de los cálculos estructurales que le corresponden, o si por el contrario debe ser reforzada para alcanzar la resistencia y seguridad exigidas, en cumplimiento de lo establecido en los reglamentos de construcción vigentes. El 28 de enero de 2016 se hizo pública la actualización de la lista de personas físicas y empresas aptas para llevar a cabo la evaluación estructural de las edificaciones, tabla 1.4. Sin embargo, no se tiene constancia de que se haya hecho hasta la fecha una evaluación e intervención masiva de las edificaciones existentes.

Tabla 1.4: Lista de calificados para la evaluación sísmica de las edificaciones existentes en la RD

REPUBLICA DOMINICANA
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL DE REGLAMENTOS Y SISTEMAS
“Año del Fomento de la Vivienda”

LISTA DE CALIFICADOS EN EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

FECHA: Actualizada al 28 de enero del 2016 (Sustituye lista del 10 de noviembre del 2015)

Cantidad	EMPRESA (*)	REPRESENTANTE	TELÉFONO
1	Luis A. Abbot y Asociados	Luis Abbot	(809) 683-6946
2	JCM & Asociados, Ingenieros Civiles SRL	Juan Carlos Martínez Pérez	(809) 533-8679
3	Leonardo Reyes Madera, Consultor Estructural, SRL	Leonardo Reyes Madera	(829) 544-5922
4	Taveras Ingeniería & Servicios, SRL	Manuel A. Taveras M./ José F. Taveras M.	(809) 689-1115
5	Ingeniero Independiente	Rubén Jesús Martínez García	(809) 299-0542
6	P&R, Ingeniería S.A.	Arnulfo Paulino Vilorio (Firma autorizada informe de Evaluación estructural: Ing. Bienvenido Hernández)	(809) 687-3440
7	Ingeniero Independiente	José Edwin J. Rodríguez Rodríguez	(809) 965-6000
8	Ingeniero Independiente	Juan José Ramírez García	(809) 729-5628
9	Ingeniero Independiente	Joaquín Almanzar	(809) 470-5436
10	Ingeniero Independiente	Hilton Lee Astwood Rojas	(829) 447-4030
11	Ricart A/Estructuras, S.R.L.	Alfredo Ricart Nouel	(809) 831-6004
12	Ingeniero Independiente	Heriberto Vásquez	(829) 914-7877

(*) Para la realización de ensayos No Destructivos se deberá contratar empresas o ingenieros calificados en levantamiento estructural. Para realizar los ensayos Destructivos se deberá contratar laboratorios registrados en el MOPC para la realización de los mismos.

Se espera que esta Tesis sirva de base para crear conciencia en la sociedad dominicana de que no se puede dejar de un lado los procedimientos que de cierta forma garantizan una construcción de calidad, porque eso sería no solo violar las leyes sino también estar a merced del desastre y las pérdidas, pérdidas que en el peor de los casos puede ser la muerte. Con la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta y desarrollada en esta Tesis se abre una nueva oportunidad para intentar mitigar los posibles efectos negativos que pueda llegar a producir un terremoto severo en la RD, el cual se espera ya desde hace unos años (De León, 2002), pero que no se ha hecho lo suficiente para afrontarlo.

Capítulo 2

2. ESTADO DEL ARTE Y ANTECEDENTES

2.1.- Introducción

El presente capítulo aborda el estado del arte sobre el proyecto y reacondicionamiento sísmico de estructuras. Se empieza hablando de forma breve del origen de los códigos sísmicos y de las técnicas de reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes. Se hace hincapié en los problemas que generan las denominadas estructuras de edificación con “piso blanco”, responsables de numerosos desastres. Se concluye con los aportes realizados por otros investigadores sobre el tema en cuestión, resaltando las teorías y métodos empleados, así como también en los resultados obtenidos y las conclusiones a las que han llegado.

2.2.- Códigos Sísmicos: Origen, Evolución y Estrategias de Proyecto Sismorresistente

Los Códigos de Construcciones, son una herramienta que nos permite evitar o mitigar los daños que pudieran producirse en las edificaciones y obras civiles de un país cuando se produce un evento natural importante, como puede ser un huracán o un terremoto. Es imprescindible que cada país posea una serie de Reglamentos que garanticen a los ciudadanos la seguridad de todas las obras construidas.

Las normas sísmicas son un compendio de regulaciones de diseño que tienen como primer y principal objetivo la protección de la vida de las personas, aceptando daños estructurales y pérdidas económicas en caso de sismos severos. Para hablar del origen y evolución de los códigos sísmicos es importante hacer referencia a tres generaciones, a saber, *primera*, *segunda* y *tercera generación*.

La *primera generación* (1920-1930), de códigos sísmicos del mundo aparecen en Japón en 1923 (Akiyama, 2003), luego en el 1927 surge en los Estados Unidos (EEUU) el llamado Uniform Building Code. Se puede decir que estos códigos sísmicos aparecen después de los primeros terremotos severos ocurridos en el siglo XX, que ponen de manifiesto la necesidad de garantizar algún nivel de resistencia lateral en las estructuras en caso de terremoto.

En sus inicios, los métodos de cálculo sísmico estaban basados en la resistencia, y el efecto de carga del terremoto sobre las estructuras se caracterizaba mediante fuerzas horizontales cuyo valor se obtenía a partir de unos coeficientes sísmicos C_s de valor constante en todas las plantas, los cuales se multiplicaban por el peso de cada planta para obtener la fuerza sísmica horizontal de proyecto. El valor del coeficiente C_s empezó con valores de $C_s=0.10$ en Japón (1923) y se fue aumentando hasta $C_s=0.20$ en 1950. En definitiva, la estrategia de proyecto sismorresistente consistía en proporcionar resistencia lateral a la estructura. Tras la segunda guerra mundial, surge en EEUU el segundo código sísmico en el año 1943 y con ello se abre lo que podríamos llamar la *segunda generación* de códigos sísmicos, en los cuales se empleaba un coeficiente sísmico C_s variable, e independiente de las características del edificio pero manteniendo la estrategia de proporcionar capacidad sismorresistente a la estructura a base de dotarla de resistencia lateral. Hacia 1950, gracias al advenimiento de los ordenadores, y al estudio del comportamiento de las estructuras que se habían expuesto a terremotos severos en el pasado, se pone de manifiesto que para dotar a las estructuras de una capacidad sismorresistente adecuada con un coste económico razonable, además de resistencia lateral, era necesario movilizar su capacidad de deformación plástica.

Se empieza a introducir en esta etapa el concepto de *ductilidad* en las normas sísmicas, y con ello surge lo que se puede denominar la *tercera generación de códigos sísmicos*. En ese momento se produce tanto en EEUU como en Japón, una revisión de sus respectivos códigos sísmicos. En esta la *tercera generación* de códigos, además de introducir el concepto de la ductilidad, se adopta un coeficiente sísmico variable que tenía en cuenta el tipo de suelo y el período fundamental del edificio.

Desde los inicios del proyecto sismorresistente en Japón en 1923, justo después del gran terremoto de Kanto, los códigos sísmicos han avanzado rápidamente durante tres cuartos de siglo, diversificándose en su filosofía y creciendo en su ámbito de aplicación (Akiyama, 2003). En la actualidad, fundamentalmente existen dos estrategias para proyectar estructuras sismorresistentes, que son:

- Estrategias de proyecto sismorresistente convencional
- Estrategias innovativas de proyecto sismorresistente

En la primera de ellas, el diseño sismorresistente está basado en la *ductilidad* y el *hiperestatismo estructural*. El objetivo fundamental del diseño antisísmico convencional de edificios es disipar una parte de la energía inducida por el terremoto en la estructura mediante deformaciones plásticas en los elementos estructurales (vigas, pilares, etc.) encargados de soportar también las cargas gravitatorias. En todas las normativas de diseño sísmico se indican ciertos detalles de diseño cuya aplicación permite que se consiga la disipación mediante la plastificación de algunos elementos estructurales que, en el caso de estructuras porticadas son los extremos de las vigas y los arranques de las columnas en la planta baja, a través de mecanismos plásticos denominados del tipo "viga débil-columna fuerte". Esta configuración estructural junto con una serie de principios de proyecto que se citan a continuación, pueden evitar el colapso y con ello la pérdida de vidas humanas, pero no evita los daños en la estructura que pueden llegar a ser muy importantes y conducir a la demolición del edificio después del terremoto. Los principios del diseño sismorresistente convencional se aplican en la práctica a través de medidas tradicionales, que pueden resumirse en:

- Peso y rigidez de la estructura distribuidos uniforme y simétricamente.
- Uso de estructuras ligeras y con el centro de gravedad lo más bajo posible.
- Elementos estructurales unidos mediante nudos rígidos, de manera que formen contornos cerrados y diseñados de tal forma que satisfagan criterios de resistencia y disipación de energía.
- Cimentaciones profundas, apoyadas sobre capas de suelo uniformes y firmes.

Sin embargo, también se pueden destacar algunos inconvenientes del proyecto sismorresistente convencional:

- Puede conducir a estructuras pesadas y de elevado coste económico, ya que la condición de viga débil-columna fuerte obliga a sobredimensionar los pilares, y garantizar capacidad de disipación plástica en las secciones de los elementos estructurales (especialmente de hormigón armado) conduce a detalles constructivos caros.
- Después del terremoto, los daños en la estructura principal pueden ser muy elevados y aconsejar la demolición del edificio.

Como alternativa a las estructuras sismorresistente convencionales, se han venido desarrollando en las últimas décadas estructuras sismorresistentes innovativas que emplean sistemas de control (pasivo o activo) que pueden salvar los inconvenientes citados de las estructuras convencionales.

Las estructuras con sistemas de control (pasivo o activo), tienen por objetivo el control de los desplazamientos relativos de una estructura haciendo uso de alguno (o varios) de los siguientes recursos:

- La modificación de las propiedades dinámicas del edificio, de forma que este reduzca su input energético o evite respuestas resonantes. Por ejemplo mediante la colocación de aisladores (elementos de goma/neopreno) en la base de la estructura.
- La disipación de energía introducida al sistema en dispositivos mecánicos, como son los disipadores de energía, que pueden ser *viscosos*, *viscoelásticos*, *histeréticos* o de *fricción*.
- El control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica. Este tipo de control se realiza a través de un sistema de control activo, el cual es un sistema automático que requiere de unos algoritmos de control muy sofisticados para su correcto funcionamiento.

2.3- Breve Reseña Histórica del Reacondicionamiento Sísmico

La necesidad de intervenir las edificaciones existentes, surge como una medida de mitigar los daños producidos por terremotos en las estructuras existentes construidas con códigos sísmicos obsoletos. En el caso de los Estados Unidos, el 10 de abril de 1933, tras el terremoto de Long Beach ocurrido el 10 de marzo de ese mismo año, se aprobó en California la Ley "Field Act", como una acción de emergencia (FEMA 547, 2006). Esta ley fue una de las primeras herramientas que surgió en los Estados Unidos para regularizar el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes. La ley tuvo como objetivo asegurar que las escuelas públicas fueran diseñadas y construidas para resistir adecuadamente sismos intensos. La emergencia se debió a que durante el sismo de Long Beach, aproximadamente el 75% de los edificios de escuelas Públicas fueron dañados seriamente y hubo varios colapsos. Posteriormente, la ley "Garrison Act" fue aprobada en 1939 para requerir que todos los edificios escolares construidos antes de 1933 fuesen evaluados para determinar si eran inseguros. Aquellos encontrados inseguros tuvieron que ser rehabilitados o abandonados.

La práctica de mejorar el comportamiento o desempeño sísmico de los edificios existentes, conocida también como la *rehabilitación sísmica*, *intervención sísmica*, *reacondicionamiento o reforzamiento sísmico*, se inició en los Estados Unidos, en California en la década de 1940 después de la Ley de "Garrison Act" de 1939 (FEMA 547, 2006). Después de esta ley los edificios de menor calidad constructiva o deficientes tenían que ser reforzados o abandonados antes de 1975. Muchos edificios escolares fueron mejorados a través del reforzamiento sísmico, especialmente en la década de 1960 y principios de 1970, apurando la fecha límite citada (FEMA 547, 2006). En 1984, la FEMA comenzó un programa para fomentar la reducción del riesgo sísmico.

Si observamos las fechas en las que surgen los primeros códigos sísmicos y el reacondicionamiento sísmico respectivamente, nos damos cuenta de que el surgimiento de los primeros códigos sísmicos fue el combustible que avivó la llama de la preocupación sobre el riesgo sísmico que representaban las edificaciones existentes, las cuales habían sido diseñadas

fundamentalmente para soportar cargas gravitatorias y por tanto se desconocía su capacidad sismorresistente.

En el caso concreto de la República Dominicana, la primera propuesta pública conocida para el reacondicionamiento sísmico de las edificaciones existentes, la realizó la *Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica* en el año 1979 (SODOSISMICA, 2009). Esta fecha coincide con la implementación del primer Reglamento sísmico, el cual debió levantar preocupaciones entre los técnicos del momento al revelar la peligrosidad sísmica de la zona en la que se sitúa la isla.

En el año 2003, después de un terremoto en la provincia de Puerto Plata, situada al norte de dicho país, el presidente de entonces, el Ingeniero Hipólito Mejía, crea una comisión para realizar o levantar recomendaciones de cómo abordar el tema del riesgo sísmico (SODOSISMICA, 2009), dicha comisión estuvo presidida por el ingeniero Corominas Pepín, especialista en construcción sísmica. En ese momento, el presidente Hipólito Mejía también le encomienda a Rafael Corominas la creación de la *Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructuras y Edificaciones* (ONESVIE), con la idea de ir en auxilio de las edificaciones existentes y en especial de aquellas que albergan mucha gente por mucho tiempo, como escuelas, cuarteles militares e iglesias.

De acuerdo a las averiguaciones realizadas, durante la última década, la ONESVIE ha estado trabajando en la evaluación de todas las edificaciones. Sus investigaciones revelan que más del 60% de las edificaciones del país son informales (non-engineered structures), por lo que no disponen de un diseño ante terremotos. De esta evaluación surgen sugerencias de reacondicionamiento sísmico de las construcciones en caso de que sea necesario, y en los otros casos en los que no sea posible o económico rehabilitarlas sísmicamente, deben ser demolidas con el objetivo de asegurar la protección de las vidas humanas.

La iniciativa anterior partió de las autoridades públicas, ahora bien, también el sector privado motivado por la situación ha lanzado al mercado determinadas acciones para intentar incidir sobre el problema, un ejemplo de ello lo representa la empresa LEXCO en la persona de su Presidente Ingeniero Jorge López. La realidad sísmica en que vive el país, representa una oportunidad de negocios principalmente en el sector privado. Lo dicho anteriormente es una evidencia de que en el país, tanto el sector público como el privado, ha estado trabajando para de una forma u otra disminuir el riesgo sísmico de la República Dominicana, principalmente en aquellas ciudades con mayor desarrollo económico, densamente pobladas y mayor amenaza sísmica.

Las edificaciones residenciales multifamiliares existentes en la República Dominicana, presentan en su mayoría la problemática de piso blando. Esta es una de las patologías “visibles” que mayor riesgo conlleva cuando acontece un terremoto severo, es por ello que es necesario buscar soluciones novedosas a dicho problema; una de ellas consiste en el empleo de disipadores de energía como sistema de control pasivo. En el apartado siguiente se trata el problema del piso blando, su configuración y el tratamiento que recibe en diferentes normativas.

2.4.- El Problema de Piso Blando: Definición y Configuración

2.4.1.- Definición de piso blando según normativas

El UBC (1997), define el piso blando como aquel que tiene una rigidez menor que el 70% de la rigidez del piso superior o menor que el 80% de la media de los tres pisos superiores. Por su parte, en las *Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de Estructuras* (RPAS, 1979) no se define el piso blando, ni se especifica que se tome en cuenta a la hora de realizar el diseño

sísmico de la estructura que lo contenga. A diferencia de éste, el *Reglamento Para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras* (R-001) de 2011 si lo tiene en cuenta, y lo define de la misma manera que el UBC (1997). Según el R-001 (MOPC, 2011), cuando exista un piso débil o blando en la estructura, el factor por capacidad de disipación de energía (R_d) deberá ser reducido hasta 1.5. El *Código Ecuatoriano de la Construcción* (CEC 2000, 2001), determina que se trata de un piso blando cuando su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

La *FEMA 310* (Altuntop, 2007), establece que si la rigidez de un piso es menor que el 70% de un piso superior o inferior, o menor que el 80% de la media de tres pisos por encima o por debajo, los niveles de comportamiento de seguridad de vida y ocupación inmediata, los cuales se explican con detalle en el código, no se pueden cumplir. En edificios con piso blando se debe realizar en todo caso un análisis dinámico y se debe verificar que se forme un mecanismo del tipo, viga débil-columna fuerte.

El *Eurocódigo 8* (Altuntop, 2007), afirma que se deben prevenir los mecanismos de piso blando, ya que de lo contrario las demandas de ductilidad locales en las columnas del piso blando pueden ser excedidas. Como medida para evitar los pisos blandos, este código requiere que se cumpla la ecuación 2.1 en todas uniones vigas-columna de los elementos estructurales primarios:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad 2.1$$

donde $\sum M_{Rc}$ es la suma de los momentos de las columnas que están conectadas al nudo y $\sum M_{Rb}$ es la suma de los momentos de diseño en las vigas que se encuentran conectadas en el mismo nudo. Según el Eurocódigo 8, este chequeo se debe realizar para dos direcciones ortogonales y considerando además la reversibilidad del sismo. Al igual que la FEMA-310, establece que el diseño de las estructuras con piso blando debe estar precedido por un análisis sísmico dinámico.

Según el *Código Sísmico de la India* (Altuntop, 2007), la rigidez de un piso no debe ser inferior a 60% de la rigidez del piso adyacente superior, o no debe ser inferior al 70% de la rigidez media de los tres pisos por encima del piso en cuestión. Por otro lado, el Código Sísmico de la India requiere que los desplazamientos relativos entre pisos adyacentes deben ser superiores a 1.3, para que un determinado nivel sea definido como piso blando. Este código sísmico también requiere que se realice un análisis pushover tomando en cuentas las provisiones que da el ATC (40), para la determinación de las demandas de ductilidad. Sin embargo, aceptando que este método puede no ser muy aplicable, sugiere que se emplee un factor de mayoración de 2,5 para amplificar las fuerzas en los miembros que se utilizarán para el diseño de las columnas y vigas del piso blando.

El *Código Sísmico de Turquía* del año 2007 (Altuntop, 2007), al igual que la versión de 1998, toma en cuenta las irregularidades verticales. Establece que se tiene un piso blando en la estructura de un edificio, si el factor que toma en cuenta la irregularidad en la rigidez η_{ki} , el cual se define como:

$$\eta_{ki} = \frac{\left(\frac{f \delta_i}{h_i} \right)_{av}}{\left(\frac{f \delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right)_{av}} \quad 2.2$$

, o mediante

$$\eta_{ki} = \frac{\left(\frac{f\delta_i}{h_i}\right)_{av}}{\left(\frac{f\delta_{i-1}}{h_{i-1}}\right)_{av}} \quad 2.3$$

es mayor que 2 para cualquiera de las dos direcciones ortogonales. En las dos ecuaciones anteriores $\left(\frac{f\delta_i}{h_i}\right)_{av}$ es el promedio de los desplazamientos relativos entre plantas de la planta i normalizados por la altura de dicha planta, el denominador de las dos ecuaciones se define de la misma manera pero referido a las plantas superiores e inferiores a la planta i respectivamente. Este código prohíbe el uso del método sísmico estático o método de las fuerzas laterales equivalentes en edificios que superen los 25 metros de altitud. Además requiere que se verifique que se cumple con el criterio de viga débil-columna fuerte y que las vigas y nudos no rompen a cortante.

Se puede apreciar en las definiciones anteriores, que los códigos sísmicos toman en cuenta el problema de piso blando y que en la mayoría de los códigos la definición de dicha irregularidad es idéntica, sin embargo el tratamiento que se le da al problema es distinto en cada uno de los códigos sísmicos.

2.4.2.- Descripción y configuración del problema

El problema de piso blando o configuración de piso blando ("pilotis configuration o "soft story") se presenta cuando hay un cambio muy brusco en la rigidez de pisos consecutivos, ya sea por la diferencia de altura entre pisos o por la interrupción de elementos estructurales verticales, por lo general la mampostería (Mezzi M. , 2005). En la figura 2.1, se ilustra este concepto.

Figura 2.1: Definición de piso blando: (a) por diferencia de altura entre pisos; (b) por la presencia de cerramientos rígidos solo en las plantas superiores a la primera; (c) por interrupción de elementos estructurales verticales

Este problema es muy común en edificaciones residenciales y comerciales en las cuales el primer piso está destinado a aparcamientos o comercios, donde la tabiquería es mínima o no existe, mientras que los pisos superiores, destinados a viviendas, tienen gran cantidad de tabiques que los rigidizan. Cuando estas configuraciones estructurales se ven sometidas a terremotos severos, las columnas del primer piso fallan y por ende también la estructura.

La solución arquitectónica del "pilotis configuration" fue establecida por el gran arquitecto Le Corbusier como uno de los cinco puntos claves en que se basó su arquitectura y se expresa en su obra "Vers une architecture" de 1923 (Mezzi M. , 2005). Mediante el uso del hormigón armado, el "pilotis", permitió levantar las casas de la tierra y dar lugar a espacios amplios y luminosos: ello representó todo un logro para la arquitectura moderna. Es por ello que la configuración estructural del primer piso blando resulta bastante deseada por los arquitectos ya que logran conseguir con la misma amplios espacios libres, que desde el punto de vista arquitectónico resultan efectivos. Sin embargo, el primer piso blando resultante, desde el punto de vista sísmico, es muy peligroso. En el apartado siguiente se habla del comportamiento del piso blando ante sismos y se muestran ejemplos de desastres ocurridos en diferentes partes del mundo como consecuencia de esta configuración.

2.5.- Comportamiento de "Piso Blando" Ante un Sismo

Debido a que el primer piso blando es muy flexible y tiene una resistencia lateral muy inferior con respecto a los pisos superiores, ante acciones sísmicas severas o incluso a veces bajo sismos moderados experimenta un desplazamiento lateral muy elevado (Δ), y una concentración de daño (de deformaciones plásticas en los extremos normalmente de las columnas) muy importante, mientras el resto de plantas se mantienen básicamente en régimen elástico (sin daño) y con deformaciones entreplantas muy pequeñas. En estas condiciones, la parte del edificio por encima de la planta blanda se comporta básicamente como un sólido rígido de un determinado peso (W_T), que se desplaza lateralmente una cantidad Delta, y generando unos efectos de segundo orden (efectos P-Delta) muy importantes, tal y como ilustra la figura 2.2. Por esta razón, el problema de piso blando va normalmente siempre asociado a un problema de efectos $P - \Delta$.

Figura 2.2: Efecto P-Delta en edificio con piso blando: (a) edificio indeformado; (b) edificio deformado lateralmente

Este comportamiento es el responsable de numerosos colapsos de edificios en todo el mundo. En las figuras siguientes (2.3 y 2.4), se puede observar la forma de colapsar de edificios con piso blando, (Mezzi M. , 2005). Como se observa en la figura 2.3, el piso blando no siempre aparece en la planta baja, muchas veces se da en plantas superiores; es decir, en plantas cuya rigidez y resistencia lateral es marcadamente inferior a la del resto de plantas.

Figura 2.3: Ejemplos típicos de colapsos debido a la configuración del piso blando. Elaboración propia en base a Mezzi (2005)

Figura 2.4: Formación de rótulas y colapso de edificios con piso blando. Fuente: (San Bartolomé, 2017)

2.6.- Soluciones Convencionales Para Evitar y Reducir la Patología de Piso Blando

El problema de piso blando se ha observado en todos los países sísmicos del mundo. La mejor solución al problema es evitarlo desde la concepción estructural del edificio, haciendo que los muros presenten continuidad a lo largo de su altura (figura 2.5), por ejemplo, tratando en la medida de lo posible que los aparcamientos estén en la parte externa del edificio. Esto choca sin embargo a menudo con planteamientos de índole arquitectónica o económica que son insalvables.

Por ejemplo una forma de evitar el problema en las edificaciones de nueva planta y desde planteamientos urbanísticos que van más allá del propio edificio, sería crear edificios destinados a parqueos ("aparcamientos comunitarios") en determinadas manzanas, para que fueran ocupados por los vehículos de los habitantes de la zona circundante. De esta manera, los

edificios restantes no tendrían la necesidad de reservar espacios para estos vehículos y los muros podrían ser continuos.

Figura 2.5: Una manera de evitar el piso blando en edificaciones residenciales. Fuente: (San Bartolomé, 2017)

En el caso de edificios existentes con problemas de “Piso Blando”, una solución convencional para resolver el problema consistiría en la rigidización de este piso, con la adición de muros de corte de concreto armado adosados a la estructura existente. Esta solución presenta sin embargo inconvenientes no sólo constructivos y de uso (reducción importante de la diafanidad de la planta baja), sino también estructurales. Si se rigidiza y refuerza excesivamente la planta baja, el problema de la concentración del daño se puede acabar trasladando a otra planta superior en vez de resolverlo. Determinar la distribución de rigidez/resistencia lateral óptima de las plantas para evitar concentraciones de daño es complejo porque depende de las propias características del terremoto. Para abordar este problema en estructuras porticadas convencionales de nueva planta, las normativas sísmicas obligan a que bajo cargas laterales el mecanismo plástico de colapso sea del tipo *viga débil-columna fuerte*, en las cuales el comportamiento elástico de los pilares garantiza que las deformaciones plásticas se produzcan en los extremos de las vigas de todas las plantas del edificio. Sin embargo, conseguir este comportamiento en estructuras existentes puede ser muy complejo, ya que obligaría a: (i) reforzar todas las plantas del edificio, y (ii) separar la estructura principal porticada de los elementos no estructurales (muros de cerramiento).

Aunque pocos y escasamente desarrollado, existen antecedentes recientes de la idea de reacondicionamiento sísmico investigada en esta Tesis, los cuales se comentan en el siguiente apartado.

2.7.- Trabajos de Investigación más Relevantes Sobre el Reacondicionamiento Sísmico de Edificios con el Primer Piso Blando Empleando Disipadores de Energía

En este apartado se realiza una revisión bibliográfica de varios estudios numéricos y experimentales que abordan el problema de piso blando e implementan los disipadores histeréticos de energía como solución a la deficiencia sísmica investigada en esta Tesis.

2.7.1.- Trabajos de Parducci (Parducci et Al. 2005)

Parducci et al. (2005) estudiaron la preservación de dos edificios residenciales, ambos con la problemática de tener dos pisos blandos en las dos primeras plantas. Se trata de edificios que no fueron proyectados para soportar acciones sísmicas. Posteriormente a la construcción de

estos edificios, la zona donde están ubicados fue declarada como zona de mediana intensidad sísmica, lo que aconsejó su reacondicionamiento sísmico.

Es importante señalar que el trabajo de Parducci et al., partió de un anteproyecto preliminar llevado a cabo para realizar el reacondicionamiento sísmico de los dos edificios. El proyecto fue aprobado por el Ministerio de Obras Públicas. Dicho Ministerio mostró su interés en este proyecto de reacondicionamiento sísmico, el cual en principio tenía un carácter demostrativo y aprobó la asignación de fondos especiales para llevar a cabo la investigación experimental requerida.

Los dos edificios tienen una estructura porticada de hormigón armado, con 6 y 14 niveles respectivamente. En las figuras 2.6 y 2.7 siguientes, se muestran los edificios caso de estudio, en donde se puede apreciar la vista en elevación de los edificios por encima de la plataforma, los dos pisos blandos y el piso por debajo de la plataforma destinado para el parqueo de los vehículos.

Figura 2.6: Planta general y vista frontal del complejo residencial en Módicta, Italia (Parducci, 2005)

Como se puede apreciar en las imágenes, los pisos blandos están separados por una plataforma peatonal. Dicha plataforma es mucho más larga que la planta de los edificios y se extiende en una superficie de alrededor de 3000 metros cuadrados. La misma está construida con losas de concreto armado separadas por juntas de expansión de al menos 2 centímetros. La plataforma completa es soportada por columnas de concreto reforzado directamente cimentadas en rocas volcánicas. En las condiciones antes de su reacondicionamiento sísmico, el período natural de los edificios A y B se estimó en 1.25 y 0.76 segundos respectivamente.

Figura 2.7: Vista de los edificios por encima y debajo de la plataforma peatonal (Mezzi M. , 2005)

En este trabajo, la idea de sus autores era reducir el input de energía sísmica mediante la inserción de unos disipadores de energía en el primer piso blando, y a la vez promover el desarrollo de rótulas plásticas en los extremos de las columnas del primer piso, mediante el empleo de materiales compuestos FRP para aumentar la ductilidad de las columnas en sus extremos. En el trabajo de Parducci et al., no se proponen sin embargo ninguna metodología o formulación para afrontar de forma sistemática esta solución de reacondicionamiento sísmico. También conviene resaltar, que a diferencia del planteamiento de Parducci et al., la solución propuesta en esta Tesis busca aumentar la capacidad de deformación lateral en el dominio elástico de los pilares, y determinar valores o combinaciones de rigidez/resistencia lateral óptimos que optimicen la eficiencia estructural de la solución propuesta. Por *eficiencia estructural* se entiende aquí, maximizar el cociente entre la energía de deformación plástica acumulada total en la planta baja y el desplazamiento lateral máximo de la misma.

En este estudio se evalúan tres estrategias de reacondicionamiento sísmico de los edificios existentes, de las opciones estudiadas concluyen que una estrategia especial de disipación de energía es la alternativa más interesante desde cualquier punto de vista, incluyendo el coste, ya que se puede llevar a cabo en condiciones seguras y evitando la evacuación provisional de los habitantes del edificio.

2.7.2.- Trabajo de Nakano (Nakano et al. 2013)

Uno de los pocos trabajos en los que se propone el refuerzo con disipadores para dar solución a la existencia de un primer blando es el de (Nakano, Khampanit, Leelataviwat, & Njamsanjeim, 2013). En esta investigación realizaron un estudio experimental a través de ensayos cíclicos cuasi-estáticos de un esquema de reacondicionamiento sísmico consistente en el reforzamiento de un pórtico de HA con piso blando y muros de mampostería en las plantas superiores empleando disipadores de barras con pandeo restringido (BRBs). Del análisis de los resultados concluyen que los BRBs incrementan de manera significativa la rigidez y la resistencia lateral del pórtico en la primera planta.

2.7.3.- Trabajo de Sahoo (Sahoo y Rai 2013)

Uno de los trabajos más importante es el realizado por (Sahoo & C. Rai, 2013), estos autores desarrollan una técnica que utiliza “shear links” como disipadores de energía en combinación con el refuerzo de las columnas de la primera planta, y proponen una metodología de diseño plástico para obtener el diseño de los elementos del sistema de refuerzo para un desplazamiento objetivo y un determinado mecanismo de fluencia. En la metodología propuesta por Sahoo y Rai se considera que la parte superior de la estructura (estructura por encima de la

primera planta) es infinitamente rígida, y se desprecia la cantidad de energía que se puede almacenar en forma de energía de vibración elástica, lo cual puede conducir a un diseño muy conservador de la solución propuesta.

2.7.4.- Trabajo de Teruna (Teruna et al. 2014)

Teruna et al., (Teruna, Majid, & Budiono, 2014), estudian el comportamiento sísmico de edificios de HA con el primer blando sin y con la interacción de muros de mampostería como elementos de cierre en las plantas superiores. Para lo cual refuerzan el primer piso blando con disipadores de acero, no solo para prevenir el colapso prematuro de la estructura sino también para mejorar su comportamiento sísmico. A través de cálculos dinámicos directos llegan a la conclusión de que la presencia de muros de cerramiento en las plantas superiores conlleva a que se produzca un mecanismo de piso blando en el primer piso y además hace que el comportamiento de la estructura sea más frágil. Con la introducción de los disipadores de energía se controla la respuesta de la primera planta mientras las plantas superiores se mantienen básicamente elásticas debido al aporte de rigidez que le proporcionan los muros de cierre. Los autores de este estudio se enfocan en estudiar el comportamiento de los edificios reforzados con disipadores de energía pero no proponen una metodología simple, de fácil aplicación práctica, que evite tener que realizar cálculos dinámicos directos, además emplean un número muy reducido de registros sísmicos recomendados por las normativas, lo que imposibilita el poder analizar los resultados desde un punto de vista probabilístico.

2.7.5.- Trabajo de Bahmani y van de Lindt (Bahmani y van de Lindt et al. 2014)

En este trabajo (Bahmani, y otros, 2014), estudian el comportamiento sísmico de forma experimental de un edificio de cuatro plantas, porticado, de madera y con refuerzos sísmicos. El refuerzo se lleva a cabo en diferentes fases, en cada fase emplean un método de refuerzo diferente. El diseño de los refuerzos se realizó acorde con dos filosofías de diseño distintas que son: *FEMA P-807* (FEMA 2012), la cual se enfoca básicamente en reforzar la primera planta del edificio, y el *Performance-Based Seismic Retrofit* (PBSR), que por el contrario se enfoca en mejorar el comportamiento de todo el edificio. Todo los refuerzos aplicados al edificio se validan tanto numéricamente como experimentalmente, este último empleando mesa sísmica. Los refuerzos se validan numéricamente mediante cálculo dinámicos en régimen no lineal, y llegan a la conclusión de que los refuerzos aplicados son adecuados para cumplir con los criterios de aceptación preestablecidos.

2.7.6.- Trabajo de Kanno (Kanno et al. 2014)

Por su parte (Kanno, Nishida, & Kobayashi, 2014), propusieron un esquema similar al propuesto por Nakano et al. (2013), utilizando dispositivos de acero de baja resistencia y disipadores con un comportamiento elastoplástico, y confirman la eficiencia de la solución en cuanto a la reducción del daño en las columnas de hormigón armado mediante ensayos pseudo dinámicos.

Una vez hecha esta revisión bibliográfica se puede afirmar, con algunas excepciones, que en los estudios realizados hasta el momento se han enfocado en proporcionar una evidencia experimental valiosa, pero no han desarrollado un método general para el diseño y la optimización de un esquema de reacondicionamiento sísmico.

2.8.- Estudios y Propuestas Para el Dimensionado de Disipadores Empleando Métodos Energéticos

Después de una revisión bibliográfica extensa se pudo averiguar que existen pocas investigaciones que basadas en la filosofía del proyecto por prestaciones aborden el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes empleando métodos energéticos, y de desarrollar una metodología racional que permita el diseño de disipadores de energía para el refuerzo sísmico de edificios de HA con el primer piso blando con muros de cerramiento en las plantas superiores a la primera.

2.8.1.- Métodos propuestos en la literatura

En este apartado se realiza una revisión bibliográfica breve de los métodos existentes en la literatura para el dimensionado de disipadores, entre los que se encuentran las propuestas de Choi y Kim (2005), Benavent-Climent (2011), Habibi et al (2012) y Madan y Hashmi (2014).

2.8.1.1.- Método propuesto por Choi y Kim (2005)

Choi y Kim (Choi & Kim, 2005) proponen un método para proyectar estructuras de acero porticadas con barras de pandeo restringido (buckling-restrained braces, BRBs), para ello se basan en el concepto de energía adoptado por Leelataviwat et al. (Leelataviwat, Goel, & Stojadinovic, 2002), que es una modificación del concepto de balance de energía que desarrollan Lee y Goel (Lee & Goel, 2001). El procedimiento se basa en asumir durante el proceso de diseño que el sistema porticado responsable de resistir las cargas verticales se mantiene elástico bajo la acción conjunta de las cargas gravitatorias y sísmicas, de manera que todo el daño que pueda inducir el terremoto en la estructura deberá concentrarse en los BRBs. Para cuantificar la energía histerética que deben disipar los disipadores, el método requiere el uso de un espectro histerético de energía el cual se construye a partir de una serie de análisis dinámicos directos; también es necesario construir un espectro de ductilidad acumulada a partir de los mismos registros sísmicos para determinar la cantidad de energía de deformación plástica acumulada. El diseño de los disipadores pasa por reemplazar un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) por un sistema equivalente de un grado de libertad (1 GDL), por lo que para el dimensionado de los BRBs solo toma en cuenta el período fundamental de la estructura. Para la validación del método emplean estructuras de 3 y 8 plantas y un total de 20 registros sísmicos, los resultados obtenidos para el prototipo de 3 plantas son satisfactorios ya que consiguen una distribución prácticamente uniforme de los desplazamientos relativos entre plantas, indicando esto una distribución uniforme del daño, lo cual es un comportamiento siempre deseado. Sin embargo, para el prototipo de 8 plantas no se puede decir lo mismo, razón por la cual los autores recomiendan el uso de este método para estructuras de pequeña a mediana altura, ya que para edificaciones muy altas los resultados se podrían ver distorsionados debido a la influencia de los modos altos de vibración.

2.8.1.2.- Método propuesto por Benavent-Climent (2011)

El método propuesto por Amadeo Benavent (Benavent Climent A. , 2011) se basa en la metodología del proyecto sismorresistente basada en balance energético de Housner-Akiyama. La amenaza sísmica se caracteriza en términos de input de energía y de otros parámetros sismológicos. El procedimiento requiere resolver las ecuaciones de balance de energía, y tiene como objetivo determinar la rigidez y la resistencia lateral de los disipadores, así como también su capacidad de disipación de energía requerida. Con la solución de disipadores que permite conseguir este método, se busca que la deformación lateral máxima en cada planta esté por

debajo del desplazamiento de fluencia del pórtico, con lo que este último se mantendría básicamente sin daños para el terremoto de proyecto.

2.8.1.3.- Método propuesto por Habibi, Chan y Albermani (2012)

Estos autores (Habibi, Chan, & Albermani, 2012) proponen un método multi modal basado en el balance energético y para ello toman como base el procedimiento desarrollado por Chow y Uang (Chou & Uang, 2003) para cuantificar la demanda de energía sísmica en la estructura. El método fue pensado para el reacondicionamiento sísmico empleando un sistema pasivo de disipación de energía. El método permite dimensionar los disipadores a colocar en cada una de las planta de la estructura con la particularidad de que es aplicable a cualquier sistema pasivo de disipación de energía existente (histerético, viscoso, fricción, viscoelástico, etc.). La solución con disipadores se consigue imponiendo un determinado nivel de daño en la estructura y dimensionando los disipadores de acuerdo a ello. A pesar de que el método fue concebido para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes, también se puede aplicar a estructuras de nueva planta. El método se verifica mediante análisis dinámico directo no lineal empleando el software comercial SAP2000 versión 14, el resultado muestra que la estructura reacondicionada permanece prácticamente intacta mientras el daño se concentra exclusivamente en los disipadores, además, consiguen una buena correlación entre los resultados del cálculo dinámico y los que proporciona el método.

2.8.1.4.- Método propuesto por Madan y Hashmi (2014)

Madan y Hashmi (Madan & Hashmi, 2014) se basan en el mismo concepto de balance de energía que emplean Choi y Kim (2005) para proponer un método energético para el dimensionado de un sistema pasivo de disipación de energía (PED=passive energy disipation) para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes de HA con el primer blando y muros de cerramiento en las plantas superiores a la primera. El dimensionado del PED pasa por cuantificar la *energía total* (E_{dis}) que el pórtico reacondicionado con los disipadores de energía debe disipar durante la excitación sísmica, esta energía total es la suma entre la energía que disipan las rótulas plásticas mediante deformaciones inelásticas (E_p) y la energía disipada por el sistema de disipación de energía (E_{PED}). El método cuantifica estas energías por separado; para cuantificar la energía disipada por los elementos de HA para un determinado nivel de desplazamiento objetivo proponen asumir un mecanismo plástico global en el cual la plastificación se produciría exclusivamente en los extremos de las vigas y en el arranque de los pilares de la planta blanda. Además, asumen que todas las vigas en cualquier nivel tienen la misma capacidad a flexión, lo propio hacen con los pilares de la planta baja. Para cuantificar la energía que debe disipar el PED se basan en investigaciones previas (Housner y Akiyama) y proponen una expresión para calcular la energía total como la diferencia entre el input de energía (E) y la energía elástica del sistema ($E - E_e$), finalmente, la energía que debe disipar el PED es la diferencia entre la energía total disipada y la energía disipada por las rótulas plásticas ($E_{dis} - E_p$). El método propuesto se puede adaptar para dimensionar diferentes tipos de sistemas pasivos de disipación de energía para el reacondicionamiento sísmico de estructuras porticadas existentes, pero por simplicidad los autores se limitan a aplicarlo al caso de disipadores de fricción. La solución con disipadores se verifica mediante cálculos dinámicos no lineales empleando un total de 8 registros sísmicos correspondientes a terremotos reales más un acelerograma sintético, con el análisis de los resultados obtenidos llegan a la conclusión de que el método propuesto es efectivo para terremotos cercanos y lejanos a falla respectivamente.

Una comparación breve de los cuatro métodos consultados ha permitido resaltar algunas diferencias. De los cuatro, el método de Choi y Kim es el más limitado, y además se emplea exclusivamente para proyectar estructuras de nueva planta con BRBs, de manera que se aleja de los objetivos de esta Tesis. Además requiere construir previamente los espectros histeréticos de energía y de ductilidad acumulada de los registros sísmicos a emplear, lo cual puede resultar bastante laborioso. Una observación no menos importante es el hecho de que el dimensionado del pórtico se realiza para que resista exclusivamente las cargas gravitatorias, dotando el pórtico de rótulas (articulaciones) en los extremos de vigas y arranque de los pilares de la primera planta, mientras que el sistema de BRBs se proyecta para que se encargue del input de energía sísmica. Por otra parte, el planteamiento de Habibi et al., es un método conservador. Es un método que se puede aplicar a cualquier sistema pasivo de disipación de energía lo que le convierte en un método versátil. Sin embargo, los autores sólo presentan los resultados de la verificación del mismo para un único registro sísmico, y que además para el dimensionado de los disipadores se requiere caracterizar el terremoto en término del espectro $V_a - T$ para cada registro sísmico. Una de las desventajas de este método es precisamente lo laborioso que puede llegar a ser siempre y cuando se emplee un número mínimo de registros sísmicos para la obtención de la respuesta dinámica de la estructura, tal y como establecen las normativas sísmicas modernas. Es también un método muy sensible a las características del terremoto, lo cual puede conducir a una variabilidad importante de los resultados. Una similitud con el método que propone Benavent-Climent es que se basa en la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético, en la cual la amenaza sísmica se caracteriza en términos de input de energía, y además es aplicable a edificaciones existentes con disipadores de energía en todas las plantas. Por su parte, el método de Madan y Hashmi es el que guarda mayor relación con esta Tesis, en el sentido de que se propone como solución al problema de piso blando en edificaciones existentes con muros de cerramiento en las plantas superiores a la primera, particularidad que lo diferencia del resto de métodos. Como crítica a los resultados obtenidos se puede resaltar el excesivo desplazamiento que exhiben las plantas superiores a la primera estando la estructura ya reacondicionada.

2.8.2.- Normativa Japonesa

A partir de 2005 la normativa Japonesa incluye los métodos basados en el balance energético de Housner-Akiyama para proyectar edificios con disipadores de energía. Este código define dos niveles de amenaza sísmica: sismos frecuentes y sismos raros. La acción sísmica queda definida para estos dos niveles de intensidad sísmica en términos de la energía que contribuye a daños estructurales, la cual se denomina en esta Tesis como $E_{D,f}$ y $E_{S,r}$ para los sismos frecuentes y raros respectivamente. Las energías $E_{D,f}$ y $E_{S,r}$ vienen expresadas en forma de velocidad equivalente $V_{D,f}$ y $V_{S,r}$ en función de la masa total (M) del edificio sobre rasante, es decir,

$$E_{D,f} = \frac{1}{2} M V_{D,f}^2 \quad 2.4$$

$$E_{S,r} = \frac{1}{2} M V_{S,r}^2 - W_e \quad 2.5$$

El espectro de $V_{D,f}$ y $V_{S,r}$ tiene tres tramos y que la norma prescribe como sigue:

- Para $T_D < 0.16s$

$$V_{D,f} = \frac{T_D}{2\pi} (0.64 + 6T_D) Z_z G_S \quad 2.6$$

- Para $0.16s \leq T_D \leq 0.64s$

$$V_{D,f} = \frac{T_D}{2\pi} 1.6Z_z G_S$$

- Para $0.64s < T_D$

$$V_{D,f} = 1.024Z_z G_S$$

donde T_D es el período del edificio cuando este alcanza el inicio de daño en el pórtico principal, Z_z es un coeficiente de zona que oscila entre 0.7 y 1, y G_S es un factor de amplificación que depende del tipo de suelo.

De manera similar se calcula el espectro de $V_{S,r}$ el cual viene dado en función del período efectivo del edificio $T_{S,ef}$, el cual se calcula incrementando T_D un 20% en el caso de estructuras formadas por pórticos de nudos rígidos sin ningún tipo de arriostramiento diagonal y sin degradación súbita de rigidez y resistencia cuando empieza a plastificar, mientras que en el resto de casos se incrementa un 40%.

- Para $T_{S,ef} < 0.16s$

$$V_{S,r} = \frac{T_{S,ef}}{2\pi} (3.2 + 30T_S) Z_z G_S$$

- Para $0.16s \leq T_{S,ef} \leq 0.64s$

$$V_{S,r} = \frac{T_{S,ef}}{2\pi} 8Z_z G_S \quad 2.7$$

- Para $0.64s < T_{S,ef}$

$$V_{S,r} = \frac{1}{2\pi} 5.12Z_z G_S$$

2.9.- Antecedentes Sobre el uso Combinado de los Materiales Compuestos FRP/SRP

En esta Tesis se plantea el uso de disipadores histeréticos de energía combinado con materiales compuestos. Los materiales compuestos con fibras de carbono son relativamente nuevos y están teniendo un gran campo de aplicación en la rehabilitación sísmica de estructuras existentes. Por ejemplo, en Italia se aprueba su uso por primera vez a través del O.P.C.M. 3274 y más recientemente por el D.M. 14.01.2008 (Manfredi & Ascione, 2009). El uso de materiales avanzados está muy extendido en países como Italia y Estados Unidos, en donde se han realizado un gran número de estudios para caracterizar su comportamiento. La aplicación de estos materiales en el refuerzo de estructuras está sustentado por varias normativas, entre ellas se encuentra el FIB-Bullettin 14 (2001) en Europa, el ACI 440.2R-02 (2002) en los Estados Unidos, y el TR55-2004 en Reino Unido, entre otras. A pesar de que los materiales compuestos se usan con normalidad en la actualidad, su precio sigue siendo alto. Además de los FRP, se han desarrollado también materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibras de acero (SRP) para superar el inconveniente o desventaja que presentan los materiales compuestos más antiguos frente a otros materiales más comunes en la industria de la construcción (Kim Y. , Fam, Kong, & El-Hacha, 2005), y que además sirven para mejorar la resistencia de los elementos estructurales (Capozucca, 2010). Los polímeros reforzados con fibras de acero (SRP) consisten en alambres de acero de alta resistencia (de hasta 7 veces mayor que la resistencia de las barras de refuerzo comunes) que se unen y forman cables que se ensamblan o montan en una tela y se incrustan dentro de una matriz polimérica (figura 2.8). A diferencia de los materiales de acero, los SRP poseen una relación esfuerzo-deformación que es lineal y elástica hasta el fallo. Los alambres que componen los cables de acero poseen un diámetro relativamente pequeño de

entre 0.2 y 0.35 milímetros y son idénticos a los empleados para hacer el refuerzo de los neumáticos de los automóviles (Hardwire LLC, 2012). Los alambres además son revestidos con latón o zinc lo que les confiere una alta resistencia a la corrosión y a cualquier exposición medioambiental.

Figura 2.8: Materiales compuestos SRP: (a) ejemplo de cable de acero de los SRP con una envoltura mediante un alambre; (b) malla o red de SRP

A pesar de ser un material relativamente nuevo en comparación con los FRP, los SRP han sido ampliamente estudiados experimentalmente aunque todavía su aplicación práctica es limitada. Estudios realizados en la universidad de Missouri-Rolla (Huang, Birman, Nanni, & Tunis, 2004) y (Wobbe, y otros, 2004), han permitido conocer mejor las propiedades mecánicas de los SRP. Huang et., al realizaron un estudio mediante el cual lograron evaluar experimentalmente las propiedades mecánicas de los SRP. Estos autores ensayaron una viga de HA empleando dos tipos de materiales compuestos (SRP y SRG= steel reinforced grout), y compararon resultados teóricos y experimentales. Para el caso del refuerzo de la viga con SRP, consiguen un aumento del 30% en la resistencia de la estructura. Otros estudios experimentales son los realizados por Kim et al., y Lu et al., (2005) respectivamente. Por su parte (Kim Y. , Fam, Kong, & El-Hacha, 2005) estudiaron experimentalmente un total de 6 vigas rectangulares reforzadas con distintas medidas de SRP como material de refuerzo y consiguieron incrementos en la capacidad a flexión de dichas vigas en torno al 53%. Otros autores (Lu, Silva, Nanni, & Baird, 2005) han estudiado el comportamiento de losas de HA reforzadas con FRP/SRP frente a cargas explosivas.

Algunos ejemplos de aplicación práctica sobre el uso de materiales compuestos SRP ilustran los esfuerzos realizados para validar el uso de este material compuesto para su aplicación a gran escala en el reacondicionamiento sísmico de estructuras. Entre los estudios que se comentan más abajo, se incluye un trabajo en el cual se realiza un uso combinado de los materiales compuestos FRP/SRP, y que es de sumo interés para los fines de esta Tesis:

- **Paolo Casadei, Antonio Nanni, Tarek Alkhrdaji and Jay Thomas:** Performance of Double-T Prestressed Concrete Beams Strengthened with Steel Reinforced Polymer

Este trabajo (Casadei, Nanni, Alkhrdaji, & Thomas, 2005) es un reporte sobre los resultados de los ensayos realizados a tres vigas hasta su fallo, en el otoño de 2002 en Bloomington, Indiana. Estas vigas fueron denominadas viga DT-C o viga de control, viga DT-1 o viga reforzada con una capa de SRP y viga DT-2U que es la tercera viga la cual fue reforzada con dos capas de SRP ancladas en sus extremos con una envoltura de SRP en forma U. Estas vigas pertenecían a un garaje de dos pisos de HA, porticado, con columnas vaciadas in situ y vigas prefabricadas doble-T apoyadas sobre vigas prefabricadas del tipo doble-T invertida. El edificio fue desmantelado debido a que se requería una ampliación del mismo y esto permitió el aprovechamiento de alguno de sus elementos estructurales para fines de investigación. Las vigas mencionadas fueron

reforzadas exclusivamente en la zona de momento positivo con polímeros reforzados con fibras de acero (SRP). Estos experimentos representan el primer caso de estudio en donde se ha empleado el material compuesto SRP como refuerzo de estructuras. A partir de los ensayos realizados determinaron que el refuerzo con SRP es efectivo en cuanto al aumento de la capacidad a flexión de vigas pre-esforzadas. En concreto, reportaron un aumento del 12% en la capacidad a flexión de la viga DT-1 y un 26% en la viga DT-2 con respecto a la viga de control DT-C. Para el caso de la viga DT-2 el encamisado en forma de U demostró ser efectivo al evitar un completo desprendimiento de las láminas de SRP.

- **A. Lopez, N. Galati, T. Alkhdaji y A. Nanni (2006):** Strenthening of a reinforced concrete bridge with externally bonded steel reinforced polymer (SRP)

En este trabajo (Lopez, Galati, Alkhrdaji, & Nanni, 2007) se presentan los resultados del refuerzo con SRP de un puente de HA denominado P-0962 el cual está localizado en Missouri, Dallas. El puente se refuerza con tres tipos de materiales compuestos diferentes (FRP, CFRP y SRP). A partir de análisis de las ensayos carga y de capacidad de carga del vano reforzado con SRP, cuya longitud es de 12.9 metros, observaron un aumento en la capacidad a flexión y a cortante de la estructura respectivamente. A pesar de que en este trabajo no se realiza un uso combinado de los FRP/SRP, se menciona ya que de acuerdo con los autores, el mismo representa el primer trabajo de aplicación práctica de los SRP para el refuerzo de un puente en Missouri, y además es una prueba más de que los SRP ayudan a aumentar la resistencia de la estructura reforzada.

- **R. Cuzzilla, M. Di Ludovico, A. Prota y G. Manfredi (2010):** Seismic Rehabilitation of RC Bridges by Using FRP and SRP: Case Study of a Bridge in the South of Italy

Estos investigadores (Cuzzilla, Di Ludovico, Prota, & Manfredi, 2010) estudian dos sistemas de rehabilitación sísmica, (i) una técnica innovativa basada en el uso combinado de polímeros reforzados con fibras (FRP) y polímeros reforzados con fibras de acero (SRP), (ii) una técnica de rehabilitación convencional (como es el encamisado con concreto reforzado), con el fin de llevar a cabo el reacondicionamiento sísmico de un puente de concreto pretensado denominado Torrente Casale. Dicho puente está localizado al sur de Italia y fue construido en los años 70; posteriormente se amplió en 2001 para satisfacer la nueva demanda del tráfico.

El análisis de la estructura del puente existente reveló que era necesario emplear alguna técnica de reacondicionamiento sísmico para hacer del puente más seguro al tráfico. Se determinó que la estructura existente tenía severas deficiencias en términos de capacidad a flexión y a cortante tanto en las vigas de cabecera como en los pilares. La evaluación de la estructura del puente proporciono unos resultados que indicaron la necesidad de aumentar las capacidades en torno a un 25% en la parte superior de los pilares y un 18% en la parte inferior.

En particular, las mallas de SRP se emplearon para aumentar la capacidad a flexión en los extremos de los pilares de concreto reforzado, sin que ello implicara la ampliación de su sección transversal, mientras que la envoltura con fibras de carbono, CFRP, se utilizó para evitar el pandeo del acero vertical existente y de las mallas de SRP, así como también para mejorar la resistencia a compresión del concreto debida al confinamiento pasivo que proporciona el encamisado de FRP a medida que el concreto se expande bajo la combinación de carga axial, cortante y momento. Los alambres empleados son del tipo Z-3X2. El símbolo 3X2 indica el número de alambres que componen un único cable. El cable está compuesto por tres alambres y envuelto por otros dos alambres del mismo diámetro igual a 0.35 mm (0.035 cm). La forma asimétrica de los SRP Z-3X2 de zinc permite lograr una excelente resistencia a la fatiga debido a los altos esfuerzos a tensión y a momento que soportan los SRP. De acuerdo con los datos proporcionados por el fabricante, las propiedades mecánicas de cada cable individual está

caracterizada por el *módulo de elasticidad* de 184000 MPa, una *resistencia a la tensión* de 3070 MPa y una *deformación última* de 1.70%.

Los resultados del análisis estructural confirmaron la efectividad de los dos métodos de rehabilitación empleados. En particular, la estrategia de rehabilitación basada en el uso de materiales compuestos aumentó la resistencia global del puente sin afectar la rigidez estructural ni las masas involucradas. Por esta razón, este refuerzo no involucra la fundación del puente, la cual está sujeta a las acciones calculadas para la estructura existente. Además, el proceso de instalación es rápido y fácil, y se puede optar por este tipo de refuerzo aun cuando existan restricciones de tiempo y espacio que marquen el criterio de diseño a seguir. En este estudio se halló que el uso combinado de CFRP y SRP incremento en un 40% la capacidad a flexión de los pilares y un 12% la resistencia a cortante de la viga de cabezal.

Por el contrario la técnica de rehabilitación tradicional produce un aumento significativo de la masa estructural, y en consecuencia, las acciones sísmicas a ser calculadas son mayores. Además esta técnica puede resultar bastante invasiva, y desde el punto de vista constructivo puede dar lugar a una larga interrupción de la funcionalidad de la estructura. Los autores de este trabajo determinaron que esta técnica puede aumentar la capacidad a flexión de los pilares en torno a un 37% y la resistencia a cortante de la viga de cabezal alrededor de un 21%.

A manera de resumen, las nuevas técnicas de rehabilitación sísmica basadas en el uso de materiales compuestos presentan las siguientes ventajas: (i) permiten una rápida aplicación y una intervención menos invasiva en la estructura, derivando esto en un menor coste; (ii) los materiales compuestos de fibra de carbono aseguran una buena durabilidad del refuerzo también tomando en cuenta las condiciones agresivas del medioambiente, típico en estructuras de puentes; (iii) esta técnica no obliga a cerrar el puente al tráfico de los vehículos durante los trabajos de rehabilitación.

Capítulo 3

3. TIPOLOGÍAS DE EDIFICACIONES Y PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS EN LA REPÚBLICA DOMINICANA

3.1.- Introducción

El presente capítulo comienza con un apartado referente a las tipologías constructivas de la República Dominicana (RD), luego se habla de las edificaciones con la problemática del piso blando, comunes en el mencionado país. Como una forma de conocer mejor el diseño y construcción de las edificaciones de concreto armado en la RD, se toman en cuenta los manuales y reglamentos empleados para el desarrollo de los proyectos de edificaciones. Lo que se hace es resumir algunas especificaciones del comité ACI 318 de los Estados Unidos por ser un referente para el diseño de dichas estructuras, así como también un resumen de los Reglamentos sísmicos en cuanto a cargas gravitatorias y sísmicas estipuladas en los diferentes Reglamentos, estableciendo comparaciones en la medida de lo posible.

3.2- Tipologías constructivas

En cuanto a las tipologías constructivas, se puede decir que es muy variada. Sin embargo es muy común en prácticamente todos los tipos de edificaciones encontrarse con los muros de mampostería normalmente reforzados (muros de bloques de concreto), los cuales se emplean tanto para relleno de los pórticos como para particiones o divisiones interiores. Se utilizan comúnmente como elementos estructurales en las edificaciones destinadas a viviendas, ya sean estas unifamiliares o multifamiliares, figura 3.1. También se utilizan como relleno de pórticos en edificios comerciales.

Figura 3.1: Vista panorámica de Santo Domingo, capital de la República Dominicana

A continuación se describen brevemente las tipologías constructivas más comunes en la RD. Las imágenes mostradas corresponden a edificaciones existentes las cuales fueron sometidas a una evaluación sísmica preliminar (SODOSISMICA, 2009).

- **Residencias unifamiliares:** casi todas las residencias unifamiliares (casas), son construidas con bloques de concreto con un determinado refuerzo vertical, espaciados a una cierta distancia que puede variar entre 40 y 80 centímetros según el tipo de edificación. Se suelen rellenar con un concreto fluido los huecos donde previamente se ha introducido el acero de refuerzo. También en escasas ocasiones se disponen de muros de mampostería armados en dirección vertical y horizontal simultáneamente. Los muros son confinados con columnas cada cierta distancia y mediante vigas superiores mayormente conocidas por vigas de amarre (figura 3.2). En proyectos turísticos como hoteleros, en contadas ocasiones se pueden encontrar residencias

unifamiliares en donde la construcción se realice únicamente con hormigón armado, en donde los elementos estructurales verticales consisten en muros de hormigón armado.

Figura 3.2: Residencias unifamiliares, típicas de la República Dominicana

- **Edificaciones multifamiliares (condominios):** la estructura de este tipo de edificación suele estar conformada por pórticos espaciales de concreto armado, acompañados con muros de mampostería como elementos de cierre y en ocasiones se emplean los paneles aligerados EMMDUE (EMMDUE, 2013), esto con el fin de concebir una estructura más ligera (con menor peso). Las losas suelen ser macizas de hormigón armado, losas aligeradas y nervadas. En la mayoría de los casos se destina el primer nivel al aparcamiento de vehículos (figura 3.3 y 3.4), siendo este un problema desde el punto de vista sísmico, siempre y cuando no se dote dicho nivel de una capacidad de deformación lateral y de disipación de energía adecuadas.

Figura 3.3: Edificio multifamiliar (condominio) en construcción, típico de la República Dominicana

Figura 3.4: Edificio multifamiliar en uso, típico de la República Dominicana

- **Hospitales:** la estructura está formada por un sistema a base de pórticos en dos direcciones, combinado con muros de mampostería estructural como elementos de cierre.
- **Escuelas:** generalmente son sistemas de pórticos orientados en una dirección con vigas de rigidez en la otra, generalmente las aulas se dividen con muros de bloques reforzados. Si son de un piso, se hacen algunos módulos con muros de bloques solamente en ambas direcciones.
- **Oficinas gubernamentales:** anteriormente se hacían de muros de concreto armado, recientemente de pórticos y algunas edificaciones combinan los pórticos con muros de concreto armado.
- **Monumentos:** son generalmente de ladrillos, refiriéndose a los construidos en la época de la colonia
- **Plazas comerciales:** se emplean pórticos en ambas direcciones, acompañados por muros de mampostería como relleno, además en lugares como Santo Domingo y Santiago de los Caballeros, es posible encontrar diferentes edificaciones donde se emplean los paneles EMMEDUE, como una forma de reducir el peso en los edificios de gran altura. En este tipo de edificación también es muy probable encontrarse con un sistema estructural mixto rígido-flexible, es decir un sistema dual, tal y como lo define la normativa sísmica de la República Dominicana.
- **Centros de refugio:** se toman las escuelas o edificios de uso público, con el agravante que normalmente presentan columnas cortas.
- **Hoteles:** Normalmente se emplea el mismo sistema constructivo que en las plazas comerciales.

3.3.- Edificaciones de Hormigón Armado con Piso Blando en la República Dominicana

Visto el apartado anterior sobre las tipologías constructivas en la República Dominicana, es importante señalar que no todas ellas presentan el problema de piso blando. Las edificaciones en donde con frecuencia nos encontramos con esta patología son las siguientes:

- **Edificios residenciales (condominios):** representan el mayor riesgo sísmico ya que son muy abundantes en todo el país y presentan en su mayoría lo que se conoce como el problema de piso blando (figura 3.5).

Figura 3.5: Edificios residenciales porticados con influencia de la mampostería

- **Plazas comerciales:** en las plazas comerciales de gran escala hay una particularidad muy especial, y es que los aparcamientos no están en superficie, sino en la planta menos uno (-1), es decir soterrados, este tipo de edificaciones, suelen ocupar grandes áreas y debido a que son muy concurridas suelen tener gran ocupación tanto de vehículos como de personas
- **Edificios destinados tanto al uso comercial como residencial:** son edificios en donde el primer nivel aloja locales comerciales y los niveles superiores los apartamentos. Este tipo de edificios son menos frecuentes que los edificios residenciales, sin embargo también se suelen edificar con frecuencia en las principales ciudades del país, ciudades que a su vez son las más importantes desde el punto de vista sísmico.
- **Edificios gubernamentales:** a diferencia de las anteriores, estas se encuentran en menor abundancia, sin embargo su importancia para el país las convierte en prioritarias. En estas edificaciones se encuentran alojadas las oficinas públicas las cuales son vitales, pues en ella se aloja la administración del país. Es importante recordar que en Haití colapsaron las entidades públicas, por lo que se puede decir que ese vecino país se quedó sin Gobierno por no disponer luego del terremoto de las infraestructuras necesarias para atender las necesidades de la población (figura 3.6).

Figura 3.6: Edificio gubernamental con primer piso diáfano

- **Canopies:** estas estructuras evidentemente están destinadas al aparcamiento de los vehículos en aquellas edificaciones donde el primer nivel no se destina para para tales fines (figura 3.7). Por el tipo de ocupación representan un riesgo mucho menor para la vida de las personas en comparación con las demás edificaciones, sin embargo pueden generar determinadas pérdidas materiales y económicas.

Figura 3.7: Aparcamientos exteriores en edificaciones

3.4.- Prácticas Constructivas en la República Dominicana

3.4.1.- Reglamentos utilizados en la década de los 70, 80 y 90 y en la actualidad para el diseño de estructuras de hormigón armado

En la República Dominicana desde 1963 siempre se ha utilizado el ACI 318 (el ACI, es el *Instituto Americano del Concreto*, conocido mayormente por sus siglas en inglés ACI cuyo significado es *American Concrete Institute*). Como este Reglamento no abordaba las cargas sísmicas, se utilizaban las normas de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAO), que indicaban la aplicación del 10 % del peso del edificio como fuerza horizontal sísmica. En el 1979, salieron las Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras, las cuales referían para el diseño el código ACI 318-77, por ser el más utilizado, no obstante, permitía el uso de cualquier otro código para diseño como el CEB, Código Europeo del Betón. En la actualidad el ACI sigue siendo el Reglamento por excelencia utilizado en el país, sin embargo se han hecho grandes esfuerzos por parte del MOPC, para crear los reglamentos de diseño específicos, que sirvan de guía para el diseño de las edificaciones en concreto armado.

Tomando en cuenta que el ACI 318 es sin duda alguna un referente para el diseño de estructuras de hormigón armado en la República Dominicana, se ha querido tomar en cuenta algunas especificaciones de diseño que han ido cambiando a través de los años con las diferentes versiones publicadas por este comité. Estas especificaciones del ACI 318 tienen que ver con:

- Métodos de diseño
- Combinaciones de carga y factores de carga muerta y carga viva
- Coeficientes reductores de resistencia
- Cuantías de diseño de los diferentes elementos estructurales

Debido a que el primer ACI 318 utilizado en el país data del 1963, se parte de las especificaciones que establece dicho reglamento, sin embargo, es importante señalar que el comité ACI 318 surge en el año 1904, en los Estados Unidos, y que la primera publicación se produce en el año 1910, lo que implica que transcurrieron 53 años para que en la RD se empezara a diseñar las estructuras de hormigón con estas reglamentaciones. A continuación se realiza un breve recorrido por el ACI, en relación a los cuatro puntos mencionados anteriormente.

3.4.1.1.- Métodos de diseño del comité ACI 318

De acuerdo con las notas de la Asociación del Cemento de Portland, PCA, por sus siglas en inglés (PCA, 1999) sobre el ACI 318-99, hay dos filosofías para el diseño de estructuras de hormigón armado que han sido prevalentes por mucho tiempo. El Diseño en Tensiones Admisibles (WSD / Working Stress Design) fue el método más usado desde principios del siglo XX hasta principios de los años 60. A partir de la publicación de la edición 1963 del código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño en Estados Límite, en gran parte por su enfoque más racional. El Diseño por Estados Límite, que en el código se denomina Método de Diseño por Resistencia (SDM / Strength Design Method) aborda la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista.

El Código ACI 318 (1956) fue la primera edición que reconoció y permitió oficialmente el método de diseño por Estados Límite. Esta edición, además incluía en un apéndice, recomendaciones para el diseño de estructuras de hormigón en base a teorías de estados límites últimos.

- *Método de diseño por Estados Límite*

El Método de Diseño por Estados Límite requiere que en cualquier sección de un elemento la resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. En general se debe cumplir la condición dada por la ecuación (3.1),

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

3.1

Dónde la *resistencia de diseño* es igual al producto del *factor de reducción de la resistencia* (ϕ) por la *resistencia nominal*. ϕ es el *factor de reducción de la resistencia* que toma en cuenta: (i) la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, (ii) las imprecisiones que pueda haber en las ecuaciones de diseño, (iii) el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y (iv) la importancia que tenga el elemento estructural en la estructura (ver sección 9.3.2 de ACI). Por otra parte, la *resistencia nominal* es la resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del *Método de Diseño por Estados Límite*, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia. La *resistencia requerida (U)* es igual al producto entre los factores de carga y las solicitaciones por cargas de servicio. La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de cargas indicadas en la sección 9.2 del ACI. El *factor de carga* como su nombre lo indica, es aquel que se emplea para multiplicar la carga de manera que se pueda prevenir cualquier variación de las cargas de servicio. Y finalmente, la *carga de servicio* es la carga especificada por el código de construcción (sin ser afectada por los factores de mayoración de cargas).

Para las diferentes resistencias (*requerida*, *nominal* y de *diseño*) se emplea la siguiente simbología:

- **Resistencia requerida:** M_u es el momento flector mayorado (resistencia a la flexión requerida), P_u es la carga axial mayorada (resistencia a la carga axial requerida) para una excentricidad dada. V_u es la fuerza de corte mayorada (resistencia al corte requerida), y T_u es el momento torsor mayorado (resistencia requerida a la torsión).
- **Resistencia nominal:** M_n es la resistencia nominal al momento flector, y M_b la resistencia nominal al momento flector en condiciones de deformación balanceada, P_n es la resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada, P_o es la resistencia nominal a la carga axial para excentricidad nula, y P_b la resistencia nominal a la carga axial en condiciones de deformación balanceada, V_n es la resistencia nominal al corte, V_c la resistencia nominal al corte provista por el hormigón, V_s es la resistencia nominal al corte provista por el acero de la armadura, y T_n es la resistencia nominal a la torsión.
- **Resistencia de diseño:** el producto ϕM_n es la resistencia de diseño al momento flector, y ϕP_n resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada, por su parte ϕV_n es la resistencia al corte de diseño que a su vez es igual a $\phi(V_c + V_s)$, y ϕT_n es la resistencia de diseño a la torsión.

- *Resistencia y comportamiento en servicio – requisitos generales*

El criterio básico para el diseño por resistencia según ACI 318 está dado por la ecuación (3.2):

Resistencia de Diseño $\geq$ Resistencia Requerida

$$\text{Factor de reducción de la resistencia } (\phi) \times \text{resistencia nominal} \geq \text{factor de carga} \times \text{solicitud de servicio} \quad 3.2$$

De acuerdo con el ACI, todos los elementos estructurales y secciones de una estructura deben ser dimensionados para que satisfagan el criterio dado por la ecuación (3.2) bajo la combinación de cargas más crítica para todas las acciones posibles (flexión, carga axial, corte, etc.):

$$\begin{aligned} \phi P_n &\geq P_u \\ \phi M_n &\geq M_u \\ \phi V_n &\geq V_u \\ \phi T_n &\geq T_u \end{aligned} \quad 3.3$$

En definitiva, lo que se consigue con la aplicación del criterio de diseño dado por (3.3) es reducir la resistencia del elemento a la vez que incrementan las cargas de servicio, esta combinación es lo que permite proyectar las estructuras de HA con un margen de seguridad estructural aceptable.

En los 55 años que han transcurrido desde que en el reglamento ACI 318-56 introdujo el llamado método de diseño por Estados Límite, éste se ha convertido en el método principal para el diseño de estructuras de concreto a nivel internacional. El concepto de diseño último o de estado límite también ha sido incorporado en reglamentos de construcción de diversos países. Sin embargo, no hay un consenso general entre los códigos acerca de los factores empleados para relacionar las cargas de servicio con las cargas últimas. Una de las ventajas del método de diseño por Estados Límite es que el proyectista cuenta con una estimación definitiva del factor de seguridad aplicado al diseño que define su reserva estructural. El factor de seguridad total tiene dos componentes: uno está basado en la carga y el otro en los materiales y fabricación. El proyectista debe considerar el caso de una estructura más débil que la esperada, sometida a cargas más altas que las estimadas.

3.4.1.2.- Factores y combinaciones de cargas

- Factores de mayoración de cargas

Para dotar a las estructuras de un cierto margen de seguridad, la carga real de trabajo se suele incrementar por medio de factores recomendados en los reglamentos a fin de simular la carga "última". No existe un único factor para todas las cargas, más bien existen diferentes factores de mayoración que se aplican a distintos tipos de cargas, siendo las principales la carga muerta (D_L) y la carga viva (L_L).

Como ya se dijo más arriba, el *factor de carga* es el número por el cual hay que multiplicar el valor de la carga real o de servicio para determinar la carga última que puede resistir un elemento en la ruptura. Generalmente la carga muerta en una estructura, puede determinarse con bastante exactitud pero no así la carga viva cuyos valores el proyectista solo los puede suponer ya que es imprevisible la variación de la misma durante la vida útil de las estructuras; es por ello, que el coeficiente de seguridad o factor de carga para la carga viva es mayor que el de la carga muerta. Debe observarse que cuando en el reglamento ACI 318-56 se introdujo el concepto de diseño por resistencia última, los factores por carga muerta y por carga viva eran de 1.5 y 1.8 respectivamente. En el ACI 318-63, para el diseño de aquellas estructuras en las cuales se podía no tomar en cuenta las cargas dinámicas de sismo y viento, la carga de diseño era la siguiente: $U = 1.5D_L + 1.8L_L$, según esta expresión el factor de carga muerta seguía

siendo en ese entonces de 1.5 y el de carga viva de 1.8. Los factores de 1.4 y 1.7 se adoptaron en la versión ACI 318-71 y permanecieron invariables hasta el reglamento ACI 318-99. Es entonces en la versión del 2002 cuando pasan a ser 1.2 y 1.6 para la carga muerta y viva respectivamente, estos factores hasta el momento (reglamento ACI 318-11) siguen sin variaciones.

De igual manera que existen diferentes factores de carga, el ACI contempla diferentes combinaciones de carga que permiten tomar en cuenta otras acciones accidentales, tales como la carga sísmica, la carga de viento, la presión de tierras, la nieve y la temperatura. Un ejemplo de ello es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 U &= 1.4(D_L + F) \\
 U &= 1.2(D_L + F + T_T) + 1.6(L_L + H_s) + 0.5(L_R \text{ ó } S_{sn} \text{ ó } R_R) \\
 U &= 1.2D_L + 1.6(L_R \text{ ó } S_{sn} \text{ ó } R_R) + (1.0L_L \text{ ó } 0.8W) \\
 U &= 1.2D_L + 1.6W + 1.0L_L + 0.5L(L_R \text{ ó } S_{sn} \text{ ó } R_R) \quad 3.4 \\
 U &= 1.2D_L + 1.0E_{sis} + 1.0L_L + 0.2S_{sn} \\
 U &= 0.9D_L + 1.6W + 1.6H_s \\
 U &= 0.9D_L + 1.0E_{sis} + 1.6H_s
 \end{aligned}$$

donde D_L representa las cargas muertas permanentes, E_{sis} los efectos de carga de las fuerzas sísmicas, F cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, H_s las cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales, L_L son las sobrecargas en entresijos, L_R sobrecargas en las cubiertas, R_R cargas provenientes de la lluvia, S_{sn} la carga de nieve, T_T son los efectos acumulativos de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta, la contracción y el hormigón de contracción compensada, W la carga debida al viento, y U es la resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

Las combinaciones de cargas anteriores aparecen por primera vez en el ACI del 2002, la misma se mantiene invariante hasta la última publicación en el año 2011.

Si se observan las publicaciones del ACI hasta la edición del 1999, se podrá ver, que las combinaciones de cargas son ahora más complejas que en las ediciones anteriores. Para muchos elementos, las cargas a considerar son el peso propio, las sobrecargas, las cargas de viento y las cargas sísmicas. Una simplificación conservadora consiste en incluir la sobrecarga en las cubiertas L_R junto con la sobrecarga L_L , y aplicar en las ecuaciones el factor de carga más elevado correspondiente a L_L o L_R . Cuando no se consideran las cargas F , H_s , R_R , S_{sn} y T_T como ocurre en la RD, las siete ecuaciones se simplifican, obteniéndose las ecuaciones indicadas a continuación en la tabla 3.1:

Tabla 3.1: Resistencia requerida para las combinaciones de cargas simplificadas

Cargas	Resistencia requerida
Carga permanente (D_L) y sobrecarga (L_L)	$1.4D_L$ $1.2D_L+1.6L_L$
Carga permanente, sobrecarga y viento (W)	$1.2D_L+1.6L_L+0.8W$ $1.2D_L+1.0L_L+1.6W$
Carga permanente, sobrecarga y carga sísmica (E_{sis})	$0.9D_L+1.6W$ $1.2D_L+1.0L_L+1.0E_{sis}$ $0.9D_L+1.0E_{sis}$

Este tipo de combinaciones de carga son las utilizadas comúnmente en la República Dominicana, ya que allí no se sufren cambios bruscos de temperatura, en los cuales se puedan generar efectos de contracción o expansión en la estructura. Tampoco se toma en cuenta la carga de nieve.

3.4.1.3.- Coeficientes reductores de resistencia

El segundo componente de seguridad dado por (3.3) es el factor de minoración o de reducción de resistencia que permite la reducción de la resistencia calculada de la sección del elemento. Como se expuso más arriba, este factor tiene como función tomar en cuenta las variaciones en el material y en la fabricación, las aproximaciones en el diseño y la ductilidad e importancia relativa del elemento estructural respecto de la estructura.

Al factor de reducción de resistencia se le conoce comúnmente como un "factor resistente" ya que representa una reducción de la capacidad del elemento estructural para soportar la carga. El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos, la mano de obra y las dimensiones. En la tabla 3.2 se listan los factores ϕ prescritos en el ACI para el hormigón estructural.

Tabla 3.2: Factores de reducción de la resistencia ϕ para el Método de Diseño por Resistencia

Tipo de acción interna	ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión	
Elementos con armaduras en espiral que satisface lo especificado en 10.9.3	0.70
Otros elementos armados	0.65
Corte y torsión	0.75
Aplastamiento del hormigón (excepto para las zonas de anclaje de postesado)	0.65
Zonas de anclaje de postesado	0.85
Modelos de bielas	0.75

3.4.1.4.- Cuantías de diseño para los elementos estructurales (columnas, vigas y losas)

a).- Columnas

La cuantía de refuerzo vertical en columnas no debe ser menor que 0.01 ni mayor de 0.08 veces el área de la sección transversal gruesa en columnas. En todas las ediciones del ACI 318 desde 1936 la cuantía mínima ha sido 0.01 para ambos tipos de acero de refuerzo lateral (en espiral y estribos aislados) en las columnas. En cuanto a la cuantía máxima esta desde el 1963 se fijó en 0.08 y se mantiene hasta la fecha. Como una forma de economía, normalmente se suele diseñar con una cuantía de 0.04 o 0.05. Según las disposiciones especiales para el análisis sísmico del

ACI 318, la cuantía mínima (ρ_{min}) debe ser 0.01 y la máxima 0.06. El límite inferior para la cuantía de refuerzo es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas, especialmente en las construcciones de baja altura, y por el desarrollo de grandes esfuerzos cortantes.

La dimensión menor permitida en columnas estructurales de sección rectangular es de 20 centímetros, con un área mínima de 400cm², en cambio para sección circular es de 25 centímetros, lo cual da un área mínima de 490.62cm². El número mínimo de las barra de refuerzo utilizado es la numero 5 (#5), la cantidad longitudinal de barras mínimas cuando se utilicen estribos en espiral será de 6 barras y en columnas con estribos aislados 4 barras.

b).- Vigas

En vigas la cuantía máxima para armadura a flexión, se toma como el 75% de la cuantía balanceada ($0.75\rho_b$), en cambio cuando se realiza un diseño sísmico esta cuantía se reduce aún más, y pasa a ser de ($0.5\rho_b$), donde la cuantía balanceada se determina por la siguiente expresión (en el sistema mks):

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left[\frac{6120}{6120 + f_y} \right] \quad 3.5$$

donde β_1 es igual a 0.85 para concretos menores a 280 kg/cm², f'_c es la resistencia del concreto a la compresión, y f_y es la resistencia del acero en su límite elástico.

En cambio la cuantía minina se determina por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad 3.6$$

Aunque se suelen emplear las siguientes ecuaciones ya que dan un aproximado de la cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y} \quad o \quad \rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad 3.7$$

c).- Losas

La cuantía mínima para losas y zapatas varía con el grado del acero que se use, así lo establece el reglamento ACI 318 (sección 7.12.2.1), los valores propuestos se indican en la tabla 3.3:

Tabla 3.3: Cuantía mínima de armado de losas según ACI-318	
f_y (kg/cm²)	Cuantía de armado
2800	0.002
4200	0.0018
> 4200	$0.0018 \times 4200 / f_y$

3.4.2.- Combinaciones de cargas según las recomendaciones del 1979 y el Reglamento sísmico 2011 de la República Dominicana

Como se dijo al inicio de este apartado, los manuales, recomendaciones y reglamentos de la RD tienen como referencia los emitidos por los Estados Unidos, en la tabla 3.4 se muestran las combinaciones de cargas estipuladas en las RPAS de 1979 y el actual Reglamento sísmico del país, R- 001-11. Se puede apreciar claramente que se trata de las mismas combinaciones que dicta el ACI 318 para las versiones de 1977 y 2011 respectivamente.

Tabla 3.4: Combinaciones de carga U de los Reglamentos sísmicos 1979 y 2011

Nº	SEOPC-1979	MOPC-2011
1	$1.4D_L$	$1.4D_L$
2	$1.4D_L + 1.7L_L$	$1.2(D_L + F + T_T) + 1.6(L_L + H_S) + 0.5(L_R \text{ o } R_R)$
3	$1.05D_L + 1.275L_L + 1.275W$	$1.2D_L + 1.6(L_R \text{ o } R_R) + L_L$
4	$1.05D_L + 1.275L_L + 1.402E_{sis}$	$1.2D_L + 1.0E_{sis} + L_L$
5	$1.4D_L + 1.7L_L + 1.7H_S$	$0.9D_L + 1.0E_{sis} + 1.6H_S$

Por su parte, la acción sísmica E_{sis} , se determinara de acuerdo a los siguientes criterios según el MOPC-2011:

- Para la combinación (4) de acuerdo con la tabla 3.3, la acción sísmica estará definida como:

$$E_{sis} = E_H + E_v \quad 3.8$$

- Para la combinación (5), la acción sísmica, E , estará definida como:

$$E_{sis} = E_H - E_v \quad 3.9$$

dónde E_H es la acción sísmica producida por las fuerzas sísmicas horizontales y E_v es la acción sísmica producida por las fuerzas sísmicas verticales.

En la actualidad, para el cálculo de las estructuras de concreto u hormigón armado, el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, publicó el "*Reglamento Para Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón Armado R-033 (2012)*" mismo que se muestra en la figura 3.8.

Figura 3.8: Reglamento Para Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón Armado R-033 (2012)

Es importante señalar que este Reglamento 2012, toma como referencia las especificaciones del ACI 318-02, ya que este ACI contiene los mayores cambios hechos al citado reglamento de concreto en casi 40 años.

En este Reglamento *Para Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón Armado* se especifica que se deben usar los siguientes factores de reducción de resistencia (ϕ) para los casos indicados a continuación en la tabla 3.5:

Tabla 3.5: Factores de reducción de la resistencia ϕ empleados en República Dominicana

Tipo de acción interna	ϕ
Flexión pura	0.90
Flexión compuesta: flexión más tracción	0.90
Flexión compuesta: flexión más compresión (véase artículo 71)	
a) Columnas con estribos y muros de hormigón armado	$0.65 < \phi < 0.90$
b) Columnas con refuerzo en espiral (columnas zunchadas)	$0.65 < \phi < 0.90$
Fuerza cortante	
a) elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica	0.60
b) Losas y elementos que no parte del sistema de resistencia sísmica	0.75
Torsión	0.75
Aplastamiento del hormigón	0.65

3.4.2.1.- Control de las deformaciones

Con el objeto de controlar las deflexiones se deben cumplir los requisitos para los espesores mínimos dados en la tabla 3.6, al cumplir con estos límites se puede considerar que no se sobrepasan los estados límites de servicio; esto es, la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación. Al limitar los espesores se provee la suficiente rigidez para evitar deformaciones indeseadas, debidas a las cargas actuantes en la estructura.

- **Losas en una dirección:** El espesor mínimo o altura total h_l de losas armadas en una dirección no debe ser menor que los valores dados en la tabla 3.6 siguiente, donde la luz (l_s) es la distancia centro a centro de los apoyos.

Tabla 3.6: Espesores mínimos para losas macizas armadas en una dirección

Tipo de apoyo	Espesor mínimo h_l	
	Losas de entrepiso	Losas de techo
Simplemente apoyado	$l_s/14$	$l_s/20$
Un borde continuo	$l_s/16$	$l_s/24$
Ambos bordes continuos	$l_s/9$	$l_s/28$
voladizo	$l_s/7$	$l_s/10$
Si $f_y \neq 4200 \text{ kg/cm}^2$, estos valores de h_{min} deben ser multiplicados por $(0.4 + f_y / 7000)$		

- **Losas en dos direcciones:** El espesor o altura total h_{min} de losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas o muros de bloques de hormigón en todos sus bordes, no debe ser menor que 0.12 m en losas con $LL > 3.00\text{m}$, 0.10m en losas con $LL \leq 3.00\text{m}$, ni menor que los valores obtenidos por medio de la ecuación (3.10):

$$h_{min} = \frac{LL}{30 + 3 \cdot \beta} \quad 3.10$$

donde LL es la distancia libre en la dirección larga, medida de cara a cara de los apoyos en metros, y β es la relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor (LC) de la losa.

- **Vigas:** La altura total mínima $h_{y,min}$ de vigas no debe ser menor que los valores dados en la tabla 3.7, donde L es la luz de cálculo.

Tabla 3.7: Altura total mínima $h_{y,min}$ para vigas y losas nervadas

Tipo de apoyo	Espesor mínimo $h_{y,min}$	
	Vigas de entrepiso	Vigas de techo
Simplemente apoyado	$L/11$	$L/16$
Un borde continuo	$L/12$	$L/18.5$
Ambos bordes continuos	$L/14$	$L/21$
Voladizo	$L/5$	$L/8$
Si $f_y \neq 4200 \text{ kg/cm}^2$, estos valores de $h_{y,min}$ deben ser multiplicados por $(0.4 + f_y / 7000)$		

- **Columnas:** Según el Reglamento de concreto R-033, las columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir con los siguientes requerimientos (figura 3.9):

Figura 3.9: Dimensiones límites en columnas de pórticos. Elaboración propia en base al Reglamento R-033 de la RD

Y especifica que la dimensión menor de la sección transversal de la columna no debe ser menor que 30 cm, y que la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor, no debe ser mayor de 2.5. Además establece que cuando la columna está dentro de un muro estructural de bloques de hormigón de no menos de 15 cm de espesor, la columna podrá tener el mismo ancho del muro; pero en ningún caso podrá tener un área total menor de 400 cm².

3.4.3.-Programas para el análisis sísmico y diseño estructural utilizados en la República Dominicana

Los programas de cálculos más utilizados anteriormente, fueron los del profesor Bernardo Deschappelles, de Puerto Rico, los cuales fueron adecuados por el ingeniero Héctor Sánchez quien los comercializó, esto en la década de los 70, combinado con un programa de análisis dinámico que desarrollaron Héctor O'Reilly, Sergio López y Flavio Martínez, durante su estadía en Venezuela durante su maestría, a inicios de los 80 ya se podía contar con una versión del programa ETABS, el cual utilizó el señor Leonardo Reyes Madera (actual presidente de SODOSIMICA) para el análisis del edificio del banco BHD, de 12 pisos. En esa misma década llegó la versión del Etabs que no diseñaba, y a finales de los 80 llegó la versión completa del ETABS, así como la del SAP90 y posteriormente la del SAFE, programas estos desarrollados comercialmente por CSI en California, cuya propiedad y autoría son del profesor Wilson y llevados a los consumidores por Ashraf Habibullah².

De ahí en adelante se ha seguido trabajando fundamentalmente con estos programas, aunque han ingresado al mercado otros como el Cypecad, programa español multidisciplinario, con competencia limitada respecto al SAP14 y al ETABS ya que no incursiona en el aspecto no lineal, y el programa STAAD utilizado por algún que otro ingeniero. Algunas empresas están usando el programa TEKLA para el desarrollo completo de sus productos, dado que este programa cubre todos los aspectos, desde los cálculos, planos arquitectónicos, etc., hasta presupuesto y control y ejecución de obras.

3.5.- Estudio Comparativo de las Cargas Sísmicas y Gravitatorias que Figuran en los Reglamentos Sísmicos de 1979, 2008 Y 2011

3.5.1.- Cargas gravitatorias según reglamentos

En cuanto a cargas gravitatorias, los tres Reglamentos sísmicos que ha habido hasta la fecha en la República Dominicana, tienen en común que incluyen unas tablas de pesos de materiales utilizados en las construcciones (tabla 3.8) y otras de cargas vivas (tabla 3.9) que se utilizan para definir las sobrecargas de uso en los proyectos de edificaciones. Las tablas de los pesos de los materiales son las que se utilizan para realizar el análisis de carga muerta. Un ejemplo de análisis de carga se muestra a continuación en la figura 3.10:

² Ingeniero Estructural, es fundador, Presidente y CEO de Computers and Structures, Inc. (CSI). Desde 1975, CSI ha sido el líder en el desarrollo de métodos numéricos innovadores para ingeniería sísmica y estructural. Iniciándose estas investigaciones de forma conjunta entre Ashraf Habibullah y el Dr. Edward L. Wilson de la Universidad de California en Berkeley. Estos logros incluyen el desarrollo del primer programa de análisis estructural elaborado para PCs, SAP80, lanzada en 1978 para la microcomputadora TRS-80 de la Radio Shack.

Datos

- a) Uso : Edificio de oficinas.
- b) Ubicación: Santiago de los Caballeros.
- c) Número de pisos: once (11).
- ch) Altura primer entrepiso : 5.00 M.
- d) Altura otros entrepisos : 3.50 M.
- e) Altura total del edificio : 40.00 M.
- f) Tipo de suelo : Aluvional reciente.

Cargas Permanentes

3.3.1 Techo (espesor losa 0.18 M.).

- a) Peso propio de la losa $0.18 \times 2.4 = 0.432 \text{ Ton/M}^2$
 - b) Fino e impermeabilizante $0.05 \times 2.0 = 0.100 \text{ Ton/M}^2$
 - c) Pañete $0.01 \times 2.0 = 0.020 \text{ Ton/M}^2$
- $W_m = 0.552 \text{ Ton/M}^2$

3.3.2 Entrepisos (espesor losa 0.18 M.).

- a) Peso propio de la losa $0.18 \times 2.4 = 0.432 \text{ Ton/M}^2$
 - b) Mosaicos $0.03 \times 2.3 = 0.069 \text{ Ton/M}^2$
 - c) Morteros $0.04 \times 1.8 = 0.072 \text{ Ton/M}^2$
 - ch) Pañete $0.04 \times 2.0 = 0.020 \text{ Ton/M}^2$
 - d) Panderetes $= 0.100 \text{ Ton/M}^2$
- $W_m = 0.693 \text{ Ton/M}^2$

Cargas Vivas

- a) Techo $W_v = 0.10 \text{ Ton/M}^2$
- b) Entrepisos $W_v = 0.25 \text{ Ton/M}^2$

Figura 3.10: Ejemplo de análisis de cargas, Fuente: Ejemplos de Aplicación de las RPAS

Es importante comentar que no se aprecia ningún tipo de variación en los Reglamentos sísmicos de la RD con respecto a las tablas de cargas vivas y pesos de materiales. El coeficiente ϕ_i que aparece en la tabla 3.9, y que se denomina *coeficiente de participación*, se utiliza para tomar en cuenta en que porcentaje estará presente la carga viva al momento de ocurrir el terremoto. A continuación se muestra la tabla de cargas vivas en edificaciones (tabla 3.9), la cual se encuentra en el Reglamento sísmico de 2011, y que es la misma que en los dos anteriores (Reglamentos de 1977 y 2008 respectivamente). La tabla viene acompañada de unas notas aclaratorias que se encuentran numeradas a continuación de la misma.

Tabla 3.8: Peso de los materiales de construcción. Fuente: Reglamento sísmico de la RD

MATERIALES	PESO	UNIDAD
Hormigón armado	2.40	t/m ³
Bloques hueco de concreto	1.80	"
Bloques hueco de arcilla	1.20	"
Mosaicos de granito	2.30	"
Mosaicos de concreto	1.90	"
Mortero para colocación mosaicos	1.80	"
Maderas duras	0.80	"
Acero	7.80	"
Asfalto	1.30	"
Aluminio	2.60	"
Zinc	7.04	"
Mármol	1.50	"
Yeso	1.00	"
Parquet	0.80	"
Arcilla y arena en seco	1.63	"
Arcilla y piedra en seco	1.63	"
Arena seca suelta	1.68	"
Arena seca compactada	1.92	"
Grava suelta	1.68	"
Grava compactada	1.92	"
Tierra suelta seca	1.20	"
Tierra seca compactada	1.52	"
Asbesto Cemento	0.025	t/m ²
Teja de barro	0.070	"
Ladrillo de barro de cm de espesor	0.060	"
Plafón colgado con malla metálica y enyesado	0.050	"
Plafón de metal troquelado	0.010	"

Tabla 3.9: Tabla de cargas vivas en edificaciones

TIPO DE EDIFICACIONES	CARGA (kg/m ²)	COEFICIENTE ϕ_t
1. EDIFICIOS RESIDENCIALES 1.1. Residencias y edificios de apartamentos a) Balcones (I), escaleras (I, II)..... b) Otras áreas..... 1.2. Hoteles a) Pasillos, vestíbulos, balcones y escaleras (I, II) y otras áreas de uso público..... b) Dormitorios y áreas de uso privado.....	 400 200 500 200	 0.15 0.15 0.20 0.20
2. EDIFICIOS PARA COMERCIOS 2.1. Tiendas (ver edificios para almacenaje)..... 2.2. Bares y restaurantes	 500	 0.20
3. EDIFICIOS INSTITUCIONALES 3.1. Escuelas a) Pasillos, salas, escaleras y balcones (I, II)..... b) Aulas..... 3.2. Hospitales a) Pasillos, espacios para el público, salas de cirugía, escaleras y balcones (I, II)..... b) Cuartos de pacientes..... 3.3. Biblioteca a) Salas de lectura..... b) Estanterías.....	 500 300 500 200 300 600	 0.25 0.25 0.30 0.30 0.25 0.25
4. EDIFICIOS DE OFICINAS 4.1. Pasillos y escaleras (II)..... 4.2. Oficinas.....	 500 250	 0.20 0.20
5. EDIFICIOS INDUSTRIALES 5.1. Industrias ligeras (III)..... 5.2. Industrias semi-pesadas (III)..... 5.3. Industrias pesadas (III).....	 400 600 800	 0.25 0.25 0.25
6. EDIFICIOS PUBLICOS 6.1. Sitios de reunión a) Sitios de reunión con asientos fijos individuales.....	 300	 0.25

b) Sitios de reunión con asientos fijos móviles o asientos colectivos.....	500	0.25
c) Salones de baile.....	600	0.25
d) Pasillos, salas de descanso, vestíbulos y escaleras (III)	500	0.25
6.2. Gimnasios.....	500	0.25
7. EDIFICIOS PARA ALMACENAJE		
7.1. Almacenamiento general		
a) Almacenamiento ligero (III).....	400	0.25
b) Almacenamiento semi-pesado (III).....	600	0.25
c) Almacenamiento pesado (III).....	800	0.25
7.2. Garajes		
a) Para automóviles (IV).....	400	0.25
b) Para vehículos en general (V).....	900	0.25
8. ACERAS (VI).....	1250	0.25
9. TECHOS (VII) Y (VIII)		
9.1. Techos planos o con inclinación de 10% (5° 43')	100	0.10
9.2. Techos con inclinación de 10 a 20.....	70	0.10
9.3. Techos con inclinación mayor de 20% (11° 19')...	50	0.10

Las notas aclaratorias son: (I) las barandas de los balcones deberán ser diseñadas para resistir una carga horizontal de 75 kg/m, aplicada en la parte superior de la baranda; en escaleras se aplicará una carga horizontal de 30 kg/m; (II) en escaleras con escalones aislados se deberán comparar los esfuerzos para una carga concentrada en la posición más desfavorable de 150 Kg en residencias, y de 200 Kg, en los demás edificios en que se permitan estos tipos de escalones; (III) valores indicativos solamente: se podrán utilizar otros valores presentando un análisis justificativo, siempre que dichos valores no sean menores de 400 kg/m²; (IV) esta carga se podrá reducir a 250 kg/m² si se comparan los esfuerzos con los obtenidos para una carga de rueda concentrada de 1,000 Kg, en la posición más desfavorable; (V) esta carga se podrá reducir a 500 kg/m² si se comparan los esfuerzos con los obtenidos para una carga de rueda concentrada de 3,000 Kg, en la posición más desfavorable. Si el camión está totalmente cargado se usará una carga de 6,000 Kg. Use 600 kg/m² para las vigas que soportan el peso; (VI) si la acera es accesible a vehículos se compararán los esfuerzos con los obtenidos para una carga de rueda de acuerdo a (V) o (IV); (VII) las cargas vivas en estos techos pueden tan solo disminuirse si mediante desagües adecuados se asegura que el nivel mínimo que puede alcanzar el agua de lluvia, en caso de que se tapen los bajantes, no produce una carga viva superior a la indicada; en ningún caso será menor de 50 kg/m²; (VIII) en techos, se verificarán independientemente los elementos portantes que estén en contacto inmediato con la cubierta (cordón superior de tijerillas, correas, cabios, etc.), con carga viva mínima por reparación o limpieza de 100 kg/m.

3.5.2.- Cargas sísmicas

En cuanto a las cargas sísmicas, si se puede decir que el código ha ido evolucionado en la medida que se han ido sucediendo las actualizaciones del Reglamento, y como es lógico, esta evolución se debe al avance tecnológico y al conocimiento adquirido sobre la situación sísmica real del país. En el presente apartado se hace un estudio comparativo sobre los espectros sísmicos horizontales de cada uno de los Reglamentos sísmicos, al final del estudio se compran las cargas sísmicas espectrales que se encuentran definidas en dichos espectros.

3.5.2.1.- Solicitaciones sísmicas según las “Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de Estructuras M-001 del año 1979”

Figura 3.11: Portada de las Recomendaciones Sísmicas de la Rep. Dominicana (1979)

Las *Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de Estructura* (RPAS), al igual que los demás códigos y normas sísmicas a nivel mundial, define la acción sísmica por medio de un espectro de respuesta elástica horizontal. En estas recomendaciones provisionales se establece que en los métodos de análisis sísmico que sea aplicable, se utilizará el espectro de la figura 3.12:

Figura 3.12: Espectro sísmico de las RPAS (1979)

Las dos regiones de frontera, como se muestra en la gráfica anterior están definidas por las siguientes expresiones:

$$C = 0.635 \text{ para } T \leq 0.5 \text{ segundos}$$

$$C = \frac{0.4}{T^{2/3}} \text{ para } T > 0.5 \text{ segundos} \quad 3.11$$

donde C es el coeficiente sísmico espectral el cual depende del período de vibración de la estructura T .

Además del espectro elástico de respuesta, las RPAS proporcionan un mapa de zonificación sísmica en el cual la RD se encuentra dividida en dos zonas sísmicas de acuerdo a sus niveles de intensidad sísmica. En la figura 3.13 se muestra el mapa de zonificación sísmica y las tablas utilizadas para obtener el espectro de diseño o proyecto haciendo uso de estas recomendaciones.

El espectro de diseño se obtiene a través del *coeficiente de corte basal* (C_b), el factor de reducción por capacidad de disipación de energía (R_d) tabla 3.13, el coeficiente de zonificación (tabla 3.10), el coeficiente según uso de la estructura (tabla 3.11) y el coeficiente de sitio (tabla 3.12), como lo indica en la ecuación (3.12),

$$C_b(g) = \frac{ZU_sSC}{R_d} \geq 0.03 \quad 3.12$$

Figura 3.13: Zonificación sísmica según las RPAS (1979)

Tabla 3.10: Coeficiente de zonificación sísmica

Zona	Z
I	1
II	2/3

Tabla 3.11: Coeficiente que depende del uso de la estructura

Edificio grupo	U_s
A	1.30
B	1.00
C	0.75

Tabla 3.12: Coeficiente de sitio y perfil de suelo S

Tipo de suelo	Propiedades	S
1	Suelos de rocas cristalinas o firmes derivados de rocas ígneas y metamórficas	1
2	Suelos derivados de depósitos sedimentados de origen marino	1.2
3	Suelos aluviones recientes de origen	1.5
4	Suelos no definidos	1.35

Tabla 3.13: Coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía

Tipo estructural	d_i	Rd
I	-	7.0
II-A	<10	5.0
	=10	4.5
II-B	<10	4.0
	=10	3.5
III	-	6.5
IV	-	1.5

En la figura 3.14 se muestra además del coeficiente sísmico espectral, lo que sería el espectro o coeficiente sísmico de diseño de una estructura localizada en la zona I , con un coeficiente de uso $U_s = 1.30$, un factor $Rd = 5$, desplantada sobre un suelo aluvional.

Figura 3.14: Espectro general y reducido según RPAS (1979)

3.5.2.2.- Solicitaciones sísmicas según el Reglamento Dominicano Para el Análisis Sísmico de Estructuras (2008)

En comparación con las RPAS (1979), el Reglamento sísmico de 2008 incluye una serie de cambios importantes. Este Reglamento establece que para los métodos de análisis sísmicos que sea aplicable, se provee un espectro sísmico elástico que contiene las aceleraciones espectrales de diseño (S_a) correspondientes a un oscilador de un grado de libertad, con un factor de

amortiguamiento crítico de un cinco por ciento (5%). El espectro tiene tres regiones de frontera como se muestra en la figura 3.15, y sus expresiones son las siguientes:

- Para $T \leq T_0$

$$S_a = 0.6 \frac{S_S}{T_0}(T) + 0.4 S_{DS}$$

- Para $T_0 < T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS}$$

3.13

- Para $T > T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

donde $S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S$, $S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$, $T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ y $T_s = 5T_0$

S_S = Ordenada espectral de referencia para $T=0.20$ seg. (Tabla 1 ó Mapa No.6, del Reglamento).

S_1 = Ordenada espectral de referencia para $T=1.00$ seg. (Tabla 1 ó Mapa No.7, del Reglamento).

F_a = Factor de suelo asociado a períodos cortos (tabla 6 ó 4 del Reglamento).

F_v = Factor de suelo asociado a períodos largos (tabla 6 ó 5 del Reglamento).

Figura 3.15: Espectro sísmico lineal elástico de 2008. Fuente: elaboración propia a partir del Reglamento sísmico

Al igual que en las RPAS, y a los efectos de este Reglamento, la República Dominicana se considera dividida en dos zonas de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral de referencia S_S y S_1 (tabla 3.14), para un período de retorno de 2,500 años (probabilidad de excedencia de un 2% en 50 años). Estas zonas se muestran en la figura 3.16 (*mapa N°1 del Reglamento*), y se definen como sigue:

- **Zona I** = Zona de alta sismicidad. Esta zona comprende las provincias y/o municipios donde S_S sea mayor o igual que 0.70g.
- **Zona II** = Zona de mediana sismicidad. Esta zona comprende las provincias y/o municipios donde S_S sea menor que 0.70g.

Figura 3.16: Mapa de zonificación sísmica. Fuente: Reglamento sísmico de 2008

Tabla 3.14: Zonificación sísmica: valores de S_S y S_1

ZONA	S_S	S_1
<i>I</i>	1.09g	0.55g
<i>II</i>	0.70g	0.40g

Para los fines del Reglamento, además de la zonificación sísmica se incluyen los mapas de isoaceleraciones espectrales de referencia S_S y S_1 (dos ejemplos de estos mapas se muestran en la figura 3.17) para períodos de retorno de 50, 475 y 2,475 años (véase mapas N°. 2, 3, 4, 5, 6 y 7 del Reglamento); así como, para los mismos períodos, los mapas de isoaceleraciones en la roca (véase mapas N°. 8, 9 y 10 del Reglamento). Se especifica además que los mapas N°. 6 y 7, para un período de retorno de 2,500 años (2% de probabilidad de excedencia en 50 años) se usarán para los métodos de análisis descritos en los artículos 6.5.1, 6.5.2 y 6.5.3 del Reglamento. Los métodos a los que se hace referencia son:

- Método simplificado (artículo 6.5.1)
- Método cuasi-estático (artículo 6.5.2)
- Métodos dinámicos (artículo 6.5.3)

Por razones de conveniencia algunas de las especificaciones del Reglamento de 2008 se comentaran más adelante cuando se hable del Reglamento sísmico de 2011.

Figura 3.17: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 475 años con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de acuerdo al Reglamento sísmico de 2008

Por otra parte, la influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica viene dada por los factores de sitio F_a y F_v que dependen de la clasificación del sitio, por el tipo de suelo y de los valores espectrales de referencias del sitio S_s y S_1 . Los valores de F_a y F_v se dan en las tablas 9, 10 y 11 del Reglamento. Los suelos se clasifican a partir de la velocidad de las ondas de corte s en los últimos 30 metros de la corteza terrestre. Por motivos de conveniencia no se incluye la tabla de clasificación de suelos del Reglamento sísmico de 2008.

3.5.2.3.- Solicitaciones sísmicas según el Reglamento Para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras R-001 (2011)

Figura 3.18: Portada del Reglamento sísmico del 2011

Se propone el mismo espectro que en el Reglamento de 2008, la única diferencia relevante es el hecho de que en esta versión se incluye un espectro para el diseño de estructuras con una ubicación próxima a fallas sísmicas, en otras palabras, se propone por primera vez un espectro de campo cercano. Por lo que además del espectro elástico de respuesta mostrado anteriormente, el Reglamento sísmico de 2011 proporciona las siguientes expresiones para calcular las aceleraciones de diseño si la estructura se considera situada en campo cercano, dicho espectro se muestra en la figura 3.19.

- Para $T \leq T_s$

$$S_a = F_a S_s$$

- Para $T > T_s$

$$S_a = F_v \frac{S_1}{T}$$

3.14

Figura 3.19: Espectro de campo cercano Reglamento sísmico del 2011. Fuente: elaboración propia

Además del espectro para el campo cercano, se establece que se debe tomar en cuenta los efectos producidos por el movimiento vertical del suelo, para lo cual propone la siguiente expresión (artículo 65 del Reglamento):

$$F_v = 0.3S_{DS}D_L \quad 3.15$$

donde F_v es la fuerza sísmica vertical y D_L es la acción de la carga muerta.

Al igual que en el Reglamento de 2008, la RD se considera dividida en dos zonas de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral de referencia S_S y S_1 , para un período de retorno de 2,475 años (probabilidad de excedencia de un 2% en 50 años). Con relación a estas zonas, las mismas ya se mostraron y se definieron más arriba, lo que si vale la pena resaltar son los nuevos valores que adoptan S_S y S_1 , los cuales se proporcionan en la tabla 3.15:

Tabla 3.15: Zonificación sísmica. Valores de S_S y S_1

ZONA	S_S	S_1
<i>I</i>	1.55g	0.75g
<i>II</i>	0.95g	0.55g

Además de la zonificación sísmica, se incluyen también los mapas de isoaceleraciones espectrales de referencia. A continuación se muestran los mapas correspondientes a un período de retorno de 475 (figuras 3.20) y 2475 (figuras 3.21) años respectivamente:

Mapa N°4. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años

Mapa N°5. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_1 para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años

Figura 3.20: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 475 años con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Fuente: Reglamento sísmico de 2011

Mapa N°6. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años

Mapa N°7. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_1 para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años

Figura 3.21: Mapas de isoaceleraciones espectrales para período de retorno de 2475 años con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Fuente: Reglamento sísmico de 2011

Para determinar la proximidad de la estructura a una falla conocida se debe emplear el mapa mostrado en la figura 3.22 (*mapa nº 11 según Reglamento*).

Figura 3.22: Mapa del campo cercano. Fuente: Reglamento sísmico de 2011

A fin de poder aplicar el Reglamento de 2011 los suelos se han clasificado según se indica en la tabla 3.16 (*tabla 3 según el Reglamento*), en función de las velocidades de las ondas de corte,

V_s , y/o el número de golpes del ensayo de penetración estándar $\bar{N}$ o usando la resistencia al corte sin drenar, S_u .

Tabla 3.16: Clasificación del sitio según Reglamento sísmico de 2011

Clasificación del sitio	Designación	Propiedades promedio en los primeros 30 m		
		Velocidad onda corte V_s (m/s)	Resistencia penetración estándar $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (Kg/cm ²)
A	Roca fuerza	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso y roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo rígido	$180 < V_s \leq 360$	$\bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 1.0$
E	-	Además, se considera un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características: <ol style="list-style-type: none"> Índice de plasticidad ^(a) $PI > 20$. Contenido de humedad ^(b) $w \geq 40\%$. Resistencia al cortante sin drenar ^(c) $S_u < 0.2 \text{ Kg/cm}^2$. 		
F	-	Cualquier suelo que tenga una o más de las siguientes características: <ol style="list-style-type: none"> Suelos que podrían sufrir licuefacción durante sismo fuerte. “Turbas” y/o arcillas con una gran cantidad de material orgánico, con más de 3 m de espesor. Arcillas con un índice de plasticidad > 75 y un espesor mayor o igual a 7.5 m. Arcillas blandas con un espesor mayor o igual a 35.0 m y $S_u \leq 0.50 \text{ Kg/cm}^2$. 		

N/A: No aplica

^(a) El índice de plasticidad PI está definido según ASTM D4318

^(b) El contenido de humedad se determina según ASTM D2216

^(c) La resistencia al cortante no drenado de cada estrato se determinara según ASTM D2166 o ASTM D2850.

Para tomar en cuenta la influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica, al igual que en el Reglamento sísmico de 2008, se utilizan los factores de sitio F_a y F_v que dependen de la clasificación del sitio, el tipo de suelo y de los valores espectrales de referencias del sitio S_5 y S_1 . En tablas 3.17 y 3.18 se indican los valores de F_a y F_v respectivamente, mientras que en la tabla 3.19 se proporcionan los valores de ambos factores para las dos zonas sísmicas de acuerdo a la clase de sitio.

Tabla 3.17: Valores del factor de sitio (F_a)

Clase de sitio	Aceleración espectral de referencia para períodos cortos (S_s) ^a						
	$S_s=0.30$	$S_s=0.40$	$S_s=0.50$	$S_s=0.60$	$S_s=0.70$	$S_s=0.80$	$S_s \geq 0.90$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2
E	2.3	2.0	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0
F	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b
a. Use interpolación lineal para valores del mapa N° 6 no incluidos en tabla b. Para el sitio F debe hacerse un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_a adecuado							

Tabla 3.18: Valores del factor de sitio (F_v)

Clase de sitio	Aceleración espectral de referencia para períodos cortos (S_1) ^a			
	$S_1=0.20$	$S_1=0.30$	$S_1=0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.4	2.4
F	nota b	nota b	nota b	nota b
a. Use interpolación lineal para valores del mapa n° 7 no incluidos b. Para el sitio F debe hacerse un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_v adecuado				

Tabla 3.19: Valores de los factores de sitio F_a y F_v para el uso según zonificación sísmica

Clase de sitio	Zona I, II	
	F_a	F_v
A	0.8	0.8
B	1.0	1.0
C	1.0	1.3
D	1.2	1.5
E	1.0	2.4
F	nota a	nota b
a. Para el sitio F debe hacerse un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_a adecuado b. Para el sitio F debe hacerse un análisis dinámico del suelo para determinar el factor F_v adecuado		

3.5.2.4.- Comparación de los espectros elásticos horizontales de la República Dominicana

Antes de proceder con la comparación de las cargas sísmicas, es importante distinguir los diferentes tipos de espectros que se pueden obtener al utilizar los Reglamentos sísmicos de la República Dominicana:

1. **Espectro lineal elástico general:** este es el espectro que proporciona el Reglamento y que se utiliza para el análisis sísmico de las estructuras en la generalidad de los casos, el mismo se desarrolla de acuerdo a la zona sísmica y al tipo de suelo.
2. **Espectro lineal elástico de acuerdo a la localización de la edificación:** es el espectro que se determina de acuerdo a las coordenadas de localización de la estructura en el mapa. A diferencia del espectro anterior, en este caso es obligatorio hacer uso de los mapas de isoaceleraciones, ya que con la localización de la estructura se accede a dichos mapas para determinar la aceleración espectral de referencia tanto para períodos cortos (S_S), como para períodos largos (S_1). Se suele llamarle también espectro propio o específico.
3. **Espectro de diseño:** este se obtiene a partir de uno de los dos anteriores, en este caso intervienen variables como el uso e importancia de la estructura (U_s) y el factor de reducción por capacidad de disipación de energía (R_d), el cual depende a su vez del sistema estructural empleado para resistir las fuerzas sísmicas.

En la figura 3.23, se muestra el espectro lineal elástico general del año 2011 y un espectro de diseño, ambos en función de la aceleración de la gravedad. El espectro de diseño se ha definido para un suelo tipo B, un factor de uso de 1.3 para la zona I, y un factor de disipación de energía de 5.5, que de acuerdo al Reglamento corresponde a un sistema estructural conformado por pórticos especiales resistentes a momento.

Figura 3.23: Ejemplos de tipos de espectros según Reglamento sísmico dominicano

Para poder establecer las comparaciones de lugar se han calculado los siguientes espectros (figuras 3.24 y 3.25). Las aceleraciones que se muestran en los mismos se refieren al espectro lineal elástico general, calculados en ambos casos para las zonas I y II y un suelo tipo B. El objetivo al calcular estos espectros es poder apreciar cómo han ido aumentando las aceleraciones de diseño según se van actualizando los Reglamentos sísmicos, para de esta forma tener una idea más clara del riesgo que implica para las estructuras existentes diseñadas y construidas en el país de acuerdo a reglamentos antiguos, situación ésta que se agrava aún más ya que muchas de estas estructuras fueron diseñadas para soportar básicamente cargas gravitatorias, con lo cual su resistencia sísmica es desconocida.

Figura 3.24: Espectro general del Reglamento sísmico del 2008 para las zonas I y II

Figura 3.25: Espectro general del Reglamento sísmico del 2011 para las zonas I y II

Al comparar el espectro del 1979 con el del 2008 para la zona I y para un mismo tipo de suelo, se puede notar claramente que pasa de tener una aceleración máxima de $0.635g$ a $0.727g$. En cambio al compararlo con el de 2011 el cual tiene una aceleración máxima en la zona comprendida entre T_o y T_s de $1.033g$, se estaría hablando en términos de porcentaje, de un aumento del 62.68% ($0.398g$) en las aceleraciones de diseño. Con respecto a la zona II también hay un aumento significativo en las aceleraciones.

3.5.2.5.- Comentarios sobre las cargas espectrales en los Reglamentos sísmicos

En las Recomendaciones Provisionales Para el Análisis Sísmico de la República Dominicana del 1979, como se vio anteriormente, se proporciona un espectro lineal elástico, acotado a un valor máximo del coeficiente sísmico espectral de $0.635g$. Para tomar en cuenta la influencia de los diferentes tipos de suelos definidos en dichas recomendaciones se realiza el producto del coeficiente de sitio (S) que viene fijado en función del tipo de suelo, y el coeficiente sísmico espectral (C) que a su vez depende del período de vibración de la estructura, este producto no debe ser mayor que el valor mencionado anteriormente ($CS \leq 0.635$), finalmente para determinar el espectro de diseño es necesario determinar el coeficiente de corte basal (C_b) y proceder a realizar el producto de dicho coeficiente con el valor de la gravedad. No se considera ningún espectro vertical en las RPAS.

Ya para el 2008 cambia la forma del espectro de diseño elástico, éste pasa a tener tres ramas, una rama ascendente, una horizontal y una rama descendente, estas tres ramas son típicas en los espectros de las diferentes normativas a nivel mundial. En el Reglamento del año 2008 se define mejor la influencia del suelo sobre la respuesta sísmica en comparación con el de 1979,

de manera que se incluyen unos coeficientes de influencia (F_a y F_v) tanto para aceleraciones espectrales de referencia para períodos cortos (S_s), como para períodos largos (S_1). Para poder determinar estos coeficientes si incluyen mapas de isoaceleraciones para diferentes períodos de retorno y probabilidades de excedencia.

En cuanto al Reglamento sísmico de 2011, este evoluciona de manera significativa con respecto a los dos anteriores, se aprecian determinados cambios tanto en los mapas de isoaceleraciones espectrales como en los coeficientes de influencia. El espectro también posee tres ramas y las ecuaciones que definen el espectro son las mismas que en el Reglamento de 2008. En este Reglamento se incluye además un espectro sísmico lineal elástico para el diseño de aquellas estructuras situadas en campo cercano, es decir aquellas estructuras emplazadas en sitios a menos de 500 metros de distancia de alguna falla existente y conocida. A diferencia de los Reglamentos anteriores, en este caso si se consideran los posibles efectos verticales del movimiento del suelo mediante un espectro elástico vertical.

La aceleración espectral de referencia para el cálculo del espectro general en el último Reglamento se ve incrementada de manera significativa, de igual forma los mapas de isoaceleraciones sufren un incremento importante, lo que implica un aumento de las aceleraciones de diseño, tal y como se mostró en los espectros de las figuras 3.24 y 3.25.

Una observación muy puntual y que vale la pena realizar es con relación al factor R_d , en las Recomendaciones y Reglamentaciones de 1979 y 2008 respectivamente, este adoptaba mayores valores que en el último Reglamento de 2011, esto se debe a que la filosofía de las RPAS en particular, consiste en minimizar las fuerzas sísmicas por medio de un sistema estructural dúctil que contenga elementos cuya resistencia se desarrolle a través de articulaciones plásticas. Esto implica a su vez que las fueras sísmicas fueran reducidas considerablemente en comparación con el actual Reglamento sísmico de 2011.

Capítulo 4

4. DEFINICIÓN Y DIMENSIONADO DE PROTOTIPOS DE ESTRUCTURAS REPRESENTATIVAS

4.1.- Introducción

En el presente capítulo se definen y se dimensionan unos prototipos de estructuras porticadas de hormigón armado, representativas de edificaciones existentes en la República Dominicana (RD), que se han empleado para llevar a cabo la investigación de esta Tesis. Ante la imposibilidad de conseguir los planos de un edificio existente en la RD para llevar a cabo el desarrollo de este proyecto de Tesis, se optó por definir los prototipos de estructuras representativas de aquellos edificios existentes construidos entre los años 1979 y 2008. Esta definición de prototipos de estructuras se realizó basándose en las tipologías constructivas y prototipos de estructuras de edificación de hormigón armado con piso blando en la primera planta, típico en edificaciones residenciales de la República Dominicana.

Estos ejemplos representan estructuras tipo, correspondientes a edificios proyectados para soportar básicamente cargas gravitatorias. Se ha elegido un sistema estructural porticado en donde las vigas son de canto y losas macizas bidireccionales (losas apoyadas en vigas en todo su perímetro y que trabajan en dos direcciones). Se emplean como elementos de cierre y divisorios de los pórticos en las plantas superiores, muros de mampostería que por lo general se construyen con una cuantía mínima de refuerzo vertical, que es lo típico en RD. Los muros de mampostería o albañilería contribuyen en la rigidez y resistencia lateral de las plantas superiores de la estructura dando lugar al denominado “piso blando”. Para esto es necesario que los muros de mampostería estén adosados al pórtico (sistema sismorresistente) y que coincidan con las líneas sismorresistentes, es otras palabras, que actúen en el plano del pórtico.

4.2.- Definición de los Prototipos de Estructuras Representativas

La configuración de las estructuras elegidas corresponde a edificios residenciales multifamiliares formados por pórticos paralelos en ambas direcciones horizontales (estructura a base de pórticos espaciales). Los prototipos se han organizado en tres grupos: I, II y III. Los prototipos de los grupos I y II tienen 4 vanos iguales en la dirección X con una luz de 5 metros, y en la dirección Y, tres vanos, dos de 6.5 metros y el vano central de 6 metros. Los prototipos del grupo III tienen tres vanos en ambas direcciones, la luz en la dirección X para los vanos uno y tres es de 6.75 metros de longitud y el vano central es de 6 metros, en la dirección Y todos los vanos tienen una luz de 5 metros. Estas y otras informaciones se indican en la tabla 4.1 y en las figuras 4.1-4.3.

Como alturas entreplantas se han adoptado los valores usuales de 4.5m para la planta baja y 3m para las superiores. Los cimientos de los edificios consisten en zapatas aisladas de forma cuadrada para columnas. Se dotan los tres prototipos de una escalera en hormigón armado como elemento de circulación vertical. Las estructuras se han supuesto ubicadas en una zona de sismicidad alta según la clasificación que establece el antiguo y actual Reglamento sísmico de la República Dominicana.

Cada grupo de prototipos tiene un número distinto de plantas que es la variable principal considerada. Se han proyectado pórticos de 3, 6 y 9 plantas, representativos de períodos de vibración cortos, medios y largos respectivamente. Esta clasificación en tres categorías de pórticos según el número de plantas es consistente con la definida en el ATC (ATC-13, 1985), y similar a la utilizada en la literatura existente.

Una característica muy importante sobre los prototipos a estudiar, es que son regulares tanto en planta como en elevación. Se han evitado problemas de discontinuidad en las losas, y se les ha dotado de suficiente redundancia estructural. En cuanto a este último aspecto, el Reglamento del 2011 establece que cada edificación deberá tener como mínimo tres líneas resistentes en las dos direcciones ortogonales o casi ortogonales. En la tabla 4.1 se define cada uno de los prototipos de estructuras empleadas en esta investigación. A partir de ahora los prototipos I, II y III se denominarán N3, N6 y N9 como se indica en la tabla 4.1.

Tabla 4.1: Definición de prototipos (dimensiones en metros para longitudes)

Prototipo	Denominación	h_1	h_{ps}	N_{VX}	L_{Xi}	N_{VY}	L_{Yi}	H	A_T
I	N3	4.5	3	4	5	3	$L_{Y1}=6.5$	10.5	380
							$L_{Y2}=6.0$		
							$L_{Y3}=6.5$		
II	N6	4.5	3	4	5	3	$L_{Y1}=6.5$	19.5	380
							$L_{Y2}=6.0$		
							$L_{Y3}=6.5$		
III	N9	4.5	3	3	$L_{X1}=6.75$	3	5	28.5	292.5
					$L_{X2}=6.00$				
					$L_{X3}=6.75$				

En la tabla anterior, NP es el número plantas; h_1 altura primer piso; h_{ps} es la altura de los pisos superiores; H altura total del edificio; A_T área total en planta en m^2 ; N_{VX} es el número de vanos en la dirección X ; N_{VY} es el número de vanos en la dirección Y ; L_X y L_Y longitud de los vanos en las direcciones X e Y respectivamente.

En las figuras 4.1 se muestra la vista en planta de los prototipos N3 y N6, mientras que la figura 4.2 muestra la vista en planta del prototipo N9. En estas figuras se puede apreciar que los prototipos N3 y N6 son prácticamente iguales, con una única diferencia que es el número de plantas. El prototipo N9 es distinto al resto en cuanto al número de plantas, además, se ha definido con unos vanos en la dirección equis (X) cuyo número y longitudes lo hacen distinto al resto de prototipos.

Figura 4.1: Vista en planta de los prototipos N3 y N6

Figura 4.2: Vista en planta prototipo N9

Figura 4.3: Vista en elevación: (a) prototipo N3; (b) prototipo N6; (c) prototipo N9

4.3.- Dimensionado de los Prototipos de Hormigón Armado

Los prototipos de edificaciones empleadas en la investigación de esta Tesis son del tipo residencial multifamiliar, en las cuales el primer piso tiene una diafanidad importante debido a que se destina para el parqueo de vehículos, mientras las plantas superiores están rigidizadas por la presencia de muros de mampostería cuyo fin es servir de elementos de cierre y divisorios. Estos prototipos se han dimensionado aplicando los criterios que se explican en esta sección. Los prototipos se dimensionaron tomando en cuenta solo las cargas gravitatorias que figuran en las RPAS (1979), y que además son las mismas que figuran en los dos Reglamentos sísmicos más recientes (2008 y 2011).

El diseño estructural y armado de los elementos estructurales (vigas y pilares de los pórticos, losas macizas y zapatas) se llevó a cabo de acuerdo con el ACI 318-99. La idea de utilizar reglamentos antiguos consiste en proyectar una estructura de edificación que sea lo más representativa posible de aquellos edificios residenciales existentes, los cuales fueron diseñados y construidos conforme a estos reglamentos, menos restrictivos en comparación con los actuales códigos sísmicos. Con este dimensionado se busca reflejar al máximo las prácticas constructivas en la República Dominicana.

A continuación se muestran las acciones, parámetros y combinaciones de cargas que se emplearan en el diseño de las estructuras propuestas:

a).- Normas y Reglamentos:

- Reglamento de diseño concreto armado: ACI 318-99 (USA)
- Reglamento sísmico: Recomendaciones SEOPC (RPAS, 1999 de la RD)
- Mampostería: Recomendaciones MOPC (RD)

b).- Software:

- ETABS 9, versión 9.7.4: para el diseño de vigas, columnas y muros de concreto armado.
- SAFE 12: para el diseño de las losas y los cimientos

c).- Materiales:

- Resistencia del concreto a la compresión (f'_c): 210 kg/cm² (20.59 MPa), para el diseño todos los elementos estructurales, entiéndase: vigas, columnas, vigas, zapatas, escalera y muros.
- Peso específico del concreto (γ_c)= 2400 kg/m³
- Modulo elástico para concreto de peso normal concreto:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 218819.8 \text{ kg/cm}^2 = 21.46 \text{ GPa}$$
- Resistencia del acero en el límite elástico (f_y): Grado 40 f_y = 2800 kg/cm² (275.59 MPa)
- Módulo de elasticidad del acero (E_{ac}): 2100000 kg/cm²=205.94 GPa
- Resistencia mampostería: $f'_m = 24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2.35 \text{ MPa}$
- Modulo elástico mampostería: $E_{me} = 900f'_m = 2.16 \text{ GPa}$
- Mampostería: f'_b =50 kg/cm² (4.90 MPa), con 1 cm de espesor en el mortero de colocación, el cual tiene una resistencia de 120 kg/cm² (11.77 MPa), para una relación cemento- arena de 1:3
- Coeficiente de Poisson ν =0.2
- Esfuerzo admisible del terreno: 2 kg/cm² (0.2 MPa)

d).- Recubrimientos del acero de refuerzo:

En la tabla 4.2 se indican los recubrimientos típicos utilizados en RD para cada uno de los elementos estructurales. En los elementos losas y muros de hormigón armado, el recubrimiento depende del diámetro de las barras de refuerzo que se utilicen.

Tabla 4.2: Recubrimiento normativo de los elementos estructurales

Elemento	Recubrimiento (cm)
Losas:	
- Con redondas de 36 mm o menores	2
- Con redondas de 44 y 56 mm	4
Vigas:	
- Superior e inferior	4
- Lateral	2.5
Columnas	4
Muros:	
- Con redondas de 36 mm o menores	2
- Con redondas de 44 y 56 mm	4
Zapatas (aisladas)	7

4.3.1.- Dimensiones mínimas de los elementos estructurales

El ACI 318-99 especifica que el peralte mínimo en vigas doblemente empotradas debe ser igual a $L/21$, sin embargo para f_y distinto de 4200 kg/cm^2 , por ejemplo para un f_y de 2800 kg/cm^2 , esta fórmula se debe afectar por un coeficiente de 0.8, que se obtiene con la siguiente expresión, $(0.4 + f_y / 7000)$. Por lo tanto, haciendo $L = L_{X1,N9}$ ($L_{X1,N9}$ es el vano más desfavorable desde el punto de vista de la longitud de todos los prototipos desarrollados) el peralte (espesor) mínimo viene dado por la ecuación (4.1):

$$h_{y,min} = \frac{L_{X1,N9}}{21} \left(0.4 + \frac{f_y}{7000} \right) \quad 4.1$$

siendo $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y $L_{X1,N9} = 6.75 \text{ m}$ resulta que $h_{y,min} = 26 \text{ cm}$ y $b_{x,min} = L/50 = 14 \text{ cm}$.

Para el dimensionado de columnas el ACI también especifica las dimensiones mínimas que deben tener dichos elementos resistentes. Como se dijo en el capítulo 3, establece que para secciones rectangulares el lado menor es de 20 cm y que el área mínima es de 400 cm^2 .

Según el ACI 318-99 el espesor mínimo, máximo y de diseño de losas macizas que trabajan en dos direcciones con vigas de borde es el siguiente:

$$h_{min} = \frac{LL \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9(\beta)} \quad 4.2$$

$$h_{min} = 0.1363$$

$$h_{max} = \frac{LL \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36} \quad 4.3$$

$$h_{max} = 0.1806$$

$$h_{dis} = \frac{LL \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta \left[(\alpha_m - 0.12) \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad 4.4$$

$$h_{dis} = 0.1584 = 16 \text{ cm}$$

Con lo que se cumple la siguiente condición: $h_{min} \leq h_{dis} \leq h_{max}$

En las ecuaciones anteriores, LL es la luz larga de la losa y β es la relación entre la luz larga y la luz corta LC .

Como criterio práctico y basado en la experiencia, se estima para predimensionamiento del espesor de las losas macizas que éste sea igual a la luz libre dividida por 40. Otra fórmula sencilla comúnmente utilizada para losas que trabajan en dos direcciones como es el caso de las losas de los prototipos en cuestión, el espesor mínimo debe ser igual al perímetro (P , en metros) de la losa, dividido entre 180 (ecuación 4.5).

$$h_{min} = \frac{P}{180} \quad 4.5$$

El perímetro se calcula en la losa de mayores dimensiones en planta y con peor condición de apoyo, buscando así obtener un espesor para todas las demás a partir de la más desfavorable. Según esta ecuación el espesor mínimo de diseño es de 12 cm. El espesor de 16 centímetros se utilizara para el diseño de los tres prototipos.

Por otra parte, de acuerdo con el Reglamento de Edificaciones de la RD, para el predimensionamiento de escaleras se debe asegurar que la suma de la huella y dos veces la contra-huella no sea mayor a 64 cm, por lo tanto, tomando en cuenta estas especificaciones se obtendrían las siguientes dimensiones preliminares para la escalera:

- Altura de piso: 3m.
- Numero de contra-huellas: 9
- Altura de contra-huellas (h_c): $1.5/9 = 16.67 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$
- Ancho de huellas (a_h): $30 \text{ cm} < 31$
- Por lo tanto: $a_h + 2h_c = 30 + 2 \times 16.67 = 63.34 < 64 \text{ cm}$

Estos cálculos demuestran que con las alturas de los entrepisos de los prototipos y con el número típico de contrahuellas predefinido se cumpliría correctamente con las dimensiones de los elementos de la escalera. Para el espesor mínimo de la rampa, se puede seguir como recomendación práctica tomar un 1/25 de la altura de entrepiso, esto es: espesor rampa = $300 \text{ cm} / 25 = 12 \text{ cm}$. Otra de las especificaciones del Reglamento es que el ancho útil de la rampa de la escalera debe ser de 1.20 metros.

4.3.2.- Análisis de cargas para el dimensionado bajo cargas gravitatorias

En el capítulo 3 se presentó un ejemplo típico de análisis de cargas en edificaciones residenciales. Puesto que en esta tesis se pretende representar edificaciones existentes proyectadas conforme a reglamentos antiguos, se emplea un análisis de cargas gravitatorias similar al que propone las RPAS.

Para el caso de las cargas vivas, estas recomendaciones establecen que las edificaciones de uso residencial deben ser diseñadas para una sobrecarga que puede variar en función de la zona del edificio, de la siguiente manera: 400 kg/m^2 para balcones y escaleras, 200 kg/m^2 para entrepisos y 100 kg/m^2 para techo, equivalente a 0.4, 0.2 y 0.1 t/m² respectivamente.

Por su parte, el análisis de carga muerta se realizó tomando en cuenta los pesos de los materiales de construcción propuestos por las RPAS. El análisis de cargas se llevó a cabo por separado, en primer lugar se analizó la carga muerta en las losas tanto de techo como de los entrepisos, seguido se cuantifico el aporte de carga muerta por parte de los muros de cerramiento, y finalmente la carga que aporta la escalera. En lo adelante se muestra con detalles el cálculo realizado.

a).- Análisis de cargas muertas en losas de techo y entrepisos

a.1).- Losas de techo ($D_{L,T}$)

- Peso propio de la losa $0.16 \times 2.4 = 0.384 \text{ t/m}^2$
- Fino e impermeabilizante $0.06 \times 2.0 = 0.12 \text{ t/m}^2$
- Pañete (enlucido) $0.01 \times 2.0 = 0.02 \text{ t/m}^2$

$$D_{L,T} = 0.524 \text{ t/m}^2 = 5.14 \text{ kPa}$$

a.2).- Losas de entrepisos ($D_{L,E}$)

- Peso propio de la losa $0.16 \times 2.4 = 0.384 \text{ t/m}^2$
- Mosaicos $0.03 \times 2.3 = 0.069 \text{ t/m}^2$
- Mortero $= 0.05 \times 1.8 = 0.09 \text{ t/m}^2$
- Pañete (enlucido) $0.02 \times 2.0 = 0.04 \text{ t/m}^2$
- Panderetas $= 0.100 \text{ t/m}^2$

$$D_{L,E} = 0.683 \text{ t/m}^2 = 6.70 \text{ kPa}$$

b).- Carga muerta procedente de los muros de cerramientos

b.1).- En los entrepisos ($D_{L,ME}$)

Además de las cargas muertas anteriores, para el diseño de las vigas es necesario incluir como carga muerta aquella proveniente de los muros de relleno de los pórticos y de las particiones (tabiques de albañilería, panderetas o muros divisorios). Un análisis típico es el siguiente:

- Espesor de los muros: 0.15 m
- Peso específico bloques huecos de concreto (γ_m): 1.8 t/m^3
- Altura promedio de los muros: 2.5 m
- Área transversal muros $= 0.15 \times 2.5 = 0.375 \text{ m}^2$
- Carga distribuida (W_m) $= 0.375 \times 1.8 = 0.675 \text{ t/m}$

$$D_{L,ME} = 0.675 \text{ t/m}$$

b.2).- En techo ($D_{L,MT}$)

Además de la carga muerta de los muros de mampostería considerada para los pisos inferiores, se consideró una carga en el techo correspondiente a un muro de mampostería perimetral de protección con una altura de 1.2 metros (tabiquería fija).

- Espesor de los muros: 0.15 m

- Peso específico bloques huecos de concreto (γ_m): 1.8 t/m³
- Altura promedio de los muros: 1.2 m

$$D_{L,MT} = 0.324 \text{ t/m}$$

c).- Carga muerta en escalera ($D_{L,ESC}$)

La carga muerta de la escalera proviene del peso de los peldaños, la baranda de protección, el pañete, mosaicos y el mortero de colocación. El peso propio no está incluido en el análisis ya que el peso propio de la escalera queda contemplado con el modelado de la misma en el ETABS.

$$D_{L,ESC} = 0.399 \text{ t/m}^2 = 3.91 \text{ kPa}$$

d).- Cargas de Diseño: Factores y Combinaciones de Cargas

La carga de diseño se determinó para una combinación de carga básica (viva y muerta), y empleando los factores de mayoración para ambas cargas, que según el ACI 318-99 son: factor de carga muerta, $F_{DL} = 1.4$, y factor de carga viva, $F_{LL} = 1.7$.

d.1).- Carga de diseño de techo (W_{DT}):

- $W_{DT} = 1.4D_L + 1.7L_L = 1.4(0.524) + 1.7(0.10) = 0.8364$

$$W_{DT} = 0.9036 \text{ t/m}^2 = 8.86 \text{ kPa}$$

d.2).- Carga de diseño de entresijos (W_{DE}):

- $W_{DE} = 1.4(0.683) + 1.7(0.20) = 1.229$

$$W_{DE} = 1.2962 \text{ t/m}^2 = 12.71 \text{ kPa}$$

4.3.3.- Factores de reducción de resistencia

Como ya se dijo en el capítulo 3, el diseño de estructuras de hormigón armado según los métodos de diseño del ACI, está gobernado por el uso de factores de reducción de resistencia que permiten proyectar las estructuras para que las mismas estén del lado de la seguridad. Este criterio de diseño está más que arraigado en la práctica constructiva de la República Dominicana. En la tabla 4.3 se indican dichos factores de reducción, en la cual se observa, que se estuvieron empleando los mismos factores de reducción de resistencia desde el ACI-77 hasta la versión ACI-99.

Tabla 4.3: Coeficientes de reducción. Fuentes: ACI 318-77 y ACI 318 Para ETABS V9.7.4

Coeficientes reductores de resistencia (ϕ)	Reglamentos ACI 318	
	1977	1999
Flexión	0.90	0.90
Tensión axial	0.90	0.90
Tensión axial y flexión	0.90	0.90
Compresión axial , compresión axial y flexión: columnas con refuerzo en espiral	0.75	0.75
Compresión axial , compresión axial y flexión: columnas con refuerzo en aislado (estribos)	0.70	0.70
Cortante y torsión	0.85	0.85

4.3.4.- Combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas de diseño son las diversas combinaciones de casos de cargas prescritos para los cuales la estructura debe ser evaluada. Para el código ACI 318-99, si una estructura está sometida solo a carga muerta (D_L por sus siglas en ingles correspondientes a *Dead Load*) y carga viva (L_L cuyo significado en inglés es *Live Load*), la comprobación de los esfuerzos puede necesitar sólo una combinación de carga, es decir, $1.4D_L + 1.7L_L$. Sin embargo, como ya se vio en el capítulo 3, además de las cargas vivas y muertas existen otras cargas, las cuales no serán tomadas en cuenta por tratarse solo de un diseño bajo cargas gravitatorias.

4.3.5.- Modelado, propiedades y casos de cargas en ETABS

4.3.5.1.- Modelado

El modelo estructural de cada uno de los prototipos se llevó a cabo mediante el programa ETABS v9.7.4 de la Empresa CSI California, EEUU. El Etabs (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*), es un programa para el análisis y cálculo estructural por elementos finitos que permite el diseño de elementos de concreto armado y diseño de elementos de acero. Este programa utiliza los objetos para representar los elementos estructurales a los cuales podemos hacerle asignaciones tanto de propiedades como de cargas para luego realizar el análisis estructural de los mismos. El modelo estructural en ETABS de los tres prototipos definidos en el apartado 4.2, se muestra en la figura 4.4.

Figura 4.4: Prototipos modelados en ETABS: (a) N3; (b) N6; (c) N9

Los elementos de concreto armado que podemos diseñar pueden ser columnas, vigas y muros estructurales de hormigón armado como de mampostería reforzada. No tiene un módulo de diseño para las losas de entrepisos, tampoco para el diseño de cimentaciones, con lo cual el diseño de estos elementos debe realizarse utilizando el programa SAFE que también pertenece a la misma empresa. Sin embargo la nueva versión del ETABS 2013 permite el diseño de las cimentaciones.

4.3.5.2.- Definición de la geometría y asignación de propiedades

Para el diseño bajo cargas gravitatorias las losas se definieron como elementos tipo *membrana* (*membrane*), ya que este tipo de losas no aporta su rigidez a las vigas y por lo tanto no asume parte de la deflexión de las mismas, en este caso solo funciona como un elemento transmisor de cargas y lo hace de la manera habitual tal y como se ha estado utilizando durante años en la RD, y es por medio de la aportación tributaria de carga o área tributaria, en donde la luz corta de la losa aporta una área triangular y la luz larga lo hace en forma trapezoidal (esto en el caso de losas en dos direcciones), y en forma rectangular (para el caso de losas en una dirección), como se representa en la figura 4.5.

Figura 4.5: Áreas Tributarias de losas en una y dos direcciones

4.3.5.3.- Definición de los casos de cargas estáticas gravitatorias

En la tabla 4.4 a continuación se muestran los diferentes casos de cargas gravitatorias definidas en ETABS para llevar a cabo el análisis y el dimensionado de los prototipos. Como se indica en la tabla, cada carga introducida se debe definir como muerta (DEAD), supermuerta (SUPERDEAD) o viva (LIVE), de manera que el programa pueda diferenciarlas y aplicarlas correctamente en el análisis estructural.

Tabla 4.4: Casos de cargas estáticas y su definición en ETABS

Caso de carga	Definición	Tipo
DEAD	Carga por peso propio de los elementos	DEAD
$D_{L,E}$	Carga muerta de entrepisos	SUPERDEAD
$D_{L,T}$	Carga muerta de techo	SUPERDEAD
$D_{L,ME}$	Carga muerta de muros entrepisos	SUPERDEAD
$D_{L,MT}$	Carga muerta de muros (alfeizar) en techo	SUPERDEAD
$L_{L,E}$	Carga viva en entrepisos	LIVE
$L_{L,T}$	Carga viva en techo	LIVE
$L_{L,ESC}$	Carga viva en escalera	LIVE
$D_{L,ESC}$	Carga muerta en escalera	SUPERDEAD

4.3.5.4.- Análisis y diseño estructural de los pórticos

Para los objetivos de esta Tesis, solo se analizó y se dimensiono la superestructura de cada uno de los prototipos, es decir, no se analizaron ni se dimensionaron los cimientos (*en este caso la subestructura*). Dada las características de la versión del software utilizado, fue necesario dimensionar los pórticos en ETABS y utilizar un segundo programa de la misma empresa para el dimensionado de las losas de techo y de los entrepisos.

Como se especificó en apartados anteriores, el diseño estructural de los prototipos se llevó a cabo de acuerdo al ACI 318-99, y para el diseño se optó por definir las combinaciones de cargas que establece dicho reglamento de concreto. Por tratarse de un diseño para cargas gravitatorias, solo fue necesario definir dos combinaciones de cargas para el análisis y diseño de los prototipos, estas combinaciones se indican a continuación:

- $U_1 = 1.4 (DEAD + D_{L,T} + D_{L,E} + D_{L,ME} + D_{L,MT} + D_{L,ESC})$
- $U_2 = 1.4 (DEAD + D_{L,T} + D_{L,E} + D_{L,ME} + D_{L,MT} + D_{L,ESC}) + 1.7 (L_{L,E} + L_{L,T} + L_{L,ESC})$

El chequeo para el diseño bajo cargas gravitatorias básicamente consistió en controlar las cuantías de armado de los elementos estructurales (columnas: $\rho_{min}=0.01$ y $\rho_{max}=0.08$ y en vigas: $\rho_{min} = 14/f_y$ y $\rho_{max}=0.75\rho_b$).

4.3.6.- Diseño estructural de las losas

Con relación al diseño de las losas de techo y entrepisos, cabe resaltar que estas no se diseñaron acorde con el ACI 318-99, ya que la versión del programa SAFE utilizada no contiene dicho ACI, únicamente tiene integrada la edición del ACI 318-2008. Se hizo el intento por realizar el diseño de cada prototipo completo utilizando únicamente el ACI 318-99, de hecho se estuvo evaluando la versión SAFE 8.1.0, sin embargo esta solo contenía las ediciones del ACI del año 1995 y 2002 respectivamente, por lo tanto, con esa versión tampoco se lograría el objetivo buscado, por lo que fue descartada. Otra cuestión importante que influyó en que se utilizara la versión 12 del SAFE, es que con esta se puede exportar desde el ETABS las cargas espectrales para el análisis y diseño en SAFE. Se entiende que el uso de dos versiones distintas con cambios importantes principalmente en los factores de mayoración de cargas, se aleja un poco de lo que es concebir unos prototipos de estructuras representativas diseñadas conforme a reglamentos antiguos, pero a la vez se considera que se mantiene la idea original del diseño de los prototipos, ya que el sistema de resistencia lateral a base de pórticos espaciales de HA sí que se diseñó conforme al ACI 318-99.

Los materiales utilizados en el diseño de las losas son los mismos empleados en el dimensionado de los pórticos, con el agregado de que se emplea un acero con las siguientes propiedades:

- **Resistencia del acero en el límite elástico:** Grado 40 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 = 275.59 \text{ MPa}$
- **Resistencia del acero en el límite ultimo:** Grado 40 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.89 \text{ Mpa}$

4.5.- Resultado del Dimensionado de los Prototipos de Estructuras

En la tabla 4.5 se especifican las secciones finales de todos los elementos (vigas y columnas) de los pórticos de cada uno de los prototipos de estructuras representativas (N3, N6 y N9) dimensionados. Los pórticos se agrupan de acuerdo a la sección transversal de sus elementos y a su ubicación en la planta del edificio, ya sea esta interior o exterior. En la figura 4.1 (correspondiente a la vista en planta prototipos N3 y N6) y figura 4.4 (correspondiente a una de las plantas del prototipo N9), fueron identificadas las columnas que se indican en la tabla 4.5. A diferencia de las columnas, las vigas no se identifican pero estas fueron numeradas de izquierda a derecha, empezando en todos los casos (*prototipos*) por la última planta del pórtico P_{1X} hasta la primera y así sucesivamente hasta llegar al pórtico P_{4X} . Además es importante señalar que en una misma planta todas las vigas tienen la misma sección transversal. En el anexo A.1 se muestra la numeración de las vigas y columnas para el caso del prototipo de 3 plantas (N3) en la dirección de análisis X.

Por otra parte, las áreas de acero (en cm^2) obtenidas del dimensionado con ETABS se muestran más abajo para cada uno de los pórticos (figura 4.6-4.17), se incluye además en la figura 4.18, un ejemplo de diseño de losas de techo del prototipo N3, en dicha figura se puede apreciar un diagrama que contiene el área por unidad de longitud para cada losa en una determinada franja (una franja hace referencia a una determinada dirección ya sea X o Y). A partir de estas áreas de acero se han realizado los detalles de armado correspondientes. En el anexo A.2 se muestra el detalle de armado de cada pórtico en la dirección de análisis. Es importante aclarar las posibles diferencias que puedan existir entre las áreas de acero que se muestran en las figuras más abajo y el armado realizado (anexo A.2), estas diferencias se deben a que en algunos casos es necesario incrementar el área de acero hasta lograr traducirlo en un número de barras de refuerzo de un diámetro determinado, siendo esto una práctica muy habitual en la RD.

Los prototipos dimensionados en este capítulo, permitirán más adelante poder desarrollar los modelos numéricos correspondientes, para su evaluación y posterior reacondicionamiento sísmico empleando disipadores histeréticos de energía.

Tabla 4.5: Secciones de los elementos de los pórticos en la dirección de análisis (dimensiones en centímetros)

Prototipo	Pórticos	Elemento	Piso								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
N3	Exteriores: P _{1X} y P _{4X}	Vigas	30×60	30×60	25×50						
		Columnas	C1 30×30	30×30	25×25						
	Interiores: P _{2X} y P _{3X}		C2 30×30	30×30	25×25	-	-	-	-	-	-
		Vigas	30×60	30×60	25×50						
		Columnas	C3 30×30	30×30	25×25						
			C4 35×35	30×30	25×25						
N6	Exteriores: P _{1X} y P _{4X}	Vigas	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	25×50			
		Columnas	C1 30×30	30×30	30×30	30×30	30×30	25×25			
	Interiores: P _{2X} y P _{3X}		C2 35×35	35×35	35×35	30×30	30×30	25×25	-	-	-
		Vigas	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	25×50			
		Columnas	C3 40×40	35×35	30×30	30×30	30×30	25×25			
			C4 50×50	45×45	40×40	35×35	35×35	30×30			
N9	Exteriores: P _{1X} y P _{4X}	Vigas	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	25×50
		Columnas	C1 40×40	40×40	40×40	35×35	35×35	35×35	35×35	35×35	35×35
	Interiores: P _{2X} y P _{3X}		C2 45×45	45×45	40×40	40×40	35×35	35×35	35×35	35×35	35×35
		Vigas	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	30×60	25×50
		Columnas	C3 45×45	45×45	45×45	40×40	40×40	35×35	35×35	35×35	35×35
			C4 60×60	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	35×35	35×35

Figura 4.6: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N3

Figura 4.7: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N3

Figura 4.8: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N3

Figura 4.9: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N3

Figura 4.10: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N6

Figura 4.11: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N6

Figura 4.12: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N6

Figura 4.13: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N6

Figura 4.14: Áreas de acero en pórtico P1X, prototipo N9

Figura 4.15: Áreas de acero en pórtico P2X, prototipo N9

Figura 4.16: Áreas de acero en pórtico P3X, prototipo N9

Figura 4.17: Áreas de acero en pórtico P4X, prototipo N9

Figura 4.18: Áreas de acero por unidad de longitud en losas de entrepiso en prototipo N3

Capítulo 5

5. PROPUESTA DE SOLUCIÓN DE REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO COMBINANDO MATERIALES COMPUESTOS Y DISIPADORES HISTERÉTICOS DE ENERGÍA EN EL PRIMER PISO BLANDO

5.1.- Introducción

Existe en la literatura una serie de propuestas para el reacondicionamiento sísmico de estructuras, así como también normativas que regulan todas las fases del proyecto de intervención sísmica entre las que se encuentran la (FEMA 547, 2006) y la (EN 1998-3 2005 Eurocode 8, 2005). Para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes se suelen emplear métodos de refuerzo convencionales puesto que tienden a ser más factibles desde el punto de vista económico, pero por el contrario conllevan a un gran volumen de trabajo puesto que tienden a modificar las propiedades dinámicas de las estructuras (aumentan el peso y por consiguiente la masa, que a su vez obligan a modificar los cimientos existentes, y a construir nuevos cimientos en caso de muros de cortante, etc.), y además tienden a ser muy invasivos ya que obligan en la mayoría de los casos a detener las actividades normales del edificio. Una alternativa a los problemas que plantea un refuerzo convencional se puede encontrar en las soluciones más novedosas basadas en el empleo de materiales compuestos, pero que suelen ser muy costosos para su uso en edificaciones existentes de una importancia mínima como son los edificios residenciales, razón por la cual estos sistemas, a pesar de su efectividad no suelen ser muy utilizados. Existe otra solución novedosa consistente en incorporar disipadores histeréticos de energía, que como ya se vio en el capítulo 1 forman parte de los sistemas pasivos de protección sísmica. Esta última solución es relativamente económica y poco invasiva ya que permite reducir la diafanidad de la primera planta sin que eso implique que el primer piso deje de ser utilizado como aparcamiento de vehículos. Tiene la ventaja adicional de que los disipadores pueden ser sustituidos fácilmente en caso de sufrir daños importantes frente a terremotos severos.

En el presente capítulo se presenta la solución propuesta y desarrollada en esta Tesis para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes porticadas de HA con el primer piso blando, que consiste en combinar disipadores histeréticos de energía y materiales compuestos FRP/SRP. Se expone la filosofía de la estrategia de reacondicionamiento sísmico propuesta, y se dan detalles técnicos en forma breve de una posible solución para la conexión de los disipadores al pórtico existente.

5.2.- Solución Propuesta Para el Reacondicionamiento Sísmico de Estructuras con Piso Blando Mediante Disipadores de Energía y Materiales Compuestos

En esta Tesis se investiga una solución alternativa e innovativa al problema del reacondicionamiento sísmico de edificios con "piso blando" en la planta baja (la planta más baja sobre rasante), que conceptualmente consiste en aprovechar de forma "positiva" la propensión a concentrar el daño (es decir, las deformaciones plásticas) en el piso blando que presentan este tipo de estructuras, convirtiendo la planta baja del edificio en un sistema mixto "rígido-flexible" capaz de disipar de forma eficiente la mayor parte de la energía que introduce el terremoto en el edificio. Se trata en definitiva de materializar en la planta baja la estrategia de las estructuras con aislamiento de base (Mezzi & Pardini, 2005). El papel de los aisladores de goma en las estructuras con aislamiento de base lo realizarían los propios soportes de la planta baja (adecuadamente reforzados si es necesario, es lo que se denomina de ahora en adelante la parte flexible), y éstos se conectarían con disipadores de energía (en lo que sigue se denominan

parta rígida) de forma que soportes y disipadores trabajen en paralelo frente a cargas horizontales.

Una de las ventajas que tiene este planteamiento frente a lo que sería una solución convencional es que toda la energía sísmica se concentra (de forma positiva) en la planta baja liberando de la responsabilidad de disipar energía (mediante deformaciones plásticas) a las plantas superiores a la primera (las plantas superiores deben ser reforzadas si hace falta para que no plastifiquen), y protegiéndolas de daños. Este planteamiento evita también el problema de tener que predecir la distribución de energía de deformación plástica entre las plantas del edificio, o el tener que reforzar la estructura principal de todas las plantas del edificio para conseguir un esquema del tipo viga débil-columna fuerte.

Las columnas del primer nivel del edificio pueden soportar un cortante basal máximo ${}_fQ_{1,max}$, el cual se puede estimar aplicando la ecuación (5.1), que depende de la resistencia a flexión de los extremos de los pilares M_y (antes de ser reforzados) y de la altura h_1 de la planta baja,

$${}_fQ_{1,max} = \frac{\sum M_y}{\frac{h_1}{2}} \quad 5.1$$

El problema de las estructuras existentes con piso blando sometidas a terremotos severos radica en que el cortante basal impuesto por el terremoto supera ${}_fQ_{1,max}$ y con ello, los pilares de la planta baja se ven sometidos a desplazamientos horizontales impuestos en el dominio no lineal, los cuales implican una demanda de ductilidad a flexión en los extremos de las columnas mayor que su capacidad. La rotación $\theta_{max}^{(0)}$, de las rótulas plásticas en el extremo de las columnas sin tener en cuenta la componente elástica de la deformación, resulta ser:

$$\theta_{max}^{(0)} = \frac{{}_f\delta_{max,1}}{h_1} \quad 5.2$$

donde ${}_f\delta_{max,1}$, es el desplazamiento lateral entreplantas de la planta baja.

Despreciando las deformaciones (elásticas) entreplantas de las plantas superiores a la baja, frente a cargas laterales el edificio en su conjunto puede ser representado por su curva de capacidad en términos del cortante en la base frente a su desplazamiento lateral entreplantas de la planta baja, como se muestra en la figura 5.1.

Figura 5.1: Comportamiento del edificio antes del reacondicionamiento: (a) deformación lateral del edificio; (b) curva de capacidad lateral inicial. Fuente: elaboración propia en base a Mezzi y Parducci (2005)

La solución de reacondicionamiento sísmico que se aborda en esta tesis consiste básicamente en incrementar la resistencia lateral de las columnas de la planta baja e insertar disipadores de energía en la misma de forma que: (i) los disipadores disipen la mayor parte de la energía introducida por el terremoto que no se disipa mediante el mecanismo intrínseco de amortiguamiento y de esa forma reduzcan la demanda de desplazamiento lateral de la planta baja; (ii) que las columnas de la planta baja puedan mantenerse en régimen elástico para los desplazamientos laterales máximos que impone el terremoto, manteniendo su capacidad de carga vertical (incluidos efectos P-Delta). La combinación de pilares reforzados y disipadores en la planta baja, aumentará el cortante basal total en dicha planta hasta un valor $Q_{max,1}$, que se puede escribir como sigue:

$$Q_{max,1} = \frac{\sum M'_y}{\frac{h_1}{2}} + {}_sQ_y \quad 5.3$$

Donde ${}_sQ_y$ es la resistencia de fluencia de los disipadores y M'_y representa la resistencia a flexión de los extremos de los pilares (suponiendo que vale lo mismo en todos ellos) después de ser reforzados (si es necesario hacerlo). Además, el aumento de la capacidad a flexión se corresponde con una capacidad de rotación $\theta_{max}^{(1)} \gg \theta_{max}^{(0)}$, permitiendo un valor mayor del máximo desplazamiento lateral dado por la ecuación (5.4):

$$\delta_{max,1} = \theta_{max}^{(1)} * h_1 \quad 5.4$$

Comparando la nueva curva de capacidad de la figura 5.2 con la de la figura 5.1, hay un incremento evidente de resistencia y de ductilidad. Además, tras la inclusión de los disipadores se dota al sistema de una importante capacidad de disipación de energía, la cual es proporcional al producto de la resistencia y el incremento de ductilidad.

Figura 5.2: Comportamiento lateral (esperado) del edificio con el primer piso blando luego del reacondicionamiento: (a) deformación lateral del edificio; (b) curva de capacidad lateral inicial y con refuerzo respectivamente. Fuente: elaboración propia en base a Mezzi y Parducci (2005)

En la figura 5.3 se muestra el esquema de la solución propuesta, en la cual se aprecia el refuerzo local de los extremos de las columnas empleando de manera conjunta los materiales compuestos avanzados FRP/SRP vistos en el apartado 2.9 del capítulo 2, un disipador histerético de energía tipo TTD propuesto por Benavent-Climent (2010), y su conexión al pórtico de HA mediante dos placas, las cuales están adheridas a los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos) mediante pernos de acero. El tema de la conexión pórtico-disipador es uno de los aspectos claves que se abordan al final del presente capítulo.

Figura 5.3: Esquema de la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta, disipadores histeréticos de energía y materiales compuestos FRP/SRP

5.3.- Filosofía de la Estrategia Propuesta

Como ya se dijo en apartados anteriores, con la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta se busca reducir las deformaciones plásticas en la primera planta y aumentar la capacidad de disipación de energía del sistema completo sin que ello implique deformaciones inelásticas importantes en la estructura principal para el caso del terremoto de proyecto. El control de las deformaciones laterales en este tipo de estructura es un aspecto clave a tener en cuenta para controlar/limitar los efectos de segundo orden.

Se propone el refuerzo con FRP/SRP para aquellas columnas o pilares que no tengan la capacidad de deformación lateral en régimen elástico que se necesita para que los disipadores histeréticos puedan desarrollar eficientemente su papel, que es el de disipar el input de energía introducido por el terremoto mucho antes de que la estructura principal sufra algún tipo de daño. Con el refuerzo con materiales compuestos se conseguiría aumentar la ductilidad en los extremos de los pilares de hormigón armado, y también su resistencia lateral sin apenas variar su rigidez lateral. Con la inclusión de los disipadores histeréticos de energía se pretende dar mayor rigidez y resistencia lateral a la primera planta. Aunque no se propone de entrada, tampoco se descarta la posibilidad de tener que reforzar los extremos de las vigas. Estudios previos han puesto de manifiesto que el refuerzo local de los extremos de las columnas en combinación con la instalación (inclusión) de disipadores de energía, además de incrementar la rigidez y la resistencia del sistema también aumenta la capacidad de disipación de energía y la ductilidad (Mezzi & Parducci, 2005), (Sahoo & C. Rai, 2013) y (Oviedo, Midorikawa, & Asari, 2010).

5.4.- Solución Técnica Para la Conexión Pórtico-Disipador

Cuando se refuerzan pórticos de hormigón armado mediante disipadores de energía, la conexión entre el extremo del disipador y el pórtico existente plantea un aspecto clave (Fardis, 2009). Esto se debe a que los disipadores pueden desarrollar una carga axial importante, y su transmisión a un pórtico existente (posiblemente dañado por un sismo previo) es un tema no fácil de resolver.

Se han propuesto varias soluciones para la conexión pórtico-disipador. La más simple consiste en utilizar tornillos para conectar la placa final del disipador directamente al concreto, como se muestra en la figura 5.4. En dicha figura se puede apreciar que los tornillos están sujetos a una fuerza cortante V_i y a las fuerzas de tensión N_i .

Figura 5.4: Solución simple para la conexión pórtico-disipador. Fuente: Benavent et al (2015)

Una segunda propuesta más elaborada (Ichikawa, Okayasu, Nakamura, Yamada, & Wada, 2005) consiste en utilizar placas como llave de cortante para sujetar la placa final del disipador, como se muestra esquemáticamente en la figura 5.5.

Figura 5.5: Solución mejorada para la conexión del disipador al pórtico. Fuente: Benavent et al (2015)

En este caso la placa llave de cortante se adhiere a la superficie de concreto con resina epoxi y fijada con tornillos. En esta segunda solución se produce un contacto directo entre metal y metal entre la placa final del disipador y la placa que sirve de llave de cortante. Cuando el disipador está trabajando a tensión este contacto directo entre metal y metal produce una fuerza V_c perpendicular a la placa de cortante que intenta despegarla del concreto. Debido a que este contacto directo produce unas fuerzas de tensión N_i grandes en los tornillos y momentos flectores en la placa llave de cortante, es necesario emplear placas con un grosor considerable o adicionar rigidizadores. Debido a esto, esta solución puede convertirse en poco viable desde el punto de vista técnico y económico.

Por todo ello, en esta Tesis se adopta una solución alternativa (Benavent Climent, Oliver Saiz, & Donaire Avila, 2015) que mejora la propuesta ya comentada en la figura 5.5. La propuesta reduce el número y la longitud de anclaje de los tornillos y las dimensiones de las placas que sirven de llaves de cortante. La conexión pórtico-disipador propuesta por estos autores es válida para la conexión de una riostra de acero convencional como de un disipador histerético de energía a un pórtico existente. La solución técnica pórtico-disipador adoptada está sustentada experimentalmente mediante ensayos de laboratorio con mesa sísmica.

En las figuras 5.6 y 5.7 a continuación, se muestra un esquema y una conexión real de la solución propuesta respectivamente.

Figura 5.6: Conexión pórtico-disipador adoptado en esta Tesis. Fuente: Benavent et al (2015)

Figura 5.7: Conexión pórtico-disipador real en nudo viga-columna. Fuente Benavent et al (2015)

En la figura 5.8 se muestra un detalle ampliado de lo que sería la conexión del disipador al arranque de los pilares.

Figura 5.8: Detalle de la conexión del disipador en el arranque del pilar

Capítulo 6

6. SELECCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE TERREMOTOS HISTÓRICOS

6.1.- Introducción

La investigación llevada a cabo en esta Tesis para desarrollar la solución y la metodología propuesta para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes con planta baja blanda se basa en un gran número de cálculos dinámicos directos en régimen no lineal. Este capítulo se ocupa de describir los registros de aceleración históricos empleados y de exponer los criterios de selección aplicados.

Existe en la literatura gran cantidad de propuestas para la selección y clasificación de terremotos para la realización de cálculos dinámicos directos. Basta con mirar pocas de esas propuestas para llegar a la conclusión de que no existe un criterio único para elegir cuantos terremotos seleccionar y qué características deben tener esos registros. Un único registro sísmico no puede capturar el comportamiento global de un edificio, ya que los resultados dependerán de las características del mismo (Vamvatsikos & Cornell, 2002). En este sentido normativas como la (FEMA 356, 2000), (ASCE/SEI 41, 2013) y (EN 1998-1 2004 Eurocode 8, 2004) establecen que para realizar cálculos dinámicos directos, como mínimo se deben seleccionar 10, 5 y 3 registros, respectivamente. Otras normativas como la OPCM 3274 de Italia, el (UBC, 1997) de los EEUU y trabajos de investigación como los de Boomer et al. (Boomer, Acevedo, & Douglas, 2003), sugieren aplicar a la estructura un mínimo de 7 registros o terremotos siempre y cuando se quiera promediar los resultados obtenidos del cálculo dinámico directo en lugar de seleccionar la respuesta más desfavorable. En cuanto a la clasificación de registros sísmicos en cercanos o lejanos a falla es donde existe la mayor disparidad de criterios.

En vista de lo anterior, en esta tesis se lleva a cabo un proceso de selección de registros sísmicos abordado en dos etapas. Primero se eligieron registros de terremotos ocurridos en Costa Rica y procesados por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS, 2013) de la Universidad de Costa Rica. Dada la proximidad con la RD estos registros resultan muy interesantes para los fines de esta Tesis. Los registros obtenidos a partir de esta base de datos se procesaron aplicando diferentes criterios de selección y clasificación los cuales se comentan más abajo. En segundo lugar, se decidió realizar una segunda selección de terremotos históricos haciendo una búsqueda en la base de datos PEER (PEER NGA-West2, 2016). La Web del PEER permite descargar los registros con la condición de que estos sean o no impulsivos.

Las secciones que siguen se dedican a la selección y clasificación de los registros sísmicos que se utilizaron en la realización de cálculos dinámicos directos tanto en régimen lineal como no lineal. En primer lugar se hace una selección de terremotos imponiendo una aceleración mínima del suelo, posteriormente se emplean varios criterios y parámetros sismológicos para la clasificación de dichos registros en cercanos y lejanos a falla respectivamente. Al final del capítulo se realiza una última selección de terremotos en la cual se adoptan de manera indirecta los criterios de PEER para clasificar los registros como impulsivos y no impulsivos (pulse-like and no pulse-like records) respectivamente.

6.2.- Selección de Terremotos de Acuerdo a la Aceleración Máxima del Suelo

Uno de los criterios que se suele emplear para la selección de registros sísmicos es la aceleración máxima que experimenta el suelo debida al terremoto, esta se conoce comúnmente con el nombre de PGA (Peak Ground Acceleration). Para aplicar este criterio se fijó un valor mínimo de

PGA de 0.15g (147 Gal), y se realizó una selección de los registros que consistió en tomar solo aquellos que tuvieran una *PGA* mayor o igual a 0.15g. En total se evaluaron 200 terremotos de los cuales solo se seleccionaron 33, algunos de ellos con una sola componente como se indica en la tabla 6.1, esta tabla muestra también los datos relevantes de cada registro, como son: la PGA (Gal), la magnitud momento (*Mw*), la distancia epicentral (Dist. Ep., en km) y el tipo de suelo, clasificado de acuerdo al (ATC-13, 1985), las componentes N00E y N90E, el número de datos del registro (N_{puntos}) y el incremento de tiempo d_t (en segundos).

Tabla 6.1: Terremotos registrados en Costa Rica seleccionados de acuerdo a la aceleración máxima del suelo

Nº	Terremoto	Estación	COMPONENTE		d_t (s)	N_{puntos}	Suelo (ATC 1985)	<i>Mw</i>	Dist. Ep. (km)
			N00E PGA (Gal)	N90E PGA (Gal)					
1	Samara 05/09/2012	Biblioteca de Nosara	684	1580	0.005	50000	S3	7.6	23.96
2	Samara UCRP 05/09/2012	Recinto UCR, Puntarenas	212	181	0.005	50000	S4	7.6	86.25
3	Samara CRP 05/09/2012	Cruz Roja, Paquera	317	428	0.005	50000	S3	7.6	69.61
4	Samara PCP 05/09/2012	Puerto Caldera, Puntarenas	221	201	0.005	50000	S1	7.6	94.62
5	Samara UCRSC 05/09/2012	Recinto UCR, Santa Cruz	563	382	0.005	50000	S3	7.6	56.35
6	Samara INSN 05/09/2012	INS de Nicoya	241	199	0.005	50000	S3	7.6	42.64
7	Samara UCRSR 05/09/2012	Recinto UCR, San Ramón	263	225	0.005	50000	S3	7.6	123.72
8	Samara BP 05/09/2012	Biblioteca Palmares	190	177	0.005	50000	S2	7.6	128.37
9	Samara FA 05/09/2012	Fraijanes, Alajuela	276	361	0.005	50000	S2	7.6	156.05
10	Samara CRJ 05/09/2012	Cruz Roja Jaco	157	-	0.005	50000	S4	7.6	105.46
11	Samara LJA 05/09/2012	Las Juntas, Abangares	206	-	0.005	50000	S2	7.6	86.73
12	Samara BC 05/09/2012	Biblioteca Canas	146	-	0.005	50000	S4	7.6	89.05
13	Damas 20/11/2004	Estación Bomberos Quepos	226	231	0.005	26400	S1	6.2	11.94
14	Damas CH 20/11/2004	Clínica de Hatillo	180	-	0.01	7200	S3	6.2	45.77

15	Damas ECA 20/11/2004	Escuela Católica Activa	173	-	0.005	15600	S3	6.2	47.95
16	Damas PC 20/11/2004	Puerto Caldera	-	169	0.01	6600	S3	6.2	69.44
17	Damas UCRP 20/11/2004	Recinto UCR, Paraíso	-	154	0.01	4300	S3	6.2	51.55
18	Vara Blanca 08/01/2009	ICE Presa	658	608	0.005	8302	S2	6.2	13.08
19	Vara Blanca CAF 08/01/2009	Casa de Alex Fernández	169	199	0.005	21944	S3	6.2	22.77
20	Vara Blanca SICE 08/01/2009	La Sabana en el ICE	-	175	0.01	5400	S3	6.2	30.58
21	Valle de Limón 22/04/1991	Parque C.C.	256	209	0.005	16001	S3	7.7	92.08
22	Valle de Limón BCMA 22/04/1991	Bibl. Calos Monge Alfaro	146	188	0.005	12095	S3	7.7	112.53
23	Valle de Limón SIG 22/04/1991	INS, San Isidro de El General	190	-	0.005	11947	S3	7.7	77.50
24	Alajuela 22/12/1990	Cipet	262	415	0.005	9792	S3	6	19.85
25	Alajuela PCC 22/12/1990	Parque C.C.	234	292	0.005	5741	S3	6	48.51
26	Alajuela CH 22/12/1990	Clínica Hatillo	174	220	0.005	5688	S3	6	26.03
27	Alajuela UCRSR 1990/12/25	Recinto UCR, San Ramón	165	177	0.005	7175	S3	6	27.99
28	Alajuela EINS 22/12/1990	Edificio del INS	-	161	0.005	5057	S3	6	29.03
29	Alajuela G 1990/12/22	Guatuso	165	-	0.005	5751	S3	6	32.49
30	Cobano 25/03/1990	Hospital Sanabria	216	233	0.005	12025	S4	7	43.80
31	Cobano CA 25/03/1990	Cipet en Alajuela	-	169	0.005	11747	S3	7	89.62
32	Pejibaye 10/07/1993	Parque C.C.	201	-	0.005	7615	S3	6	26.59
33	Sabanillas 28/12/2005	UCR Paraíso	-	268	0.01	4300	S3	5.5	48.99

6.3.- Clasificación de los Registros de Costa Rica de Acuerdo a la Distancia Epicentral

Esta clasificación se llevó a cabo de acuerdo a los criterios de Mohraz (Tehrani & Haj , 2008), quien planteó clasificar los terremotos en tres grupos: cercano a falla (CC), mediano (intermedio, CM) a falla y lejano a falla (CL). Esta clasificación de acuerdo a la distancia propuesta por Mohraz no es del todo precisa, motivo por el cual en algunas investigaciones la distancia epicentral para terremotos de campo cercano se considera menor que 15 o incluso a 10 kilómetros. Siguiendo el criterio propuesto por Mohraz, los terremotos seleccionados para el análisis dinámico se encuentran clasificados en la tabla 6.2:

Tabla 6.2: Clasificación según la distancia epicentral

Nº Terremoto	Nombre Terremoto	Dist. Ep. (km)	CC: <20 km	CM: [20 -50] km	CL: >50 km
1	Samara -2012	23.96	-	×	-
2	Samara UCRP	86.25	-	-	×
3	Samara CRP	69.61	-	-	×
4	Samara PCP	94.62	-	-	×
5	Samara UCRSC	56.35	-	-	×
6	Samara INSN	42.64	-	×	-
7	Samara UCRSR	123.72	-	-	×
8	Samara BP	128.37	-	-	×
9	Samara FA	156.05	-	-	×
10	Samara CRJ	105.46	-	-	×
11	Samara LJA	86.73	-	-	×
12	Samara BC	89.05	-	-	×
13	Damas- 2004	11.94	×	-	-
14	Damas CH	45.77	-	×	-
15	Damas ECA	47.95	-	×	-
16	Damas PC	69.44	-	-	×
17	Damas UCRP	51.55	-	-	×
18	Vara Blanca-2009	13.08	×	-	-
19	Vara Blanca CAF	22.77	-	×	-
20	Vara Blanca SICE	30.58	-	×	-
21	Valle de Limón- 1991	92.08	-	-	×
22	Valle de Limón BCMA	112.53	-	-	×
23	Valle de Limón SIG	77.50	-	-	×
24	Alajuela-1990	19.85	×	-	-
25	Alajuela PCC	48.51	-	×	-
26	Alajuela CH	26.03	-	×	-
27	Alajuela UCRSR	27.99	-	×	-
28	Alajuela EINS	29.03	-	×	-
29	Alajuela G	32.49	-	×	-
30	Cobano-1990	43.80	-	×	-
31	Cobano CA	89.62	-	-	×
32	Pejibaye-1993	26.59	-	×	-
33	Sabanillas-2005	48.99	-	×	-

6.4.- Clasificación de los Registros de Costa Rica Según Parámetros Sismológicos

Para clasificar los registros sísmicos seleccionados, además de la distancia epicentral se empleó también el índice sismológico I_D propuesto por Cosenza y Manfredi, dicho índice se define de la siguiente manera (expresiones 6.1):

$$I_D = \frac{I_E}{PGA \cdot PGV}$$

$$I_E = \int_0^{t_0} \ddot{v}_g^2(t) dt \quad 6.1$$

$$I_D = \frac{\int_0^{t_0} \ddot{v}_g^2(t) dt}{PGA \cdot PGV}$$

donde $\ddot{v}_g(t)$ es la aceleración del suelo, PGA es la aceleración máxima del registro de aceleraciones del suelo, PGV es la velocidad máxima del registro, t es el tiempo, d_t diferencial de tiempo o incremento de tiempo del registro, t_0 es la duración total del terremoto, y I_E es la integral entre 0 y t_0 de la aceleración del suelo al cuadrado.

Por otra parte, el índice I_D está relacionado con la Intensidad de Arias (I_A), dicha relación está dada por las ecuaciones (6.2),

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} \ddot{v}_g^2(t) dt = \frac{\pi}{2g} I_E \rightarrow I_E = \frac{2g}{\pi} I_A \quad 6.2$$

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \frac{I_A}{PGA \cdot PGV}$$

dónde g es la aceleración de la gravedad. De las expresiones anteriores se desprende que el I_D es proporcional a la intensidad de Arias.

6.4.1.- Clasificación de los registros de Costa Rica según el índice I_D

Para realizar esta clasificación primero se calculó el índice sismológico I_D para cada terremoto empleando las ecuaciones (6.1). El resultado obtenido se indica en la tabla 6.4, en la cual se puede ver que existe una alta variabilidad en dicho índice. Para poder clasificar los registros sísmicos de acuerdo a este criterio fue necesario definir un valor límite para el campo cercano.

6.4.1.1.- Definición de un valor límite del índice sismológico I_D para terremotos cercanos a falla

Dada la variabilidad del índice sismológico I_D , se decidió definir un valor límite para dicho índice. Para ello se seleccionó una serie de terremotos históricos ampliamente aceptados como de campo cercano, los mismos que se indican en la tabla 6.3 (Somerville, Smith, Punyamurthula, & Sun, 1997a), y se procedió a calcular el I_D para cada registro. Finalmente, a partir de los resultados obtenidos se definió un valor límite para terremotos de campo cercano.

Tabla 6.3: Definición de I_D a partir de terremotos históricos de campo cercano registrados en diferentes países

Registro	Estación	Mag. (Mw)	Dist. Ep. (km)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	IE (cm ² /s ³)	I_D
Tabas, 1978	Tabas	7.4	1.2	958.67	105.83	683399.44	6.74
Tabas, 1978	Tabas	7.4	1.2	882.85	110.04	831848.88	8.56
Loma Prieta, 1989	Los Gatos	7.0	3.5	703.78	172.84	752317.12	6.18
Loma Prieta, 1989	Los Gatos	7.0	3.5	449.36	91.06	281161.74	6.87
Loma Prieta, 1989	Lex. Dam	7.0	6.3	672.86	178.62	390190.49	3.25
Loma Prieta, 1989	Lex. Dam	7.0	6.3	362.95	68.63	63021.04	2.53
Landers, 1992	Lucerne	7.3	1.1	699.62	136.04	431127.79	4.53
Landers, 1992	Lucerne	7.3	1.1	783.89	70.26	449269.58	8.16
Nothridge, 1994	Rinaldi Receiving	6.7	7.5	872.72	174.50	505188.61	3.32
Nothridge, 1994	Rinaldi Receiving	6.7	7.5	381.03	60.22	207065.11	9.02
Nothridge, 1994	Olive View	6.7	6.4	718.16	122.19	237354.48	2.70
Nothridge, 1994	Olive View	6.7	6.4	583.79	53.90	238290.05	7.57
Kobe, 1995	Takatori	6.9	4.3	771.10	173.79	649561.92	4.85
Kobe, 1995	Takatori	6.9	4.3	416.11	63.69	289685.13	10.93
Parkfield-1966	1013 Cholame #2	6.1	0.1	466.65	74.98	111259.07	3.18

Los valores de I_D indicados en la tabla anterior se representan en el eje de las ordenadas de la figura 6.1 versus la distancia epicentral en el eje de las abscisas.

Figura 6.1: Variabilidad del índice sismológico I_D para terremotos de campo cercano

En la figura 6.1 no se aprecia una correlación directa entre el índice I_D y la distancia epicentral. Tampoco se aprecia esta relación con la PGA , y mucho menos con la PGV . Por lo que se puede afirmar que el índice sismológico I_D no guarda una relación clara con ninguno de los demás parámetros sismológicos implicados en su cálculo, lo cual contrasta con las conclusiones a las que han llegado los autores que lo proponen como parámetro para la selección y clasificación

de registros sísmicos. A partir de los resultados obtenidos en el estudio realizado para los terremotos de la tabla 6.3 y para otros terremotos analizados, se decidió adoptar un valor de $I_D = 15.5$ como límite para terremotos de campo cercano y con él se procedió a clasificar los registros de acuerdo a este criterio. La tabla 6.4 muestra el resultado de la clasificación obtenida y los valores que han adoptado los parámetros implicados en el cálculo del índice I_D .

Tabla 6.4: Clasificación de los registros de Costa Rica según el I_D

Terremoto	Comp.	Dist. Ep. (km)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	IE (cm ² /s ³)	I_D	CC	CL
Samara	N00E	23.96	684	27.38	562529.84	30.03	-	×
"	N90E	"	1580	36.06	752747.42	13.21	×	-
Samara UCRP	N00E	86.25	212	30.06	51238.43	8.04	×	-
"	N90E	"	181	22.22	51478.83	12.80	×	-
Samara CRP	N00E	69.61	317	38.10	136149.88	11.27	×	-
"	N90E	"	428	37.66	228339.11	14.17	×	-
Samara PCP	N00E	94.62	221	25.94	33015.70	5.76	×	-
"	N90E	"	201	23.80	32440.07	6.78	×	-
Samara UCRSC	N00E	56.35	563	34.04	314300.40	16.40	-	×
"	N90E	"	382	30.11	196587.00	17.09	-	×
Samara INSN	N00E	42.64	241	19.46	85858.18	18.31	-	×
"	N90E	"	199	19.48	54339.10	14.02	×	-
Samara UCRSR	N00E	123.72	263	29.91	97298.64	12.37	×	-
"	N90E	"	225	30.85	87184.46	12.56	×	-
Samara BP	N00E	128.37	190	21.22	47521.62	11.79	×	-
"	N90E	"	177	16.19	52365.32	18.28	-	×
Samara FA	N00E	156.05	276	17.18	90653.01	19.12	-	×
"	N90E	"	361	18.03	79944.60	12.28	×	-
Samara CRJ	N00E	105.46	157	16.40	30162.51	11.71	×	-
Samara LJA	N00E	86.73	206	13.86	26430.59	9.25	×	-
Samara BC	N00E	89.05	146	14.66	61662.34	28.81	×	×
Damas	N00E	11.94	226	27.18	44898.50	7.31	×	-
"	N90E	"	231	28.07	49959.63	7.70	×	-
Damas CH	N00E	45.77	180	7.31	14447.24	10.98	×	-
Damas ECA	N00E	47.95	173	6.81	19988.98	16.98	-	×
Damas UCRP	N90E	69.44	154	10.22	14818.20	9.41	×	-
Damas PC	N90E	51.56	169	6.94	14075.61	12.00	×	-
Vara Blanca	N00E	13.08	658	22.51	155255.33	10.48	×	-
"	N90E	"	608	27.11	155919.29	9.46	×	-
Vara Blanca CAF	N00E	22.77	169	15.55	37191.07	14.15	×	-
"	N90E	"	199	12.85	39906.35	15.60	-	×
Vara Blanca SICE	N00E	30.58	175	11.30	11234.51	5.68	×	-
Valle de Limón	N00E	92.08	256	21.21	76044.40	14.01	×	-

"	N90E	"	209	18.55	47537.52	12.26	×	-
Valle de Limón BCMA	N00E	112.53	146	9.04	29333.34	22.22	-	×
"	N90E	"	188	12.77	32829.91	13.67	×	-
Valle de Limón SIG	N00E	77.50	190	12.84	38889.58	15.94	-	×
Alajuela	N00E	19.85	262	22.69	91015.67	15.31	×	-
"	N90E	"	415	42.94	108915.98	6.11	×	-
Alajuela PCC	N00E	48.51	234	12.56	16522.24	5.62	×	-
"	N90E	"	292	10.79	14185.47	4.50	×	-
Alajuela CH	N00E	26.03	174	9.75	13899.40	8.20	×	-
"	N90E	"	220	7.55	15155.98	9.13	×	-
Alajuela UCRSR	N00E	27.99	165	11.00	20541.32	11.32	×	-
"	N90E	"	177	16.01	29752.91	10.50	×	-
Alajuela EINS	N90E	29.03	161	8.70	8674.04	6.19	×	-
Alajuela G	N90E	32.49	165	10.38	10896.52	6.36	×	-
Cobano	N00E	43.8	216	17.34	18114.44	4.84	×	-
"	N90E	"	233	43.88	40456.25	3.96	×	-
Cobano CA	N90E	89.62	169	13.94	29418.02	12.49	×	-
Pejibaye	N00E	26.59	201	19.73	25072.99	6.32	×	-
Sabanillas	N90E	48.99	268	9.28	9845.81	3.96	×	-

6.5.- Selección y Clasificación Conjunta de los Registros de Costa Rica

Con el fin de obtener una única clasificación de los registros seleccionados, se tomó en cuenta la clasificación según la distancia propuesta por Mohraz y se fijó un valor límite para I_D en función de los I_D obtenidos para una serie de registros sísmicos históricos conocidos como de campo cercano estudiados en el apartado anterior, es decir, se estableció como criterio de clasificación que todos aquellos registros con una distancia epicentral menor de 20 kilómetros y un I_D menor o igual a 15.5 corresponderían a terremotos de campo cercano a falla, y los que no cumplieran con ambas condiciones a la vez, se considerarían como de campo lejano. La tabla 6.5 muestra la clasificación de los registros en dos grupos, un primer grupo con los registros de campo cercano (los primero seis), y un segundo grupo con los de campo lejano (los restantes 46 registros) que hacen un total de 52 registros sísmicos. En la tabla 6.5 se indica también la distancia epicentral de cada registro, y el valor del índice sismológico I_D , calculado de acuerdo a las expresiones 6.1 vistas anteriormente.

Tabla 6.5: Clasificación conjunta de los registros de Costa Rica seleccionados

Nº	Registro	Dist. Ep. (km)	I_D	Tipo
1	Alajuela-N00E		15.31	
2	Alajuela-N90E	19.85	6.11	
3	Damas-N00E		7.31	Campo cercano
4	Damas-N90E	11.94	7.70	
5	Vara Blanca-N00E		10.48	
6	Vara Blanca-N90E	13.08	9.46	
7	Samara- N00E		30.03	
8	Samara- N90E	23.96	13.21	
9	Samara UCRP-N00E		8.04	
10	Samara UCRP-N90E	86.25	12.80	
11	Samara CRP-N00E		11.27	
12	Samara CRP-N90E	69.61	14.17	
13	Samara PCP-N00E		5.76	
14	Samara PCP-N90E	94.62	6.78	
15	Samara UCRSC-N00E		16.40	
16	Samara UCRSC-N90E	56.35	17.09	
17	Samara INSN-N00E		18.31	
18	Samara INSN-N90E	42.64	14.02	
19	Samara UCRSR-N00E		12.37	
20	Samara UCRSR-N90E	123.72	12.56	
21	Samara BP-N00E		11.79	
22	Samara BP-N90E	128.37	18.28	
23	Samara FA-N00E		19.12	
24	Samara FA-N90E	156.05	12.28	
25	Samara CRJ- N00E	105.46	11.71	
26	Samara LJA- N00E	86.73	9.25	
27	Samara BC- N00E	89.05	28.81	Campo lejano
28	Damas CH- N00E	45.77	10.98	
29	Damas ECA- N00E	47.95	16.98	
30	Damas UCRP- N90E	69.44	9.41	
31	Damas PC- N90E	51.55	12.00	
32	Vara Blanca CAF-N00E		14.15	
33	Vara Blanca CAF-N90E	22.77	15.60	
34	Vara Blanca SICE- N00E	30.58	5.68	
35	Valle de Limón-N00E		14.01	
36	Valle de Limón-N90E	92.08	12.26	
37	Valle de Limón BCMA-N00E		22.22	
38	Valle de Limón BCMA-N90E	112.53	13.67	
39	Valle de Limón SIG- N00E	77.50	15.94	
40	Alajuela PCC-N00E		5.62	
41	Alajuela PCC-N90E	48.51	4.50	
42	Alajuela CH-N00E		8.20	
43	Alajuela CH-N90E	26.03	9.13	
44	Alajuela UCRSR-N00E		11.32	
45	Alajuela UCRSR-N90E	27.99	10.50	
46	Alajuela EINS- N90E	29.03	6.19	
47	Alajuela G- N90E	32.49	6.36	
48	Cobano-N00E		4.84	
49	Cobano-N90E	43.80	3.96	
50	Cobano CA- N90E	89.62	12.49	
51	Pejibaye- N00E	26.59	6.32	
52	Sabanillas-N90E	48.99	3.96	

6.6.- Selección y Clasificación de Registros Obtenidos del PEER

Con el objetivo de emplear terremotos ocurridos en diferentes partes del mundo se acude a la base de datos del PEER. Esta base de datos agrupa los registros en dos grupos: terremotos impulsivos y no impulsivos. Es importante señalar que estos registros no se clasifican en cercanos o lejanos a falla como se hizo en el caso de los registros de Costa Rica del LIS. Los registros impulsivos seleccionados y sus características se resumen en la tabla 6.6, mientras que en la tabla 6.7 se hace lo propio con los registros no impulsivos. Para cada grupo de registros se calcula el índice sismológico I_D descrito anteriormente.

Tabla 6.6: Registros sísmicos impulsivos seleccionados de la base de datos PEER

<i>Terremoto</i>	<i>No.</i>	<i>Estación</i>	<i>Comp.</i>	<i>Mag. (Mw)</i>	<i>Mecanismo</i>	<i>Rjb (km)</i>	<i>Rrup (km)</i>	<i>Vs30</i>	<i>PGA (cm/s²)</i>	<i>PGV (cm/s)</i>	<i>I_D</i>
Coyote Lake-1979	1	Gilroy Array #2	50	7.10	strike slip	8.47	9.02	270.84	187.13	10.27	9.32
	2	Gilroy Array #4	360	5.74	Strike slip	4.79	5.70	221.78	246.80	31.82	3.98
Parkfield 02-2004	3	Slack Canyon	90	6.10	strike slip	1.60	2.99	648.09	206.49	25.93	7.32
	4	Slack Canyon	360	6.00	Strike slip	1.60	2.99	648.09	342.42	53.16	5.07
	5	Parkfield - Stone Corral 1E	360	6.00	Strike slip	2.85	3.79	260.63	816.70	39.78	2.83
	6	Parkfield - Cholame 3E	90	6.00	Strike slip	4.95	5.55	397.36	508.62	23.41	4.01
Duzce Turquia-1999	7	IRIGM 487	NS	7.20	strike slip	2.65	2.65	690.00	297.50	38.93	10.03
	8	Bolu	90	7.14	Strike slip	12.02	12.04	293.57	790.10	65.86	2.91
Kobe Japan-1995	9	Takatori	0	6.9	strike slip	1.46	1.47	256.00	605.77	120.64	7.43
	10	Takatori	90	6.90	strike slip	1.46	1.47	256.00	658.08	122.92	6.27
	11	Takarazuka	0	6.90	Strike slip	0.00	0.27	312.00	683.86	68.38	4.10
Kocaeli Turquia-1999	12	Yarimca	60	7.51	strike slip	1.38	4.83	297.00	222.37	69.69	5.35
	13	Izmit	180	7.51	strike slip	3.62	7.21	811.00	161.95	22.32	9.70
	14	Arcelik	90	7.51	strike slip	10.56	13.49	523.00	131.60	40.05	2.56
Tabas Iran-1978	15	Tabas	L	7.35	Reverse	1.79	2.05	766.77	837.47	98.81	8.92
	16	Tabas	T	7.35	Reverse	1.79	2.05	766.77	845.10	123.36	7.07
Landers-1992	17	Barstow	0	7.28	strike slip	34.86	34.86	370.08	127.94	20.44	4.96
Chi-chi Taiwan-1999	18	NST	E	7.62	Reverse oblique	38.36	38.42	491.08	306.10	20.88	6.97
Loma Prieta-1989	19	Saratoga-Aloha Avenue	0	6.93	Reverse oblique	7.58	8.5	380.89	504.51	41.56	4.35
	20	Saratoga - Aloha Ave	90	6.93	Reverse	7.58	8.5	380.89	319.92	45.96	4.67
Superstition Hills 02-1987	21	Kornbloom Road (temp)	270	6.54	strike slip	18.48	18.48	266.01	111.67	18.25	9.34
	22	Kornbloom Road (temp)	360	6.54	strike slip	18.48	18.48	266.01	136.31	29.60	4.65

Capítulo 6: Selección y Clasificación de Terremotos Históricos

Imperial Valley 06-1979	23	El Centro Array #10	320	6.53	strike slip	8.6	8.6	202.85	227.15	46.36	4.16
	24	El Centro Array #10	50	6.53	strike slip	8.6	8.6	202.85	169.79	50.67	4.24
	25	Holtville Post Office	315	6.53	strike slip	5.35	7.5	202.89	217.17	51.44	4.80
	26	Agrarias	3	6.53	Strike slip	0.00	0.65	242.05	281.70	34.92	6.11
Irpinia Italy 01-1980	27	Sturno (STN)	270	6.9	Normal	6.78	10.84	382	314.32	71.93	3.85
	28	Sturno (STN)	0	6.9	Normal	6.78	10.84	382	222.28	36.97	8.99
	29	Bagnoli Irpinio	270	6.90	Normal	8.14	8.18	649.67	186.08	34.70	4.13
San Fernando-1971	30	Pacoima Dam (upper left abut)	164	6.61	Reverse	0.00	1.81	2016.13	1195.47	114.43	4.08
	31	National Geografical Inst	180	5.80	Strike slip	3.71	6.99	455.93	396.16	56.36	3.05
	32	Geotech Investig Center	90	6.80	Strike slip	2.14	6.30	489.34	690.62	79.90	2.81
Northridge 01-1994	33	Sylmar - Olive View Med FF	90	6.69	Reverse	1.74	5.30	440.54	593.18	77.52	3.54
	34	LA Dam	64	6.69	Reverse	0.00	5.92	628.99	418.06	74.82	3.52
	35	Rinaldi Receiving Sta	228	6.69	Reverse	0.00	6.50	282.25	857.16	147.95	3.70
Cape Mendocino-1992	36	Bunker Hill FAA	270	7.01	Reverse	8.49	12.24	566.42	173.95	67.87	3.41
	37	Centerville Beach Naval Fac	360	7.01	Reverse	16.44	18.31	459.04	468.41	51.17	4.11
Christchurch New Z.-2011	38	Pages Road Pumping Station	S	6.20	Reverse Oblique	1.92	1.98	206.00	584.54	81.25	2.85

Tabla 6.7: Registros sísmicos no-impulsivos seleccionados de la base de datos PEER

<i>Terremoto</i>	<i>No.</i>	<i>Estación</i>	<i>Comp.</i>	<i>Mag. (Mw)</i>	<i>Mecanismo</i>	<i>Rjb (km)</i>	<i>Rrup (km)</i>	<i>Vs30</i>	<i>PGA (cm/s²)</i>	<i>PGV (cm/s)</i>	<i>I_D</i>
Morgan Hill-1984	1	Gilroy Array #3	0	6.19	strike slip	13.01	13.02	349.85	191.02	11.02	10.04
Tabas Iran-1978	2	Ferdows	T	7.35	Reverse	89.76	91.14	302.64	91.30	5.42	23.87
Friuli Italy 01-1976	3	Conegliano	270	6.50	Reverse	80.37	80.41	352.05	67.84	4.03	16.87
	4	Barcis	270	6.50	Reverse	49.13	49.38	496.46	29.25	1.44	16.12
Northridge 01-1994	5	Beverly Hills- 12520 Mulhol	35	6.69	Reverse	12.39	18.36	545.66	608.91	28.77	10.86
Kobe-1995	6	Kobe University	90	6.90	strike slip	0.90	0.92	1043.00	305.77	30.88	5.41
San Fernando-1971	7	Cedar Springs Pumphouse	126	6.61	Reverse	92.25	92.59	477.22	26.52	2.07	14.82
Victoria Mexico-1980	8	SAHOP Casa Flores	280	6.33	strike slip	39.10	39.30	259.59	67.67	8.94	8.23
Chalfant Valley 02-1986	9	Long Valley Dam (Downst)	0	6.19	strike slip	18.30	21.12	537.16	94.14	4.87	8.03
Loma Prieta-1989	10	BRAN	90	6.93	Reverse oblique	3.85	10.72	476.54	492.57	44.48	15.09
N. Palm Springs-1986	11	Anza - Red Mountain	270	6.06	Reverse oblique	38.22	38.43	680.37	94.91	5.84	9.52
Whittier Narrows 01-1987	12	Anaheim - W Ball Rd	0	5.99	Reverse oblique	28.81	29.60	269.29	57.30	3.94	16.80
Coalinga 01-1983	13	Parkfield - Cholame 4AW	90	6.36	Reverse	46.73	47.57	283.38	67.89	8.33	9.62
L'Aquila (aftershock 1) Italy-2009	14	Bazzano	North	5.60	Normal Oblique	86.13	87.47	310.01	68.29	6.25	4.56
Gazli USSR-1976	15	Karakyr	0	6.80	Reverse	3.92	5.46	259.59	688.14	66.20	7.24
Nahanni Canada-1985	16	Site 1	280	6.76	Reverse	2.48	9.60	605.04	1177.47	40.61	4.84
Sierra Madre-1991	17	Pasadena - USGS/NSMP Office	270	5.61	Reverse	13.91	17.13	340.00	172.24	13.85	7.17
Erzican Turkey-1992	18	Erzincan	EW	6.69	strike slip	0.00	4.38	352.05	486.59	78.13	2.94
Lytle Creek-1970	19	Santa Anita Dam	3	5.33	Reverse oblique	42.14	42.52	667.13	50.47	1.70	5.11
Bishop (Rnd Val)-1984	20	McGee Creek-Surface	270	5.82	strike slip	21.79	22.75	359.23	86.85	1.68	14.14

Capítulo 6: Selección y Clasificación de Terremotos Históricos

Dinar Turkey-1995	21	Dinar	180	6.40	Normal	0.00	3.36	219.75	273.24	29.63	12.66
Anza (Horse Canyon) 01-1980	22	Anza- Pinyon Flat	45	5.19	strike slip	12.24	17.26	724.89	97.29	2.04	8.05
Big Bear 01-1992	23	LA - 1955 1/2 Purdue Ave. Bsmt	235	6.46	strike slip	140.22	140.28	379.00	22.35	3.45	10.55
Double Springs-1994	24	Woodfords	90	5.90	strike slip	12.48	12.84	392.97	85.39	7.88	10.35
	25	Woodfords	0	5.90	strike slip	12.48	12.84	392.97	59.93	6.39	13.02
Dursunbey Turkey-1979	26	Dursunbey	T	5.34	Normal	5.57	9.15	585.04	281.75	8.97	5.47
Hector Mine-1999	27	Anza - Pinyon Flat	90	7.13	strike slip	89.98	89.98	724.89	34.90	5.12	7.36
Kozani Greece 04-1995	28	Karpero	EW	5.10	Normal Oblique	9.40	10.29	511.16	185.25	15.30	7.42
Livermore 01-1980	29	Fremont - Mission San Jose	75	5.80	strike slip	34.66	35.68	367.57	43.80	4.31	7.10
Mammoth Lakes 06-1980	30	Fish & Game (FIS)	0	5.94	strike slip	6.45	12.39	373.18	369.22	17.72	9.77
Manjil Iran-1990	31	Abhar	N33W	7.37	strike slip	75.58	75.58	302.64	204.74	55.05	10.26
Oroville 01-1975	32	Oroville Seismograph Station	37	5.89	Normal	7.79	7.99	680.37	86.49	2.25	10.47
San Simeon CA-2003	33	Diablo Canyon Power Plant	H2	6.52	Reverse	37.92	37.97	1100.00	45.60	8.76	4.18
Santa Barbara-1978	34	Cachuma Dam Toe	250	5.92	Reverse oblique	23.75	27.42	465.51	70.49	6.29	2.96
Spitak Armenia-1988	35	Gukasian	90	6.77	Reverse oblique	23.99	23.99	343.53	170.77	14.97	7.31
Taiwan SMART1(5)-1981	36	SMART1 M03	EW	5.90	Reverse	25.53	26.61	306.38	60.95	4.98	9.00
Izmir Turkey-1977	37	Izmir	L	5.30	Normal	0.74	3.21	535.24	408.52	11.89	4.45
Hollister 03-1974	38	San Juan Bautista 24 Polk St	33	5.14	strike slip	8.56	9.11	335.50	45.57	2.67	13.58

Capítulo 7

7. DESARROLLO DE MODELOS NUMÉRICOS REPRESENTATIVOS DE LOS PROTOTIPOS DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA, AJUSTE Y CALIBRACIÓN

7.1.- Introducción

La evaluación o verificación mediante simulaciones numéricas de un diseño estructural ya sea de una estructura existente o de nueva planta, frente a acciones sísmicas pasa por desarrollar un modelo numérico no lineal representativo de dicha estructura, lo más realista posible, que permita predecir su comportamiento para una amenaza sísmica dada. Siendo la calibración del modelo un aspecto fundamental a tener en cuenta.

En este capítulo se desarrollan los modelos numéricos representativos de los prototipos de estructuras de HA estudiados en esta tesis, por lo que se repasan algunos de los conceptos más importantes en torno a modelos numéricos de estructuras de hormigón armado, y se estudia el ajuste y comprobación de dichos modelos mediante cálculos no lineales estáticos y dinámicos. Al final del capítulo se determinan las propiedades de cada modelo a partir de la obtención e idealización de la curva de capacidad de cada una de las plantas que componen los prototipos de estructuras.

7.1.1.- Desarrollo de modelos numéricos con IDARC

El programa IDARC2D-V7 (*Program for Seismic Inelastic Structural Analysis*) permite desarrollar modelos numéricos no lineales de pórticos de HA y dispone de una amplia gama de leyes histeréticas. El programa trabaja con elementos de tipo barra unidos rígidamente, y en un mismo plano (modelos 2D). Los elementos columna están implementados en IDARC como macro-modelos con deformaciones elásticas a flexión, a axiles y a cortante. Las vigas se modelan mediante un modelo con rigidez no lineal a flexión e incluyendo también las deformaciones elásticas a cortante.

IDARC permite dos modos de entrada de datos de secciones, bien a partir de la geometría y armado, o bien introduciendo directamente los diagramas momento-curvatura de las secciones y el diagrama de interacción momento-axil. En esta Tesis se optó por introducir la geometría y armado de cada uno de los elementos que componen cada uno de los pórticos de los prototipos de estructuras estudiadas, de manera que IDARC calcule internamente la relación momento-curvatura.

Un primer paso hacia el desarrollo de modelos numéricos con IDARC es definir adecuadamente los modelos constitutivos de los materiales concreto y acero, los mismos que se muestran a continuación en las figuras 7.1 y 7.2, respectivamente. Estos modelos están integrados en IDARC y solo hace falta asignarle los valores por defecto, o bien introducir los valores empleados en el dimensionado de la estructura.

Figura 7.1: Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado. Fuente: IDARC-2D

En la curva esfuerzo-deformación de la figura 7.2 se puede apreciar que para el caso del acero el programa IDARC utiliza un modelo trilineal, compuesto como ya se sabe, de una zona elástica, una zona de fluencia y una zona de endurecimiento por deformación.

Figura 7.2: Curva esfuerzo-deformación para el acero. Fuente: IDARC-2D

Es importante resaltar el hecho que IDARC da la opción de emplear los valores por defecto que considera el programa para algunos de los parámetros del modelo numérico o por el contrario le permite al usuario proporcionar los valores reales de dichos parámetros siempre y cuando sea posible. Dos de los parámetros que pueden ser modificados son: ZF y ϵ_u . El parámetro ZF define la pendiente de caída de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado respectivamente, y ϵ_u representa la deformación máxima del concreto, como se muestra en la figura 7.1. Para el cálculo de estos parámetros se pueden utilizar los modelos para concreto confinado propuestos por (Kent & Park, 1971), o el modelo de concreto confinado de (Park, Negel Priestley, & Gill, 1982), el cual tuvo como base el modelo de Kent y Park (1971), entre otros tantos modelos existentes en la literatura. Es importante aclarar que en 1971 Kent y Park proponen un modelo para concreto confinado y no confinado en donde en ambos casos se alcanza la resistencia máxima a la compresión del concreto, pero estos modelos no consideraban incremento de resistencia por el efecto de confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo.

Para determinar los valores de ZF y ϵ_u se tomaron dos de las vigas y tres de las columnas más vulnerables desde el punto de vista del confinamiento del hormigón, respectivamente. Los elementos más vulnerables se han definido como aquellos menos confinados, es decir, los que

tienen a la vez una de mayor sección y una mayor separación de los estribos. Para el cálculo de estos parámetros se seleccionan elementos estructurales correspondientes al prototipo N3. Las propiedades de la sección están dadas en las siguiente unidades: cm para las dimensiones de la sección, recubrimientos superiores e inferiores y laterales respectivamente, en cm^2 para las áreas y en MPa para los esfuerzos.

En las tablas 7.1 y 7.2 se indican las propiedades de las vigas y columnas seleccionadas para el cálculo de los parámetros ZF y ε_u :

Tabla 7.1: Propiedades de las secciones para vigas

Nº viga	b_x	h_y	f'_c	f_y	S_e	A_e	r'	r'_l
13	25	50	21	280	22	0.7097	4	2
36	30	60	21	280	27	0.7097	4	2

Tabla 7.2: Propiedades de las secciones para columnas

Nº columna	b_x	h_y	f'_c	f_y	S_e	A_e	r'
17	25	25	21	280	10	0.7097	4
22	30	30	21	280	12	0.7097	4
27	35	35	21	280	14	0.7097	4

En las figura 7.3 se muestra la curva esfuerzo-deformación para las vigas seleccionadas y en la figura 7.4 se hace lo propio con las columnas, en ambos casos aplicando el modelo propuesto por Kent y Park (1971). En la tabla 7.3 se resumen los resultados en ambos casos.

Figura 7.3: Curva esfuerzo-deformación para vigas

Figura 7.4: Curvas esfuerzo-deformación para columnas

Tabla 7.3: Valores de ZF y $EPSU$ para elementos vigas y columnas del prototipo N3

Elemento	Nº	Sección	ZF	ϵ_u (%)
Viga	13	30×60	85.88	1.13
	36	30×60	106.90	0.95
Columna	17	25×25	26.63	3.20
	22	30×30	37.41	2.34
	27	35×35	48.70	1.84

Las curvas de las figuras 7.3 y 7.4 anteriores, muestran que tanto para las vigas como para las columnas cuanto menor es la separación de los estribos mayor es el confinamiento, lo que hace que aumente la ductilidad de la sección.

A partir de los resultados mostrados en la tabla 7.3, se decidió emplear los valores más desfavorables para toda la estructura, en este caso se tomó el elemento con menor ductilidad por confinamiento tanto para las vigas como para las columnas.

Los elementos lineales empleados para representar el comportamiento no lineal de las vigas y pilares de los pórticos se muestran en la figura 7.5, y consisten en:

Figura 7.5: Modelos de plasticidad concentrada integrados en IDARC: (a) rótula plástica; (b) muelle no lineal. Fuente: IDARC-2D

1. Un elemento lineal tipo barra de 2 nudos, con plasticidad concentrada en los extremos y representada mediante muelles (rótulas plásticas)
2. El comportamiento no lineal se representa mediante rótulas plásticas que se disponen en los extremos de las barras y que concentran el comportamiento no lineal en ambos extremos.
3. En el programa IDARC, el comportamiento histerético bajo cargas cíclicas de esas rótulas plásticas cuando representan elementos de hormigón armado se caracteriza de la siguiente manera:
 - Por la ley o relación momento-rotación de la rótula plástica bajo cargas monótonas
 - Por 3 parámetros, llamados HC, HBD, HS, que controlan tres fenómenos típicos que presentan los elementos de hormigón armado cuando se someten a cargas cíclicas que son: la degradación de rigidez, la degradación de resistencia y el efecto de pinzamiento (pinching).

Las gráficas de la figura 7.6 representan esos tres efectos, en el eje vertical se muestra el momento, M , y en el eje horizontal la rotación, θ .

Figura 7.6: Significado físico de los parámetros histeréticos. Fuente: elaboración propia en base a IDARC-2D

En la primera grafica de la figura 7.6 se representa el *fenómeno de degradación de rigidez*, este fenómeno de degradación de rigidez consiste en que; cuando la rótula plástica se deforma en régimen no lineal hasta cierto punto y a partir de aquí se descarga, la pendiente del segmento de descarga es menor que la pendiente elástica inicial y esa pendiente va disminuyendo a

medida que el nivel de deformación plástica en el elemento va aumentando. Es decir, cuanto mayor es la deformación plástica del elemento, al descargar, mayor es la pérdida de pendiente, y este modelo lo representa forzando a que los tramos de descarga vayan todos a intersectar a un punto *denominado pivote*. La grafica de la izquierda es el modelo utilizado para estudiar el fenómeno y la gráfica del extremo derecho es eso mismo pero visto en varios ciclos de desplazamientos.

En el segundo par de graficas se representa el *fenómeno de degradación de resistencia* y que consiste en que, cuando la rótula se ha deformado en el dominio plástico hasta cierto punto se descarga y se carga en el dominio opuesto de deformación, y cuando se vuelve a cargar este tramo de carga se dirige a un punto de resistencia inferior a la resistencia máxima alcanzada en el ciclo anterior, es decir, a medida que se van sucediendo los ciclos de deformación la resistencia se va reduciendo.

La tercera fila de diagramas representa el *efecto de pinzamiento* y que consiste en cuando el elemento se deforma plásticamente hasta cierto punto y después se descarga, al volver a cargarlo en el sentido opuesto de carga el elemento inicialmente presenta un segmento de rigidez muy baja, esta rigidez muy baja se mantiene hasta que aproximadamente el segmento pasa por el eje vertical que es cuando la rigidez aumenta de forma brusca (debido al cierre de las grietas que se han formado en ciclos anteriores), traduciendo este fenómeno en un estrangulamiento de las curvas histeréticas cuando pasan cerca del origen. Esto ocurre porque cuando el hormigón ha deformado hasta cierto punto pues las grietas se han abierto y cuando se descargan quedan deformaciones plásticas en el acero y hasta que la grietas no se vuelven a cerrar el hormigón no trabaja a compresión, por lo que solo está trabajando a compresión el acero, y es entonces cuando las grietas se cierran cuando el hormigón vuelve a contribuir y por eso se produce ese cambio brusco de rigidez.

El programa IDARC controla estos tres fenómenos mediante los tres parámetros mencionados anteriormente y recomienda unos valores para esos parámetros que son los que se indican en la tabla 7.4.

Tabla 7.4: Rango de valores típicos de los parámetros histeréticos (IDARC 2D- V7)

Parámetro	Significado	Valor	Efecto
HC	Degradación de rigidez	4.0	Degradación severa
		10.0	Degradación moderada
		15.0	Degradación leve
		200.0	Sin degradación (por defecto)
HBD	Degradación de resistencia control por ductilidad	0.60	Degradación severa
		0.30	Degradación moderada
		0.15	Degradación leve
		0.01	Sin degradación (por defecto)
HBE	Degradación de resistencia control por energía	0.60	Deterioro severo
		0.15	Deterioro Moderado
		0.08	Deterioro leve
		0.01	Sin deterioro (por defecto)
HS	Pinzamiento	0.05	Pinzamiento severa
		0.25	Pinzamiento Moderado
		0.40	Pinzamiento leve
		1.00	Sin pinzamiento (por defecto)

En la figura 7.7 se muestra una representación gráfica de la regla hysterética de las rótulas plásticas bajo cargas cíclicas del modelo numérico desarrollado, dicha figura muestra el efecto que producen los tres fenómenos descritos más arriba actuando simultáneamente sobre la rótula plástica.

Figura 7.7: Regla hysterética en rótulas plásticas

7.1.1.1.- Modelo numérico de los pórticos de HA

Para cada prototipo de estructura se desarrolla un modelo número en la dirección X. Cada modelo incluye todos los pórticos paralelos a la dirección ya indicada. Para el montaje definitivo de los modelos en IDARC se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones generales.

- En la definición de los materiales (concreto y acero), se utilizaron los valores por defecto del programa, se modificaron únicamente el f'_c y f_y para que estuvieran acorde con los valores empleados en el dimensionado de los prototipos. Los parámetros ZF y ε_u se modificaron de acuerdo a como se explicó en el apartado anterior.
- Para capturar la variación de la flexibilidad de la sección cuando el elemento experimenta deformaciones inelásticas, se utilizó la formulación de plasticidad distribuida la cual esta implementada en IDARC-2D, esta formulación considera una propagación de la plasticidad más allá de zona crítica y además asume que la distribución de la flexibilidad en el elemento estructural es lineal.
- En cuanto a las leyes hysteréticas, para incluir el fenómeno de degradación de rigidez y tomar en cuenta el efecto de pinzamiento en el modelo numérico, se utilizaron los valores por defecto que incluye el manual de programa IDARC. Para el caso concreto de la degradación de resistencia tanto por deformación como por energía, en principio se emplearon los valores con una influencia mínima (*dichos valores se indican con negrita en la tabla 7.4*), y posteriormente se modificaron dichos parámetros hysteréticos de tal forma que se asemejaron a los valores fijados por la FEMA en cuanto a rotación plástica se refiere. El ajuste de los parámetros hysteréticos se tratara más adelante en este mismo capítulo.

- Para el modelado de las vigas y columnas se introdujeron al programa directamente las dimensiones de la sección y armado de los elementos estructurales, conjuntamente con las demás propiedades. Se utilizaron en ambos casos elementos de sección rectangular. Con estas informaciones de propiedades de sección y modelos constitutivos de los materiales IDARC internamente se calcula la relación momento-curvatura de cada elemento empleando un modelo de fibra.
- No se consideraron vigas transversales.
- Se incluyeron además los efectos P-Delta que tienden a degradar la rigidez y resistencia de la estructura, buscando de esta manera que el modelo representase el escenario más desfavorable. El modelado de otros elementos como muros de mampostería y disipadores histeréticos de energía se trata en los apartados 7.1.1.2 y 7.1.1.3 siguientes.

7.1.1.2.- Modelización de la mampostería

Para el análisis de pórticos con muros de mampostería como elementos de cierre se han empleado técnicas de modelado que se pueden dividir a modo general en dos grupos principales: i) local o micro-modelos, ii) simplificado o macro-modelos (Smyrou, Blandon, Antoniou, Pinho, & Crisafulli, 2011). Los modelos de elementos finitos planos y de diagonal equivalente son dos ejemplos típicos que representan el primero y el segundo grupo, respectivamente. Cada uno de estos modelos poseen sus ventajas y desventajas, por ejemplo; los denominados micro-modelos pueden capturar el comportamiento estructural real con gran precisión pero a la vez exigen un esfuerzo computacional elevado. En ese sentido los macro-modelos son más aconsejable debido a su simplicidad en términos computacionales y a su eficiencia, además de que su formulación está basada en una representación física razonable del comportamiento observado de pórticos con muros de relleno; para más información sobre macro-modelos de mampostería se recomienda consultar la revisión bibliográfica realizada por Trapani et al (Di Trapani, Macaluso, Cavaleri, & Papia, 2015). El modelado de la mampostería a base de macro-modelos consiste en reemplazar el muro de mampostería existente mediante una, dos o tres diagonales equivalentes (Crisafulli & Carr, 2007), como se muestra en la figura 7.8.

Figura 7.8: Macro-modelos de mampostería: (a) modelo de una diagonal; (b) modelo de dos diagonales; (c) modelos de tres diagonales. Fuente: elaboración propia en base a Crisafulli (2007)

El modelado de la mampostería en IDARC-2D se puede llevar a cabo empleando un modelo simplificado como el mostrado en la figura 7.8a. En esta tesis se emplea el macro-modelo de una diagonal equivalente trabajando en compresión y uniendo dos pisos adyacentes como suele ser habitual. La figura 7.9 muestra el modelo constitutivo propuesto por IDARC para calcular la resistencia máxima de la mampostería y la deformación unitaria asociada a esa resistencia.

Figura 7.9: Modelo constitutivo para la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a IDARC 2D-V7

Para determinar las propiedades (*rigidez y resistencia lateral*) de los muros de relleno de mampostería, IDARC recomienda que se emplee el modelo de (Saneinejad & Hobbs, 1995), pero debido a que esta formulación presenta inconvenientes para una relación de aspecto h_{inf}/l_{inf} (relación entre la altura y la longitud del muro) mayor o igual a 0.5, se decidió utilizar la propuesta de Mainstone (Mainstone, 1971). La relación fuerza-desplazamiento que caracteriza el comportamiento no lineal del muro de mampostería de acuerdo a IDARC-2D es la que se muestra en la figura 7.10.

Figura 7.10: Envolvente de resistencia para la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a IDARC 2D-V7

La expresión propuesta por (Mainstone & Weeks, 1970) y Mainstone (1971) ha sido adoptada por diferentes normativas, entre ellas la FEMA-273 (1997), (FEMA 306, 1998), (FEMA 356, 2000), y por la Sociedad Neozelandesa de Ingeniería Sísmica (NZSEE, 2006), así como también por el US ARMY (Al-Chaar, 2002). Además, diferentes investigadores proponen su utilización, entre ellos (Chrysostomou & Asteris, 2012), y (Dolsek & Fajfar, 2002). Por lo tanto, se decidió realizar los

cálculos empleando la propuesta de Mainstone (1971) a pesar de que (Buonopane & White, 1999) mostraron que esta subestima la rigidez de pórticos con rellenos de mampostería (Infill-frames), en concreto la expresión de Mainstone, de acuerdo a estos investigadores, proporciona una rigidez que es un 61% de la rigidez obtenida mediante ensayos pseudo-dinámicos. El macro-modelo que propone la FEMA para el modelado de los muros de cerramiento se muestra en la figura 7.11.

Figura 7.11: Diagonal equivalente a la mampostería. Fuente: elaboración propia en base a FEMA 356 (2000)

Mainstone propone varias expresiones para calcular el ancho de la diagonal equivalente a_{inf} , la ecuación (7.1) se puede emplear en el caso de muros de mampostería de fábrica de ladrillo lo cual es muy típico en edificaciones existentes.

$$a_{inf} = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad 7.1$$

Autores como Chrysostomou y Asteris (2012), fruto de sus investigaciones proponen incrementar el factor 0.175 de la ecuación (7.1) propuesta por Mainstone a 0.270 dado un ratio ancho diagonal/longitud diagonal (a_{inf}/r_{inf}) entre 0.2-0.10 (Chrysostomou y Asteris observaron que para la ecuación de Mainstone, este ratio varía entre 0.15 y 0.07) con el fin de no subestimar demasiado la rigidez de la mampostería obtenida con propuestas de otros autores.

Para el caso en el que la mampostería es de bloques de concreto, se recomienda emplear la ecuación (7.2) para el cálculo del ancho de la diagonal equivalente:

$$a_{inf} = 0.115(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad 7.2$$

En las dos expresiones anteriores, a_{inf} , es el ancho de la diagonal (en pulgadas, in), h_{col} es la altura de la columna medida a ejes de las vigas superior e inferior (in), r_{inf} es la longitud de la diagonal en compresión (in), la cual se calcula con la ecuación (7.3):

$$r_{inf} = \sqrt{h_{inf}^2 + l_{inf}^2} \quad 7.3$$

donde l_{inf} es la longitud del muro o panel de relleno (in), h_{inf} es la altura del muro (in), λ_1 coeficiente utilizado para determinar el ancho equivalente de la diagonal de mampostería. Se determina con la expresión propuesta por (Stafford Smith & Carter, 1969):

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \text{seno}(2\theta)}{4E_c I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad 7.4$$

dónde E_{me} es el módulo de elasticidad esperado de la mampostería (ksi). Según normativa mampostería de la RD, $E_{me} = 900 f'_m$. E_c es el módulo de elasticidad del material del pórtico (ksi), que para el caso del concreto según el ACI 318-99, vale:

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \text{ psi} \quad 7.5$$

En la ecuación (7.4), t_{inf} es el espesor de la diagonal equivalente (in), I_{col} momento de Inercia de las columnas (in⁴), θ_{inf} es el ángulo de inclinación de la diagonal (radianes), el cual se calcula con la ecuación (7.6).

$$\theta_{inf} = \arctan\left(\frac{h_{inf}}{l_{inf}}\right) \quad 7.6$$

Finalmente se calcula la rigidez elástica inicial del muro de mampostería con la ecuación (7.7):

$$K_o = \frac{E_{me} A_d}{r_{inf}} * (\cos^2 \theta_{inf}) \quad 7.7$$

donde $E_{me} A_d / r_{inf}$ es la rigidez axial de la diagonal equivalente a la mampostería, K_o es la rigidez del muro y A_d es el área de la diagonal equivalente (in²) y se determina de la ecuación (7.8):

$$A_d = a_{inf} * t_{inf} \quad 7.8$$

Por otra parte, según la FEMA 306, el cálculo de la resistencia lateral de la mampostería debe realizarse en función del tipo de fallo que pueda experimentar el panel de relleno, para el caso de la diagonal equivalente, la cual trabaja básicamente a compresión, propone una versión modificada del método sugerido por Stafford Smith y Carter (1969) para calcular la carga de fallo de la diagonal equivalente mediante la siguiente expresión:

$$V_c = a_{inf} t_{inf} f'_{me90} \cos \theta_{inf} \quad 7.9$$

dónde a_{inf} es el ancho de la diagonal equivalente calculada con la expresión de Mainstone, f'_{me90} es la resistencia esperada de la mampostería en la dirección horizontal, la cual se puede tomar como un 50% de la resistencia del prisma de mampostería.

Según Saneinejad y Hobbs (1995), la resistencia máxima de muros de mampostería debe tomarse como:

$$V_m \leq A_d f'_m \cos \theta_{inf} \quad 7.10$$

La resistencia lateral de la mampostería también se puede determinar empleando la ecuación (7.11) propuesta por (Zarnic & Gostic, 1997). La cual ha sido muy empleada por diferentes autores en sus investigaciones, entre los que destacan Dolsek y Fajfar (2002).

$$F_{max} = 0.818 \frac{l_{inf} t_{inf} f_{tp}}{C_I} \left(1 + \sqrt{C_I^2 + 1} \right) \quad 7.11$$

dónde F_{max} es la resistencia máxima del muro de mampostería, l_{inf} es la longitud del muro, t_{inf} espesor de la diagonal, f_{tp} es el esfuerzo de agrietamiento del panel de relleno (o cracking strength of the masonry), que de acuerdo a los ensayos a compresión de la diagonal equivalente realizados por Dolsek y Fajfar (2002), esta puede variar dentro de un rango de 0.28 a 0.40 MPa.

El parámetro C_I que aparece en la ecuación (7.11), se calcula con la ecuación (7.12), la cual depende de la longitud y de la altura del muro respectivamente,

$$C_I = 1.925 \frac{l_{inf}}{h_{inf}} \quad 7.12$$

Otro aspecto importante a tomar en cuenta en el modelado de macro-modelos de muros de cerramiento de mampostería, es la influencia que puedan tener los huecos de puertas y ventanas en la rigidez y la resistencia lateral que puedan aportar esos muros. Para tomar en cuenta la presencia de huecos en el panel de relleno, en la literatura proponen la utilización de un factor de reducción para la rigidez y la resistencia del muro. A partir de las diferentes consultas realizadas se decidió utilizar la propuesta de la norma Neozelandesa NZSEE (2006). La NZSEE propone la utilización de un *factor de reducción de rigidez y resistencia* (λ_o), que se puede aplicar indistintamente de si el hueco es de puerta o ventana. Dicho factor se introdujo por (Dawe & Seah, 1988), y se determina mediante la ecuación (7.13), la cual depende de la longitud horizontal del hueco de la ventana L_o y de la longitud del muro.

$$\lambda_o = 1 - \frac{1.5L_o}{l_{inf}} \geq 0 \quad 7.13$$

En cuanto a la ubicación del hueco, estudios publicados en la literatura, han puesto de manifiesto que la presencia de huecos en los muros de relleno puede llegar a ser significativa dependiendo de su ubicación en el muro, en este sentido (Asteris, 2003) demostró que el hueco influye más en la rigidez cuando se encuentra ubicado justo en la diagonal del muro, y que es menor cuando está fuera de esta, ya sea por encima de la diagonal en compresión o por debajo (figura 7.12). Según las conclusiones a las que llegaron diferentes investigadores, cuando el porcentaje de hueco es inferior al 5%, su influencia en la capacidad del muro puede ser despreciada, por lo tanto, el muro se puede considerar sin hueco para cuantificar su aporte de rigidez al pórtico. Por el contrario, cuando el porcentaje de hueco supera el 40% del área del

muro, se debe despreciar la influencia del muro en la rigidez del pórtico (Goutam & Sudhir, 2008). Una observación muy importante realizada por Asteris (2003), es el hecho de que para un porcentaje de hueco igual o superior al 50% del área del muro el factor de reducción por la presencia de huecos se mantiene prácticamente constante.

Figura 7.12: Influencia huecos según su ubicación en muros de mampostería. Fuente: elaboración propia en base a Asteris (2003)

Para calcular el porcentaje de hueco en los muros de relleno de los pórticos exteriores, se utilizaron las dimensiones de hueco de ventanas típicas en edificaciones de uso residencial de la República Dominicana, estas dimensiones en metros ($L_o = ancho \times h_v = alto$) son: 1.2 x 1 y 1.4 x 1.1. Según estas dimensiones típicas de huecos de ventanas y según las dimensiones de los muros de relleno de los prototipos, el porcentaje de hueco *es mayor del 5 y menor del 50% respectivamente*, lo cual indica que su influencia puede llegar a ser importante y que es necesario tomarla en cuenta en los cálculos de la rigidez y resistencia de los muros de mampostería. En la tabla 7.5 se resumen los materiales de los pórticos y los muros de relleno, así como también, las dimensiones mínimas de hueco de ventanas utilizadas para desarrollar el modelo numérico de los muros de mampostería como barras diagonales a compresión.

Tabla 7.5: Propiedades de los pórticos y muros de mampostería

Pórtico	Muro	Hueco de ventana
$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ = 20.59 MPa	$f'_m=24 \text{ kg/cm}^2$ = 2.35 MPa	$h_v=1.1 \text{ m}$
$E_c=218,819.80 \text{ kg/cm}^2$ =21.46 GPa	$E_{me}=21600 \text{ kg/cm}^2$ =2.12 Gpa	$L_o=1.4 \text{ m}$
	$t_{inf}=0.15 \text{ m}$	Área= 1.54 m ²

Por otra parte, el comportamiento histerético de los muros de relleno es idealizado utilizando el modelo de Bouc-Wen (Wen, 1976), utilizando para ello los valores por defecto recomendados por IDARC-2D de los parámetros que controlan el comportamiento no lineal de la mampostería, los cuales se indican en la tabla 7.6:

Tabla 7.6: Parámetros por defecto para muros de mampostería según IDARC-2D

Parámetro	Descripción	Valor recomendado
AIW	Parámetro A en el modelo de Bouc-Wen	1.0
BTA	Parámetro beta en el modelo de Bouc-Wen	0.1
GMA	Parámetro gamma en el modelo de Bouc-Wen	0.9
ETA	Parámetro eta en el modelo de Bouc-Wen	2.0
ALPHIW	Ratio de rigidez post fluencia	0.01
IS	Indicador de si no hay slip (=0) o de si hay slip (=1)	1.0
AS	Parámetro que controla la longitud del slip	0.3
ZS	Parámetro que controla la agudeza del slip	0.1
ZBS	Valor que compensa la respuesta del slip	0.0
SK	Parámetro de control para varias la tasa de decaimiento de la rigidez	0.1
SP1	Parámetro que controla la tasa de deterioro de la resistencia	0.8
SP2	Parámetro que controla la tasa de deterioro de la resistencia	1.0
MU	Ductilidad del muro de relleno	5.0

7.1.1.3.- Modelización de los disipadores

Entre los diferentes tipos de disipadores histeréticos disponibles, se han utilizado dispositivos que pueden ser instalados en el pórtico como elementos diagonales convencionales. Dos ejemplos de este tipo de dispositivos son el Buckling Restrained Brace y el Tube-in-Tube Damper (TTD) vistos en el capítulo 1, el último es utilizado en esta Tesis. Bajo cargas cíclicas, los disipadores TTD exhiben unos lazos en las relaciones fuerza-desplazamiento de cada ciclo que son quasi-rectangulares y estables. Su comportamiento histerético es idealizado también utilizando el modelo de Bouc-Wen debido a su versatilidad y uso común en el campo de la ingeniería estructural (Basili & De Angelis, 2007). A diferencia de los muros de mampostería, para captar adecuadamente el comportamiento histerético de los disipadores, es necesario ajustar los parámetros que por defecto recomienda IDARC-2D para el caso de muros de relleno de mampostería vistos en la tabla 7.6, la modificación de estos parámetros se llevara a cabo en capítulos posteriores.

Por otra parte, también en capítulos posteriores de esta Tesis, se desarrolla y se propone la metodología a emplear para determinar la rigidez (${}_s k_1$) y la resistencia (${}_s Q_y$) que deben proporcionar los disipadores de la primera planta para que la estructura en su conjunto exhiba el comportamiento deseado ante un determinado nivel de la acción sísmica.

Con los elementos y modelos expuestos anteriormente, y a partir de los prototipos que se han definido y dimensionado en capítulos anteriores, se desarrollaron unos modelos numéricos con los cuales se han realizado cálculos no lineales estáticos y dinámicos.

7.2.- Selección y Ajuste de Parámetros Histeréticos

En cuanto a los parámetros que controlan el comportamiento no lineal de los elementos estructurales vigas y columnas, en principio se utilizaron los valores por defecto vistos en la tabla 7.4. En los diferentes modelos numéricos desarrollados se ha fijado el parámetro HC en un valor de 10, que corresponde a una degradación moderada de rigidez, y el HS en 0.25 que también corresponde con un efecto pinching moderado. En este apartado se explica cómo se ajustan los

parámetros seleccionados mediante cálculos estáticos no lineales, y como se comprueba posteriormente, mediante cálculos dinámicos directos, que los modelos están correctamente definidos y calibrados.

7.2.1.- Cálculos no lineales estáticos y dinámicos

En este apartado se resumen brevemente algunos de los conceptos en los que se basan los procedimientos de análisis estático y dinámico no lineal. El *análisis estático no lineal* (pushover analysis) consiste en mantener constantes las cargas de gravedad e ir incrementando progresivamente las fuerzas laterales o los desplazamientos laterales de piso hasta alcanzar el fallo de la estructura. La distribución de fuerzas y desplazamientos obedece por lo general a un patrón de distribución que puede ser uniforme, triangular invertido o puede estar en función de la distribución modal (figura 7.13).

Figura 7.13: Patrones de distribución de fuerzas y desplazamientos laterales: (a) distribución uniforme; (b) distribución triangular invertida; (c) distribución modal

En esta Tesis se optó por realizar un análisis pushover controlado por desplazamientos. Se empleó una distribución de desplazamientos laterales siguiendo la forma del primer modo de vibración. En las figuras 7.14a y 7.14b se muestra la forma del primer modo de vibración y la distribución de desplazamientos laterales del prototipo N3.

Figura 7.14: Distribución de desplazamientos laterales para prototipo N3

Por otra parte, el *análisis dinámico directo* es un tipo de procedimiento que se basa en caracterizar la demanda sísmica en la estructura por medio de un registro sísmico. También puede ser lineal si la excitación no genera disipación de energía o no lineal si la energía se disipa.

Una extensión del análisis dinámico directo es el *Análisis Dinámico Incremental* (IDA), se le conoce como dinámico incremental debido a que la demanda se aplica como aceleraciones en

la base de la estructura y estas se van escalando para obtener la respuesta a diversos niveles de peligro sísmico. El análisis dinámico incremental se basa en el escalado de registros sísmicos. El escalado tiene por objeto exponer a la estructura a diversos niveles de peligrosidad sísmica. La peligrosidad se caracteriza por la aceleración máxima en el registro de aceleraciones o por la aceleración espectral correspondiente al período fundamental de la estructura.

Para llevar a cabo el análisis dinámico incremental empleando acelerogramas, se requiere que el registro sísmico base se escale a distintos valores de aceleraciones del suelo, el escalado se realiza con respecto a la máxima aceleración del registro base, la cual recibe el nombre de *Aceleración Pico del Suelo* (conocida por sus siglas en inglés, como *PGA*). Para la obtención de un acelerograma escalado a partir de uno existente, se requiere emplear un factor de escala (λ), mayor que cero, dicho factor se obtiene empleando la siguiente expresión (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

$$\lambda = \frac{PGA_{\lambda}}{PGA_{base}} \quad 7.14$$

donde λ es el factor de escala, PGA_{λ} es la aceleración pico del registro escalado y PGA_{base} es la aceleración pico del registro base.

El factor de escala puede ser menor que uno, igual a uno y mayor que uno, si $\lambda < 1$, se obtiene un acelerograma reducido en cuanto a amplitud de la onda con respecto al acelerograma original, si $\lambda = 1$, no afecta el acelerograma original, en cambio si $\lambda > 1$, se obtiene un acelerograma con un escalado hacia arriba (acelerograma aumentado respecto al original).

Después de aplicar un número determinado de veces el procedimiento de escalado y obtención de la respuesta, si el resultado para cada par de valores se representa en un mismo gráfico, se llega a una curva denominada curva IDA, la cual es un gráfico en donde se compara la respuesta estructural (sea en desplazamientos, rotación o daño) versus diversos niveles de peligro sísmico.

Una de las aplicaciones del cálculo dinámico directo empleando el análisis dinámico incremental es obtener la denominada *curva de capacidad de la estructura*, tanto a nivel global como local (a nivel de cada planta), aunque ésta se suele obtener mediante un cálculo estático no-lineal empleando el método del empuje incremental. La curva de capacidad global de una estructura es la representación de la *fuerza cortante máxima* fQ_1 , versus el *desplazamiento relativo lateral máximo* $f\delta$, que experimenta dicha estructura, el desplazamiento lateral se suele medir respecto de un punto ubicado a nivel del forjado de la última planta. Una representación típica suele ser normalizar la fuerza cortante por el peso total (W_T) y expresar el desplazamiento lateral como porcentaje de la altura total (H) del edificio, respectivamente. El método pushover permite obtener directamente la curva de capacidad de la estructura tanto a nivel global como local, sin embargo el método IDA es más laborioso y la respuesta es muy dependiente del terremoto, pero al final conduce a resultados similares.

Una vez obtenida la curva de capacidad se puede determinar para cada planta i y para toda la estructura, la rigidez elástica lateral, $f k_i$, la resistencia lateral de fluencia, $f Q_{y,i}$ y su respectivo desplazamiento de fluencia, $f \delta_{y,i}$, el cortante último de la estructura, $f Q_{u,i}$ y su correspondiente desplazamiento último, $f \delta_{u,i}$. En determinados procedimientos conviene también conocer la rigidez post-fluencia de la estructura, $\alpha f k_i$. El subíndice i hace referencia a la planta i en un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL). Para todo ello se suele acudir a procedimientos que permiten sustituir o idealizar la curva de capacidad original por otra curva

más sencilla, compuesta por dos segmentos rectos que se suele llamar *curva de capacidad bilineal*. En lo adelante se comentan varios métodos comúnmente empleados en este tipo de procedimientos, haciendo énfasis en la propuesta de la FEMA-356 por ser el método adoptado en esta Tesis.

En estructuras de hormigón armado resulta especialmente difícil identificar o definir el desplazamiento de fluencia de una estructura y su correspondiente cortante de fluencia. Para ello y por simplicidad, se suele idealizar la curva pushover tanto global como local mediante una representación o idealización bilineal, lo que permite determinar la resistencia o cortante de fluencia, la rigidez lateral (*inicial, reducida o rigidez secante y efectiva*) y la rigidez post-fluencia de la estructura. Para tales fines existen en la literatura diferentes alternativas para llevar a cabo esta aproximación bilineal de la curva de capacidad. Según Park (Park, 1988) las alternativas para definir el desplazamiento de fluencia de una estructura son adoptar: (i) el desplazamiento cuando el acero longitudinal plastifica, (ii) el desplazamiento para el que cambia la pendiente de la aproximación bilineal de la curva de capacidad en la que el primer tramo mantiene la rigidez elástica inicial, y el segundo tramo es horizontal y corta al eje de ordenadas en el valor de la carga ultima (*cortante máximo*); (iii) el desplazamiento calculado como en el procedimiento (ii) pero empleando una aproximación bilineal en la que el área que queda debajo de la curva real es la misma que queda debajo de la curva bilineal; y (iv) el desplazamiento calculado con el procedimiento (ii) pero tomando como rigidez del primer tramo la pendiente de una recta que pasa por el origen y corta a la curva de capacidad en el 75% de la carga ultima $0.75Q_u$ del sistema real. En la figura 7.15 se ilustran las 4 definiciones dadas por Park. Tal y como indican Priestley y Park (Priestley & Park, 1987), Paulay y Priestley (Paulay & Priestley, 1992), la última definición toma en consideración que la rigidez elástica se reduce debido al agrietamiento próximo al final del rango elástico, tal y como se indica en la figura 7.15.

Figura 7.15: Definiciones alternativas para definir el desplazamiento de fluencia en elementos de concreto: (a) basada en la primera plastificación; (b) basada en la plastificación de la curva elastoplástica equivalente; (c) basada en la absorción de energía de la curva elastoplástica equivalente; (d) basada en la rigidez reducida de la plastificación de la curva elastoplástica equivalente. Fuente: elaboración propia en base a Park (1988)

Figura 7.16: Relación fuerza-desplazamiento típica para elementos de concreto reforzado. Fuente: elaboración propia en base a Paulay y Priestley (1992)

La primera forma de idealizar la relación fuerza-desplazamiento de las estructuras vistas más arriba, está basada en la idea de que los sistemas porticados de concreto armado están compuestos de elementos de concreto reforzado y que el comportamiento estructural global será análogo al comportamiento de sus elementos (Kadas, 2006)

El ATC-19 recomienda para la idealización de la curva de capacidad los dos métodos que se ilustran en la figura 7.17.

Figura 7.17: Métodos de idealización adoptados por el ATC-19: (a) Paulay y Priestley; (b) regla de igual energía. Fuente: elaboración propia en base a ATC-19

La primera aproximación, la cual está basada en el método propuesto por Paulay y Priestley, fue desarrollada para caracterizar la relación carga-desplazamiento para elementos de concreto reforzado, con este método se da por conocida a priori la resistencia de fluencia ($f_y Q_y$) del pórtico, que se toma como el máximo cortante soportado por la estructura. Por su parte, la rigidez elástica está basada en la rigidez secante del pórtico, la cual se calcula a partir de la curva de capacidad haciendo que el primer tramo de la curva bilineal pase por un punto de la curva original en el que la resistencia sea igual a un 75% de la resistencia de fluencia, es decir, $0.75 f_y Q_y$. El segundo método, recomendado por el ATC, es comúnmente llamado como el método de igual energía. Este método considera que el área encerrada por la curva original por encima de la aproximación bilineal es igual al área encerrada por la curva original por debajo de la aproximación bilineal.

Dos de los métodos más comunes para la idealización de la curva de capacidad son los propuestos por ATC-40 (1996) y FEMA-273 (1997), esta última posteriormente reemplazada por la FEMA-356 (2000). El método del ATC-40 surge en 1996 con la introducción del *Método*

del *Espectro de Capacidad* como guía para la evaluación sísmica. El método de idealización del ATC-40 consiste en un procedimiento relativamente sencillo en el cual se toma como rigidez de la estructura la rigidez elástica inicial y a partir de ahí se lleva a cabo un proceso iterativo de igualación de energías para determinar la resistencia lateral de la estructura, en la figura 7.18 se muestra de forma esquemática dicho método.

Figura 7.18: Representación bilineal de acuerdo al ATC-40. Fuente: elaboración propia en base al ATC-40

El método propuesto en principio por la FEMA-273 (1996) y que posteriormente fue sustituido por el de la FEMA-356 (2000), es el que se emplea en esta Tesis. Se decidió utilizar este procedimiento ya que ha sido ampliamente utilizado por la comunidad internacional para la representación bilineal de la curva de capacidad. El método consiste en imponer como primera aproximación un cortante de fluencia, fQ_y , el cual se redefine mediante un proceso iterativo de igualación de áreas (*área bajo la curva de capacidad e idealizada respectivamente*). Con este proceso iterativo lo que se hace es encontrar un valor del cortante de fluencia que hace posible que el error calculado no exceda el valor de la tolerancia preestablecida. Se impone una tolerancia relativamente pequeña de tal manera que el proceso iterativo finalice solo cuando las áreas sean bastante similares. En la figura 7.19 se indican las variables que hay que controlar en el proceso y que son las que definen el problema.

Figura 7.19: Representación bilineal de la curva de capacidad según la FEMA-356 (2000). Fuente: elaboración propia en base a la FEMA-356

El método propuesto por la FEMA es un proceso iterativo que involucra varios pasos, los mismos que se describen más adelante. Es importante señalar, que dicho procedimiento puede aplicarse tanto a la curva pushover global como a la local de cada planta.

- **Paso 1:** A partir de la curva de capacidad se define el desplazamiento último, $f\delta_u$, y su correspondiente valor de fuerza cortante, fQ_u , al que puede llegar la estructura (o una determinada planta de la estructura), antes de que inicie el mecanismo de colapso (*existen criterios para definir dicho punto pero se abordan más adelante en esta Tesis*). Estos valores definen el punto B de la figura anterior.
- **Paso 2:** Cálculo del área bajo la curva de capacidad, A_{curva} , utilizando un método numérico de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- **Paso 3:** Estimación del cortante basal de fluencia, fQ_y^i . En una primera iteración, este se fija de manera arbitraria pero dándole un valor realista para evitar posibles errores iniciales, en los pasos siguientes (en caso de ser necesario) se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real, A_{curva}^i , y la curva bilineal idealizada, $A_{bilineal}^i$. El superíndice i indica el paso i del proceso iterativo.
- **Paso 4:** Cálculo de la pendiente inicial, $f k^i$, de la curva bilineal (*en este método se denomina pendiente elástica inicial a la pendiente de la curva bilineal cuya rigidez es la rigidez efectiva de la estructura*). Se obtiene uniendo con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 fQ_y^i$ (ver figura 7.19). Para ello son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos de un análisis estático (pushover) o dinámico (IDA), se determina el desplazamiento $f\delta_{60}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60 fQ_y^i$.
 - La pendiente $f k^i$ correspondiente a la rigidez lateral efectiva de la estructura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f k^i = \frac{0.60 f Q_y^i}{f \delta_{60}^i} \quad 7.15$$

- **Paso 5:** Cálculo del desplazamiento de fluencia $f\delta_y^i$, el cual se define como

$$f \delta_y^i = \frac{f Q_y^i}{f k^i} \quad 7.16$$

- **Paso 6:** Definición de la curva bilineal: se define mediante las rectas OA, y AB.
- **Paso 7:** Cálculo del factor reductor α^i , de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{f Q_u}{f Q_y^i} - 1}{\frac{f \delta_u}{f \delta_y^i} - 1} \quad 7.17$$

- **Paso 8:** Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB (ver figura 7.19)

- **Paso 9:** Se determina el error ε^i en la representación bilineal como,

$$\varepsilon^i = \frac{A_{curva}^i - A_{bilineal}^i}{A_{curva}^i} * 100\% \quad 7.18$$

Si en una primera iteración el error es superior a tolerancia preestablecida, entonces se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor del cortante de fluencia,

$${}_f Q_y^{i+1} = {}_f Q_y^i * \frac{A_{curva}^i}{A_{bilineal}^i} \quad 7.19$$

y se repiten los pasos 4 a 9 con el nuevo valor ${}_f Q_y^{i+1}$ hasta cumplir con la tolerancia impuesta.

7.2.1.1.- Ajuste de la relación momento-rotación en vigas y columnas

Una vez fijados los parámetros que controlan la degradación de rigidez y el efecto de pinzamiento, HC y HS, respectivamente, el siguiente paso consistió en determinar el valor del parámetro HBD que se debía emplear en los cálculos estáticos para que cuando la rótula se sometiera a cargas monótonas, esta desarrollara una relación momento-rotación próxima a la que se muestra en la figura 7.20, que es la ley típica que recomienda la FEMA, la cual se compone de una parte elástica, una parte plástica y una parte en la cual se produce la degradación de resistencia.

Figura 7.20: Ley típica momento-rotación que propone la FEMA-356

Para el ajuste de la relación momento-rotación de las rótulas plásticas, se emplearon cálculos estáticos no lineales para lo cual se empleó una distribución de desplazamientos laterales en función del primer modo (figura 7.14). El ajuste de estos parámetros se realizó tanto en vigas como en columnas en las que se desarrolló y agotó al menos una rótula plástica en uno de sus extremos. El objetivo de este procedimiento era seleccionar y fijar un valor del parámetro HBD para ser empleado en los cálculos estáticos y dinámicos no lineales.

El ajuste conforme a la FEMA consistió en encontrar una rotación plástica tanto para vigas como para columnas que se aproxime al valor del parámetro a_θ mostrado en la figura 7.20 y que se encuentra tabulado en las tablas 6-7 y 6-8 de la FEMA-356 para vigas y columnas respectivamente. Se empleó un procedimiento de tanteo en el cual se iba aumentando proporcionalmente el parámetro de degradación de resistencia por deformación (HBD), desde

un valor mínimo de 0.01 a un máximo de 0.60, este rango de valores típicos lo propone el manual del programa IDARC versión 7. En la figura 7.21 se estudia la influencia de dicho parámetro en la capacidad de rotación plástica del extremo derecho de la viga 48 del pórtico P4X del prototipo N3. En dicha figura se aprecia que el aumento del parámetro HBD reduce la capacidad de rotación plástica de la rótula, esto revela la importancia que tiene el seleccionar adecuadamente un valor para este parámetro a ser empleado más adelante en esta Tesis en el desarrollo de cálculos estáticos y dinámicos no lineales.

Figura 7.21: Influencia del parámetro HBD en la capacidad de rotación plástica viga 48

A partir de las curvas de la figura 7.21 se calcula la rotación plástica procediendo de la siguiente manera:

1. Se determina la rotación última θ_u a partir de la rotación total que proporciona IDARC-2D V7: la rotación última, se ha definido como aquella en la cual el momento de la sección es máximo, es importante señalar de que algunos autores toman la rotación última cuando el momento cae por debajo del momento máximo un 20%. Con el criterio adoptado no se penaliza demasiado la capacidad de rotación plástica de las vigas, ya que no es necesario un incremento importante del parámetro HBD para cumplir con los rangos que propone la FEMA.
2. Se determina la rotación de fluencia θ_y : para el caso concreto de la viga 48 la rotación de fluencia es muy similar para todas las curvas de la figura 7.21, por lo tanto, para los fines de este cálculo se tomó el mismo valor.
3. Una vez determinas θ_u y θ_y se calcula la rotación plástica como: $\theta_p = \theta_u - \theta_y$

En la figura 7.22 se muestra un ejemplo de cálculo de la rotación plástica en el extremo derecho de la viga analizada para un valor concreto del parámetro HBD.

Figura 7.22: Ejemplo de cálculo de la rotación plástica en vigas

Para el resto de curvas se procede exactamente de la misma manera. Los resultados obtenidos para cada valor del parámetro HBD se indican en la tabla 7.7.

Tabla 7.7: Resumen del cálculo de la rotación plástica en viga 48

HBD	M_{max} (kN – cm)	θ_u	θ_y	θ_p calculada	$\theta_{p,IDARC}$
0.01	-11335	-0.037819	-0.001354	-0.036465	-0.036981
0.15	-9902	-0.023982	-0.001354	-0.022628	-0.023274
0.20	-9644	-0.022519	-0.001354	-0.021165	-0.021840
0.23	-9474	-0.022459	-0.001354	-0.021105	-0.021797
0.24	-9421	-0.021757	-0.001354	-0.020403	-0.021103
0.25	-9367	-0.020897	-0.001354	-0.019543	-0.020248
0.27	-9259	-0.018086	-0.001354	-0.016732	-0.017448
0.28	-9213	-0.018744	-0.001354	-0.017390	-0.018110
0.30	-9116	-0.017943	-0.001354	-0.016589	-0.017321
0.33	-8982	-0.016742	-0.001354	-0.015388	-0.016133
0.35	-8900	-0.015076	-0.001354	-0.013722	-0.014476
0.45	-8547	-0.011483	-0.001354	-0.010129	-0.010917
0.60	-8179	-0.005592	-0.001354	-0.004238	-0.005061

La representación gráfica conjunta de θ_p calculada y $\theta_{p,IDARC}$ da lugar a la figura 7.23. En dicha figura se puede apreciar que ambas rotaciones son muy similares entre sí, y que a partir de un HBD comprendido entre 0.25-0.60 se cumple con los valores límites establecidos por la FEMA para vigas controladas por flexión y con estribos espaciados a una distancia superior a $d/3$ (d es el canto efectivo de la viga) en la zona propensa a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas (es lo que la FEMA denomina *nonconforming transverse reinforcement, NC*). Por lo tanto, se puede elegir un valor de HBD comprendido en este rango, siempre tomando en cuenta que mientras mayor sea el HBD menor será la capacidad de rotación plástica de las rótulas.

Figura 7.23: Variación rotación plástica con el parámetro HBD en vigas

El mismo procedimiento empleado en el caso de las vigas se empleó para las columnas. En la figura 7.24 se muestra la influencia del parámetro HBD en la capacidad de rotación plástica ubicada en el extremo superior de la columna numero 60 del pórtico P4X. En la medida que se aumenta el HBD en las columnas también se reduce su capacidad de rotación plástica, por lo que para valores de HBD superiores a 0.60 la resistencia decae bruscamente, en otras palabras, cuando se alcanza la rotación de fluencia la rótula no es capaz de desarrollar rotaciones plásticas.

Figura 7.24: Influencia del parámetro HBD en la capacidad de rotación plástica columna 60

La rótula representada en la figura 7.24, tenía una carga gravitatoria inicial por eso inicialmente el momento es negativo y cuando se aplica la carga lateral pasa a positivo.

Para el cálculo de la rotación plástica en el caso de las columnas, no se fija la rotación de fluencia ya que varía ligeramente según HBD. Un ejemplo de cálculo de la rotación plástica para un valor concreto del parámetro HBD se muestra en la figura 7.25.

Figura 7.25: Ejemplo de cálculo de la rotación plástica en columnas

En la tabla 7.8 se indican los resultados obtenidos para el resto de valores de HBD al emplear un procedimiento análogo al de las vigas.

Tabla 7.8: Resumen del cálculo de la rotación plástica en columna 60

HBD	M_{max} (kN – cm)	θ_u	θ_y	θ_p calculada	θ_{p_IDARC}
0.01	8548.24	0.043686	0.011617	0.032069	0.033803
0.10	8703.05	0.037898	0.011622	0.026277	0.028052
0.15	8469.63	0.032635	0.011860	0.020775	0.022682
0.20	8881.86	0.038660	0.011881	0.026779	0.028719
0.25	8686.26	0.036495	0.011243	0.025252	0.026689
0.30	8248.95	0.039888	0.010168	0.029719	0.030111
0.35	8238.94	0.021999	0.010190	0.011809	0.012399
0.40	8193.31	0.025248	0.009610	0.015637	0.015774
0.45	8027.95	0.013066	0.008513	0.004553	0.003884
0.50	7966.18	0.012873	0.008419	0.004453	0.003686
0.55	7897.29	0.012604	0.007320	0.005283	0.003428
0.60	7823.47	0.010593	0.007582	0.003010	0.001393
0.65	7726.23	0.008219	0.008219	0.000000	0.000192

Figura 7.26: Variación de la rotación plástica con el parámetro HBD en columnas

En la figura 7.26 se puede observar mucha inestabilidad en la rótula, a pesar de ello el comportamiento observado es similar en ambos casos, principalmente a partir de un HBD=0.3. Las variaciones que se aprecian en la figura 7.26 pueden deberse a pequeños errores numéricos en la determinación de la rotación de fluencia a partir de la relación momento-rotación de las curvas de la figura 7.24. Sin embargo, existe un rango de valores de HBD comprendido entre 0.45 y 0.60, en el cual las rotaciones plásticas que experimenta la rótula están comprendidas dentro del rango que propone la FEMA para el caso de columnas.

7.2.1.2.- Estudio de sensibilidad para elegir el incremento de tiempo para cálculos dinámicos

Es bien sabido que el resultado de un análisis dinámico directo puede ser muy distinto dependiendo del registro de aceleraciones que se emplee para la obtención de la respuesta, además de esta variación impredecible del comportamiento de la estructura ante diferentes terremotos, el análisis dinámico también es sensible al *incremento de tiempo para el análisis de la respuesta* (en IDARC este parámetro se denomina *DTCAL*, en segundos) que se utilice. En el programa IDARC-2D se dan una serie de recomendaciones de manera que se pueden evitar errores en el cálculo y con el fin de que se obtenga una respuesta lo más realista posible. Tomando en cuenta que elegir adecuadamente este parámetro es clave a la hora de realizar un cálculo dinámico directo, se ha realizado un estudio paramétrico de sensibilidad en el cual se han empleado varios valores del parámetro *DTCAL*, incluyendo el valor propuesto para su uso en el programa IDARC-2D, y se ha realizado un análisis dinámico incremental para conocer la variabilidad de la respuesta para diferentes niveles de aceleración del suelo. Este estudio dinámico constituye la primera etapa de una serie de comprobaciones que se realizan en esta Tesis para determinar si la elección y el posterior ajuste de los parámetros histeréticos ha sido el correcto.

Para la realización de este estudio se empleó únicamente el modelo de 3 plantas (N3), y un único registro de aceleraciones del suelo (acelerograma). Se fijan además todos los parámetros histeréticos que controlan el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado. En la tabla 7.9 se indican los valores de *DTCAL* utilizados, la PGA de “colapso” denominada como $PGA_{max}(g)$, y la respuesta máxima obtenida en cada caso, esta última está representada

por el desplazamiento lateral relativo de la última planta, previo al colapso, medido respecto del suelo, D_{max} .

Tabla 7.9: Valores de $DTCAL$ y respuesta obtenida

$DTCAL$ (s)	PGA_{max} (g)	D_{max} (cm)
0.005	1.225	21.67
0.001	1.150	33.28
0.0005	1.140	32.19

La aplicación del análisis dinámico incremental permitió caracterizar la respuesta de la estructura en términos de su curva de capacidad (figura 7.27), obtenida para diferentes valores del parámetro $DTCAL$ indicados en la tabla 7.9.

Figura 7.27: Curvas de capacidad para diferentes valores del parámetro $DTCAL$

El análisis de los resultados obtenidos permitió llegar a las siguientes conclusiones:

- El comportamiento en general es similar, y se mantiene una tendencia en la cual el modelo colapsa para una PGA menor cuando $DTCAL$ es menor.
- Los resultados obtenidos para un $DTCAL$ de 0.001 y 0.0005 son muy parecidos, con lo cual, realizar los cálculos dinámicos para un $DTCAL$ de 0.001s reduce el tiempo de computación y asegura unos resultados buenos.

Los modelos numéricos de los prototipos, desarrollados y ajustados como se explica en los apartados anteriores se muestran en el Anexo C.

7.3.- Comprobación de los Modelos Desarrollados Mediante Cálculos Dinámicos Directos

Una vez ajustada la relación momento-rotación en rótulas de vigas y columnas a partir de análisis pushover empleado el rango recomendado del parámetro HBD, y de haber elegido adecuadamente el valor de $DTCAL$ para el análisis dinámico, se procedió con el resto de comprobaciones del modelo numérico desarrollado. En este apartado se evalúa la capacidad de disipación de energía en vigas empleando resultados de estudios experimentales existentes en la literatura, y además se establece el balance de energías en cada uno de los prototipos de estructuras de HA desarrollados.

7.3.1.- Cálculo del índice de disipación de energía en vigas

Darwin y Nmai (Darwin & Nmai, 1986) ensayaron un serie de vigas bajo cargas cíclicas hasta la rotura y fueron evaluando cual era la energía máxima disipada. Expresaron esta energía mediante un coeficiente que era el D_i , que es la energía total disipada normalizada por la energía elástica que almacena la viga en la fluencia, es decir, por un medio del producto de la carga de fluencia P_y y el desplazamiento de fluencia Δ_y , y se calcula con la expresión $D_i = E_b/0.5P_y\Delta_y[1 + (A'_s/A_s)^2]$. En base a esos ensayos propusieron las ecuaciones (7.20) y (7.21) que dan el valor de D_i en función de varios parámetros que se definen más abajo. La primera de las dos ecuaciones es la que proponen Nmai y Darwin, con la cual consiguieron un mejor ajuste de los resultados experimentales (con una correlación de 0.861). La segunda de las ecuaciones es fruto de una combinación de ajustes individuales realizados por Nmai y Darwin, (Hwang & Scribner, 1984), (Scribner & Wight, 1980), y (Wight & Sozen, 1975). Estos autores se dieron cuenta de que con la ecuación (7.21) se conseguía un mejor ajuste de los resultados de los ensayos, que empleando por separado cada una de las expresiones propuestas.

$$D_i = 205 \frac{(v_s f'_c)^{0.5}}{v_m^{1.5}} - 26 \quad 7.20$$

$$D_i = 188 \frac{(v_s f'_c)^{0.5}}{v_m^{1.5}} - 9 \quad 7.21$$

Las ecuaciones anteriores dependen del esfuerzo nominal a cortante que proporciona la armadura transversal de la viga v_s (en unidades psi), la resistencia a la compresión del concreto f'_c (psi), y del esfuerzo a cortante máximo aplicado a la sección v_m (psi). Los esfuerzos v_m y v_s vienen dados por las ecuaciones 7.22 y 7.23 respectivamente:

$$v_m = \frac{V_{m,b}}{b_x d} \quad 7.22$$

$$v_s = \frac{A_v f_{vy}}{b_x s} \quad 7.23$$

donde, $V_{m,b}$ es la fuerza cortante máxima, b_x ancho de la viga, d es el canto efectivo (distancia desde la parte inferior de la viga hasta el centroide del acero de la parte superior) y d_1 es el canto efectivo (medido desde la parte superior de la viga hasta el centroide del acero inferior), A_v , s y f_{vy} son el área, la separación y la resistencia de fluencia del acero de los estribos, en in², in y psi respectivamente.

En esta Tesis se realizó un estudio en el que se compara la energía disipada por una rótula del modelo numérico, cuyo comportamiento histerético se caracteriza con los parámetros expuestos anteriormente, con la que predicen las fórmulas anteriores. Para ello se realizaron cálculos dinámicos directos empleando el acelerograma correspondiente a la componente N00E del terremoto de Valle de Limón ocurrido en Costa Rica en 1991.

Por otra parte, la única incógnita en las expresiones anteriores es el cortante máximo $V_{m,b}$ que soporta la viga. Para calcularlo se determinó el instante previo al colapso mediante un análisis IDA y se tomaron varias vigas en donde se habían formado rótulas plásticas en sus extremos. A continuación se determinaron los momentos máximos en ambos dominios (máximo positivo y máximo negativo), y con ello se aplicó el siguiente procedimiento para la obtención de $V_{m,b}$:

1. Se representa la relación momento-rotación en ambos extremos de la viga (extremo izquierdo y extremo derecho).
2. Los momentos máximos de cada dominio en cada extremo se les ha denominado de la siguiente manera: M_{ip} es el momento máximo que soporta el extremo izquierdo bajo momentos positivos, M_{dm} es el momento máximo que soporta el extremo derecho bajo momentos negativos, M_{im} es el momento máximo que soporta el extremo izquierdo bajo momentos negativos, y M_{dp} es el momento máximo que soporta el extremo derecho bajo momentos positivos, estos momentos se representan en la figura 7.28:

Figura 7.28: Relación momento-rotación para viga 36: grafica (a) extremo izquierdo; grafica (b) extremo derecho

3. Se suman los momentos máximos de la siguiente manera: $M_{ip} + M_{dm}$; $M_{im} + M_{dp}$
4. Se toma el máximo de los dos momentos obtenidos en el paso anterior y se divide por la longitud libre de la viga (L_{lib}) y de esta manera se determina $V_{m,b}$.

Cabe mencionar que en los estudios realizados por Darwin y Nmai, la resistencia del concreto estaba en un rango entre [4220 psi = 296.69 kg/cm² – 4370 psi = 307.24 kg/cm²]. Este rango de valores es muy superior a los 210 kg/cm² utilizados en el diseño de los prototipos. Todas las vigas ensayadas por estos autores tenían una relación de áreas de acero, $A'_s/A_s = 0.5$ (A_s y A'_s son el área de acero en la parte superior e inferior de la viga justo en la cara del nudo respectivamente), excepto una de las vigas en la que este ratio fue de 0.75. Además las vigas tenían valores bajos de refuerzo a flexión (cuantía de armado entre 0.69 - 1.03 $\approx$ 1). Con estos materiales Nmai y Darwin obtuvieron unos valores del índice de disipación de energía D_i , comprendidos entre 26 y 91.

A partir de la relación momento-rotación obtenida numéricamente y mostrada en la figura 7.28 se determinó el valor de D_i empleando la ecuación (7.20) de Nmai y Darwin y la ecuación (7.21) de Nmai y Darwin y otros vistas anteriormente. El resultado obtenido se proporciona en la tabla 7.10, en la cual se podrá ver que las ecuaciones (7.20) y (7.21) proporcionan unos resultados muy similares para todas las vigas analizadas.

Tabla 7.10: Propiedades vigas y resultado del cálculo de D_i

Nº viga	B_{c1} (cm)	B_{c2} (cm)	b_x (cm)	h_y (cm)	s_e (cm)	d_B (in)	$\frac{(v_s f'_c)^{0.5}}{v_m^{1.5}}$	D_i Nmai y Darwin	D_i Nmai y Darwin y otros
21	30	35	30	60	27	3/4	0.68	113.29	118.74
22	35	35	30	60	27	3/4	0.64	104.44	110.63
23	35	35	30	60	27	3/4	0.66	108.39	114.24
24	35	30	30	60	27	3/4	0.67	110.33	116.03
33	30	35	30	60	27	3/4	0.71	119.66	124.58
34	35	35	30	60	16	3/4	0.72	121.70	126.45
35	35	35	30	60	15	3/4	0.73	123.73	128.32
36	35	30	30	60	27	3/4	0.69	114.66	119.99

Los resultados indicados en la tabla 7.10 para el índice D_i se representan en la figura 7.29 conjuntamente con los valores mínimo, intermedio y máximo obtenidos por los autores y ya citados. Se ha empleado la misma representación de Nmai y Darwin, es decir, en el eje vertical el índice D_i y en el eje horizontal el ratio $(v_s f'_c)^{0.5}/v_m^{1.5}$.

Figura 7.29: Índice de disipación de energía en vigas pórticos P2X y P3X prototipo N3

Al comparar los resultados obtenidos con los datos experimentales, se observa que la capacidad de disipación de energía última de las rótulas plásticas de las vigas del modelo numérico desarrollado para el prototipo N3, está dentro del rango de valores determinados por Nmai y Darwin y otros investigadores a partir de estudios experimentales. Otras observaciones realizadas se enumeran a continuación:

1. Para vigas de igual sección y separación de los estribos, la raíz cuadrada del producto $v_s f'_c$ es una constante (en este caso concreto), con lo cual, el ratio $(v_s f'_c)^{0.5}/v_m^{1.5}$ cambia únicamente si lo hace v_m , cuando los momentos son relativamente pequeños resulta que los cortantes también son pequeños y por consiguiente v_m también lo es, esto en su conjunto hace que el ratio mencionado sea igual o mayor que 1 y que el valor de D_i resulte muy distante de los resultados experimentales. Uno de los casos en los que

ocurre esto es en vigas que no han desarrollado su máxima capacidad a momento (por ejemplo, las vigas 15 y 37 del prototipo N3, estas vigas también fueron analizadas pero los resultados obtenidos no se incluyen en la Tesis). Para obtener valores razonables de D_i (en este caso) los momentos en ambos extremos de las vigas deben estar comprendidos entre 10000 y 15000 kN-cm.

2. Dado que se trabaja con vigas que tienen unas dimensiones mayores a las empleadas en los experimentos y los materiales concreto y acero tienen una resistencia inferior a las que se emplearon en los experimentos (*se desconoce el valor de f_{vy} empleado por Nmai y Darwin*), se concluye que las vigas estudiadas tienen menos capacidad de disipación de energía que las empleadas en los experimentos, ya que están menos confinadas y por tanto tienen una menor ductilidad.
3. Tal y como concluyen Nmai y Darwin, el índice D_i está controlado principalmente por el esfuerzo a cortante máximo (v_m), por la resistencia del concreto (f'_c) y por la capacidad nominal del refuerzo a cortante. D_i también es sensible a modificaciones en el detalle, anclaje y a la geometría de la viga.

7.3.2.- Balance energético

El balance energético es una condición fundamental que debe cumplir en todo instante cualquier cálculo dinámico directo no lineal para poder dar por aceptables los resultados. En esta Tesis se hizo una última comprobación de los modelos numéricos desarrollados, que consistió en computar en cada instante de tiempo cada una de las energías que componen la ecuación de balance energético para ver en qué medida se cumplía con dicho balance. El balance de energías en una estructura, tal como se expuso en el capítulo 1, está dado por la ecuación (7.24):

$$W_e + W_\zeta + W_p = E \quad 7.24$$

Para poder determinar cada una de las energías, es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad sometido a una excitación exterior variable con el tiempo, ecuación (7.25),

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K}\mathbf{v} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{v}_g \quad 7.25$$

En la ecuación (7.25), $\mathbf{M}$ es la matriz de masas, $\mathbf{C}$ es la matriz de amortiguamiento y $\mathbf{K}$ es la matriz de rigidez de toda la estructura. Por su parte, $\mathbf{J}$, $\ddot{v}_g$, $\dot{\mathbf{v}}$ y $\mathbf{v}$ son los vectores de arrastre, de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

Si se multiplica la ecuación (7.25) por un vector diferencial de desplazamiento $d\mathbf{v}^T$ y se integra entre 0 y un determinado instante t y se llega a:

$$\int_0^t (\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K}\mathbf{v})d\mathbf{v}^T = \int_0^t -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{v}_gd\mathbf{v}^T$$

Luego,

$$\int_0^t d\mathbf{v}^T\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + \int_0^t d\mathbf{v}^T\mathbf{C}\dot{\mathbf{v}} + \int_0^t d\mathbf{v}^T\mathbf{K}\mathbf{v} = - \int_0^t d\mathbf{v}^T\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{v}_g \quad 7.26$$

La integral del primer término del primer miembro de (7.26) nos conduce a:

$$\begin{aligned}
 \underbrace{\int_0^t d\mathbf{v}^T \mathbf{M} \dot{\mathbf{v}}}_{W_{ek}} &= \mathbf{M} \dot{\mathbf{v}}^T \dot{\mathbf{v}} dt = \int_0^t [\dot{v}_1 \quad \cdots \quad \dot{v}_n] \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \vdots \\ \dot{v}_n \end{bmatrix} dt = \\
 \int_0^t [\dot{v}_1 \quad \cdots \quad \dot{v}_n] \begin{bmatrix} m_1 \dot{v}_1 \\ \vdots \\ m_n \dot{v}_n \end{bmatrix} dt &= \int_0^t \sum \dot{v}_i m_i \dot{v}_i dt = \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t \dot{v}_i m_i \dot{v}_i dt \\
 W_{ek} &= \sum_{i=1}^{NP} \left(\frac{m_i v_i^2}{2} \right)
 \end{aligned} \tag{7.27}$$

Por su parte la integral del segundo término del primer miembro de (7.26) conduce a la ecuación (7.28) de la siguiente manera:

$$W_\zeta = \int_0^t d\mathbf{v}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{v}}$$

Donde la matriz de amortiguamiento $\mathbf{C}$ se puede tomar proporcional a la matriz de masas, es decir, $\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M}$, siendo a_0 el coeficiente de proporcionalidad.

La fracción de amortiguamiento para el modo n es ζ_n :

$$\zeta_n = \frac{c_n}{2m_n \omega_n}$$

donde,

$$c_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_n \text{ y } m_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n$$

Siendo c_n y m_n el amortiguamiento generalizado en el modo n y la masa generalizada en el modo n , respectivamente.

Sustituyendo y operando se obtiene:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n}$$

$$a_0 = 2\zeta_n \omega_n$$

Luego,

$$\begin{aligned}
 W_\zeta &= \int_0^t d\mathbf{v}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{v}} = \int_0^t [dv_1 \quad \cdots \quad dv_n] \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \vdots \\ \dot{v}_n \end{bmatrix} = \\
 a_0 \int_0^t [dv_1 \quad \cdots \quad dv_n] \begin{bmatrix} m_1 \dot{v}_1 \\ \vdots \\ m_n \dot{v}_n \end{bmatrix} &= a_0 \int_0^t [dv_1 m_1 \dot{v}_1 + \cdots + dv_n m_n \dot{v}_n]
 \end{aligned}$$

Por lo que,

$$W_\zeta = a_0 \sum \int_0^t m_i \dot{v}_i dv_i = 2\zeta_n \omega_n \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t m_i \dot{v}_i dv_i \tag{7.28}$$

Finalmente el último término del primer miembro de (7.26) es $W_s = W_{es} + W_p$, que representa la energía de deformación elástica W_{es} almacenada por la estructura, y la energía de

deformación plástica disipada por la estructura. La suma de estas dos energías se obtiene para cada planta integrando en cada planta i la curva cortante - desplazamientos relativos entre plantas de esa planta. Sumando estas energías para todas las plantas de la estructura se obtiene el valor total. Luego la energía almacenada y disipada total por deformaciones elásticas y plásticas es:

$$W_s = \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t d\mathbf{v}^T \mathbf{K} \mathbf{v} = \sum_{i=1}^{NP} A_{si} \quad 7.29$$

Por otra parte el segundo miembro de la ecuación de balance energético (7.26), representa el input de energía en la estructura y se resuelve de la siguiente manera:

$$\int_0^t -d\mathbf{v}^T \mathbf{M} \mathbf{J} \ddot{\mathbf{v}}_g = \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t -dv_i m_i \ddot{v}_g$$

$$E = \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t -dv_i m_i \ddot{v}_g \quad 7.30$$

Finalmente la expresión (7.25) se puede expresar de la siguiente manera,

$$\sum_{i=1}^{NP} \left(\frac{m_i \dot{v}_i^2}{2} \right) + 2\zeta_n \omega_n \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t m_i \dot{v}_i dv_i + \sum_{i=1}^{NP} A_{si} = \sum_{i=1}^{NP} \int_0^t -m_i \ddot{v}_g dv_i \quad 7.31$$

en la cual m_i es la masa de la planta i , $\dot{v}_i^2$ es la velocidad de la masa de la planta i en el instante t , $\dot{v}_i$ es la de velocidad relativa de la planta i respecto al suelo, v_i es el desplazamiento relativo de la planta i con respecto al suelo, dv_i es el diferencial de desplazamientos relativo de la planta i , A_{si} es el área de la curva desplazamientos relativos entre plantas de la planta i -cortante de la planta i , y NP es el número de plantas. Por su parte a_0 es el coeficiente que depende de los valores de la fracción de amortiguamiento crítico ζ , adoptados y de las propiedades dinámicas de la estructura (tiene como unidad el s^{-1}) que vale $a_0 = 2\zeta\omega_n$, donde ω_n frecuencia fundamental de la estructura ($\omega_n = 2\pi / fT_1$), siendo fT_1 el período fundamental de la estructura de múltiples grados de libertad en segundos.

En esta Tesis se comprueba el balance de energías en cada instante de tiempo tanto para la estructura sin disipadores como con disipadores. En este capítulo se aborda el balance de energía de los modelos sin disipadores. Se estudian dos modelos: (a) pórtico sin cerramientos y (b) el pórtico con cerramientos en las plantas superiores, figura 7.29. La comprobación del balance de energías para las estructuras con disipadores se realiza en capítulos posteriores. Al modelo con disipadores y con mampostería se le llama en adelante “modelo completo”).

Figura 7.30: Modelo empleados en el balance energético: (a) pórtico diáfano en todas las plantas; (b) pórtico con cerramientos exclusivamente en las plantas superiores

El resultado obtenido empleando los modelos (a) y (b) de la figura 7.30 se muestra en las figuras de la 7.31 a la 7.36. En estas figuras se representa cada una de las energías que componen la ecuación de balance energético vista más arriba, también se representa el error relativo entre la energía total disipada por la estructura ($W_{ek} + W_D + W_s$), y la energía total introducida por el terremoto (E) en cada instante de tiempo. Los registros sísmicos empleados corresponden a terremotos ocurridos en Costa Rica, cuyas características se vieron en el capítulo 6.

Para el caso concreto del modelo de la figura 7.30a, se realizó un cálculo dinámico incremental hasta que la estructura quedó en un estado previo al colapso. La comprobación del balance de energía se hizo en esas condiciones de daño elevado hasta dicho punto de pre-colapso y para cada prototipo de estructura.

Figura 7.31: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N3

Figura 7.32: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N3

Figura 7.33: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N6

Figura 7.34: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N6

Figura 7.35: Balance de energías para el modelo (a) del prototipo N9

Figura 7.36: Balance de energías para el modelo (b) del prototipo N9

A partir de las figuras anteriores se deduce que la energía disipada por la estructura en comparación con la energía introducida por el terremoto, es muy similar, y que además se cumple el balance de energías en cada instante de tiempo. Analizando el balance de energías en el instante t_0 en que termina el terremoto, se puede ver que el error relativo para el caso del modelo de la figura 7.30a es de 0.02, 0.09, y 0.50% para los prototipos N3, N6 y N9, respectivamente, y para el caso de la figura 7.30b es de 0.01, 0.25 y 0.26% respectivamente para los prototipos de estructuras estudiados. En general, un error pequeño que se puede despreciar y se puede atribuir a errores en el cálculo numérico.

7.4.- Curvas de Capacidad y Propiedades del Pórtico sin Disipadores

Los elementos empleados por el programa IDARC 7.0 para modelizar los muros trabajan sólo en cálculos dinámicos (no se pueden emplear para cálculos estáticos). Por ello la curva de capacidad de una estructura con muros debe obtenerse con este programa empleando cálculos dinámicos con niveles incrementales de la aceleración del suelo, lo que en la literatura se conoce como análisis IDA.

En esta Tesis, a fin de determinar las propiedades de la parte flexible (pórtico de HA con muros de mampostería como elemento de cierre en las plantas superiores a la primera) mostrado en la figura 7.37, se han realizado siete análisis IDA empleando por tanto un total de 7 registros sísmicos clasificados como lejanos y cercanos a falla como se indica en la tablas 7.11-7.13. Estudios previos publicados en la literatura (Reyes & Kalkan, 2011) demuestran que se requiere un mínimo de 7 registros sísmicos para poder trabajar con los valores medios de los parámetros de respuesta.

Figura 7.37: Modelo estructural para la determinación de las propiedades de la parte flexible

Utilizando los modelos numéricos desarrollados anteriormente, se realizaron cálculos dinámicos incrementales dinámicos en régimen no lineal (IDA) para determinar las curvas que relacionan la fuerza cortante en cada planta i , fQ_i , con su correspondiente desplazamiento relativo entre plantas de dicha planta i , $f\delta_i$. De las siete curvas obtenidas para cada planta, se adoptó como curva de capacidad (C_{cap}) aquella que alcanzaba una mayor capacidad de deformación lateral. En la figura 7.38 se muestra la representación conjunta de las siete curvas de capacidad de la primera planta del prototipo N3 obtenidas empleando los siete registros sísmicos que se indican en la tabla 7.11.

Figura 7.38: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N3

Una vez obtenidas las curvas de capacidad mostradas en la figura 7.38, el siguiente paso fue idealizarlas mediante la aproximación bilineal mostrada en la figura 7.19, proporcionando la resistencia lateral de fluencia, $fQ_{y,i}$, el desplazamiento de fluencia, $f\delta_{y,i}$, y la rigidez lateral, $f k_i$, de cada planta i .

A partir de la figura 7.38 se determina que la curva de capacidad con mayor desplazamiento último corresponde al registro del terremoto de *Alajuela componente N00E*, la idealización de

las C_{cap} de todas las plantas del prototipo N3 para ese registro sísmico se muestra en la figura 7.39.

Figura 7.39: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N3

El resultado de la idealización para el resto de curvas de C_{cap} de la figura 7.38 se resume en la tabla 7.11. En dicha tabla se puede apreciar la variabilidad de los resultados según el terremoto.

Tabla 7.11: Propiedades primera planta prototipo N3 para diferentes terremotos

Registro	Tipo	$f k_1$ (kN/cm)	$f Q_{y,1}$ (kN)	$f \delta_{y,1}$ (cm)	$f \delta_{u,1}$ (cm)
Alajuela-N00E	Campo cercano	555.10	1175.80	2.12	6.63
Alajuela-N90E		544.60	1181.40	2.17	6.51
Vara Blanca-N90E		580.50	1136.00	1.96	6.35
Alajuela PCC-N00E	Campo lejano	574.00	1149.01	2.00	5.63
Alajuela PCC-N90E		583.40	1013.41	1.74	4.56
Alajuela-EINS-N90E		588.20	910.14	1.55	3.23
Sabanillas-N90E		570.00	1169.60	2.05	6.56

Para el resto de prototipos se procede exactamente de la misma manera. El resultado obtenido se muestra en las figuras y tablas a continuación:

Figura 7.40: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N6

Tabla 7.12: Propiedades primera planta prototipo N6 para diferentes terremotos

Registro	Tipo	f_k1 (kN/cm)	$fQ_{y,1}$ (kN)	$f\delta_{y,1}$ (cm)	$f\delta_{u,1}$ (cm)
Alajuela-N00E	Campo cercano	1447.90	2137.54	1.48	6.10
Alajuela-N90E		1330.10	2169.35	1.63	5.80
Vara Blanca-N90E		1531.40	1832.63	1.20	2.63
Alajuela PCC-N00E	Campo lejano	1494.80	1988.59	1.33	3.97
Alajuela PCC-N90E		1627.00	1436.23	0.88	2.06
Alajuela-EINS-N90E		1605.70	1263.98	0.79	2.07
Sabanillas-N90E		1527.60	2157.51	1.41	4.15

Figura 7.41: Curvas de capacidad para diferentes terremotos, prototipo N9

Tabla 7.13: Propiedades primera planta prototipo N9 para diferentes terremotos

Registro	Tipo	$f k_1$ (kN/cm)	$f Q_{y,1}$ (kN)	$f \delta_{y,1}$ (cm)	$f \delta_{u,1}$ (cm)
Alajuela-N00E	Campo cercano	2001.30	2627.38	1.31	6.37
Alajuela-N90E		1945.30	2672.70	1.37	5.66
Vara Blanca-N90E		2008.90	1973.07	0.98	1.31
Alajuela PCC-N00E		2088.20	2264.66	1.09	3.04
Alajuela PCC-N90E	Campo	1993.90	2733.94	1.37	3.81
Alajuela-EINS-N90E	lejano	1949.60	2573.00	1.32	2.79
Sabanillas-N90E		2013.50	3061.05	1.52	4.32

Los resultados obtenidos indican que cuando se realiza un análisis IDA para evaluar la capacidad de una estructura es recomendable emplear varios registros sísmicos para asegurarse de que se está obteniendo adecuadamente las propiedades de la misma. Para el caso del prototipo N3 las curvas de capacidad para la primera planta son bastante parecidas, pero en el resto de prototipos (N6 y N9) hubo en algunos casos diferencias notables, principalmente en cuanto a resistencia máxima y capacidad de deformación lateral última. Por el contrario, la rigidez elástica inicial que exhiben esas curvas es muy parecida en todos los casos, la misma varía entre 545 y 588, 1330 y 1627, y entre 1945 y 2088 kN/cm para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente, con unas diferencias del 7.3, 18.25 y 6.9% entre el mínimo y el máximo valor respectivamente para los mismos prototipos.

Figura 7.42: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N6

Figura 7.43: Ejemplo de idealización C_{cap} para el prototipo N9

7.5.- Simulación de los Materiales Compuestos FRP/SRP

Debido a que IDARC2D-7.0 no permite modelizar directamente materiales compuestos del tipo FRP/SRP, en este apartado se expone una forma indirecta de hacerlo que consiste en aumentar el área de acero longitudinal. Este refuerzo se realiza exclusivamente en los pilares de la planta baja. Con el aumento de la cantidad de barras de refuerzo se pretende incrementar la resistencia lateral de las columnas de la planta baja un 40%, que es un valor razonable que se puede conseguir fácilmente con FRP/SRP. Se estudia también en este apartado cómo este aumento de resistencia afecta a la rigidez lateral de la estructura.

El procedimiento llevado a cabo para determinar el incremento de acero que hay que aplicar a los pilares de la planta baja para que la resistencia lateral de la misma aumente un 40%, es el siguiente:

1. De la curva de capacidad obtenida en el apartado anterior (sin refuerzo de pilares con FRP/SRP), se obtiene la resistencia última ($f_{Q_{u,1}}$ inicial) que alcanza el pórtico y se toma como referencia para incrementar la resistencia de las columnas de la primera planta.
2. Se fija un valor tentativo de la PGA última a aplicar con el análisis IDA y se adopta un incremento también tentativo del área de acero en las columnas.
3. Seguidamente se realiza un análisis dinámico empleando la PGA fijada en el paso 2 y se determina si la resistencia máxima del pórtico se ha incrementado 1.4 veces la resistencia $f_{Q_{u,1}}$ inicial obtenida en el paso 1. Si no es así, se vuelve al paso 2 y se repite el proceso.

El procedimiento anterior se ha aplicado a los tres prototipos analizados, para los prototipos N6 y N9 se incrementa directamente la resistencia última un 40%, pero para el prototipo N3 se muestra un conjunto de curvas que se han obtenido al ir incrementando la resistencia última inicial del pórtico, tal y como se expuso más arriba, hasta llegar a un aumento del 40%. La obtención de cada una de las curvas mostradas en la figura 7.44, implica por tanto un proceso iterativo hasta alcanzar la resistencia deseada y luego la realización de un análisis IDA.

SIMULACIÓN FRP/SRP EN PROTOTIPO N3

Curva de Capacidad Original y Simulada

Registro de Alajuela-N00E

Figura 7.44: Curvas de capacidad para diferentes incrementos en la resistencia última inicial del prototipo N3

En las tablas 7.14 y 7.15 se muestra para los prototipos N6 y N9 las iteraciones realizadas hasta incrementar la resistencia última inicial un 40% siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 7.14: Simulación de los FRP/SRP en IDARC prototipo N6

$fQ_{u,1}$	$1.4 * fQ_{u,1}$	Iteración	Incremento acero (%)	$fQ_{u,1}$ ajuste	Error
2603.30	3644.62	1	40	2776.95	23.81%
		2	80	2972.91	18.43%
		3	95	3041.37	16.55%
		4	110	3107.58	14.74%
		5	130	3146.57	13.67%
		6	160	3253.58	10.73%
		7	190	3363.84	7.70%
		8	220	3443.24	5.53%
		9	250	3447.8	5.40%
		10	280	3514.27	3.58%
		11	300	3530.72	3.13%
		12	330	3543.16	2.78%
		13	350	3554.85	2.46%

Tabla 7.15: Simulación de los FRP/SRP en IDARC prototipo N9

$fQ_{u,1}$	$1.4 * fQ_{u,1}$	Iteración	Incremento acero (%)	$fQ_{u,1}$ ajuste	Error
3263.1	4568.34	1	40	3436.11	24.78%
		2	100	3782.79	17.20%
		3	150	4023.13	11.93%
		4	200	4192.2	8.23%
		5	250	colapso	''
		6	240	colapso	''
		7	230	colapso	''
		8	220	4241.67	7.15%

En las figuras 7.45 y 7.46 se representan conjuntamente la curva de capacidad inicial y simulada con FRP/SRP para el caso de los prototipos N6 y N9.

SIMULACIÓN FRP/SRP EN PROTOTIPO N6

Curva de Capacidad Original y Simulada

Registro de Alajuela-N00E

Figura 7.45: Curva de capacidad sin FRP/SRP y con un incremento del 40% en la resistencia del prototipo N6

SIMULACIÓN FRP/SRP EN PROTOTIPO N9

Curva de Capacidad Original y Simulada

Registro de Alajuela-N00E

Figura 7.46: Curva de capacidad sin FRP/SRP y con un incremento del 40% en la resistencia del prototipo N9

En las figuras mostradas anteriormente se representó la *rigidez elástica inicial* en cada caso (curva sin y con FRP/SRP simulados respectivamente). En la tabla 7.16 se establece la comparación de dichas rigideces para cada prototipo.

Tabla 7.16: Comparación rigideces (*unidades en kN/cm*)

Prototipo	k_{f1} inicial	k_{f1} simulada	Incremento k_{f1} (%)
1	587.9	709.8	20.73
2	1447.5	2228.6	53.96
3	2001.4	2847.1	42.26

Capítulo 8

8. PREDICCIÓN DE LA ENERGÍA DE VIBRACIÓN ELÁSTICA

8.1.- Introducción

En este capítulo se propone una expresión para estimar de forma aproximada la energía de vibración elástica, W_e , en edificios regulares de estructura porticada con la primera planta diáfana (planta “blanda”) y el resto de plantas rigidizadas/reforzada por la presencia de cerramientos exteriores y particiones interiores. Para ello el edificio se idealiza mediante un modelo continuo consistente en una barra a cortante empotrada en la base de rigidez lateral variable en altura y masa constante. Del análisis modal de este modelo y mediante un estudio paramétrico se llega a una expresión que permite aproximar W_e para distintas relaciones de rigidez lateral entre la planta primera y las plantas superiores. Este capítulo se inicia con la formulación analítica del modelo de barra a cortante general con una distribución arbitraria de sus propiedades físicas (masa y rigidez a cortante), a continuación se particulariza para el tipo de edificio que se aborda en esta Tesis, y a partir del estudio de este modelo particularizado se propone una expresión para predecir W_e . Finalmente se realiza una validación numérica de la expresión propuesta.

8.2.- Modelo Continuo General

La respuesta elástica de un edificio de varias plantas de pequeña a mediana altura puede obtenerse idealizándolo mediante una barra a cortante de altura H como se muestra en la figura 8.1a, utilizando el *método de superposición modal* (Akiyama, 2003).

Figura 8.1: Modelo continuo general: (a) barra a cortante; (b) elemento diferencial

La barra mostrada en la figura 8.1 está empotrada en la base y su base se mueve con respecto a un sistema de referencia fijo una cantidad $z_g(t)$, (que representa el desplazamiento del suelo). La función $y(x, t)$ representa el desplazamiento relativo respecto al suelo de una sección de la barra situada a una altura x con respecto al suelo. En la figura 8.1b se representa una rebanada de espesor diferencial de la barra y las fuerzas que actúan en ella en el caso de que no exista amortiguamiento. $Q(x, t)$ es el valor del cortante en la cara inferior de la rebanada, $Q(x, t) + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} dx$ es el valor del cortante en la cara superior y f_i es la fuerza de inercia.

En el modelo de cortante, las variables independientes son la distancia, x , a lo largo del eje de la barra y el tiempo, t . La variable dependiente es el desplazamiento horizontal, y . Las propiedades físicas distribuidas del modelo son la masa por unidad de longitud, $m(x)$, y la rigidez a cortante, $G(x) = Q/\gamma$, siendo γ la distorsión angular, $\gamma = \partial y(x, t)/\partial x$. Estas propiedades físicas se han considerado en principio con una distribución arbitraria, tal y como se muestra en la figura 8.2.

Figura 8.2: Propiedades distribuidas del modelo a cortante

La ecuación del movimiento se puede obtener simplemente planteando el equilibrio de fuerzas en el elemento diferencial. De esta forma se llega a la siguiente ecuación que gobierna el equilibrio dinámico de una barra a cortante sin amortiguamiento empotrada en la base y sometida a un movimiento del suelo caracterizado por la función $\ddot{z}_g(t)$:

$$m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial y}{\partial x} \right) = -m \ddot{z}_g \quad 8.1$$

El segundo miembro de la ecuación (8.1) representa la “*fuerza exterior lateral equivalente aplicada*”. Haciendo nulo el segundo miembro obtenemos la ecuación de las vibraciones libre sin amortiguamiento del sistema.

$$m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial y}{\partial x} \right) = 0 \quad 8.2$$

En vibración libre la barra solamente puede oscilar en unas determinadas frecuencias propias ω_j ($j = 1, 2, \dots, \infty$), estando cada frecuencia asociada a un modo de vibración ϕ_j . Los movimientos $y(x, t)$ de la barra cuando se excita inicialmente de forma arbitraria y se deja vibrar libremente se pueden expresar mediante la ecuación (8.3):

$$y(x, t) = \sum_{j=1}^{\infty} (q_j(t) \phi_j(x)) \quad 8.3$$

La ecuación (8.3) representa la solución general de la ecuación diferencial (8.2), y es una suma infinita del producto de funciones temporales y de funciones modales. Para el caso de la vibración libre, las funciones temporales, $q_j(t)$, son del tipo:

$$q_j(t) = a_j \sin(\omega_j t + \alpha_j) \quad 8.4$$

Por su parte, las funciones modales tienen propiedades de ortogonalidad, es decir:

$$\int_0^H \phi_i(x) \phi_j(x) m(x) dx = 0 \quad \text{si } i \neq j \quad 8.5$$

Además los modos de vibración, $\phi(x)$, se pueden normalizar para que cumplan la siguiente condición:

$$\int_0^H m(x) \phi_j^2(x) dx = M \quad 8.6$$

En la ecuación (8.6) M es la masa total de la barra que vale:

$$M = \int_0^H m(x) dx$$

Sustituyendo las ecuaciones (8.3) y (8.4) en (8.2) y operando se llega a la ecuación (8.7):

$$-\sum \left(q_j \left\{ m \omega_j^2 \phi_j + \frac{d}{dx} (G \phi_j') \right\} \right) = 0 \quad 8.7$$

Dado que la ecuación anterior debe ser satisfecha para cualquier valor arbitrario de q_j , el término entre paréntesis debe anularse, lo que nos conduce a la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d}{dx} \left(G \frac{d\phi_j}{dx} \right) = -m \omega_j^2 \phi_j \quad 8.8$$

Incluso en el caso de existir fuerzas exteriores aplicadas, es decir cuando el segundo miembro de la ecuación (8.1) es distinto de cero, la solución de la ecuación diferencial adopta la forma de la ecuación (8.3) pero en este caso las funciones temporales, $q(t)$, no son del tipo indicado en la ecuación (8.4).

Sustituyendo la ecuación (8.3) en (8.1) y teniendo en cuenta la ecuación (8.8) llegamos a la ecuación de equilibrio de fuerzas que gobierna la vibración total, incluyendo todos los modos de vibración:

$$m \sum (\ddot{q}_j \phi_j) + m \sum (q_j \omega_j^2 \phi_j) = -m \ddot{z}_g \quad 8.9$$

En la expresión anterior el sumatorio se extiende a todos los modos de vibración. La ecuación (8.9) se puede particularizar para un determinado modo de vibración ϕ_s , multiplicando los dos miembros por ϕ_s , integrando a lo largo de la longitud de la barra ($0 - H$) y teniendo en cuenta las condiciones de ortogonalidad (8.5) y de normalización (8.6), lo que conduce a la siguiente ecuación que gobierna la vibración en el modo s :

$$\ddot{q}_s M + \omega_s^2 q_s M = -\ddot{z}_g \int_0^H (m \phi_s) dx \quad 8.10$$

Si multiplicamos el segundo miembro de la ecuación (8.9) por $\dot{y} dt$ e integramos respecto a x a lo largo de la longitud $0 - H$ de la barra y respecto a t durante el intervalo de tiempo $(0, t_0)$ que dura el terremoto, se obtiene el input de energía total (E) introducida en el sistema:

$$E = - \sum_{j=1}^{\infty} \int_0^{t_0} \ddot{z}_g \dot{q}_j \left[\int_0^H m \phi_j dx \right] dt \quad 8.11$$

La ecuación (8.10) se obtuvo multiplicando la ecuación de equilibrio de fuerzas (8.9) por un determinado modo de vibración ϕ_s , si ahora multiplicamos la ecuación (8.10) por un diferencial dq_s expresado como $dq_s = \dot{q}_s dt$, estaremos multiplicando la ecuación (8.9) en definitiva por un diferencial de desplazamiento en el modo de vibración s , $dy_s(x, t) = \phi_s dq_s = \phi_s \dot{q}_s dt$. Si a continuación integramos respecto a t entre 0 y t_0 , obtenemos la energía introducida, E_s , en el modo de vibración ϕ_s que vendrá dada por:

$$E_s = - \int_0^{t_0} \ddot{z}_g \dot{q}_s \left[\int_0^H m \phi_s dx \right] dt \quad 8.12$$

Comparando las ecuaciones (8.12) y (8.11) se observa que la energía total que entra en el sistema es la suma de la energía que se introduce en cada modo de vibración, es decir:

$$E = \sum E_j \quad ; j = 1, 2 \dots \infty \quad 8.13$$

La energía introducida en un determinado modo de vibración E_j se puede expresar en términos de la energía E_{1j} introducida en un sistema de un grado de libertad ficticio de masa M y frecuencia ω_j sometido a un terremoto caracterizado por $\ddot{z}_g$. Para ello hay que realizar las siguientes consideraciones. La ecuación diferencial de un sistema de un grado de libertad elástico sin amortiguamiento de masa M y frecuencia ω_j sometido a un terremoto $\ddot{z}_g$ es:

$$\begin{aligned} M\ddot{v} + kv &= -M\ddot{z}_g \\ \text{Como } \omega &= \sqrt{\frac{k}{M}} \text{ y } k = \omega^2 M \\ M\ddot{v} + \omega^2 Mv &= -M\ddot{z}_g \end{aligned} \quad 8.14$$

Multiplicando el segundo miembro de (8.10) por M/M la podemos reescribir como:

$$\ddot{q}_j M + \omega_j^2 q_j M = -\ddot{z}_g M \left\{ \frac{\int_0^H (m \phi_j) dx}{M} \right\} \quad 8.15$$

Esta ecuación (8.15) es formalmente similar a la (8.14) siendo la única diferencia que en (8.15) la fuerza sísmica (el segundo miembro) es $\left\{ \frac{\int_0^H m \phi_j dx}{M} \right\}$ veces mayor que en (8.14). Consecuentemente los desplazamientos y las fuerzas en el sistema dado por (8.15) serán $\left\{ \frac{\int_0^H m \phi_j dx}{M} \right\}$ veces mayores, y dado que energía es fuerza por desplazamiento se puede escribir:

$$E_j = E_{1j} \left(\frac{\int_0^H m \phi_j dx}{M} \right)^2 \quad 8.16$$

Por conveniencia, vamos a escribir las ecuaciones (8.13) y (8.16) de forma más compacta definiendo para ello unos coeficientes constantes D_j (uno para cada modo de vibración) que les imponemos que cumplan la siguiente condición:

$$\sum_{j=1}^{\infty} D_j \phi_j = 1 \quad 8.17$$

Multiplicando ambos miembros de (8.17) por $m(x)dx$ y por un determinado modo ϕ_s , integrando entre $0 - H$, y teniendo en cuenta la condición de ortogonalidad (8.5) y de normalización (8.6) se llega a la ecuación (8.18):

$$D_s = \frac{1}{M} \int_0^H m \phi_s dx \quad 8.18$$

Con lo cual las ecuaciones (8.16) y (8.13) se pueden escribir de la siguiente manera:

$$E_j = E_{1j} D_j^2 \quad 8.19$$

$$E = \sum (E_{1j} D_j^2) \quad 8.20$$

Por otra parte, elevando al cuadrado ambos miembros de la ecuación (8.17), multiplicándola por mdx , integrando a lo largo de $0 - H$ y teniendo en cuenta las propiedades de ortogonalidad se tiene:

$$\sum D_j^2 = 1 \quad 8.21$$

Volviendo a la ecuación (8.16), el input de energía, E_{1j} , en un sistema de un grado de libertad elástico y sin amortiguamiento se puede expresar en términos de una pseudovelocidad equivalente, $V_{1j}(\omega_j)$, definida de forma que se cumpla:

$$E_{1j} = \frac{M V_{1j}^2}{2} \quad 8.22$$

Con lo cual, la ecuación (8.20) se puede escribir así:

$$E = \frac{M \sum [V_{1j} D_j]^2}{2} \quad 8.23$$

Nótese en la ecuación (8.23) que si $V_{1j}(\omega_j)$ valiese lo mismo para todas las frecuencias ω_j quedaría: $E = \frac{M}{2} V_{1j}^2 (\sum D_j^2)$ y como por (8.21) $\sum D_j^2 = 1$ resulta $E = M V_{1j}^2 / 2$. Esto significa que la energía total introducida en el sistema continuo que representa la estructura real sería igual a la energía introducida en un sistema de un grado de libertad ficticio equivalente con la misma masa M y frecuencia igual a la del primer modo de vibración.

Una vez terminado el terremoto, éste ha introducido en un determinado modo de vibración ϕ_j una cantidad de energía E_j , que según la ecuación (8.23) puede expresarse como sigue:

$$E_j = \frac{M(V_{1j}D_j)^2}{2} \quad 8.24$$

Dado que no hay amortiguamiento, a partir del instante t en que termina el terremoto el sistema se queda vibrando en vibración libre, y el término $V_{1j}(\omega_j)D_j$ representa la amplitud máxima de la velocidad, en valor absoluto, que alcanza el sistema en el modo de vibración ϕ_j en dicha vibración libre. Para $t > t_0$, la vibración libre sin amortiguamiento con la que se mueve el sistema vale $y_j(x, t) = q_j(t)\phi_j(x)$, siendo $q_j(t) = a_j \sin(\omega_j t + \alpha_j)$ -véase ecuación (8.4)-.

Derivando con respecto al tiempo la ecuación (8.4) se tiene que:

$$\dot{q}_j(t) = a_j \omega_j \cos(\omega_j t + \alpha_j)$$

Dado que la amplitud máxima de la velocidad de respuesta para un instante cualquiera ($t > t_0$) vale $V_{1j}(\omega_j)D_j$, substituyendo este valor por $a_j \omega_j$ se tiene:

$$\dot{q}_j(t) = V_{1j}D_j \cos(\omega_j t + \alpha_j) \quad 8.25$$

Derivando respecto al tiempo la ecuación (8.25) se obtiene la aceleración de respuesta, que en valor absoluto vale:

$$|\ddot{q}_j| = \omega_j V_{1j}D_j \sin(\omega_j t + \alpha_j)$$

Dado que a partir de $t > t_0$ el suelo ya no se mueve, esta aceleración relativa (respecto al suelo) de respuesta coincide con la aceleración absoluta de respuesta (respecto a un sistema de referencia Newtoniano), con lo cual, la fuerza recuperadora máxima (es decir, cuando $\sin(\omega_j t + \alpha_j) = 1$), desarrollada por el sistema a una altura x , vale:

$$\hat{f}_j(x) = m \omega_j V_{1j}D_j \phi_j(x)$$

Luego el cortante máximo a esa altura x es:

$$\hat{Q}_j(x) = \omega_j V_{1j}D_j \int_0^H m \phi_j dx \quad 8.26$$

El cortante máximo total combinando todos los modos se puede aproximar con la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados así:

$$\hat{Q}(x) = \sqrt{\sum (\hat{Q}_j^2(x))} \quad 8.27$$

El coeficiente de fuerza cortante máxima $\hat{\alpha}(x)$ a una altura x de la barra se define como sigue:

$$\hat{\alpha}(x) = \frac{\hat{Q}(x)}{g \int_x^H m dx} \quad 8.28$$

donde g , es la aceleración de la gravedad y $g \int_x^H m dx$ es el peso de la barra entre x y H .

El cortante basal máximo y el coeficiente de fuerza cortante basal máximo se obtiene particularizando las ecuaciones (8.26), (8.27), y (8.28) para $x = 0$ y teniendo en cuenta la ecuación (8.18), de la siguiente manera:

$$\hat{Q}(x) = \sqrt{\left[\omega_1 V_{1,1} D_1 \int_0^H m \phi_1 dx\right]^2 + \left[\omega_2 V_{1,2} D_2 \int_0^H m \phi_2 dx \cdots\right]^2} = M \sqrt{\sum [\omega_j V_{1j} D_j^2]^2}$$

$$\hat{Q}(0) = M \sqrt{\sum [\omega_j V_{1j} D_j^2]^2} \quad 8.29$$

$$\hat{\alpha}(0) = \frac{\sqrt{\sum [\omega_j V_{1j} D_j^2]^2}}{g} \quad 8.30$$

Por conveniencia, E , $\hat{Q}(0)$ y $\hat{\alpha}(0)$ pueden ser expresados como una fracción del valor correspondiente en un sistema de un grado de libertad ficticio de masa M y frecuencia ω_1 igual a la del primer modo del sistema continuo real, sujeto a un movimiento del suelo $\ddot{z}_g(t)$, mediante dos nuevos coeficientes e y a que se definen como sigue:

$$E = \frac{e M V_1^2}{2} ; \hat{Q}(0) = a M \omega_1 V_1 ; \hat{\alpha}(0) = a \frac{\omega_1 V_1}{g} \quad 8.31$$

donde V_1 representa, en forma de velocidad equivalente, la energía introducida por el terremoto en un sistema de un grado de libertad ficticio de masa M y frecuencia ω_1 igual a la del primer modo de vibración.

Comparando las ecuaciones (8.31) con (8.23) y (8.29), los coeficientes e y a valen:

$$e = \sum \left[\frac{V_{1j} D_j}{V_1} \right]^2 \quad 8.32$$

$$a = \sqrt{\sum \left[\frac{\omega_j V_{1j} D_j^2}{\omega_1 V_1} \right]^2} \quad 8.33$$

Despejando V_1 de la expresión de $\hat{\alpha}(0)$ en (8.31), y sustituyendo en la expresión de E en (8.31) se obtiene la ecuación (8.34) que expresa el input de energía total E en términos de T_1 , $\hat{\alpha}(0)$, e y a :

$$E = \frac{M g^2 T_1^2}{4 \pi^2} \left(\frac{e}{a^2} \right) \frac{\hat{\alpha}(0)^2}{2} \quad 8.34$$

En un sistema elástico sin amortiguamiento, toda la energía introducida por el sismo E durante el intervalo $0 - t_0$ de duración del mismo se almacena en forma de energía de vibración elástica, W_e . De esta forma, a partir del instante t_0 el sistema permanece vibrando hasta el infinito, desarrollando un coeficiente cortante basal máximo de valor $\hat{\alpha}(0)$ y con una energía W_e que se mantiene constante y que viene dada por la expresión (8.34). Es decir:

$$W_e = \frac{M g^2 T_1^2}{4 \pi^2} \left(\frac{e}{a^2} \right) \frac{\hat{\alpha}(0)^2}{2} \quad 8.35$$

8.3.- Modelo Continuo Representativo de Edificios Regulares con el Primer Piso Blando

La figura 8.3 muestra el modelo continuo de barra a cortante empotrada en la base particularizado para el tipo de edificio investigado en esta Tesis. Consiste en una barra con rigidez a cortante variable (L. Humar, 2002). El primer segmento de rigidez a cortante G_1 representa la planta baja del edificio que es diáfana, y el segundo segmento de rigidez a cortante G_2 a las plantas superiores en las cuales la estructura porticada está rigidizada y reforzada con los muros de cerramiento exteriores y particiones interiores.

Figura 8.3: Idealización prototipos: (a) edificio real con el primer piso blando; (b) modelo de cortante; (c) distribución de masa modelo de cortante

8.3.1.- Rigidez a cortante

La rigidez a cortante de la barra G empleada en la sección anterior es por definición:

$$G = \frac{Q}{\gamma} \quad 8.36$$

donde Q es el cortante actuante y γ es la deformación angular, que vale $\gamma = \partial y / \partial x$.

Para el caso de un edificio de varias plantas como el de la figura 8.4, cada una con una altura h_i , la rigidez lateral ${}_f k_i$ de la planta i se define como ${}_f k_i = {}_f Q_i / {}_f \delta_i$, siendo ${}_f \delta_i$ el desplazamiento entre plantas de la planta i . El cociente ${}_f \delta_i / h_i$ se puede interpretar como la deformación angular γ referida anteriormente. De esa manera se puede definir una rigidez a cortante G_i para la planta i que vale:

$$G_i = {}_f k_i h_i \quad 8.37$$

Figura 8.4: Rigidez del modelo continuo a partir de la estructura real: (a) edificio real; (b) edificio ficticio.

Para idealizar el edificio real de varias plantas mediante un modelo continuo de barra a cortante se han realizado las siguientes consideraciones: (i) en toda la altura h_i de la planta la rigidez a cortante por unidad de longitud, $G_i(x)$, es constante y viene dada por la expresión (8.37), y (ii) la masa del edificio es aproximadamente igual en todas las plantas y su valor por unidad de longitud $m(x)$ vale $m = M/H$, siendo M la masa total del edificio y H la altura total.

8.3.2.- Frecuencias y funciones modo propio de vibración asociadas

Tal y como se vió en el apartado 8.2 la ecuación diferencial que gobierna la vibración libre de la barra a cortante es:

$$\frac{\partial}{\partial x} (G \cdot y') - m\ddot{y} = 0 \quad 8.38$$

Para la que se puede buscar una solución mediante funciones de variables separables, es decir:

$$y(x, t) = Y_{(t)} \cdot \phi_{(x)} \quad 8.39$$

Sustituyendo la ecuación (8.39) en la ecuación (8.38),

$$\frac{\partial}{\partial x} (G \cdot Y \cdot \phi') - m\ddot{Y} \phi = 0$$

Particularizando para el tramo AB de la barra de rigidez G_1 tenemos lo siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial x_1} (G_1 \cdot Y_1 \cdot \phi_1') - m\ddot{Y}_1 \phi_1 = 0$$

donde la coordenada x_1 se indica en la figura 8.3b.

$$G_1 \cdot Y_1 \cdot \phi_1'' - m\ddot{Y}_1 \phi_1 = 0 \quad 8.40$$

$$\frac{\phi_1''}{\phi_1} = \frac{m}{G_1} \frac{\ddot{Y}_1}{Y_1} \quad 8.41$$

Para que la ecuación (8.41) se cumpla para todo x y t , esta debe ser un valor constante que llamaremos $-c_1^2$:

$$\frac{\phi_1''(x_1)}{\phi_1(x_1)} = -c_1^2 \quad 8.42$$

$$\frac{m \ddot{Y}_1}{G_1 Y_1} = -c_1^2 \quad 8.43$$

Operando con la ecuación (8.42):

$$\frac{1}{c_1^2} \phi_1'' + \phi_1 = 0 \quad 8.44$$

La solución de esta ecuación es del tipo:

$$\phi_1(x_1) = C_1 \cos(c_1 x_1) + C_2 \sin(c_1 x_1) \quad 8.45$$

En la ecuación (8.45) C_1 y C_2 son dos constantes arbitrarias.

El mismo procedimiento considerado para el tramo AB , se puede establecer para el tramo BC de rigidez a cortante G_2 y se llega a la ecuación (8.46):

$$\phi_2(x_2) = C_3 \cos(c_2 x_2) + C_4 \sin(c_2 x_2) \quad 8.46$$

donde la coordenada x_2 se indica en la figura 8.3b. A continuación se imponen las siguientes condiciones de contorno en los tramos AB y BC de la barra:

- En $x_1 = 0$ el movimiento está impedido, por lo que,

$$\phi_1(0) = 0 \quad 8.47$$

- En $x_1 = L_1$ y $x_2 = 0$ debe haber continuidad de desplazamientos, por tanto,

$$\phi_1(L_1) = \phi_2(0) \quad 8.48$$

- En $x_1 = L_1$ y $x_2 = 0$ el cortante tiene un valor único, es decir,

$$G_1 \cdot \phi_1'(L_1) = G_2 \cdot \phi_2'(0) \quad 8.49$$

- En $x_2 = L_2$ el cortante es nulo,

$$G_2 \cdot \phi_2'(L_2) = 0 \quad 8.50$$

Sustituyendo las condiciones de contorno en las funciones modales definidas por la ecuación (8.45) o (8.46) según corresponda, se tiene:

1. Sustituyendo en $x_1 = 0$ en la ecuación (8.45) se tiene que,

$$C_1 = 0 \quad 8.51$$

2. Igualando $\phi_1(L_1) = \phi_2(0)$, equivale a igualar las ecuaciones (8.45) y (8.46) para el caso en que $x_1 = L_1$ y $x_2 = 0$, y se obtiene la ecuación (8.52):

$$C_2 \operatorname{sen}(c_1 L_1) - C_3 = 0 \quad 8.52$$

3. Derivando una vez las ecuaciones (8.45) y (8.46) y luego sustituyéndolas en la ecuación (8.49), se llega a la ecuación (8.53) siguiente:

$$G_1 [C_2 c_1 \cos(c_1 L_1)] = G_2 [C_4 \cdot c_2] \quad 8.53$$

4. Derivando una vez la ecuación (8.46) y luego sustituyendo la expresión resultante en la ecuación (8.50), y operando se llega a la ecuación (8.54):

$$\begin{aligned} G_2 [-C_3 \cdot c_2 \cdot \operatorname{sen}(c_2 x_2) + C_4 \cdot c_2 \cdot \cos(c_2 x_2)] &= 0 \\ -C_3 \cdot \operatorname{sen}(c_2 L_2) + C_4 \cdot \cos(c_2 L_2) &= 0 \end{aligned} \quad 8.54$$

Las ecuaciones anteriores se pueden expresar de forma matricial de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \operatorname{sen}(c_1 L_1) & -1 & 0 \\ G_1 c_1 \cos(c_1 L_1) & 0 & -G_2 c_2 \\ 0 & -\operatorname{sen}(c_2 L_2) & \cos(c_2 L_2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad 8.55$$

Para que existan soluciones distintas de la trivial ($C_2 = C_3 = C_4 = 0$) en el sistema de ecuaciones (8.55) se tiene que cumplir que el determinante de la matriz sea nulo. Esta condición nos proporciona la ecuación de frecuencias.

$$\begin{vmatrix} \operatorname{sen}(c_1 L_1) & -1 & 0 \\ G_1 c_1 \cos(c_1 L_1) & 0 & -G_2 c_2 \\ 0 & -\operatorname{sen}(c_2 L_2) & \cos(c_2 L_2) \end{vmatrix} = 0 \quad 8.56$$

Resolviendo el determinante se llega a:

$$G_1 \cdot c_1 \cos(c_1 L_1) \cos(c_2 L_2) - G_2 \cdot c_2 \sin(c_1 L_1) \sin(c_2 L_2) = 0 \quad 8.57$$

Dividiendo por $\cos(c_1 L_1) \cos(c_2 L_2)$, se tiene:

$$G_1 \cdot c_1 - G_2 \cdot c_2 \tan(c_1 L_1) \tan(c_2 L_2) = 0 \quad 8.58$$

Operando se obtiene que:

$$\tan(c_1 L_1) \cdot \tan(c_2 L_2) = \frac{G_1 \cdot c_1}{G_2 \cdot c_2} \quad 8.59$$

Los tramos AB y BC de la barra, vibran con las mismas frecuencias y su respuesta temporal viene dada por expresar la ecuación (8.43) para cada tramo.

- Para el tramo AB :

$$\frac{m}{G_1} \ddot{Y}_1 = -c_1^2 Y_1 \quad 8.60$$

- Para el tramo BC :

$$\frac{m}{G_2} \ddot{Y}_2 = -c_2^2 Y_2 \quad 8.61$$

Operando con la ecuación (8.60) se llega a la ecuación (8.62):

$$\begin{aligned} \frac{m}{G_1} \ddot{Y}_1 + c_1^2 Y_1 &= 0 \\ \frac{m}{G_1 c_1^2} \ddot{Y}_1 + Y_1 &= 0 \end{aligned} \quad 8.62$$

Si comparamos la expresión (8.62) con la de un sistema elástico de un grado de libertad (1 GDL) en vibración libre y sin amortiguamiento, ecuación (8.63):

$$m\ddot{v} + kv = 0 \quad 8.63$$

Teniendo en cuenta que $m = k/\omega^2$ se llega a:

$$\frac{1}{\omega^2} \ddot{v} + v = 0 \quad 8.64$$

Comparando las ecuaciones (8.62) y (8.64):

$$\begin{aligned} \frac{1}{\omega^2} &= \frac{m}{G_1 c_1^2} \rightarrow c_1^2 = \frac{m \cdot \omega^2}{G_1} \rightarrow c_1 = \omega \sqrt{\frac{m}{G_1}} \\ \omega &= c_1 \sqrt{\frac{G_1}{m}} \end{aligned} \quad 8.65$$

donde ω es la frecuencia en la que vibra el tramo AB , y que es la misma que para el tramo BC , luego siguiendo el mismo razonamiento se llega a:

$$c_2 = \omega \sqrt{\frac{m}{G_2}} \quad o \quad \omega = c_2 \sqrt{\frac{G_2}{m}} \quad 8.66$$

Sustituyendo las ecuaciones (8.65) y (8.66) en (8.59), la ecuación de frecuencias que proporciona las frecuencias de vibración ω de toda la barra, queda:

$$\tan\left(\omega \sqrt{\frac{m}{G_1}} \cdot L_1\right) \tan\left(\omega \sqrt{\frac{m}{G_2}} L_2\right) = \frac{G_1 \omega \sqrt{\frac{m}{G_1}}}{G_2 \omega \sqrt{\frac{m}{G_2}}} \quad 8.67$$

Finalmente, como ambos tramos de la barra vibran con la misma frecuencia y la masa se ha supuesto constante a lo largo de la barra, la ecuación anterior queda:

$$\tan\left(\omega L_1 \sqrt{\frac{m}{G_1}}\right) \cdot \tan\left(\omega L_2 \sqrt{\frac{m}{G_2}}\right) = \sqrt{\frac{G_1}{G_2}} \quad 8.68$$

Las funciones modo de vibración asociadas a cada frecuencia ω se obtienen simplemente: (1) sustituyendo dicha frecuencia en (8.65) y (8.66) y despejando c_1 y c_2 ; (2) sustituyendo c_1 y c_2 en (8.55) y obteniendo dos de las tres incógnitas C_2 , C_3 y C_4 en función de una de ellas; (3) sustituyendo $C_1 = 0$ y C_2 , C_3 , C_4 expresadas en función de una de ellas en (8.45) y (8.46).

8.4.- Aproximación de la Energía de Vibración Elástica

En el apartado 8.2 se vio que la energía de vibración elástica con la que oscila el sistema elástico sin amortiguamiento a partir del instante t_0 en que cesa el movimiento del suelo viene dada por la siguiente expresión (Akiyama, 2003):

$$W_e = \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \left(\frac{e}{a^2}\right) \frac{\hat{a}(0)^2}{2} \quad 8.69$$

donde $f T_1 = 2\pi/\omega_1$, es el período fundamental de vibración, M es la masa total, g es la aceleración de la gravedad, $\hat{a}(0)$ es el coeficiente de fuerza cortante basal, e y a son dos parámetros que se definieron en la sección 8.2. Los valores de estos parámetros e y a dependen del espectro de energía introducida por el terremoto (que determina los valores de V_{1j} y de V_1) y de las frecuencias y modos propios de vibración del sistema.

El objetivo de este apartado es particularizar la expresión (8.69) para estructuras del tipo investigado en esta Tesis, y que se idealizaron mediante el modelo expuesto en el apartado 8.3. Para ello es necesario conocer las frecuencias y modos propios de vibración, cuya obtención se desarrolló en el apartado 8.3.2. Particularizar la expresión (8.69) implica estimar el valor del ratio (e/a^2) para casos realistas de edificios con planta baja blanda. Para ello se realizó el estudio paramétrico que se expone a continuación.

8.4.1.- Estudio paramétrico

Como principales variables que caracterizan el tipo de estructura investigada se tomaron: (i) el cociente entre la rigidez a cortante de las plantas superiores G_2 y la de la planta primera G_1 , es decir $x_G = G_2/G_1$; y (ii) el número de plantas del edificio.

En los edificios convencionales $x_G = G_2/G_1$ puede variar aproximadamente entre 1 y 5. Los valores de G_2/G_1 utilizados en el estudio paramétrico fueron:

$$(G_2/G_1 = 1, 1.25, 1.5, 1.75, 2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, \text{ y } 5) \quad 8.70$$

En cuanto al número de plantas se estudiaron estructuras de 3, 6 y 9 plantas, representativas de edificios de períodos cortos, medios y largos.

Por otra parte, para caracterizar el terremoto se empleó un espectro de energía introducida de tipo bilineal que queda definido por el período predominante del suelo T_G (en segundos), y por

la energía máxima introducida expresada en forma de velocidad equivalente V_{Emax} . Para el estudio paramétrico se adoptaron los valores de:

$$\begin{aligned} T_G &= 0.4, 0.6, 0.8 \text{ y } 1.0 \text{ s} \\ &\text{y} \\ V_{Emax} &= 250 \text{ cm/s} \end{aligned} \quad 8.71$$

Para cada ratio de rigidez a cortante, x_G , se requiere calcular un determinado número de frecuencias propias, ω_j . En nuestro caso, se optó por determinar un número de frecuencias igual al número de plantas (NP) de la estructura. Para calcular las frecuencias ω_j , hay que resolver numéricamente la ecuación de frecuencias (8.68). Para adoptar valores para G_1 o G_2 , se analizaron modelos representativos de edificios reales. Para ello se proyectaron tres estructuras porticadas, de 3, 6 y 9 plantas, de hormigón armado aplicando la normativa de la República Dominicana, considerando únicamente cargas gravitatorias. Estas estructuras se detallan en el Anexo A.2. Para cada una de estas estructuras dimensionadas, se desarrolló un modelo numérico no lineal de barras con el programa IDARC2D-7.0, en el que se incorporaron elementos que representaban los cerramientos exteriores y las particiones interiores en las plantas superiores a la primera. Los detalles de los modelos numéricos se expusieron en el capítulo 7. A partir de estos modelos se obtuvo mediante el programa IDARC2D-7.0 las curvas de capacidad de cada una de las plantas de la estructura, es decir, la relación entre cortante actuante en la planta y desplazamiento entreplantas para cargas monótonas mediante un cálculo dinámico incremental, comúnmente llamado IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) en la literatura anglosajona. Estas curvas de capacidad se aproximaron mediante el modelo bilineal de la norma FEMA-356 para obtener la rigidez lateral inicial $f_k i$ de cada planta i . Conocidas $f_k i$ y la altura h_i se calculó la rigidez a cortante G_i de cada planta, mediante la ecuación (8.37).

De estos cálculos se tomaron los tres valores obtenidos para G_1 para los prototipos de 3, 6 y 9 plantas (en lo que sigue de este capítulo se denominan modelos N3, N6 y N9 respectivamente) que se indican en la tabla 8.1. Para cada uno de los tres valores de G_1 fijados, se calcularon los valores de G_2 a partir de los ratios indicados en (8.70). En la tabla 8.1 las rigideces a cortante G_i están dadas en kN .

Tabla 8.1: Valores de G_1 y G_2 empleados en el estudio paramétrico

$\frac{G_2}{G_1}$	Modelo N3		Modelo N6		Modelo N9	
	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2
1.00	2×10^5	2.00×10^5	8×10^5	8.00×10^5	1×10^6	1.00×10^6
1.25		2.50×10^5		1.00×10^6		1.25×10^6
1.50		3.00×10^5		1.20×10^6		1.50×10^6
1.75		3.50×10^5		1.40×10^6		1.75×10^6
2.00		4.00×10^5		1.60×10^6		2.00×10^6
2.50		5.00×10^5		2.00×10^6		2.50×10^6
3.00		6.00×10^5		2.40×10^6		3.00×10^6
3.50		7.00×10^5		2.80×10^6		3.50×10^6
4.00		8.00×10^5		3.20×10^6		4.00×10^6
4.50		9.00×10^5		3.60×10^6		4.50×10^6
5.00		1.00×10^6		4.00×10^6		5.00×10^6

Por otra parte, respecto a la masa por unidad de longitud $m(x)$ se ha considerado constante a lo largo de toda la altura del edificio, y se determinó como el sumatorio de la masa m_i de cada planta i de los prototipos proyectados dividida por la altura total, es decir:

$$m(x) = \frac{\sum m_i}{H} = \frac{M}{H} \quad 8.72$$

Donde H es la altura total, M la masa total y m_i la masa de la planta i de la estructura real, respectivamente. La masa por unidad de longitud empleada en los modelos continuos se muestra en la tabla 8.2.

Tabla 8.2: Masas empleadas en el estudio paramétrico

Modelo	M (kN.s ² /cm)	H (cm)	$m(x)$ (kN.s ² /cm ²)
N3	12.36	1050	0.011767
N6	26.72	1950	0.013704
N9	32.68	2850	0.011466

Luego con dichas frecuencias se calculan las funciones modos de vibración ϕ_j tal como se ha indicado en el apartado 8.3. El procedimiento completo para obtener dichas funciones se detalla en el *Anexo D*. Por conveniencia, las funciones modo de vibración obtenidas se normalizaron multiplicándolas por una constante α_j para que se cumpla:

$$\int_0^H m(\phi_j \cdot \alpha_j)^2 dx = M$$

En adelante, ϕ_j indica ya las funciones modo de vibración normalizadas.

Con cada función modal ϕ_j calculada, y conocidas la masa por unidad de longitud m , y la masa total del sistema M ($M = \int_0^H m dx$), se calculan los coeficientes D_j mediante la ecuación (8.18). A continuación se determina la energía introducida en forma de velocidad equivalente, V_{1j} , en cada frecuencia ω_j a partir del espectro bilineal referido anteriormente y que se representa en la figura 8.5 para los diferentes valores del período característico del suelo T_G investigados. Dicho espectro está definido en la zona de períodos cortos $T < T_G$ por una recta que pasa por el origen definida por $V_E = V_{E\max} \cdot \frac{T}{T_G}$, y en la zona de períodos medios y largos $T > T_G$ por un segmento horizontal definido por $V_E = V_{E\max}$.

Figura 8.5: Espectros bilineales de input de energía de proyecto V_E-T

Del espectro de la figura 8.5 se obtiene también V_1 . Sustituyendo los ω_j , D_j , V_{1j} , V_1 y M en las ecuaciones (8.32) y (8.33) se obtienen los valores de los parámetros e y a , y el factor e/a^2 . Las tablas 8.3, 8.4, 8.5 y 8.6 muestran los valores de ω_j , e , a , y e/a^2 , respectivamente, para el modelo N3.

Tabla 8.3: Frecuencias propias (rad/s) de los tres primeros modos de vibración del modelo N3

Frec. (rad/s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
ω_1	6.17	6.33	6.45	6.53	6.59	6.69	6.75	6.79	6.83	6.85	6.87
ω_2	18.50	19.90	21.10	22.14	23.03	24.45	25.51	26.32	26.93	27.41	27.79
ω_3	30.84	32.64	34.03	35.20	36.24	38.14	39.91	41.58	43.17	44.67	46.05

Tabla 8.4: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.8839	0.8826	0.8827	0.8832	0.8839	0.8852	0.8863	0.8872	0.8879	0.8885	0.8890
0.6	0.8432	0.8505	0.8557	0.8596	0.8626	0.8668	0.8696	0.8715	0.8730	0.8742	0.8751
0.8	0.8289	0.8393	0.8463	0.8514	0.8551	0.8603	0.8637	0.8661	0.8678	0.8692	0.8702
1.0	0.8223	0.8342	0.8424	0.8481	0.8523	0.8580	0.8617	0.8643	0.8662	0.8676	0.8688

Tabla 8.5: Parámetro a para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.8465	0.8526	0.8576	0.8617	0.8649	0.8698	0.8733	0.8759	0.8778	0.8794	0.8806
0.6	0.8267	0.8373	0.8447	0.8501	0.8542	0.8600	0.8638	0.8666	0.8686	0.8702	0.8714
0.8	0.8197	0.8319	0.8401	0.8460	0.8504	0.8565	0.8605	0.8633	0.8653	0.8669	0.8682
1.0	0.8164	0.8294	0.8382	0.8444	0.8490	0.8553	0.8594	0.8622	0.8643	0.8659	0.8672

Tabla 8.6: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N3

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	1.2336	1.2143	1.2001	1.1896	1.1815	1.1699	1.1620	1.1564	1.1522	1.1490	1.1466
0.6	1.2337	1.2132	1.1994	1.1895	1.1822	1.1720	1.1653	1.1606	1.1571	1.1545	1.1525
0.8	1.2337	1.2129	1.1991	1.1895	1.1824	1.1727	1.1665	1.1621	1.1589	1.1565	1.1546
1.0	1.2337	1.2127	1.1990	1.1895	1.1825	1.1730	1.1669	1.1626	1.1595	1.1571	1.1553

A efectos ilustrativos, las funciones modos de vibración del modelo N3 se representan en la figura 8.6 para un ratio $G_2/G_1 = 1.25$. Para el caso del modelo N3, la figura 8.7 muestra la variación de e y a con la relación de rigideces a cortante G_2/G_1 para diferentes períodos característicos del suelo, T_G . La figura 8.8 muestra la variación e/a^2 para el mismo modelo N3.

 Figura 8.6: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N3 para $G_2/G_1=1.25$

 Figura 8.7: Parámetros e y a para el modelo N3

Figura 8.8: Relación e/a^2 para el modelo N3

Las tablas y gráficas siguientes muestran la misma información para el modelo N6.

Tabla 8.7: Frecuencias propias (rad/s) de los seis primeros modos de vibración del modelo N6

Frec. (rad/s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
ω_1	6.15	6.53	6.81	7.03	7.21	7.49	7.68	7.83	7.95	8.04	8.11
ω_2	18.46	19.93	21.24	22.45	23.57	25.62	27.47	29.18	30.76	32.23	33.60
ω_3	30.77	33.66	36.23	38.53	40.59	44.10	46.90	49.13	50.89	52.31	53.47
ω_4	43.08	47.06	50.34	53.07	55.37	59.13	62.31	65.25	68.09	70.86	73.57
ω_5	55.39	60.11	64.04	67.54	70.79	76.86	82.42	87.47	91.93	95.77	98.93
ω_6	67.70	73.53	78.77	83.59	88.03	95.63	101.45	105.75	109.13	112.15	115.16

Tabla 8.8: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.8876	0.8885	0.8910	0.8938	0.8967	0.9018	0.9059	0.9092	0.9119	0.9140	0.9157
0.6	0.8448	0.8564	0.8659	0.8736	0.8799	0.8896	0.8964	0.9014	0.9052	0.9081	0.9104
0.8	0.8298	0.8451	0.8571	0.8665	0.8741	0.8853	0.8930	0.8986	0.9029	0.9062	0.9087
1.0	0.8229	0.8406	0.8543	0.8647	0.8729	0.8848	0.8928	0.8986	0.9029	0.9062	0.9087

Tabla 8.9: Parámetro a para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.8482	0.8561	0.8640	0.8712	0.8774	0.8873	0.8946	0.9000	0.9041	0.9073	0.9099
0.6	0.8275	0.8420	0.8539	0.8636	0.8714	0.8831	0.8913	0.8973	0.9017	0.9051	0.9078
0.8	0.8201	0.8371	0.8504	0.8609	0.8693	0.8817	0.8902	0.8963	0.9009	0.9044	0.9072
1.0	0.8167	0.8351	0.8492	0.8602	0.8688	0.8815	0.8901	0.8963	0.9009	0.9044	0.9072

Tabla 8.10: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N6

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	1.2337	1.2123	1.1934	1.1776	1.1647	1.1454	1.1321	1.1225	1.1155	1.1102	1.1061
0.6	1.2337	1.2078	1.1874	1.1714	1.1588	1.1406	1.1283	1.1196	1.1132	1.1084	1.1047
0.8	1.2337	1.2061	1.1852	1.1692	1.1567	1.1389	1.1270	1.1186	1.1124	1.1078	1.1042
1.0	1.2337	1.2054	1.1845	1.1687	1.1563	1.1387	1.1269	1.1186	1.1124	1.1078	1.1042

Figura 8.9: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N6 para un ratio $G_2/G_1=1.25$

Figura 8.10: Parámetros e y a para el modelo N6

Figura 8.11: Relación e/a^2 para el modelo N6

Finalmente se muestra el resultado obtenido para el modelo N9 en las tablas 8.11-8.14, y en las figuras 8.12-8.14 a continuación:

Tabla 8.11: Frecuencias propias (rad/s) de los nueve primeros modos de vibración modelo N9

Frec. (rad/s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
ω_1	5.15	5.54	5.86	6.12	6.34	6.68	6.94	7.14	7.30	7.43	7.54
ω_2	15.44	16.75	17.88	18.90	19.84	21.53	23.05	24.45	25.77	27.00	28.17
ω_3	25.74	28.17	30.36	32.38	34.26	37.69	40.76	43.54	46.07	48.38	50.49
ω_4	36.03	39.67	42.93	45.88	48.56	53.24	57.10	60.27	62.86	65.00	66.82
ω_5	46.32	51.04	55.13	58.69	61.78	66.87	71.00	74.65	78.09	81.45	84.74
ω_6	56.62	62.20	66.90	70.93	74.51	80.94	86.87	92.49	97.50	102.78	107.42
ω_7	66.91	73.30	78.76	83.68	88.29	96.83	104.57	111.49	117.50	122.50	126.50
ω_8	77.21	84.55	91.10	97.15	102.78	112.83	121.12	127.60	132.74	137.37	142.05
ω_9	87.50	96.01	103.69	110.66	116.90	127.14	135.08	142.26	149.52	156.78	163.85

Tabla 8.12: Parámetro e para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.9180	0.9146	0.9122	0.9119	0.9127	0.9157	0.9191	0.9223	0.9252	0.9277	0.9298
0.6	0.8597	0.8670	0.8744	0.8811	0.8872	0.8974	0.9053	0.9115	0.9165	0.9204	0.9237
0.8	0.8382	0.8504	0.8611	0.8704	0.8783	0.8910	0.9005	0.9077	0.9134	0.9179	0.9215
1.0	0.8283	0.8427	0.8550	0.8654	0.8743	0.8887	0.8991	0.9069	0.9129	0.9175	0.9213

Tabla 8.13: Parámetro α para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9

T_G (s)	Ratio (x)										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	0.8626	0.8671	0.8720	0.8776	0.8831	0.8932	0.9015	0.9082	0.9136	0.9180	0.9216
0.6	0.8348	0.8461	0.8566	0.8659	0.8741	0.8874	0.8975	0.9053	0.9113	0.9161	0.9200
0.8	0.8243	0.8387	0.8512	0.8618	0.8709	0.8854	0.8961	0.9042	0.9105	0.9155	0.9195
1.0	0.8194	0.8352	0.8486	0.8599	0.8695	0.8847	0.8957	0.9040	0.9104	0.9154	0.9194

Tabla 8.14: Relación e/a^2 para diferentes períodos característicos del suelo T_G del modelo N9

T_G (s)	Relación de rigideces a cortante G_2/G_1										
	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.4	1.2337	1.2165	1.1996	1.1841	1.1703	1.1478	1.1309	1.1181	1.1084	1.1008	1.0947
0.6	1.2337	1.2110	1.1916	1.1751	1.1612	1.1396	1.1239	1.1123	1.1035	1.0967	1.0912
0.8	1.2337	1.2090	1.1886	1.1718	1.1579	1.1366	1.1214	1.1102	1.1018	1.0952	1.0900
1.0	1.2337	1.2080	1.1872	1.1703	1.1564	1.1356	1.1207	1.1098	1.1015	1.0950	1.0899

Figura 8.12: Ejemplo funciones modos de vibración del modelo N9 para un ratio $G_2/G_1=1.25$

 Figura 8.13: Parámetros e y a para el modelo N9

 Figura 8.14: Relación e/a^2 para el modelo N9

Del estudio paramétrico realizado y analizando de forma conjunta los resultados obtenidos se dependen las siguientes observaciones: (i) los parámetros e y a en todos los casos son menores que la unidad y aumentan tendiendo a uno a medida que aumenta la ratio x_G ; la fluctuación de e y a es pequeña y varía para el caso de e entre $0.8223 \leq e \leq 0.9298$, mientras que para a varía entre $0.8164 \leq a \leq 0.9216$; (ii) la relación e/a^2 es mayor que la unidad y disminuye

cuando se incrementa la ratio x_G tendiendo también a la unidad, la fluctuación de e/a^2 es relativamente pequeña y varía entre $1.0899 \leq e/a^2 \leq 1.2337$.

8.4.1.1.- Ajuste de curvas e/a^2

Una vez obtenidas las curvas e/a^2 para cada modelo que se muestran en la figura 8.15, se ajustó una función que pudiese dar una expresión aproximada para e/a^2 . Se utilizó como función de ajuste una función exponencial decreciente dada por la ecuación (8.73). La función se hizo depender de la relación h_1/H de cada modelo, siendo h_1 la altura de la primera planta y H la altura total del modelo continuo, respectivamente. En la figura 8.15 se muestra la representación de las curvas e/a^2 de cada modelo.

Figura 8.15: Representación de las curvas e/a^2 de todos los modelos

$$f = \frac{e}{a^2} = \left(\left[0.35 - 0.33 \frac{h_1}{H} \right] e^{\frac{-x_G}{1.75 - 1.5 \frac{h_1}{H}}} + \left[1.04 + 0.25 \frac{h_1}{H} \right] \right) \quad 8.73$$

El resultado del ajuste de las curvas e/a^2 se muestra en la figura 8.16 para cada modelo.

Figura 8.16: Ajuste de las curvas e/a^2 empleando una función exponencial decreciente

8.4.2.- Propuesta de una expresión para predecir la energía de vibración elástica

El objetivo del cálculo de los parámetros e y a , de las curvas e/a^2 y su posterior ajuste mediante la función (8.73) era predecir la energía de vibración elástica, W_e , con la ecuación (8.35), a partir del coeficiente de la fuerza cortante basal, $\hat{\alpha}(0)$, de la masa total, M , y del período fundamental de vibración de la estructura (sin disipadores), fT_1 .

Sustituyendo (8.73) en (8.35) se obtiene:

$$W_e = \frac{Mg^2 fT_1^2}{4\pi^2} \frac{\hat{\alpha}(0)^2}{2} \left(\left[0.35 - 0.33 \frac{h_1}{H} \right] e^{\frac{-x_G}{1.75 - 1.5 \frac{h_1}{H}}} + \left[1.04 + 0.25 \frac{h_1}{H} \right] \right) \quad 8.74$$

En esta Tesis se propone emplear la expresión (8.74) para estimar la energía de vibración elástica que puede almacenar la estructura completa. Para validar esta expresión (8.74) en el apartado siguiente se realizan cálculos dinámicos directos con estructuras de 3, 6 y 9 plantas sometidas a terremotos históricos en los que se evalúa la W_e y se compara con el valor que predice (8.74).

8.4.3.- Validación numérica de la expresión propuesta

La validación de la ecuación (8.74) propuesta para predecir la energía de vibración elástica, W_e , se realizó en dos casos distintos. Primero se realizaron cálculos dinámicos directos sin permitir que la estructura plastificase (de ahora en adelante se denominará *caso elástico*), y segundo, se permitió plastificación en la estructura (que de ahora en adelante se denominará *caso plástico*). Tanto en un caso como en otro caso, se calculó la energía de vibración elástica de dos formas: (a) con los datos del cálculo dinámico directo, y (b) con la fórmula (8.74) propuesta. A continuación se muestra el procedimiento llevado a cabo en cada caso y los resultados obtenidos.

8.4.3.1.- Caso elástico

8.4.3.1.1.- Cálculo de la energía de vibración elástica de los prototipos: caso elástico

En un sistema elástico con amortiguamiento la energía de deformación plástica W_p es igual a cero y la ecuación de balance energético es simplemente $W_e + W_\zeta = E$, donde W_e es la energía de vibración elástica, W_ζ es la energía disipada por el mecanismo intrínseco de amortiguamiento del sistema y E la energía total introducida por el movimiento del suelo. Teniendo en cuenta que W_e es la suma de la energía cinética, W_{ek} , y la energía de deformación elástica, W_{es} , es decir, $W_e = W_{ek} + W_{es}$, se tiene:

$$W_{ek} + W_{es} + W_\zeta = E \quad 8.75$$

Para calcular la energía de vibración elástica almacenada empleando los modelos numéricos que representan la estructura real sometida a diferentes terremotos históricos se procedió de la siguiente manera:

1. Se seleccionó una serie de terremotos, que representan terremotos reales registrados en campo cercano y en campo lejano. Sus características se indican en la tabla 8.15 y sus historias de aceleración (sin escalar) en la figura 8.17. Se adoptó como porcentaje de amortiguamiento intrínseco de la estructura un uno por ciento (1%).
2. Los modelos numéricos descritos en el capítulo 7, que representan prototipos de edificios con planta blanda y que incluyen por tanto la mampostería en las plantas superiores a la primera, se sometieron a los registros seleccionados escalados a una $PGA = 0.01g$ para que la respuesta de la estructura fuese elástica. Al final de todos los cálculos dinámicos se comprobó que con dicha $PGA = 0.01g$ la estructura se había mantenido elástica.
3. Mediante cálculos dinámicos directos se determinó la historia de energía cinética (W_{ek}), de energía almacenada mediante deformaciones elásticas (W_{es}), de energía de vibración elástica (W_e), la historia de energía disipada mediante amortiguamiento (W_ζ), y el input de energía (E), y se comprobó que se satisface el balance de energía de la ecuación (8.75). Con ello se garantiza que los cálculos dinámicos son correctos (el incremento de tiempo adoptado en los mismos es adecuado).
4. A partir de la historia de energía de vibración elástica, se determinó el valor de W_e en el instante en el que se produce la deformación máxima de la planta primera. Este instante se indica más adelante en las figuras correspondientes al cálculo de W_e .

Tabla 8.15: Terremotos seleccionados para validar expresión de W_e propuesta

Escenario	Nº	Registro	Comp.	Dist. Ep.	d_t	N_{puntos}	t_0
Campo Cercano	1	Alajuela	N00E	19.85	0.005	9792	48.96
	1	Alajuela	N90E	19.85	0.005	9792	48.96
	3	Vara Blanca	N90E	13.08	0.005	8302	41.51
Campo Lejano	25	Alajuela PCC	N00E	48.51	0.005	5741	28.705
	25	Alajuela PCC	N90E	26.03	0.005	5741	28.705
	28	Alajuela EINS	N90E	29.03	0.005	5057	25.285

Leyenda: La numeración (Nº) de los registros indicados en la tabla 8.15 se corresponde con la numeración realizada en el capítulo 6. Comp., es la componente utilizada; Dist. Ep., es la distancia epicentral en kilómetros (km); d_t es el intervalo de tiempo del registro de aceleraciones en segundos; N_{puntos} y t_0 son el número de datos y la duración del registro (en segundos) respectivamente.

Figura 8.17: Acelerogramas de los registros sísmicos seleccionados

8.4.3.1.2.- Predicción de la energía de vibración elástica con la fórmula propuesta: caso elástico

Para aplicar la ecuación (8.74) propuesta se requiere idealizar el edificio real mediante el modelo continuo de la figura 8.3 y conocer su período fundamental de vibración, fT_1 , las rigideces a cortante (G_1 y G_2), el ratio G_2/G_1 , el coeficiente de fuerza cortante basal máximo, $\hat{\alpha}(0)$, y la masa total, M . Para determinar el período fundamental la estructura real porticada se idealizó mediante un sistema de masas concentradas de múltiples grados de libertad, en donde la rigidez $f k_i$ de la planta i se determinó como se expuso en el apartado 8.4.1. Por su parte, $\hat{\alpha}(0)$ se calculó para cada modelo y para cada terremoto. La fuerza cortante máxima $|f Q_{1,max}|$ se determinó a partir de la curva $f Q_1 - f \delta_1$ de la primera planta, de ahí el subíndice 1.

8.4.3.1.3.- Resultados caso elástico

La figura 8.18 ilustra a modo de ejemplo la historia de desplazamientos relativos entre plantas de la planta primera (8.18a); y las historias de W_{ek} , W_{es} , y W_e (8.18b, 8.18c y 8.18d) para el modelo N3 sometido al registro de Alajuela-N00E. En las figuras se indica el instante de deformación máxima de la planta primera. Para el mismo modelo y terremoto, la figura 8.19 muestra la relación fuerza cortante-desplazamiento relativo entre plantas de cada planta. La figura 8.20 muestra para el modelo N3 y para cada terremoto la relación entre fuerza cortante-desplazamiento entre plantas de la primera planta.

La energía de vibración elástica, W_e , de los cálculos dinámicos se determinó sumando la energía cinética, W_{ek} , en el instante de máxima deformación y la energía almacenada en ese instante mediante deformaciones elásticas, W_{es} . La energía W_{es} total es la suma de las áreas sombreadas en la figura 8.19.

Figura 8.18: Ejemplo de cálculo de W_e : (a) historia de desplazamientos relativos entre planta de la primera planta; (b) energía cinética W_{ek} ; (c) energía almacenada por deformaciones elásticas W_{es} ; (d) energía de vibración elástica W_e , para el modelo N3 sometido a la componente N00E del terremoto Alajuela

Figura 8.19: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $Q_f-\delta_f$ de cada planta del modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela

Figura 8.20: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1 - f\delta_1$ del modelo N3 para cada terremoto

En la tabla 8.16 se muestra la comparación entre la energía de vibración elástica obtenida de los cálculos dinámicos directos W_e^{din} , para cada terremoto, con la predicción hecha con la fórmula (8.74) W_e^{pred} . La fuerza cortante máxima $fQ_{1,max}$ esta expresada en kN y las energías en $kN - cm$, el resto de parámetros indicados en la tabla 8.16 son adimensionales.

Tabla 8.16: Comparación de la energía de vibración elástica modelo N3: caso elástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{\alpha}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E	3.45	134.37	0.0111	1.16	19.05	16.36	1.16
Alajuela-N90E		116.36	0.0096		14.29	12.27	1.16
Vara Blanca-N90E		35.09	0.0029		1.30	1.19	1.09
Alajuela PCC -N00E		27.42	0.0023		0.79	0.71	1.12
Alajuela PCC-N90E		39.39	0.0033		1.64	1.39	1.18
Alajuela EINS-N90E		48.88	0.0040		2.52	2.24	1.13

Los mismos cálculos se realizaron para el modelo N6 y los resultados se muestran en las figuras 8.21 y 8.22 y en la tabla 8.17. Los cálculos para el modelo N9 se muestran en las figuras 8.23, 8.24 y en la tabla 8.18. En esta tabla se puede ver que además de los registros indicados en la figura 8.17 se han empleado otros registros de la base de datos del PEER. Como se vio en el capítulo 6, el PEER clasifica los registros sísmicos como impulsivos o no impulsivos, y lo hace empleando criterios de clasificación mucho más estrictos que los empleados en esta Tesis, motivo por el cual se ha querido calcular la energía de vibración elástica empleando registros con características bien diferenciadas, buscando con ello intentar explicar el motivo por el cual

para el modelo de nueve plantas se sobrestima la energía de vibración elástica obtenida de los cálculos dinámicos directos empleando los registros de la base de datos del LIS.

Figura 8.21: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $fQ-f\delta$ de cada planta del modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca

 Figura 8.22: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N6 para cada terremoto

Tabla 8.17: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N6: caso elástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{\alpha}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E	1.89	200.69	0.0077	1.17	18.45	17.04	1.08
Alajuela-N90E		251.79	0.0096		29.04	23.50	1.24
Vara Blanca-N90E		69.79	0.0027		2.23	1.98	1.13
Alajuela PCC -N00E		77.74	0.0030		2.77	2.63	1.05
Alajuela PCC-N90E		68.59	0.0026		2.15	1.99	1.09
Alajuela EINS-N90E		134.15	0.0051		8.24	6.65	1.24

Figura 8.23: Ejemplo de cálculo de W_{es} a partir de la curva $fQ-f\delta$ de cada planta del modelo N9 para la componente N90E del terremoto de Alajuela EINS

 Figura 8.24: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N9 para cada terremoto

Tabla 8.18: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N9: caso elástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{\alpha}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E		254.68	0.0079		43.76	19.58	2.24
Alajuela-N90E		246.06	0.0077		40.85	21.19	1.93
Vara Blanca-N90E		74.24	0.0023		3.72	2.26	1.65
Alajuela PCC -N00E		156.75	0.0049		16.58	9.94	1.67
Alajuela PCC-N90E		63.06	0.0020		2.68	1.86	1.44
Alajuela EINS-N90E		231.69	0.0072		36.22	20.51	1.77
Morgan Gil-G. Array #3	1.31	248.63	0.0078	1.20	41.71	39.99	1.04
Northridge-B. Hills		261.32	0.0082		46.08	40.74	1.13
Loma Prieta-BRAN		394.43	0.0123		104.97	95.77	1.10
Nahanni Canada- Site 1		216.50	0.0068		31.63	21.50	1.47
Erzican T.-Erzincan		386.38	0.0121		100.73	90.64	1.11
Double Springs- Woodfords		817.97	0.0255		451.44	437.33	1.03

Puede observarse en las tablas 8.16-8.18 que el cociente entre la W_e predicha y la obtenida de los cálculos dinámicos directos varía entre 1.03 y 2.24 para los tres modelos analizados, siendo el valor medio y la desviación típica de este cociente 1.30 y 0.32 respectivamente.

8.4.3.2.- Caso plástico

8.4.3.2.1.- Cálculo de la energía de vibración elástica de los prototipos: caso plástico

En este caso el sistema plastifica y por lo tanto la energía de deformación plástica $W_p \neq 0$, con esta condición la ecuación de balance energético queda de la manera siguiente:

$$W_e + W_\zeta + W_p = E \quad 8.76$$

Para calcular la energía de vibración elástica se llevó a cabo el mismo procedimiento descrito anteriormente para el caso elástico, excepto que esta vez se escaló el registro de aceleraciones del suelo hasta provocar la plastificación del modelo. Para ello se emplearon distintos niveles de *PGA* que se muestran en la tabla 8.19. En este caso, la historia de energía almacenada mediante deformaciones elásticas, W_{es} , se obtuvo utilizando un procedimiento (algoritmo) que permite obtener la historia de W_{es} a partir de la energía total almacenada/disipada por la estructura en cada planta, W_s , y que vale $W_s = W_{es} + W_p$. La historia de W_s se puede calcular directamente integrando las curvas cortante-desplazamiento entreplantas de cada planta que proporciona el programa de cálculo. El algoritmo referido simplemente obtiene W_p a partir de W_s teniendo en cuenta que la historia de W_p tiene que ser necesariamente una curva monótonamente creciente, y después obtiene W_{es} como diferencia entre W_s y W_p .

Tabla 8.19: Niveles de PGA empleados en el análisis dinámico

Registro	PGA(g)		
	Modelo N3	Modelo N6	Modelo N9
Alajuela-N00E	0.20	0.20	0.50
Alajuela-N90E	0.20	0.25	0.50
Vara Blanca-N90E	0.80	0.75	0.90
Alajuela PCC-N00E	0.60	0.70	0.50
Alajuela PCC-N00E	0.75	1.00	0.80
Alajuela EINS-N90E	0.35	0.50	0.50
Morgan Gil-G. Array #3	-	-	0.50
Northridge-B. Hills	-	-	0.40
Loma Prieta-BRAN	-	-	0.40
Nahanni Canada-Site 1	-	-	0.70
Erzican T.-Erzincan	-	-	0.40
Double Springs-Woodfords	-	-	0.50

Con los niveles de PGA indicados en la tabla 8.19 todos los modelos analizados plastificaron. Concretamente, lo que se hizo fue ir incrementando el factor de escala del acelerograma hasta que la estructura presentara desplazamientos residuales en la primera planta, y se eligió una PGA ligeramente inferior a la que produjo dichos desplazamientos. De esta manera se definieron cada uno de los niveles de PGA para el cálculo y predicción de la energía de vibración elástica cuando el sistema plastifica.

8.4.3.2.2.- Cálculo de la energía de vibración elástica con la fórmula propuesta: caso plástico

Para calcular la energía de vibración elástica para el caso plástico con la fórmula propuesta, se empleó exactamente el mismo procedimiento descrito para el caso elástico.

8.4.3.2.3.- Resultados caso plástico

En las figuras 8.25-8.30 y en las tablas 8.20-8.22 se muestran los resultados obtenidos para cada modelo. En las figuras 8.25, 8.28 y 8.31 se muestra un ejemplo de cálculo de W_{es} cuando el sistema plástica para los modelos N3, N6 y N9 respectivamente. La obtención de W_{es} a partir de W_s se obtiene aplicando el algoritmo descrito anteriormente.

Figura 8.25: Ejemplo historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela

Figura 8.26: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N3 para la componente N00E del terremoto de Alajuela

Figura 8.27: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva $fQ_1-f\delta_1$ del modelo N3 para cada registro

Tabla 8.20: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N3: caso plástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{a}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E	3.45	1243.60	0.1026	1.16	1631.97	1557.11	1.05
Alajuela-N90E		1253.60	0.1035		1658.32	1604.84	1.03
Vara Blanca-N90E		1236.90	0.1021		1614.43	2254.13	0.72
Alajuela PCC -N00E		1218.40	0.1006		1566.50	1030.69	1.52
Alajuela PCC-N90E		1211.80	0.1000		1549.57	1216.63	1.27
Alajuela EINS-N90E		1208.70	0.0998		1541.65	1081.90	1.42

Figura 8.28: Ejemplo de historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} del modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca

Figura 8.29: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N6 para la componente N90E del terremoto de Vara Blanca

Figura 8.30: Obtención de $fQ_{1,max}$ a partir de la curva fQ_1 - $f\delta_1$ del modelo N6 para cada registro

Tabla 8.21: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N6: caso plástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{\alpha}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E	1.89	2661.40	0.1016	1.17	3244.29	2816.40	1.15
Alajuela-N90E		3148.80	0.1202		4541.40	5645.42	0.80
Vara Blanca-N90E		2816.50	0.1075		3633.45	4331.34	0.84
Alajuela PCC -N00E		2820.10	0.1076		3642.75	4025.22	0.90
Alajuela PCC-N90E		2605.00	0.0994		3108.25	4796.03	0.65
Alajuela EINS-N90E		2944.80	0.1124		3972.02	5025.60	0.79

Figura 8.31: Ejemplo de historias de energías: (a) W_s ; (b) W_s y W_p ; (c) W_p y (d) W_{es} del modelo N9 para la componente N00E del terremoto de Alajuela PCC

Figura 8.32: Ejemplo de cálculo de W_e cuando el sistema plastifica, modelo N9 para la componente N00E del terremoto de Alajuela PCC

Figura 8.33: Obtención de $f_{Q1,max}$ a partir de la curva $f_{Q1}-\delta_1$ del modelo N9 para cada registro

Tabla 8.22: Comparación de la energía de vibración elástica en modelo N9: caso plástico

Registro	x_G	$fQ_{1,max}$	$\hat{\alpha}(0)$	e/a^2	W_e^{pred} (8.74)	W_e^{din}	W_e^{pred}/W_e^{din}
Alajuela- N00E		4741.9	0.1480		15171.51	15859.75	0.96
Alajuela-N90E		4738.5	0.1479		15149.76	12891.68	1.18
Vara Blanca-N90E		3590.8	0.1121		8699.75	7429.89	1.17
Alajuela PCC -N00E		3338.6	0.1042		7520.61	6499.67	1.16
Alajuela PCC-N90E		2863.4	0.0894		5532.08	4303.58	1.29
Alajuela EINS-N90E		3559.8	0.1111		8550.18	5966.74	1.43
Morgan Gil-G. Array #3	1.31	4744	0.1480	1.20	15184.95	14557.13	1.04
Northridge-B. Hills		4049.5	0.1264		11064.38	9359.88	1.18
Loma Prieta-BRAN		4452.1	0.1389		13373.77	21254.99	0.63
Nahanni Canada- Site 1		4323.6	0.1349		12612.91	12208.53	1.03
Erzican T.-Erzincan		4787.8	0.1494		15466.65	13315.64	1.16
Double Springs- Woodfords		4744.3	0.1480		15186.87	13691.88	1.11

Puede observarse en las tablas 8.20-8.22 para el caso plástico que el cociente W_e^{pred}/W_e^{din} varía entre 0.63 y 1.52 para los modelos N3, N6 y N9 estudiados, siendo el valor medio y la desviación típica de este cociente 1.06 y 0.24 respectivamente. Una comparación de los resultados obtenidos en ambos escenarios, indica que hay una mayor dispersión de los resultados para el caso elástico en comparación con los del caso plástico, lo que hace que la desviación típica para el caso elástico sea 1.33 veces superior a la del caso plástico.

8.4.3.3.- Conclusiones

Los cálculos numéricos realizados con los modelos N3, N6 y N9 sometidos a diferentes registros sísmicos y en dos casos diferentes (respuesta elástica y respuesta plástica) muestran que la expresión (8.74) propuesta es capaz de predecir con una aproximación aceptable la energía de vibración elástica, W_e . Esta aproximación es mejor cuando la estructura plastifica llegando a proporcionar incluso resultados del lado de la seguridad subestimando W_e , sin embargo, para el caso elástico la predicción prácticamente sobrestima W_e en todos los casos.

Capítulo 9

9. APLICACIÓN DEL PROYECTO BASADO EN PRESTACIONES EN EL CONTEXTO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HA CON EL PRIMER PISO BLANDO

9.1.- Introducción

Este capítulo trata sobre la aplicación del proyecto basado en prestaciones en el contexto de la República Dominicana (RD) en cuanto a la caracterización de los niveles de peligrosidad sísmica a considerar y al establecimiento de niveles de comportamiento de proyecto. Para este último aspecto, el Reglamento sísmico de la RD no recomienda unos valores máximos de desplazamientos que permita cuantificar los niveles de desempeño deseados para diferentes niveles de intensidad sísmica, por lo que se adoptan los valores que establece el Eurocódigo 8 para definir los límites de derivas. Se definen los parámetros sísmicos y estructurales siguiendo la filosofía del PBSB. En los últimos dos apartados se describe el procedimiento de ajuste de energías y se realiza un estudio en el cual se emplean varios acelerogramas de terremotos históricos para evaluar la respuesta sísmica sin disipadores de energía de los prototipos estudiados.

9.2.- Proyecto por Prestaciones Según el Eurocódigo 8 y el Reglamento Sísmico de la R D

9.2.1. - Eurocódigo 8: Design of structures for earthquake resistance- parte 3: *Assessment and Retrofitting of Buildings*.

La norma europea EN 1998-3 (2004) aborda la evaluación y reforzamiento sísmico de edificios existentes individuales. En ella se presenta la intervención sísmica en las edificaciones existentes como un proceso separado del de las obras de nueva planta, tal y como lo hacen las demás normativas. En el apartado siguiente se transcriben los requisitos y criterios que establece el Eurocódigo 8 parte 3.

9.2.1.1.- Requisitos de desempeño y criterios de cumplimiento de EN 1998-3

El Eurocódigo EN 1998-3 considera tres estados de daño en la estructura, definidos por medio de tres Estados Límite (Limited States, LS): Cerca del Colapso (Near Collapse, *NC*), Daño Significativo (Significant Damage, *SD*) y Daño Limitado (Damage Limitation, *DL*). Estos estados límites se caracterizan como sigue:

- **LS of Near Collapse (*NC*):** en este estado límite la estructura queda fuertemente dañada, pero con una resistencia y rigidez lateral residuales que evitan el colapso. Los elementos verticales todavía tienen la capacidad para sostener o resistir las cargas gravitacionales. La mayoría de los elementos no estructurales han colapsado y la estructura presenta grandes derivas permanentes, por lo que la misma está cerca de colapsar y es probable que no sobrevivirá a otro sismo, aun siendo éste de una intensidad moderada.
- **LS of Significant Damage (*SD*):** la estructura presenta daños significativos, pero manteniendo una resistencia y rigidez lateral residuales suficientemente alejados del colapso. Los elementos verticales son capaces de sostener las cargas verticales (entiéndase viva y muerta). Los elementos no estructurales están dañados, aunque las particiones y rellenos no han fallado fuera del plano. La estructura presenta derivas

moderadas, lo que significa que la estructura puede soportar una réplica de moderada intensidad. El estado de la estructura es tal que una reparación puede resultar antieconómica.

- **LS of Damage Limitation (DL):** la estructura está ligeramente dañada y los elementos estructurales mantienen las propiedades de su resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales como particiones y rellenos pueden mostrar grietas de forma distribuida, sin embargo el daño puede ser económicamente reparable y las derivas de piso son insignificantes.

Los niveles apropiados de protección se logran seleccionando para cada uno de los estados límites un período de retorno para la acción sísmica, el Eurocódigo EN 1998-3 caracteriza la amenaza y la asocia a los estados límite tal y como se indica en la tabla 9.1:

Tabla 9.1: Niveles de amenaza sísmica según el Eurocódigo 8 parte 3

LS	Período de Retorno (años)	Probabilidad de Excedencia
1	225	20% en 50 años
2	475	10% en 50 años
3	2475	2% en 50 años

9.2.2.- R-001-2011: Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras

El Reglamento sísmico de la RD (R-001-2011) está basado en el paradigma del diseño por desempeño. El Reglamento proporciona los mapas de isoaceleraciones espectrales S_S y S_1 para los tres niveles de amenaza sísmica siguientes:

- Nivel de Amenaza Alta:** para este nivel se dispone de los mapas de S_S y S_1 (mapas No.2 y No.3 del Reglamento), para un período de retorno de 50 años (10% de probabilidad de ser excedidos en 5 años).
- Nivel de Amenaza Moderada:** para este nivel se dispone de los mapas de S_S y S_1 (mapas No.4 y No.5 del Reglamento), para un período de retorno de 475 años (10% de probabilidad de ser excedidos en 50 años).
- Nivel de Amenaza Baja:** para este nivel se dispone de los mapas de S_S y S_1 (mapas No.6 y No.7 del Reglamento),

Además especifica que para cualesquiera de estos niveles, se deberá comprobar que los valores mínimos de las solicitaciones serán los establecidos en los Títulos III y IV, del Reglamento.

El Reglamento regula el diseño, evaluación, construcción, supervisión y el mantenimiento del edificio y de las facilidades que forman las áreas comunes, los equipos mecánicos, los elementos no estructurales y su contenido, cuando éstos son sometidos a solicitaciones sísmicas comunes y/o extremas. Está basado en la premisa de que este comportamiento se puede predecir y evaluar de forma confiable, en función de las necesidades y decisiones.

Este Reglamento establece los siguientes cuatro niveles de diseño por desempeño, para los cuales predefinen sus condiciones atendiendo a razones económicas y de seguridad estructural:

- a) **Ocupación Inmediata:** la edificación puede seguir operando luego de ocurrido un sismo y los elementos estructurales se mantendrán trabajando en el rango elástico. Los elementos no estructurales y el equipamiento no sufrirán ningún tipo de daño.
- b) **Continuidad de operación con daños menores:** la edificación puede seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. Los elementos estructurales y el equipamiento no sufrirán daños, aunque los elementos no estructurales podrán tener daños menores.
- c) **Seguridad para la vida:** los elementos estructurales pueden sufrir daños localizados en puntos especificados que pueden ser reparables. En todos los casos, no se producirán fallos que pongan en peligro la vida de los ocupantes.
- d) **Prevención de colapso:** se permite que los elementos estructurales y no estructurales puedan sufrir daños importantes sin llegar al colapso. En este caso, los niveles de daños en los elementos estructurales son tan importantes que no son reparables.

Los criterios mínimos de diseño para los elementos no estructurales que forman parte de la edificación como elementos permanentes o anclados a la estructura, están regidos por las disposiciones del Apéndice D del R-001, y el Reglamento “Seismic Design Requirements for Nonstructural Components” de ASCE “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”. Este Reglamento considera como elementos no estructurales: muros no estructurales, exteriores e interiores; conductos de aire acondicionado, conductos de sistemas contra incendios; estantes, plafones, equipos eléctricos, mecánicos y cualquier otro elemento sujeto a la estructura.

9.3.- Definición de Parámetros Sísmicos y Estructurales

9.3.1.- Parámetro indicador de la intensidad sísmica

En esta Tesis se emplea como parámetro indicador de la intensidad sísmica (Intensity measure, *IM*, por sus siglas en inglés) la energía que contribuye a daños estructurales, E_D , expresada en forma de velocidad equivalente, V_D . Este parámetro es uno de los tantos *IMs* propuestos en la literatura (Avila, Mollaioli, Lucchini, & Benavent-Climent, 2015), y que se pueden emplear para la caracterización del terremoto cuando se aplica la filosofía del proyecto basado en prestaciones.

En el apartado siguiente se caracteriza el terremoto aplicando el Reglamento sísmico de la RD y se proponen los niveles de peligrosidad sísmica a considerar en el marco del PBSO.

9.3.1.1.-Caracterización de los niveles de peligrosidad sísmica a considerar y establecimiento de los niveles de comportamiento de proyecto

En el método que se propone más adelante para el dimensionado de los disipadores, se debe caracterizar el terremoto mediante un espectro de input de energía en forma de velocidad equivalente $T - V_D$. Para caracterizar el terremoto se emplea el Reglamento sísmico de la República Dominicana. A partir del espectro elástico de respuesta $T - S_a$ que propone dicha norma se calcula el espectro $T - V_D$. Esta transformación de un espectro $T - S_a$ a otro $T - V_D$ es posible gracias a que la velocidad espectral S_v está relacionada con S_a mediante $S_v = S_a(T/2\pi)$, y que se ha demostrado que V_D es aproximadamente igual a S_v (Akiyama, 1999).

En el capítulo 3 de la presente Tesis se hizo un estudio sobre las cargas sísmicas y gravitatorias que figuran en los tres Reglamentos sísmicos que han existido en la República Dominicana hasta la fecha. En dicho capítulo se vio que el Reglamento sísmico de 2011 contempla dos espectros elásticos de respuesta y que el uso de estos espectros está determinado por la proximidad del emplazamiento de la estructura a una falla sísmica existente conocida. Para definir estos espectros hay que apoyarse en el mapa de zonificación sísmica proporcionado por el Reglamento, así como también en los mapas de isoaceleraciones espectrales de referencia, estos últimos vienen dados en función de los períodos de retorno y de la probabilidad de excedencia del terremoto. Como ya se dijo también en el capítulo 3, la República Dominicana se considera dividida en dos zonas de diferenciada sismicidad, de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral de referencia, S_s , para un período de retorno de 2,475 años. Sin embargo, estas mismas zonas sísmicas se pueden tomar como referencia para determinar las aceleraciones espectrales S_s y S_1 para períodos de retorno distintos de 2475 años (como puede ser un período de retorno de 50 o 475 años respectivamente), esto es exactamente lo que se hace en lo adelante.

Para definir las aceleraciones espectrales de referencia para períodos cortos, S_s , y largos, S_1 , se han empleado los mapas de isoaceleraciones correspondiente a un terremoto con un período de retorno de 475 años con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (mapas 4 y 5 según Reglamento y que ya fueron vistos en el capítulo 3, en las figuras 3.20). A partir de dichos mapas se han obtenido los datos mostrados en la tabla 9.2:

Tabla 9.2: Aceleraciones espectrales S_s y S_1 para período de retorno de 475 años

ZONA	$S_s(g)$	$S_1(g)$
<i>I</i>	1.10	0.52
<i>II</i>	0.56	0.23

Una vez definida la zona de emplazamiento de la estructura se debe definir la clase de sitio y por consiguiente el tipo de suelo donde se asentará la misma. Un vez se conoce el tipo de suelo lo que sigue es determinar los parámetros que lo caracterizan de acuerdo a las tablas que proporciona el Reglamento sísmico. Para tomar en cuenta la influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica se utilizan los factores de sitio F_a y F_v que dependen de la clasificación del sitio, el tipo de suelo y de los valores espectrales de referencias del sitio S_s y S_1 . Los valores de F_a y F_v se dan en las tablas 4 y 5 del Reglamento y que ya fueron proporcionadas en el capítulo 3.

En la tabla 3.19 del capítulo 3 se transcribe para cada zona sísmica los parámetros que definen cada tipo de suelo para el caso en que el período de retorno es 2,475 años, sin embargo, para un período de retorno de 475 años hay que determinar los valores de F_a y F_v apoyándose en las tablas 3.17 y 3.18 vistas también en el capítulo 3.

Con el fin de obtener los valores de F_a y F_v por medio a las aceleraciones espectrales de referencia, el Reglamento especifica que se debe emplear la interpolación lineal. En esta Tesis, para determinar los valores de F_a y F_v , se aumentan ligeramente las aceleraciones S_s y S_1 para la zona *II* (tabla 9.3) con el fin de obtener de manera directa los valores de F_a y F_v a partir de las tablas proporcionadas por el Reglamento.

Tabla 9.3: Modificación de S_s y S_1 para la determinación de F_a y F_v

ZONA	$S_s(g)$	$S_1(g)$
<i>I</i>	1.10	0.52
<i>II</i>	0.60	0.30

Los valores de F_a y F_v obtenidos a partir de la modificación de S_s y S_1 para la zona II se muestran en la tabla 9.4. En esta tabla también se dan los valores de F_a y F_v para la zona I, en este caso no fue necesario aumentar los valores de S_s y S_1 ya que para $S_s \geq 0.90$ y $S_1 \geq 0.50$ el Reglamento recomienda unos valores fijos para los parámetros F_a y F_v .

Tabla 9.4: Valores de F_a y F_v para un período de retorno de 475 años

Clase de sitio	Zona I		Zona II	
	F_a	F_v	F_a	F_v
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.3	1.2	1.5
D	1.2	1.5	1.3	1.8
E	1.0	2.4	1.5	2.8

Si se compara la tabla 9.4 anterior con la tabla 3.19 del capítulo 3, se puede apreciar que los valores de F_a y F_v para la zona I y para un período de retorno de 2475 años son los mismos que para un período de 475 años, pero para el caso de la zona II hay una cierta variación para la clase de sitios C, D y E.

Una vez obtenidos los valores de F_a y F_v , se pueden emplear las expresiones mostradas en la tabla 9.5 para obtener el período característico del suelo T_G . En esta Tesis se ha adoptado $T_G = T_{NH} = T_s$, donde T_{NH} se define como el período inicial de la zona de períodos medios de acuerdo a la representación espectral de Newmark y Hall (Newmark & Hall, 1982), y T_s es el período final de la zona de períodos intermedios del espectro elástico horizontal general de la RD (figura 3.15 del capítulo 3). En otras palabras, T_s define el período de transición de aceleración de respuesta constante a velocidad de respuesta constante. Las expresiones para el cálculo de T_G fueron deducidas a partir del Reglamento sísmico de la RD y se indican en la tabla 9.5.

Tabla 9.5: Cálculo período característico del suelo T_G

PR (años)	Zona	
	I	II
475	$T_G = T_{NH} = \frac{0.52F_v}{1.10F_a}$	$T_G = T_{NH} = \frac{0.30F_v}{0.60F_a}$
2475	$T_G = T_{NH} = \frac{0.75F_v}{1.55F_a}$	$T_G = T_{NH} = \frac{0.55F_v}{0.95F_a}$

Con las informaciones mostradas mas arriba se han calculado los parámetros que caracterizan el terremoto para el método propuesto (V_D , T_G y T_{NH}), el cálculo se ha realizado para ambas zonas sísmicas y períodos de retorno llevando a cabo el siguiente procedimiento:

1. Se define el escenario de peligrosidad, el cual puede ser *cercano* o *lejano* a falla.
2. Seguidamente se selecciona el período de retorno para el cual se quiere caracterizar el terremoto, en esta caracterización se empieza por el período de retorno de 475 años correspondiente el terremoto de proyecto.
3. A continuación se ubica la estructura en una de las dos zonas sísmicas que define el Reglamento. En los cálculos realizados se empieza por la zona I.
4. Se define el tipo de suelo. Se empieza por el mejor de los suelos hasta llegar al de peor características, es decir, por el suelo tipo A hasta llegar al suelo tipo E.
5. Con los pasos del 1 al 4 se obtienen todos los ingredientes necesarios para poder determinar las aceleraciones espectrales de referencia S_s y S_1 y los factores de sitio F_a y F_v .

6. El siguiente paso es calcular el espectro $T - Sa$ para el suelo tipo A.
7. Luego, considerando que $Sa = \omega Sv$, donde $Sv \cong V_D$, se calcula el espectro de input de energía en forma de velocidad equivalente $T - V_D$.
8. A partir del espectro $T - V_D$ determinado en el paso anterior y el período fundamental de la estructura fT_1 , determinar la energía espectral V_D que entra en el sistema en ese período.
9. Se repiten los pasos del 4 al 8 para cada tipo de suelo y se determina la V_D en cada caso.
10. Se reubica la estructura en la zona II y se repiten los pasos del 4 al 9, de manera que queda caracterizado el terremoto para las dos zonas sísmicas, un mismo escenario de peligrosidad y período de retorno, respectivamente.
11. Luego, se cambia el período de retorno a 2475 años y se repiten los pasos del 3 al 10.
12. Finalmente, se redefine el escenario de peligrosidad y se repiten los pasos del 2 al 11, de esta manera se determina la V_D para todos los casos que contempla de manera indirecta el Reglamento sísmico de la RD.

Siguiendo el procedimiento descrito más arriba, se emplearon todos los tipos de suelo que contempla el Reglamento sísmico, excepto el suelo tipo F. Por razones de espacio, en la tabla 9.6 se resumen todos los resultados obtenidos durante el proceso de caracterización del terremoto, entiéndase los parámetros que definen el espectro $T - V_D$. Es importante aclarar que los valores de S_S y S_1 empleados en el cálculo de las energías máximas indicadas en la tabla ya citada, se corresponden con los valores máximos que aparecen en los mapas de isoaceleraciones espectrales de referencia que proporciona el Reglamento para los períodos de retorno de 475 y 2475 años respectivamente.

A partir de los valores de T_G y V_D proporcionados en la tabla 9.6 se puede definir rápidamente el espectro $T - V_D$ sin la necesidad de aplicar el procedimiento descrito en esta Tesis, esto es así siempre y cuando se empleen los valores máximos de S_S y S_1 .

Tabla 9.6: Período característico del suelo T_G (s) y niveles de input de energía máxima V_{Dmax} (cm/s) para la RD

Escenario	PR (años)	Clase sitio	Zona I		Zona II	
			T_G	V_D	T_G	V_D
Campo lejano	475	A	0.47	43.29	0.50	24.97
		B	0.47	54.11	0.50	31.22
		C	0.61	70.34	0.63	46.82
		D	0.59	81.16	0.69	56.19
		E	1.13	129.86	0.93	87.40
		F	SNC		SNC	
	2475	A	0.48	62.43	0.58	45.78
		B	0.48	78.04	0.58	57.23
		C	0.63	101.45	0.75	74.40
		D	0.60	117.06	0.72	85.84
		E	1.16	187.29	1.39	137.35
		F	SNC		SNC	
Campo cercano	475	A	0.47	64.93	0.50	37.46
		B	0.47	81.16	0.50	46.82
		C	0.61	105.51	0.63	70.24
		D	0.59	121.74	0.69	84.28
		E	1.13	194.78	0.93	131.11
		F	SNC		SNC	
	2475	A	0.48	93.65	0.58	68.67
		B	0.48	117.06	0.58	85.84
		C	0.63	152.18	0.75	111.60
		D	0.60	175.59	0.72	128.76
		E	1.16	280.94	1.39	206.02
		F	SNC		SNC	

Leyenda: SNC= suelo no considerado

Se puede observar en la tabla ya citada que los niveles más altos de V_D , independientemente de la zona sísmica, se obtuvieron para el suelo tipo E, por lo que para la realización de esta Tesis, se decidió seleccionar solo los valores de V_D correspondientes a la zona I y a un suelo tipo E. De esta manera, para validar el método propuesto en esta Tesis en el contexto de la República Dominicana se sitúan los prototipos de estructuras en el escenario más crítico posible desde el punto de vista de la demanda sísmica y condiciones de suelo.

Por otra parte, vistos los resultado de la tabla 9.6, es importante aclarar que el ligero aumento de las aceleraciones espectrales de referencia S_S y S_1 hecho en la tabla 9.3 no influye para nada en la selección de las V_D de diseño, ya que si se hubiera aplicado la interpolación lineal tal y como establece el Reglamento para obtener los parámetros F_a y F_v , los valores de V_D obtenidos para la zona II seguirían siendo muy inferiores a los de la zona I.

En las figuras de 9.1-9.4 se muestra a manera de ejemplo la caracterización completa realizada para el prototipo N3 para la zona I tomando en cuenta las condiciones ya expuestas. Estos resultados y los obtenidos para los dos prototipos restantes (N6 y N9) luego de aplicar el mismo criterio de caracterización se indican en la tabla 9.7.

Figura 9.1: Espectro $T-V_D$ para campo lejano, PR de 475 años, prototipo N3

Figura 9.2: Espectro $T-V_D$ para campo lejano, PR de 2475 años, prototipo N3

Figura 9.3: Espectro $T-V_D$ para campo cercano, PR de 475 años, prototipo N3

Figura 9.4: Espectro $T-V_D$ para campo cercano, PR de 2475 años, prototipo N3

A partir de los valores de V_D seleccionados se definen dos casos, A y B, los mismos que se indican en la tabla 9.7 conjuntamente con los niveles de amenaza sísmica (1 y 2) obtenidos según se explicó anteriormente. En la tabla 9.8 se definen los niveles de prestaciones propuestos en esta Tesis para cada nivel de amenaza sísmica. Estos niveles de prestaciones se han definido en consonancia con las prescripciones del Eurocódigo EN 1998-3 según se indicó al principio de este capítulo.

Tabla 9.7: Caracterización del terremoto en términos de V_D

Escenario de peligrosidad	Nivel de amenaza	PR (años)	PE	V_D (cm/s)		
				N3	N6	N9
A	Campo lejano	-	50	NNC		
		1	475	10% en 5 años	111.02	122.47
		2	2475	10% en 50 años	129.86	156.44
B	Campo cercano	-	50	NNC		
		1	475	10% en 5 años	166.53	183.70
		2	2475	10% en 50 años	194.78	234.66

Leyenda: NNC= Nivel No Considerado; PR= período de retorno; PE= probabilidad de excedencia

Tabla 9.8: Definición de los niveles de comportamiento esperado según amenaza sísmica

Escenario peligrosidad	PR (años)	Nivel de comportamiento esperado	Prestación
A	Campo Lejano	Que el pórtico de HA (en la planta baja) reforzado o no con FRP/SRP se mantenga básicamente elástico.	DL
		Que el pórtico de HA (en la planta baja) reforzado o no con FRP/SRP llegue a plastificar sin llegar a una zona crítica (figura 9.5).	SD
B	Campo cercano	Que el pórtico de HA (en la planta baja) reforzado o no con FRP/SRP llegue a plastificar sin llegar a una zona crítica.	SD
		Que el pórtico de HA (en la planta baja) reforzado o no con FRP/SRP llegue a su estado límite último pero sin llegar a colapsar.	NC

De acuerdo al Eurocódigo EN 1998-3 cada nivel de prestación, DL , SD y NC , se asocia a un desplazamiento máximo permitido, δ_{DL} , δ_{SD} , δ_{NC} respectivamente, que para los fines de esta Tesis se establecen de la siguiente manera:

$$\delta_{DL} = \delta_{allow,1} = f \delta_{y,1}$$

$$\delta_{SD} = \frac{3}{4} f \delta_{u,1}$$

$$\delta_{NC} = f \delta_{u,1}$$

Como se puede apreciar en las expresiones anteriores, la definición del desplazamiento máximo permitido para un nivel de desempeño de *daño significativo* (δ_{SD}) y *cerca del colapso* (δ_{NC}), respectivamente, depende del desplazamiento último (${}_f\delta_{u,1}$) que experimenta el pórtico de HA en la primera planta. La obtención de ${}_f\delta_{u,1}$ a partir de la curva de capacidad de la primera planta de cada prototipo ya se explicó en detalle en el capítulo 7, sin embargo, hace falta puntualizar algunos criterios aplicados para su definición. Como es de saber, la capacidad de rotación última se puede expresar por medio a la curvatura última de una sección la cual se puede determinar a partir del análisis de la sección transversal del elemento empleando un modelo de fibras. La curvatura última de una sección de hormigón armado se alcanza cuando se da alguna de las siguientes situaciones: (i) el concreto alcanza su deformación última a compresión especificada; o (ii) una de las barras de refuerzo alcanza su resistencia última o deformación última especificada. Por lo tanto, a partir de las curvas de capacidad obtenidas en el capítulo 7 mediante un análisis dinámico incremental hasta el colapso, se asume que el desplazamiento lateral último de la planta baja, ${}_f\delta_{u,1}$, se alcanza cuando la primera rótula plástica del pórtico alcanza su capacidad de rotación última, algo que ocurre en todos los análisis realizados debido al procedimiento aplicado para obtener las curvas de capacidad.

Figura 9.5: Definición de zona crítica para los prototipos N3, N6 y N9

9.3.2.- Parámetro representativo del daño y de la respuesta estructural

Cuando se aplica la filosofía del proyecto basado en prestaciones, además de definir los parámetros representativos de la amenaza sísmica (*IMs* por sus siglas en inglés correspondiente a *Intensity Measure Parameters*) se deben definir aquellos que representan la respuesta estructural y que se conocen con el nombre de *Engineering Damage Parameters (EDPs)*. El parámetro representativo del daño y de la respuesta estructural adoptado en esta Tesis es el desplazamiento máximo relativo entre plantas de la planta i , $\delta_{max,i}$, el cual de ahora en adelante se denominará *deriva máxima de piso* y estará designada por $MISD_i$ (cuyas siglas en inglés corresponden a *Maximum Inter-Story Drift*), y que para los fines de esta Tesis se determinará de la siguiente manera:

$$MISD_i = \max(|\delta_{max,i}^+|, |\delta_{max,i}^-|) \quad 9.1$$

La *deriva máxima de piso* determinada de acuerdo a la ecuación (9.1) se suele expresar como porcentaje de la altura de la planta mediante la ecuación (9.2):

$$MISDR_i = \frac{MISD_i}{h_i} \times 100\% \quad 9.2$$

En este caso recibe el nombre de *ratio máximo de deriva de piso* (*Maximum Inter-Story Drift Ratio*) o simplemente *MISDR*. En las ecuaciones (9.1) y (9.2) el subíndice *i* hace referencia a la planta *i*.

Otro de los parámetros representativos del nivel de daño en el edificio adoptado en esta Tesis, es la deformación residual Δ_{ri} , la cual se expresa como porcentaje de la altura de la planta *i* haciendo uso de la ecuación (9.2), es decir, $\delta_{ri} = \Delta_{ri}/h_i \times 100\%$.

9.4.- Ajuste del Input de Energía

Tal y como se ha explicado anteriormente, en esta Tesis la amenaza (o peligrosidad) sísmica se caracteriza mediante la energía que contribuye a daños estructurales expresada en términos de velocidad equivalente, V_D . Para validar la metodología propuesta mediante cálculos dinámicos, los acelerogramas se escalaron a un determinado valor de V_D . En este apartado se explica cómo se ha realizado el escalado. Existe un número importante de propuestas para cuantificar el input de energía sísmica en una estructura, *E* (Khashaee, Mohraz, Sadek, Lew, & Gross, 2003), así como también procedimientos que permiten estimar el input de energía que contribuye a daños estructurales, E_D (López-Almansa, Yazgan, & Benavent-Climent, 2013) a partir del input de energía sísmica, *E* (Akiyama H. , 1999). En esta Tesis se parte de los resultados del cálculo dinámico directo realizado con IDARC-2D y se calcula E_D estableciendo el balance energético en la estructura tal y como se explica a continuación:

1. Se calcula la energía cinética total con la siguiente expresión:

$$W_{ek} = \sum_{i=1}^{NP} \left(\frac{m_i \dot{v}_i^2(t_0)}{2} \right) \quad 9.3$$

2. Seguido se calcula la energía almacenada/disipada total mediante deformaciones elásticas/plásticas a partir de la relación fuerza cortante - desplazamiento relativo entre plantas de la planta *i*, con la expresión (9.4):

$$W_s = \int_0^{t_0} Q_i d\delta_i dt = \sum_{i=1}^{NP} A_{si} \quad 9.4$$

en la cual A_{si} es el área encerrada en las curvas cortante-desplazamientos relativos entre plantas de la planta *i*.

3. Finalmente se calcula el input de energía, E_D , y se expresa en forma de velocidad equivalente de la siguiente manera:

$$W_{ek} + W_s = E_D = E - W_\zeta$$

$$V_D = \sqrt{2(W_{ek} + W_s)/M} \rightarrow V_D = \sqrt{2E_D/M}$$

9.5

Este procedimiento se muestra en el esquema de la figura 9.6 siguiente:

Figura 9.6: Diagrama de flujo para la obtención de la respuesta máxima a partir del ajuste de V_D

Visto el procedimiento anterior, el ajuste del input de energía se puede definir entonces como un proceso iterativo mediante el cual se va incrementando el factor de escala del acelerograma hasta lograr que la energía total que contribuye a daños estructurales, E_D , expresada en términos de velocidad equivalente, V_D , coincida (con una determinada tolerancia) con el valor empleado en el diseño de los disipadores. En el capítulo 10 de esta Tesis se verá cómo se emplea la energía V_D en el dimensionado de los disipadores requeridos en la primera planta, mientras

que en el capítulo 11 se presentara todo el proceso de ajuste tal y como se explica en el diagrama de flujo de la figura 9.6 anterior.

9.5.- Respuesta Sísmica de Edificios de HA con el Primer Piso Blando

Existe en la literatura un gran número de estudios sobre el comportamiento de edificios con el primer piso blando (Dohare & Maru, 2014) en los que se demuestra el mal comportamiento de esta configuración estructural. En esta Tesis se evalúa la respuesta de los prototipos desarrollados con el fin de evaluar la necesidad real de tener que llevar a cabo un reacondicionamiento sísmico. Se sabe de antemano que la tipología de estructura que se aborda en esta Tesis (figura 9.7) es propensa sufrir una concentración de daño en la primera planta (planta baja) que le imposibilita de tener un comportamiento sísmico aceptable. En este apartado se obtiene la respuesta de los prototipos sin reacondicionar sísmicamente, es decir, sin disipadores de energía. Para obtener la respuesta sin disipadores, los prototipos (figura 9.7) se sometieron a una amenaza sísmica correspondiente a un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, como ya vimos en el apartado 9.3. Esta amenaza está caracterizada por un espectro de input de energía bilineal el cual se obtuvo a partir del Reglamento sísmico de la República Dominicana. El input de energía total que se supone introducirá el terremoto en la estructura es de 111.02, 122.47 y 129.86 cm/s para los prototipos N3, N6 y N9, respectivamente.

Figura 9.7: Prototipos para el estudio del comportamiento de piso blando

Para este estudio se aplica el procedimiento descrito en el apartado 9.4, el cual consiste en ajustar la energía total introducida por el terremoto en la estructura, $V_D(t_0)$, con la energía empleada en el dimensionado de los disipadores V_D , todo ello mediante un proceso iterativo de prueba y error, y en obtener la respuesta máxima de la estructura en término de fuerzas y desplazamientos laterales relativos entre plantas. Se empleó un total de 7 registros sísmicos, todos correspondientes a terremotos *no impulsivos* de acuerdo a los criterios del PEER expuestos en el capítulo 6; los registros se han identificado con el número que les corresponde de acuerdo a las tablas mostradas en dicho capítulo. En las figuras 9.8-9.10 se muestra un ejemplo de ajuste de energías para los tres prototipos mostrados en la figura 9.7. El resultado obtenido para el resto de registros se resume en las tablas 9.9, 9.10 y 9.11 correspondientes de manera respectiva a los prototipos N3, N6 y N9. En dichas tablas se indican las energías de ajuste y de diseño respectivamente, también se proporciona la ratio $V_D/V_D(t_0)$, y la deriva máxima de piso, esta última expresada como porcentaje de la altura de la planta, $MISDR$ (%).

Figura 9.8: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N3 para el registro de Tabas-Ferdows

Figura 9.9: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N6 para el registro de Friuli-Barcis

Figura 9.10: Ejemplo ajuste de V_D sin disipadores de energía en prototipo N9 para el registro de Loma Prieta-Bran

Tabla 9.9: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N3

Nº	Nombre registro	V_D	$V_D(t_0)$	$V_D/V_D(t_0)$	MISDR (%)
2	Tabas-Ferdows		112.41	0.99	6.39
3	Friuli-Conegliano		104.23	1.07	6.98
4	Friuli-Barcis		82.99	1.34	3.47
7	San Fernando-Cedar Springs	111.02	99.94	1.11	3.84
10	Loma Prieta-Bran		91.31	1.22	3.07
15	Gazli USSR-Karakyr		103.47	1.07	5.68
23	Big Bear-LA Purdue Ave		93.21	1.19	4.45

Tabla 9.10: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N6

Nº	Nombre registro	V_D	$V_D(t_0)$	$V_D/V_D(t_0)$	MISDR (%)
2	Tabas-Ferdows		87.15	1.41	2.03
3	Friuli-Conegliano		92.75	1.32	1.51
4	Friuli-Barcis		117.54	1.04	3.88
7	San Fernando-Cedar Springs	122.47	114.57	1.07	3.35
10	Loma Prieta-Bran		105.15	1.16	1.89
15	Gazli USSR-Karakyr		90.33	1.36	2.85
23	Big Bear-LA Purdue Ave		85.26	1.44	3.66

Tabla 9.11: Ajuste V_D sin disipadores, prototipo N9

Nº	Nombre registro	V_D	$V_D(t_0)$	$V_D/V_D(t_0)$	MISDR (%)
2	Tabas-Ferdows		128.05	1.01	2.77
3	Friuli-Conegliano		129.40	1.00	0.85
4	Friuli-Barcis		128.08	1.01	2.86
7	San Fernando-Cedar Springs	129.86	130.35	1.00	4.14
10	Loma Prieta-Bran		128.03	1.01	1.70
15	Gazli USSR-Karakyr		121.85	1.07	5.23
23	Big Bear-LA Purdue Ave		128.62	1.01	2.76

En las tablas 9.9-9.11 se aprecia que ha resultado prácticamente imposible, en algunos casos, lograr ajustar el input de energía a 111.02, 122.47 y 129.86 cm/s para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente; en otras palabras, la estructura es incapaz de disipar por si sola el input de energía total introducido por el terremoto a pesar de que se está considerando el nivel más bajo de amenaza sísmica, esto se debe a que para algunos de los registros sísmicos la estructura llega a colapsar o presenta problemas de estabilidad en el cálculo dinámico que impiden seguir iterando hasta ajustar las energías ya mencionadas. Sin embargo, en los casos en los que se logra el ajuste de energías el nivel de daño es muy elevado, por lo que de acuerdo al PBSD se estaría hablando de un comportamiento próximo al colapso, lo que pone de manifiesto una vez más, el mal comportamiento de este tipo de estructuras. El resultado obtenido sirve y es consistente con las conclusiones a las que han llegado otros autores (Dohare & Maru, 2014).

Para intentar explicar porque motivos en algunos casos se logra ajustar el input de energía de proyecto con el input de energía introducido por el terremoto, se representa la respuesta máxima entre plantas de cada planta en las figuras 9.11-9.13, correspondientes a los prototipos N3, N6 y N9 estudiados. En dichas figuras se puede apreciar que en la mayoría de los casos en los que la concentración de daño no se produce en la primera planta sino que se distribuye en todas las plantas, entonces, en ese caso la estructura tiene mayores posibilidades de soportar el input de energía introducido por el terremoto, este comportamiento es más claro en el caso del prototipo N9, en donde en seis de los siete registros empleados se ha logrado ajustar el input de energía con una tolerancia de $\pm 2\%$. Una de las observaciones más importantes a las que se llega con este estudio, es que en los prototipos N6 y N9 no se aprecia un comportamiento de piso blando típico tan claro como ocurre con el prototipo N3 (figura 9.11).

Figura 9.11: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N3

Figura 9.12: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N6

Figura 9.13: Respuesta máxima sin disipadores, prototipo N9

Al evaluar los resultados desde el punto de vista del proyecto basado en prestaciones, si se fija como desplazamiento máximo para la primera planta el 4% de deriva permanente (residual) o transitoria establecida por la FEMA-356 (2000) para un nivel de desempeño de prevención de colapso, se observa que para el caso del prototipo N3 este límite se supera en 4 de los 7 registros analizados. En el caso del prototipo N6 no se supera este límite en la planta primera para ninguno de los registros, pero en la planta segunda se supera una vez. Finalmente, el resultado obtenido para el prototipo N9 indica que la respuesta sin disipadores rebasa el límite del 4% de deriva en 2 de los 7 registros en cuestión. Por lo tanto, como conclusión general se puede decir que es más que evidente y necesario el llevar a cabo el reacondicionamiento sísmico de los prototipos estudiados en esta Tesis.

Capítulo 10

10. PROPUESTA DE UN MÉTODO ENERGÉTICO PARA EL REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS DE HA CON EL PRIMER PISO BLANDO, EMPLEANDO DISIPADORES DE ENERGÍA Y MATERIALES COMPUESTOS, APLICANDO EL PROYECTO BASADO EN PRESTACIONES

10.1.- Introducción

Este capítulo se centra en el desarrollo de un método para el reacondicionamiento sísmico de edificios de HA con el primer piso blando, empleando disipadores de energía y materiales compuestos FRP/SRP, todo ello siguiendo la filosofía del proyecto sismorresistente basado en prestaciones. El capítulo empieza con la formulación del método propuesto, a continuación se realiza una serie de estudios paramétricos que servirán de base para realizar el dimensionado final de los disipadores a validar. Seguidamente se presenta la metodología propuesta para predecir las fuerzas cortantes en las plantas superiores a la primera, y finalmente se proponen alternativas para llevar a cabo la materialización del dimensionado de los disipadores conseguidos con la aplicación del método.

10.2.- Formulación del Método Propuesto

En esta Tesis se propone una estrategia de reacondicionamiento sísmico de estructuras de edificios existentes consistentes en pórticos de hormigón armado con la primera planta diáfana y muros de cerramiento/particiones en las plantas superiores a la primera. La estrategia consiste en instalar disipadores de energía de tipo histerético únicamente en la primera planta. En este apartado se propone un método para proyectar esta solución de reacondicionamiento. El procedimiento está basado en el establecimiento del balance de energía de la estructura siguiendo los planteamientos de Housner-Akiyama (Akiyama H. , 1985) y proporciona la resistencia lateral, la rigidez lateral y la capacidad de disipación de energía que deben proporcionar los disipadores de la primera planta para conseguir un nivel de desempeño (*seismic performance*) determinado para un nivel de amenaza sísmica dado (*seismic hazard level*). Los niveles de desempeño están gobernados por el desplazamiento lateral máximo. El nivel de amenaza se caracteriza en términos de energía introducida por el terremoto (*energy input*) y de ciertos parámetros sismológicos. El método propuesto trata el efecto de los disipadores explícitamente en términos de energía histerética disipada, y cuantifica directamente el daño acumulado en los mismos. El método se valida numéricamente mediante cálculos dinámicos directos en régimen no lineal con terremotos de campo cercano y lejano a falla respectivamente. El método desarrollado tiene como referencia la propuesta de Benavent-Climent (2011) comentada en el capítulo 2, sobre la que se realizan diferentes aportaciones novedosas, como la determinación de la energía de vibración elástica.

10.2.1.- Modelo estructural y criterios de diseño

El método propuesto idealiza la estructura existente mediante un sistema de masas concentradas situadas en el centro de masas de cada forjado. Se asume que el edificio no es susceptible de experimentar efectos de torsión importantes (es regular en planta y en alzado), y que está sometido únicamente a componentes horizontales traslacionales del movimiento del suelo. En estas condiciones el edificio puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes. En cada uno de estos modelos las masas tienen un único grado de libertad: el desplazamiento horizontal. Para definir estos modelos planos, es necesario conocer en cada dirección la masa, m_i , la rigidez elástica inicial, $f_k i$, de cada planta i , y la resistencia lateral (o fuerza cortante de fluencia), $fQ_{y,1}$, de la primera planta. Tanto la rigidez como la

resistencia lateral, se obtienen a partir de la idealización bilineal de la curva de capacidad obtenida para cada planta mediante un análisis pushover, como se muestra en la figura 10.1. En la formulación del método no es necesario conocer la resistencia lateral de las plantas superiores a la primera dado que se parte de la hipótesis de que se mantendrán básicamente elásticas. No obstante, una vez dimensionados los disipadores será necesario comprobar que esta hipótesis se cumple, incrementando en caso contrario la capacidad (*rigidez y resistencia*) necesaria de los muros de las plantas superiores.

Figura 10.1: Idealización curva de capacidad

Conocidas las masas y rigideces laterales de la estructura a reacondicionar sísmicamente (estructura principal), se puede determinar fácilmente el período fundamental de vibración, T_1 , que es otro de los parámetros que intervienen en el cálculo. Con la adición de disipadores histeréticos en la primera planta de la estructura principal existente, la fuerza recuperadora que se desarrolla en dicha planta se puede obtener como la suma de la fuerza desarrollada por dos muelles en paralelo conectados a la fundación, tal y como se muestra en la figura 10.2a. Un muelle representa la estructura principal (*parte flexible*), y la relación fuerza-desplazamiento lateral $fQ_1 - f\delta_1$, bajo carga monótona se idealiza mediante un modelo elástico-perfectamente plástico como el mostrado con línea gruesa discontinua en la figura 10.2b. El otro muelle representa los disipadores (*parte rígida*), y la relación fuerza-desplazamiento lateral $sQ_1 - s\delta_1$, también se considera del tipo elástico-perfectamente plástico. En adelante, sQ_{y1} y $s k_1$, indican respectivamente la resistencia y rigidez lateral aportadas por los disipadores en la planta primera, tal y como se muestra en la misma figura con línea fina continua. La relación fuerza cortante – desplazamiento relativo lateral del edificio completo (*parte flexible + parte rígida*) bajo carga monótona, $Q_1 - \delta_1$, se obtiene simplemente sumando las fuerzas soportadas por cada elemento para un nivel de desplazamiento dado, δ_1 , como se muestra con línea gruesa continua en la figura 10.2b.

Figura 10.2: Idealizaciones: (a) viga de cortante; (b) relación fuerza- desplazamiento para la primera planta

Los objetivos del procedimiento propuesto son por lo tanto: (i) determinar la resistencia ($sQ_{y,1}$) y la rigidez ($s k_1$) de los disipadores requeridos en la primera planta para lograr los niveles de comportamiento deseados para un determinado nivel de amenaza sísmica; (ii) evaluar la demanda de disipación de energía en los disipadores, y (iii) estimar las fuerzas cortantes máximas que se pueden desarrollar en las plantas superiores. Uno de los requerimientos básicos para un sistema con disipadores de energía histeréticos es evitar las deformaciones plásticas en los elementos estructurales. Además, muchas de las estructuras existentes fueron diseñadas acorde con códigos sísmicos antiguos y su ductilidad suele ser muy limitada. Por todo ello, resulta razonable proyectar los disipadores para que el desplazamiento máximo en la planta primera no rebase el desplazamiento de fluencia del pórtico (sin disipadores) es decir:

$$\delta_{max,1} \leq f \delta_{y,1} \quad 10.1$$

donde $\delta_{max,1}$ es la máxima deriva entre plantas del sistema completo (pórtico + disipadores), y $f \delta_{y,1}$ ($= f Q_{y,1} / f k_1$) es la deriva de fluencia entre plantas de la estructura principal.

Dado que en esta Tesis se trabaja con estructuras con columnas esbeltas y pórticos existentes de hormigón armado diseñados básicamente para soportar cargas gravitatorias, con la condición impuesta por la ecuación (10.1) se intenta evitar los daños en la estructura principal y también controlar los efectos de segundo orden o efectos $P - \Delta$, que pueden comprometer la estabilidad global del edificio. Tal como se describe más adelante, deberá comprobarse que efectivamente los efectos de segundo orden no llegan a ser importantes.

La resistencia lateral de fluencia, $Q_{y,1}$, de la primera planta del edificio una vez instalados los disipadores de energía es simplemente:

$$Q_{y,1} = s Q_{y,1} + s \delta_{y,1} f k_1 \quad 10.2$$

donde $s \delta_{y,1}$ ($= s Q_{y,1} / s k_1$) es la deformación de fluencia de los disipadores instalados en esa planta. La fuerza lateral máxima soportada por la estructura principal es $f Q_{max,1} = \delta_{max,1} f k_1$.

En el caso límite y para tolerancias pequeñas ($\leq 5\%$) este se puede tomar ${}_fQ_{max,1} = {}_fQ_{y,1}$. Para que el sistema pueda sobrevivir al terremoto, la energía de deformación plástica acumulada en la primera planta, $W_{p,1}$, no debe exceder la capacidad de deformación última de energía de los disipadores instalados en dicha planta. Por conveniencia $W_{p,1}$ y $W_{u,1}$ se pueden expresar en forma de unos coeficientes adimensionales, η_1 y $\eta_{u,1}$, definidos por:

$$\eta_1 = \frac{W_{p,1}}{{}_sQ_{y,1} {}_s\delta_{y,1}}; \eta_{u,1} = \frac{W_{u,1}}{{}_sQ_{y,1} {}_s\delta_{y,1}}, \quad 10.3$$

donde η_1 y $\eta_{u,1}$ son respectivamente, la ratio de energía de deformación plástica acumulada y la capacidad de disipación de energía ultima normalizada de los disipadores de la primera planta. Por tanto se debe satisfacer la siguiente condición,

$$\eta_1 \leq \eta_{u,1} \quad 10.4$$

En el método propuesto, el daño en los disipadores instalados en la primera planta se caracteriza mediante el parámetro adimensional, η_1 , definido por la ecuación (10.3).

10.2.2.- Formulación del método

Por razones de conveniencia $\delta_{max,1}$, $Q_{y,1}$, ${}_sQ_{y,1}$, ${}_fQ_{max,1}$ y ${}_fk_1$ serán también expresados en forma de unos coeficientes adimensionales por medio al ratio de deformación plástica, μ_1 , los coeficientes de fuerza cortante, α_1 , ${}_f\alpha_{max,1}$, ${}_s\alpha_1$, y la relación de rigidez, χ_1 , respectivamente, las cuales se definen como sigue:

$$\mu_1 = \frac{(\delta_{max,1} - {}_s\delta_{y,1})}{{}_s\delta_{y,1}}; \alpha_1 = \frac{Q_{y,1}}{\sum_{k=1}^{NP} m_k g} = \frac{Q_{y,1}}{Mg}; {}_f\alpha_{max,1} = \frac{{}_fQ_{max,1}}{\sum_{k=1}^{NP} m_k g} = \frac{{}_fQ_{max,1}}{Mg}; \quad 10.5$$

$${}_s\alpha_1 = \frac{{}_sQ_{y,1}}{\sum_{k=1}^{NP} m_k g} = \frac{{}_sQ_{y,1}}{Mg}; \chi_1 = \frac{{}_fk_1}{k_{eq}}$$

donde NP es el número total de plantas, g es la aceleración de la gravedad, y k_{eq} es la rigidez de un sistema equivalente de 1 GDL de masa $M = \sum m_j$ (desde $j = 1$ hasta $j = NP$) y de período igual al período fundamental de la estructura principal, T_1 . Por lo tanto, k_{eq} vale,

$$k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T_1^2} \quad 10.6$$

10.2.2.1.- Rigidez de los disipadores

La relación entre la rigidez lateral proporcionada por los disipadores y la rigidez lateral de la estructura principal en la primera planta se denominará en adelante K_1 y se determina mediante la ecuación (10.7):

$$K_1 = \frac{{}_sk_1}{{}_fk_1} \quad 10.7$$

Si los disipadores se proyectan para el caso límite dado por (10.1), es decir, $\delta_{max,1} = f\delta_{y,1}$ el ratio K_1 se puede reescribir como sigue:

$$K_1 = \frac{1}{r_{q,1}v_1} \quad 10.8$$

donde $r_{q,1}$ es la relación entre la resistencia del pórtico principal y los disipadores, es decir,

$$r_{q,1} = \frac{fQ_{max,1}}{sQ_{y,1}} \quad 10.9$$

y v_1 es la ratio entre las derivas de fluencia de los disipadores y de la estructura principal, es decir:

$$v_1 = \frac{s\delta_{y,1}}{f\delta_{y,1}} \quad 10.10$$

Investigaciones previas (Oviedo, Midorikawa, & Asari, 2010) recomiendan utilizar valores de v_1 :

$$v_1 \leq 0.4 \quad 10.11$$

Oviedo et al., (2010), proponen esta limitación de valores por las siguientes razones: (i) resulta más efectiva la protección de la estructura principal por parte de los disipadores; (ii) valores bajos de v_1 tienden a ensanchar el rango de valores de $r_{q,1}$ para el cual la protección del pórtico principal se maximiza y la respuesta se vuelve poco sensible a pequeñas variaciones de $r_{q,1}$. Si los disipadores se proyectan respetando la condición (10.11), el desempeño estructural se ve menos afectado en el caso de pequeñas alteraciones de $r_{q,1}$ asociadas a las incertidumbres de la puesta en obra, o a la variabilidad inevitable en la resistencia de los materiales.

Finalmente, en esta Tesis se propone establecer un límite inferior al desplazamiento de fluencia de los disipadores, $s\delta_{y,1}$, ya que valores excesivamente pequeños son difícilmente materializables en la práctica ya que conducirían a unos detalles complejos de las conexiones y unas tolerancias constructivas muy estrictas, lo cual encarece la solución. El límite inferior adoptado es:

$$\frac{s\delta_{y,1}}{h_1} \geq 0.05\% \quad 10.12$$

10.2.2.2.- Resistencia lateral que deben proporcionar los disipadores en la primera planta

En el apartado anterior se discutió sobre la rigidez lateral que deben aportar los disipadores a instalar en la primera planta del pórtico de hormigón armado, y como se debe controlar la ratio K_1 , para que las tolerancias constructivas sean razonables. En este apartado se deducen las expresiones que permitirán determinar el *coeficiente de fuerza cortante*, $s\alpha_1$, que deben proporcionar los disipadores en la planta primera. Para ello se establece el balance de energía en la estructura y se obtiene la ecuación que gobierna el $s\alpha_1$ requerido para una determinada demanda sísmica y un nivel de desempeño del edificio dado.

Cuando se utilizan disipadores, el desplazamiento de fluencia, $s\delta_{y,1}$ de los mismos se hace más pequeño que el de la estructura principal, $f\delta_{y,1}$, para que los disipadores empiecen a disipar

energía antes de que la estructura principal comience a plastificar. Esto conduce normalmente a que la rigidez lateral de los disipadores sea mayor que la de la estructura principal. Por otra parte, es recomendable que $r_{q,1}$ sea mayor que 1 (Akiyama H. , 1999), o lo que es lo mismo, que $sQ_{y,1}$ sea menor que $fQ_{y,1}$, porque ello aumenta la eficiencia estructural del sistema conjunto (*pórtico + disipadores*) en términos de energía disipada dividida por el desplazamiento lateral máximo. Como resultado de todo ello, la energía de deformación elástica almacenada por los disipadores es despreciable en comparación con la de la estructura principal, W_e . La energía de vibración elástica del edificio completo, W_e , se puede aproximar a partir de la fuerza cortante máxima soportada por la estructura principal en la primera planta mediante la siguiente expresión propuesta en esta Tesis:

$$W_e = \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} f \quad 10.13$$

donde $f = \left\{ \left[0.35 - 0.33 * \left(\frac{h_1}{H} \right) \right] * \exp(-x_G / (1.75 - 1.5(h_1/H))) + \left[1.04 + 0.25 * \left(\frac{h_1}{H} \right) \right] \right\}$. La ecuación (10.13) ya se presentó de forma detallada en el capítulo 8.

A partir de la ecuación (10.3) y tomando en cuenta los coeficientes definidos en las ecuaciones (10.5), la energía de deformación plástica acumulada en la primera planta del edificio, $W_{p,1}$, se puede expresar como sigue:

$$W_{p,1} = \eta_1 sQ_{y,1} s\delta_{y,1} = \eta_1 \frac{sQ_{y,1}^2}{sk_1} = W_{p,1} = \eta_1 s\alpha_1^2 M^2 g^2 \frac{1}{sk_1} \quad 10.14$$

En la estrategia de reacondicionamiento sísmico propuesta solo se permiten deformaciones plásticas en la primera planta de la estructura, por lo que la energía de deformación plástica total W_p , será igual a la energía de deformación plástica, $W_{p,1}$, de dicha planta. Teniendo en cuenta las ecuaciones (10.6) y (10.7), la expresión (10.14) se puede reescribir como sigue:

$$W_p = W_{p,1} = \frac{s\alpha_1^2 M g^2 \eta_1 f T_1^2}{4\pi^2 K_1 \chi_1} \quad 10.15$$

Por otra parte, la ecuación de balance energético $W_e + W_\zeta + W_p = E$, se puede reescribir de la siguiente manera:

$$W_e + W_p = E_D = E - W_\zeta \quad 10.16$$

En donde E_D es lo que Housner definió como la energía introducida que contribuye a daños estructurales (Akiyama H. , 1985). La energía resultante de restar a la energía total introducida por el sismo, E , la energía disipada por el término de amortiguamiento, W_ζ , es la que provoca la deformación de la estructura. Al igual que E , la energía que contribuye a daños estructurales, E_D , también se puede expresar en forma de una pseudo-velocidad equivalente, V_D , con lo que (10.16) queda como sigue,

$$W_e + W_p = \frac{M V_D^2}{2} \quad 10.17$$

Sustituyendo las ecuaciones (10.13) y (10.15) en la ecuación (10.17) conduce a,

$$\frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} f + \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{s \alpha_1^2 \eta_1}{K_1 \chi_1} = \frac{MV_D^2}{2}$$

y sacando factor común $Mg^2 T_1^2 / 4\pi^2$ se obtiene:

$$\frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \left\{ \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} f + \frac{s \alpha_1^2 \eta_1}{K_1 \chi_1} \right\} = \frac{MV_D^2}{2} \quad 10.18$$

A continuación se introduce un nuevo parámetro, α_e , que se define como el coeficiente de fuerza cortante basal que la estructura principal (sin los disipadores) debería tener para absorber la cantidad de energía $MV_D^2/2$ que introduce el terremoto. La expresión para α_e se puede obtener haciendo $s \alpha_1 = 0$ en la ecuación (10.18), lo cual implica ignorar los disipadores y resolver para $f \alpha_{max,1} (= \alpha_e)$. Al aplicar estas consideraciones la ecuación (10.18) queda como sigue:

$$\frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{\alpha_e^2}{2} f = \frac{MV_D^2}{2}$$

y despejando α_e se llega a,

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_D}{g f T_1} \sqrt{\frac{1}{f}} \quad 10.19$$

Despejando V_D de (10.19), sustituyendo en el segundo miembro de la ecuación (10.18) y operando se llega a la ecuación (10.20):

$$\frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \left\{ \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} f + \frac{s \alpha_1^2 \eta_1}{K_1 \chi_1} \right\} = \frac{M \left(\frac{g f T_1 \alpha_e}{2\pi \sqrt{\frac{1}{f}}} \right)^2}{2} = \frac{Mg^2 f T_1^2}{4\pi^2} \frac{\alpha_e^2}{2} f$$

Luego,

$$\frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} + \frac{s \alpha_1^2 \eta_1}{K_1 \chi_1 f} = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad 10.20$$

Por otra parte, la relación entre η_1 y μ_1 es un parámetro clave en las metodologías de diseño sísmico basadas en el concepto de energía. Para disipadores con una ley de comportamiento histerético del tipo elástico-perfectamente plástico como las tratadas en esta Tesis, la ratio η_1/μ_1 coincide con el concepto denominado en la literatura “número de ciclos equivalentes” (F. Zahrah & J. Hall, 1984), (Manfredi G. , 2001) y definido por $\eta_{eq} = W_{p,1} / [s Q_{y,1} (\delta_{max,1} - s \delta_{y,1})]$. Akiyama (1999) propuso unas expresiones de diseño simplificadas para la ratio $\eta_i/\mu_i = \eta_1/\mu_1$ que dependen del ratio de resistencia $r_{q,1}$ y de la ley histerética. Para el caso de sistemas mixtos que combinan en paralelo un elemento elástico y un elástico perfectamente plástico Akiyama propone las siguientes expresiones:

$$\text{Para } r_q \leq 1.0 \quad \frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq,1} = 4 + 4r_q \quad 10.21$$

$$\text{Para } r_q > 1.0 \quad \frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq,1} = 8 \quad 10.22$$

Para sistemas con leyes histeréticas en las que la curva desplazamiento – fuerza recuperadora exhibe una degradación de resistencia (modelo de Clough), Akiyama propone emplear las siguientes expresiones:

$$\text{para } r_q \leq 1.0 \quad \frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq} = 3.75 + 1.25r_q \quad 10.23$$

$$\text{para } r_q > 1.0 \quad \frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq} = 5 \quad 10.24$$

Para el caso en el cual $r_q = r_{q,1} = 0$, la ecuación (10.21), representa un sistema elástico perfectamente plástico y se puede interpretar a partir de la ecuación (10.22), que la existencia de un elemento elástico trabajando en paralelo con el elemento elastoplástico magnifica la relación η_1/μ_1 aumentándola $(1 + r_{q,1})$ veces con un límite máximo de 2. La expresión propuesta por Akiyama tiene el inconveniente de no tomar en cuenta la influencia de parámetros sismológicos ni el tipo de movimiento sísmico (por ejemplo, lejano o cercano a falla) en la ratio η_1/μ_1 . Este último aspecto fue investigado utilizando sistemas de un grado de libertad elásticos perfectamente plásticos (Manfredi, Polese, & Cosenza, 2003). Estos autores, basados en los resultados de un análisis de regresión llevado a cabo con 128 terremotos de campo cercano y 122 de campo lejano, propusieron la siguiente expresión para estimar el número de ciclos plásticos equivalentes:

$$\eta_{eq,1} = 1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{f T_1}} (R - 1)^{c_{2,\eta}} \quad 10.25$$

donde T_{NH} es el período inicial de la región de períodos medios en la representación espectral de Newmark y Hall y $f T_1$ es el período fundamental de la estructura principal (sin disipadores). I_D es un parámetro sismológico (Manfredi G. , 2001), definido por:

$$I_D = \frac{\int_0^{t_0} \ddot{z}_g^2 dt}{PGA \times PGV} \quad 10.26$$

donde la PGA y la PGV son la aceleración y la velocidad pico del movimiento del suelo, respectivamente. R es el factor de reducción definido como:

$$R = \frac{m S_a}{Q_{y,1}} \quad 10.27$$

donde S_a es la aceleración espectral elástica. En la ecuación (10.25), Manfredi et al., (2003), propusieron tomar $c_{1,\eta} = 0.23, c_{2,\eta} = 0.4$ para terremotos de campo cercano; y $c_{1,\eta} = 0.18, c_{2,\eta} = 0.6$ para terremotos de campo lejano. Con el fin de aplicar la ecuación de Manfredi et al., al método propuesto, la estructura de múltiples plantas es asimilada a un sistema de un grado de libertad equivalente con período elástico de vibración $T = f T_1$, masa $m = M$ y resistencia lateral $Q_{y,1} = s Q_{y,1} + s \delta_{y,1} f k_1$. En base a esta equivalencia, y considerando que:

$$Q_{y,1} = {}_sQ_{y,1} \left(1 + \frac{1}{K_1} \right) \quad 10.28$$

- Sustituyendo la ecuación (10.27) en (10.25) se obtiene (10.29):

$$\eta_{eq,1} = 1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{MS_a}{Q_{y,1}} - 1 \right)^{c_{2,\eta}} \quad 10.29$$

- Sustituyendo la ecuación (10.28) en (10.29), y operando teniendo en cuenta las ecuaciones (10.5), se llega a la ecuación (10.30),

$$\eta_{eq,1} = 1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{MS_a}{{}_sQ_{y,1} \left(1 + \frac{1}{K_1} \right)} - 1 \right)^{c_{2,\eta}}$$

$$\eta_{eq,1} = 1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{MS_a}{{}_s\alpha_1 Mg \left(1 + \frac{1}{K_1} \right)} - 1 \right)^{c_{2,\eta}}$$

$$\eta_{eq,1} = 1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{S_a}{{}_s\alpha_1 g \left(1 + \frac{1}{K_1} \right)} - 1 \right)^{c_{2,\eta}} \quad 10.30$$

Si ahora se considera que la existencia de un elemento elástico trabajando en paralelo con el elemento elástico-perfectamente plástico magnifica la relación η_1/μ_1 dada por la ecuación (10.30), se obtiene que:

- Para $r_{q,1} \leq 1.0$

$$\frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq,1} = (1 + r_{q,1}) \left[1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{S_a}{{}_s\alpha_1 g \left(1 + \frac{1}{K_1} \right)} - 1 \right)^{c_{2,\eta}} \right] \quad 10.31$$

- Para $r_{q,1} > 1.0$

$$\frac{\eta_1}{\mu_1} = \eta_{eq,1} = 2 \left[1 + c_{1,\eta} I_D \sqrt{\frac{T_{NH}}{fT_1}} \left(\frac{S_a}{{}_s\alpha_1 g \left(1 + \frac{1}{K_1} \right)} - 1 \right)^{c_{2,\eta}} \right] \quad 10.32$$

En las cuales, $S_a = \omega \cdot \underset{\cong V_D}{S_y} = S_a = (2\pi / fT_1) V_D$

Por otra parte, una vez adoptada la condición dada por la ecuación (10.1), y tomando en cuenta las ecuaciones (10.5), el coeficiente de fuerza cortante basal máximo de la estructura principal ${}_f\alpha_{max,1}$ es el dado por la ecuación (10.33):

$$f\alpha_{max,1} = \frac{\delta_{max,1} f k_1}{Mg} \quad 10.33$$

A partir de la definición de μ_1 dada por una de las ecuaciones (10.5), particularizada para la primera planta, se obtiene que $\delta_{max,1} = s\delta_{y,1}(\mu_1 + 1)$, y sustituyendo en la ecuación (10.33), se obtiene la ecuación (10.34):

$$f\alpha_{max,1} = \frac{s\delta_{y,1} f k_1 (\mu_1 + 1)}{Mg} = \frac{s\delta_{y,1} s k_1 (\mu_1 + 1)}{K_1 Mg} = \frac{sQ_{y,1} (\mu_1 + 1)}{Mg K_1}$$

$$f\alpha_{max,1} = \frac{s\alpha_1 (\mu_1 + 1)}{K_1} \quad 10.34$$

Sustituyendo la ecuación (10.34) en la ecuación (10.20), recordando que $\mu_1 = \eta_1/\eta_{eq,1}$ y resolviendo para μ_1 , se obtiene la ecuación (10.35):

$$\mu_1 = K_1 \left\{ \sqrt{\left(\frac{n_{eq,1}}{\chi_1 f}\right)^2 + \frac{2n_{eq,1}}{K_1 \chi_1 f} + \frac{\alpha_e^2}{s\alpha_1^2} - \frac{n_{eq,1}}{\chi_1 f}} \right\} - 1 \quad 10.35$$

Finalmente, teniendo en cuenta las ecuaciones (10.5), recordando que $s\delta_{y,1} = sQ_{y,1}/s k_1$ y que $sQ_{y,1} = s\alpha_1 Mg$, y despejando $\delta_{max,1}$ se obtiene la ecuación que predice el desplazamiento máximo de la primera planta, ecuación (10.36):

$$\delta_{max,1} = \frac{s\alpha_1 Mg}{s k_1} (\mu_1 + 1) \quad 10.36$$

10.2.3.- Procedimiento general

En este apartado se expone el procedimiento general a seguir para obtener la resistencia y rigidez lateral que deben tener los disipadores, a partir de las fórmulas desarrolladas anteriormente. Para ello, se parte de que se conocen las características de la estructura principal, es decir m_i , $f k_i$, y $f\delta_{y,i}$. El período fundamental, fT_1 , se puede estimar utilizando formulas aproximadas, la fórmula del cociente de Rayleigh o resolviendo el correspondiente problema de autovalores. El método requiere además que a partir de las rigideces laterales, $f k_i$, se calculen los G_i , según se expuso en el capítulo 8. El objetivo del método propuesto es determinar la rigidez, $s k_1$, y la resistencia lateral, $sQ_{y,1}$, respectivamente, y la demanda de disipación de energía normalizada, η , de los disipadores a ser instalados en la primera planta, para que el desplazamiento lateral máximo de la misma $\delta_{max,1}$ no rebase el valor permitido, $\delta_{allow,1}$, es decir, que $\delta_{max,1} \leq \delta_{allow,1}$, para una amenaza sísmica dada. Los pasos básicos a seguir en el procedimiento son los siguientes:

- **Paso 1:** Caracterizar el nivel de amenaza sísmica. Si $\eta_{eq,1}$ se calcula con la ecuación (10.25) la amenaza sísmica se debe caracterizar en términos de V_D , T_G , T_{NH} , I_d y la proximidad a la falla $c_{1,\eta}$ y $c_{2,\eta}$. En cambio, si se utilizan las ecuaciones de la (10.21) a la (10.24) para estimar $\eta_{eq,1}$, solo se requiere conocer V_D y T_G .
- **Paso 2:** Fijar la máxima deriva de piso permitida en la primera planta, $\delta_{allow,1}$, para el nivel de desempeño objetivo. Adoptar un valor límite para v_1 . En secciones anteriores

se explicó que v_1 debe ser menor que 1 y que adoptar valores pequeños para v_1 ($v_1 \leq 0.4$) mejora la eficiencia del sistema.

- **Paso 3:** Calcular el coeficiente α_e con la ecuación (10.19) y χ_1 con las ecuaciones (10.5).
- **Paso 4:** Partiendo de un valor inicial para K_1 , proceder de la siguiente manera: empezando con un ${}_s\alpha_1$ igual a cero, iterar en la ecuación (10.36) con un $\eta_{eq,1}$ dado por la ecuación (10.25), o por un $\eta_{eq,1}$ dado por las ecuaciones de la (10.21) hasta la (10.24), e ir incrementando el valor de ${}_s\alpha_1$ hasta que el valor predicho para $\delta_{max,1}$ por la ecuación (10.36) sea menor que $\delta_{allow,1}$, con una tolerancia aceptable (por ejemplo, se puede imponer que la tolerancia sea como máximo un 5% de $\delta_{allow,1}$). Es importante señalar que para cada nuevo valor del coeficiente de fuerza cortante de los disipadores, el desplazamiento máximo solución es una incógnita que se debe determinar por medio de un proceso iterativo. En estas iteraciones, ${}_s\alpha_1$ no debe ser mayor que el valor dado por la siguiente expresión, que se obtiene de la condición de que ${}_s\delta_{y,1} \leq (v_1 {}_f\delta_{y,1})$,

$${}_s\alpha_1 \leq \frac{(v_1 {}_f\delta_{y,1}) {}_sk_1}{Mg} \quad 10.37$$

Concretamente, la ecuación anterior se obtiene utilizando las ecuaciones (10.5), y haciendo ${}_s\delta_{y,1} \leq (v_1 {}_f\delta_{y,1})$. Si no es posible encontrar un ${}_s\alpha_1$ que haga que $\delta_{max,1}$ este lo suficientemente cerca a $\delta_{allow,1}$, se debe ejecutar de nuevo el procedimiento a partir del paso 4 con un valor mayor para K_1 . El aumento de K_1 esta limitado por cuestiones de tolerancias constructivas aceptables (es decir, para que ${}_s\delta_{y,1}$ no resulte excesivamente pequeño). Si no se consigue una solución satisfactoria para valores razonables de K_1 , se debe actuar sobre la estructura principal en el sentido de aumentar la resistencia de la planta primera. En esta Tesis, se propone aumentar la capacidad del pórtico a base de refuerzos con materiales compuestos FRP/SRP. Este tipo de materiales permite aumentar la resistencia ${}_fQ_{y,1}$ sin alterar significativamente la rigidez lateral, ${}_fk_1$, ni por lo tanto el período de vibración ${}_fT_1$. De esta manera se incrementa el desplazamiento de fluencia de la planta primera del pórtico, ${}_f\delta_{y,1} = {}_fQ_{y,1} / {}_fk_1$. Para reiniciar el procedimiento en el paso 2, se requiere definir en qué porcentaje se incrementara la resistencia lateral de la estructura principal. Estudios previos (Cuzzilla, Di Ludovico, Prota, & Manfredi, 2010), han puesto de manifiesto que el aumento máximo de resistencia que se puede conseguir con FRP/SRP es del orden del 40%. Por ello, la resistencia lateral del pórtico en la primera planta tras el refuerzo con FRP/SRP, que hemos denominado ${}^{(FRP/SRP)}{}_fQ_{y,1}$, debe cumplir la siguiente condición:

$$1 \leq F_{inc}^Q = \frac{{}^{(FRP/SRP)}{}_fQ_{y,1}}{{}_fQ_{y,1}} \leq 1.4$$

donde F_{inc}^Q representa el incremento de resistencia debido al refuerzo, es decir:

$${}^{(FRP/SRP)}{}_fQ_{y,1} = F_{inc}^Q {}_fQ_{y,1} \quad 10.38$$

Teniendo en cuenta que el refuerzo con FRP/SRP no aumenta la rigidez lateral, también se puede escribir:

$${}^{(FRP/SRP)}_f \delta_{y,1} = F_{inc}^Q{}_f \delta_{y,1} \quad 10.39$$

- **Paso 5:** Con el valor de K_1 y de ${}_s \alpha_1$ obtenido en el paso anterior, calcular la rigidez lateral (${}_s k_1$) y la resistencia lateral (${}_s Q_{y,1}$) requerida por los disipadores a instalar en la primera planta; para ello se tienen en cuenta las ecuaciones (10.5) y (10.7), es decir, ${}_s k_1 = K_1{}_f k_1$ y ${}_s Q_{y,1} = {}_s \alpha_1 M g$. Obtenido un $\delta_{max,1}$ solución habrá que comprobar que se cumple la condición de tipo constructivo dada por (10.12).
- **Paso 6:** Una vez determinada la rigidez y la resistencia lateral de los disipadores y de verificar que el dimensionado cumple con la tolerancia constructiva, se debe elegir un disipador histerético apropiado para llevar a cabo la materialización del dimensionado de los disipadores. Finalmente, se verificará que la capacidad de disipación de energía última normalizada del disipador $\eta_{u,1}$, es mayor que la demanda η_1 , como indica la ecuación (10.4). El parámetro η se calcula simplemente sustituyendo ${}_s \alpha_1$ en la ecuación (10.25), o en las ecuaciones de la (10.21) a la (10.24); así se obtiene $\eta_{eq,1}$; sustituyendo $\eta_{eq,1}$ y ${}_s \alpha_1$ en la ecuación (10.35) se obtiene $\mu (= \mu_1)$; finalmente $\eta = \eta_{eq,1} \mu$. En la literatura existen procedimientos para estimar el valor de $\eta_{u,1}$ para un determinado tipo de disipador histerético (Benavent Climent A. , 2007).

Como una forma de poder automatizar el dimensionado de los disipadores, a partir del procedimiento descrito en el apartado 10.2 se desarrolla el algoritmo del método propuesto (ver figura 10.3) para el reacondicionamiento sísmico de estructuras existentes del tipo planta blanda mediante disipadores de energía y materiales compuestos FPR/SRP. Para fines de proyecto se puede emplear el diagrama de flujo simplificado que se proporciona en la figura 10.4. Este procedimiento simplificado se obtiene imponiendo la condición de que $\delta_{max,1} = \delta_{allow,1} = {}_f \delta_{y,1}$ y operando de acuerdo a ello. Con esta condición se busca básicamente mantener las columnas de la primera planta dentro del rango elástico. En el procedimiento de la figura 10.4 se limita el parámetro $r_{q,1}$ a un valor mínimo con el fin reducir las deformaciones residuales en la estructura, tal como demostró Akiyama (1999). Valores de $r_{q,1}$ mayores aumentan la eficiencia del sistema completo pórtico-disipador. Para mayor información sobre este procedimiento de proyecto se puede consultar (Benavent-Climent & Mota-Paez, 2017).

Figura 10.3: Algoritmo del método propuesto

Figura 10.4: Algoritmo simplificado propuesto para fines de proyecto

10.3.- Estudios Paramétricos

En la formulación del método propuesto se emplea una serie de parámetros importantes que se deben controlar de manera que se pueda obtener una solución de reacondicionamiento sísmico eficiente y que además sea factible desde el punto de vista económico. Antes de proponer una solución de reacondicionamiento sísmico con disipadores de energía, es recomendable averiguar la influencia de algunos de estos parámetros en el dimensionado de los disipadores. En ese sentido se realizan varios estudios en este apartado; por una parte se estudia la influencia de la relación de derivas (propuesta por Oviedo et al., 2010) en la respuesta con disipadores, en este estudio también se comprueba la relación η/μ propuesta por Akiyama, la cual ha sido empleada en la metodología desarrollada; y por otro se investiga una solución de disipadores óptima desde el punto de vista de la resistencia total mínima requerida en la primera planta.

10.3.1.- Influencia de la relación de derivas en la respuesta con disipadores

El objetivo al realizar este estudio, es investigar la influencia del parámetro v_1 en el control de la respuesta con disipadores. Para realizar este estudio se lleva a cabo el siguiente procedimiento:

1. Se define un rango de valores para v_1 comprendidos entre $0.15 \leq v_1 \leq 0.40$

2. A continuación se realiza el dimensionado de los disipadores sin incrementar la resistencia de la primera planta con FRP/SRP , es decir, con $F_{inc}^Q = 1$, y se emplean cada uno de los valores de v_1 seleccionados en el paso 1.
3. Se seleccionan varios registros sísmicos y para cada uno de ellos se valida los dimensionados obtenidos en el paso anterior.
4. Se realiza la representación gráfica de los resultados obtenidos para facilitar la interpretación de la influencia del parámetro v_1 en la respuesta de la estructura con disipadores únicamente en la primera planta.

Es importante resaltar que en este estudio solo se emplea el prototipo de 3 plantas (N3), con los muros de cerramiento en las plantas superiores, los cuales tienen una capacidad obtenida de acuerdo a la FEMA-356 (de ahora en adelante se denominara modelo con mampostería inicial o simplemente modelo inicial), y que para el dimensionado de los disipadores se utiliza la V_D correspondiente al terremoto de proyecto, es decir, el que corresponde un período de retorno de 475 años y a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de acuerdo al Reglamento sísmico de la República Dominicana.

El dimensionado de disipadores obtenido al ir variando el parámetro v_1 se indica de manera compacta en la tabla 10.1, y un resumen más detallado se proporciona en la tabla 10.2:

Tabla 10.1: Dimensionados de disipadores (modelo con mampostería inicial) en función de v_1

v_1	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	K_1	$s\alpha_1$	$sQ_{y,1}$ (kN)	$s k_1$ (kN/cm)	$s\delta_{y,1}$ (cm)	$s\delta_{y,1}/h_1$ (%)
0.15	2.1182	2.1173	53	0.755	9147.84	29420.30	0.31	0.07
0.20	2.1182	2.1177	42	0.810	9814.24	23314.20	0.42	0.09
0.25	2.1182	2.1179	36	0.871	10553.34	19983.60	0.53	0.12
0.30	2.1182	2.1177	33	0.925	11207.62	18318.30	0.61	0.14
0.35	2.1182	2.1177	31	0.982	11898.26	17208.10	0.69	0.15
0.40	2.1182	2.1179	29	1.087	13170.47	16097.90	0.82	0.18

Tabla 10.2: Resumen de las variables implicadas en el dimensionado de los disipadores

Variable	Dimensionado de los disipadores para diferentes valores de v_1						Unidad
W	12116.35						kN
$f k_1$	555.10						kN/cm
$f Q_{y,1}$	1175.80						kN
$f \alpha_1$	0.10						-
F_{inc}^Q	1.00						-
$f \delta_y$	2.12						cm
M	12.36						kN – s ² /cm
h_1	450.00						cm
H	1050.00						cm
GA_1	249795.00						kN
GA_2	876675.00						kN
T_1	0.97						s
V_D	111.02						cm/s
v_1	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	-
k_{eq}	514.03						kN/cm
χ_1	1.08						-
x	3.51						-
f	1.16						-
α_e	0.68						-
K_1	53	42	36	33	31	29	-
$s k_1$	29420.30	23314.20	19983.60	18318.30	17208.10	16097.90	kN/cm
$s \alpha_1$	0.755	0.810	0.871	0.925	0.982	1.087	-
$s Q_{y,1}$	9147.84	9814.24	10553.34	11207.62	11898.26	13170.47	kN
$s \delta_y$	0.3109	0.4210	0.5281	0.6118	0.6914	0.8181	cm
$\delta_{max,1}$	2.1173	2.1177	2.1179	2.1177	2.1177	2.1179	cm
$f Q_{max,1}$	1175.30	1175.54	1175.66	1175.52	1175.55	1175.67	kN
$r_{q,1}$	0.1285	0.1198	0.1114	0.1049	0.0988	0.0893	-
η_{eq}	4.5139	4.4791	4.4456	4.4195	4.3952	4.3571	-
μ_1	5.8094	4.0307	3.0104	2.4612	2.0628	1.5887	-
$\eta_1 = \mu_1 \eta_{eq}$	26.22	18.05	13.38	10.88	9.07	6.92	-

En el capítulo 9 se explicó que para la obtención de la respuesta con disipadores de debe ajustar la energía V_D obtenida del cálculo dinámico directo con la V_D de proyecto, y que para ello hace falta fijar una determinada tolerancia. En la obtención de la respuesta con disipadores del modelo inicial se emplearon varios registros sísmicos. En la figura 10.5 se muestra el resultado obtenido para uno de esos registros una vez logrado el ajuste de las energías.

Figura 10.5: Ajuste de energías y respuesta máxima de la primera planta para el modelo inicial con disipadores, prototipo N3

En la realización de este estudio se observó que para el nivel de energía de proyecto (111.02 y 122 cm/s para los prototipos N3 y N6 respectivamente) los disipadores ni siquiera llegaban a plastificar, esto se debía a que el pórtico en la primera planta se mantenía sin ningún tipo de daño lo que significa que no se deformaba lo suficiente para movilizar los disipadores ubicados en dicha planta. Un estudio de lo que sucedía en la estructura permitió llegar a la conclusión de que esto ocurría ya que el piso blando se trasladaba concretamente a la segunda planta en el caso del prototipo N3 y a cualquiera de las plantas superiores en el caso del prototipo N6, por lo tanto, toda la deformación plástica que sufría la estructura se concentraba en las plantas superiores, como se puede apreciar en las figuras 10.6 y 10.7.

Figura 10.6: Respuesta máxima modelo inicial con disipadores para el registro Double Springs-Woodfords, prototipo N3

Figura 10.7: Respuesta máxima modelo inicial con disipadores para el registro Dinar-Dinar, prototipo N6

El comportamiento inadecuado de la estructura con disipadores se puede explicar observando la distribución de rigidez antes y después de la incorporación de los disipadores de energía, ambas distribuciones se muestran en la figura 10.8. En dicha figura se puede observar que en el modelo con mampostería inicial sin disipadores se tiene un primer piso blando claro ($k_1 < 0.7k_2$), sin embargo, al incluir los disipadores la rigidez de esta planta pasa a ser marcadamente superior a la del resto de plantas, esto explica los resultados obtenidos.

Figura 10.8: Distribución de rigidez modelo con mampostería inicial sin y con disipadores, prototipo N3.

En el apartado 9.5 del capítulo 9 ya se vio que la rigidez y resistencia de los muros no era suficiente para garantizar que se produjese un primer piso blando, principalmente en los prototipos N6 y N9. Para intentar resolver el problema se optó por reforzar las plantas superiores a la primera incrementando la rigidez y la resistencia lateral de los muros de mampostería. Con relación a la resistencia de los muros, simplemente se le dio un valor lo suficientemente elevado para impedir que plastificasen. Con respecto a la rigidez lateral, se realizó un estudio para determinar hasta donde se podría incrementar su rigidez. En ese sentido se emplearon diferentes propuestas para calcular el ancho de la diagonal equivalente, a_{inf} , el resultado obtenido se muestra en la figura 10.9.

Figura 10.9: Rigidez lateral muros de cerramiento prototipo N3 para varios autores

A partir de la figura 10.9 se llega a la conclusión de que la rigidez inicialmente considerada para los muros se podría multiplicar por un factor del orden de 10. Con el nuevo modelo obtenido (de ahora en adelante se denominará modelo con mampostería modificada o simplemente modelo modificado) producto del aumento de la rigidez de los muros de cerramiento se procedió de la siguiente manera:

- Se realizó un nuevo análisis IDA empleado el registro sísmico de Alajuela-N00E, se obtuvo la curva de capacidad de cada planta y se idealizó como se explicó en el capítulo 7.
- Seguido se realizó un análisis de autovalores para determinar el período fundamental de la estructura, y se caracterizó el terremoto para determinar la V_D de proyecto, todo exactamente como se hizo en el capítulo 9.
- Se dimensionaron nuevamente los disipadores empleando el mismo procedimiento descrito al inicio de este apartado.

En la tabla 10.3 y 10.4 se resumen las propiedades del modelo modificado y los valores de V_D obtenidos con la nueva caracterización del terremoto respectivamente. En lo que sigue se trabajará con las propiedades de la parte flexible y las energías que se indican en dichas tablas.

Tabla 10.3: Propiedades primera planta prototipos N3, N6 y N9

Prototipo	Propiedad			
	Valor			
	$f_k (kN/cm)$	$f_{Q_{y,1}} (kN)$	$f_{\delta_{y,1}} (cm)$	$f_{\delta_{u,1}} (cm)$
N3	557.20	1185.51	2.13	7.16
N6	1614.70	2863.01	1.77	5.99
N9	2492.30	4207.54	1.69	6.14

Tabla 10.4: Caracterización final del terremoto en términos de V_D

Escenario de peligrosidad		Nivel de amenaza	PR (años)	PE	V _D (cm/s)			Prestación
					N3	N6	N9	
A	Campo lejano	-	50	10% en 5 años			NNC	
		1	475	10% en 50 años	107.59	97.29	92.71	DL
		2	2475	2% en 50 años	151.60	137.09	130.64	SD
B	Campo cercano	-	50	10% en 5 años			NNC	
		1	475	10% en 50 años	161.38	145.93	139.07	SD
		2	2475	2% en 50 años	227.41	205.63	195.96	NC

Llegados a este punto se quiso averiguar si con el incremento de la capacidad de los muros de cerramiento se resolvía el problema de flexibilidad en las plantas superiores, y si con ello se aseguraba un comportamiento típico de piso blando en la primera planta. Para ello se volvió a realizar el ajuste de V_D exactamente como se explicó en el apartado 9.5 del capítulo 9, con la única diferencia de que esta vez se empleó el modelo modificado. El resultado obtenido se muestra en las figuras 10.10-10.12.

Figura 10.10: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N3

Figura 10.11: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N6

Figura 10.12: Ajuste V_D en modelo modificado sin disipadores, prototipo N9

Los resultados obtenidos confirman la existencia de un primer piso blando en todos los casos (prototipos N3, N6 y N9), este comportamiento hace que las plantas superiores apenas deformen lateralmente, siendo este uno de los objetivos que se persigue con la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta. Con respecto al ajuste de las energías para la obtención de la respuesta, cabe destacar el hecho de que la reducción ligera de las V_D de proyecto debido a la reducción del período fundamental de la estructura producto de la rigidización de las plantas superiores, favoreció el ajuste entre la energía de proyecto y la energía introducida al sistema.

Vistos los resultados obtenidos es posible retomar el estudio con v_1 planteado más arriba. Los dimensionados de disipadores obtenidos a partir de las propiedades del modelo modificado empleando diferentes valores del parámetro v_1 se indican en la tabla 10.5.

Tabla 10.5: Dimensionados de disipadores para modelo modificado en función de v_1

v_1	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	K_1	${}_s\alpha_1$	${}_sQ_{y,1}$ (kN)	${}_sk_1$ (kN/cm)	${}_s\delta_{y,1}$ (cm)	${}_s\delta_{y,1}/h_1$ (%)
0.15	2.1276	2.1269	48	0.701	8493.56	26745.60	0.3176	0.07
0.20	2.1276	2.1272	39	0.747	9050.91	21730.80	0.4165	0.09
0.25	2.1276	2.1272	34	0.795	9632.50	18944.80	0.5085	0.11
0.30	2.1276	2.1272	30	0.866	10492.76	16716.00	0.6277	0.14
0.35	2.1276	2.1272	28	0.932	11292.44	15601.60	0.7238	0.16
0.40	2.1276	2.1276	27	0.986	11946.72	15044.40	0.7941	0.18

Por otra parte, como ya se sabe según lo que se ha venido explicando en capítulos anteriores, para poder extraer y analizar la respuesta de la estructura con disipadores hace falta primero emplear un procedimiento iterativo de ajuste de energías en el cual se establece el balance energético y se va escalando el registro de aceleraciones hasta que la energía introducida al sistema se ajusta a la de proyecto con una tolerancia previamente establecida. En este sentido y como una forma de averiguar si se han modelado correctamente los disipadores y que estos funcionan adecuadamente, en el *Anexo E* se presenta un estudio en el que se define un instante t y por diferencia de cortantes se determina si hay o no correspondencia entre el cortante basal y su distribución a lo largo de la altura del edificio, todo ello pasando por la aproximación de la aceleración absoluta de respuesta. Todo se explica con más detalles en el *Anexo E*.

Fruto de que el estudio que se presenta en el *Anexo E* resultó ser favorable, en las tablas 10.6 y 10.7 se muestra la V_D de ajuste para una tolerancia de $\pm 2\%$ y la respuesta máxima obtenida para cada valor de v_1 respectivamente. Para obtener la respuesta de la estructura con disipadores se ha empleado una serie de registros del tipo campo lejano, para de esa forma estar acorde con la V_D empleada en el dimensionado de los disipadores (107.59 cm/s), la cual se obtuvo para un espectro elástico de respuesta de campo lejano como se explicó en el capítulo 9.

Tabla 10.6: Energía V_D de ajuste

Nº Registro	Registro	v_1					
		$V_D \text{ (cm/s)}$					
		0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4
40	Alajuela PCC-N00E	107.97	107.60	106.93	108.08	107.12	105.71
41	Alajuela PCC-N90E	107.92	105.44	109.44	109.45	108.35	108.15
42	Alajuela CH-N00E	107.85	107.94	107.11	107.13	107.86	106.36
43	Alajuela CH-N90E	106.79	105.47	106.49	106.23	106.44	106.96
46	Alajuela EINS-N90E	106.37	105.89	106.86	105.52	106.32	107.06

Tabla 10.7: Respuesta máxima según el parámetro ν_1

Nº Registro	Registro	ν_1					
		$\delta_{max,1}$ (cm)					
		0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4
40	Alajuela PCC-N00E	1.8854	1.6303	1.6925	2.0430	2.0861	2.0345
41	Alajuela PCC-N90E	3.0065	2.8551	2.9976	3.2115	3.2359	3.2585
42	Alajuela CH-N00E	1.1355	1.2380	1.4500	1.4528	1.3492	1.2922
43	Alajuela CH-N90E	2.0118	1.8510	1.9135	2.1771	2.2571	2.2802
46	Alajuela EINS-N90E	2.7260	2.6680	2.7865	2.6979	2.7271	2.7506

Los resultados proporcionados en la tabla 10.7 se representan gráficamente en la figura 10.13, en esta figura se grafica la respuesta máxima normalizada de la primera planta obtenida para diferentes terremotos versus el parámetro ν_1 .

Figura 10.13: Respuesta máxima para diferentes valores de ν_1

El estudio realizado muestra claramente que el parámetro ν_1 no tiene una influencia significativa en el control de la respuesta con disipadores por lo que se puede seleccionar cualquier valor que este comprendido en el rango propuesto, pero sí que tiene influencia en el dimensionado, o lo que es lo mismo en la rigidez y la resistencia de los disipadores. El resultado de este estudio corrobora el trabajo realizado por Oviedo et al., (2010). En la gráfica anterior se observa también la dependencia que tiene la respuesta de la estructura del terremoto, para dos de los registros empleados el comportamiento de la estructura es muy parecido (Alajuela PCC-N00E y Alajuela CH-N90E), es decir, para $\nu_1 < 0.25$ la respuesta es la deseada, está por debajo de la predicción realizada, pero aumenta a partir de $\nu_1 = 0.30$, en otras palabras, empeora el control de la respuesta pero con una variación mínima, por lo que no se aprecia una tendencia clara del comportamiento del desplazamiento máximo, como podría ser el hecho de que al aumentar ν_1 el desplazamiento también aumentara puesto que la rigidez de los disipadores disminuye. En cambio, si se comparan los resultados obtenidos para los registros de Alajuela PCC-N90E y Alajuela CH-N00E se puede apreciar que en el primero la respuesta está muy por encima de la predicción y para el segundo ocurre todo lo contrario. Con el estudio que se

presenta más abajo se intentara explicar el porqué de este comportamiento de la estructura con disipadores, y la variabilidad de la respuesta según el registro sísmico que se emplee.

10.3.1.1.- Relación entre la energía de deformación plástica acumulada y la respuesta máxima

Como ya se dijo en la formulación del método propuesto, la relación entre η y μ es un parámetro clave en las metodologías de diseño sismorresistente basadas en el concepto de energía ya que relaciona la deformación plástica máxima con la deformación plástica acumulada. El objetivo de la realización de estos cálculos es dar una explicación objetiva del porque en algunos casos la respuesta con disipadores está por encima de la predicción realizada, y en otros casos empeora al incrementar el parámetro v_1 . Este cálculo da continuidad al estudio realizado anteriormente para determinar la influencia de v_1 en la respuesta de la estructura con disipadores. Para estimar la relación η/μ se parte de las expresiones que describen en conjunto cada una de las plantas de una estructura mixta rígido-flexible, estas expresiones se enumeran a continuación:

- Fuerza cortante de fluencia una vez instalados los disipadores en la primera planta:

$$Q_{y,1} = {}_sQ_{y,1} + {}_fQ_{y,1} \quad 10.40$$

- Rigidez total del sistema mixto rígido-flexible:

$$k_1 = {}_sk_1 + {}_fk_1 \quad 10.41$$

- Deformación de fluencia:

$$\delta_{y,1} = \frac{Q_{y,1}}{k_1} \quad 10.42$$

- Energía de deformación plástica acumulada:

$$W_{p,1} = {}_sW_{p,1} + {}_fW_{p,1} \quad 10.43$$

- Deformación plástica acumulada:

$$\delta_{p,1} = \frac{W_{p,1}}{Q_{y,1}} \quad 10.44$$

- Ratio de deformación plástica acumulada:

$$\eta_1 = \frac{\delta_{p,1}}{\delta_{y,1}} \quad 10.45$$

Sustituyendo la ecuación (10.44) en (10.45) se obtiene la expresión para calcular el parámetro η_1 , de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{W_{p,1}}{Q_{y,1} \delta_{y,1}} \quad 10.46$$

Por su parte, el ratio de deformación plástica, μ_1 , vale,

$$\mu_1 = \frac{\delta_p}{\delta_{y,1}} = \frac{(\delta_{max,1} - \delta_{y,1})}{\delta_{y,1}} \quad 10.47$$

A partir de la curva fuerza-desplazamiento del sistema mixto rígido flexible se obtiene que $\delta_{y,1} = {}_s\delta_{y,1}$, por tanto las ecuaciones (10.46) y (10.47) se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{W_{p,1}}{Q_{y,1} {}_s\delta_{y,1}} \quad 10.48$$

$$\mu_1 = \frac{(\delta_{max,1} - {}_s\delta_{y,1})}{{}_s\delta_{y,1}} \quad 10.49$$

Finalmente, dividiendo la ecuación (10.48) entre la (10.49) se llega a la expresión que proporciona directamente la relación η_1/μ_1 , es decir,

$$\frac{\eta_1}{\mu_1} = \frac{W_{p,1} {}_s\delta_{y,1}}{Q_{y,1} {}_s\delta_{y,1} (\delta_{max,1} - {}_s\delta_{y,1})}$$

$$\frac{\eta_1}{\mu_1} = \frac{W_{p,1} {}_s\delta_{y,1}}{(Q_{y,1} {}_s\delta_{y,1} \delta_{max,1} - Q_{y,1} {}_s\delta_{y,1}^2)} \quad 10.50$$

Dado que el cálculo de la relación η_1/μ_1 se puede realizar por separado para cada uno de los elementos (*rígido o flexible*) y para la combinación de estos (*rígido + flexible*), se decidió trabajar solo con el elemento rígido, de manera que las variables que intervienen en el cálculo de la relación η_1/μ_1 se han determinado de la siguiente manera:

- Se calcula la energía total $W_{p,1}$ como aquella disipada únicamente por los disipadores
- Se toma $Q_{y,1}$ como la resistencia de fluencia de los disipadores, obtenida del dimensionado de los mismos, es decir se hace $Q_{y,1} = {}_sQ_{y,1}$.
- Se emplea como ${}_s\delta_y$ el desplazamiento de fluencia obtenido del dimensionado de los disipadores, indicados anteriormente en la tabla 10.5 para cada valor de v_1 .
- Finalmente, se toma $\delta_{max,1}$ como la respuesta máxima obtenida del cálculo dinámico directo con IDARC y se aplica la ecuación (10.50).

El resultado obtenido luego de aplicar el procedimiento descrito anteriormente, se representa gráficamente en la figura 10.14:

Figura 10.14: Relación η_1/μ_1 para la primera planta prototipo N3

El resultado mostrado en la figura 10.14 permite llegar a la conclusión de que todos aquellos casos en los que la respuesta empeora, cuando aumenta el parámetro ν_1 , se debe a que la relación η_1/μ_1 es menor que el número de ciclos equivalentes, η_{eq} , empleado en el dimensionado de los disipadores.

10.3.2.- Dimensionado óptimo

Este estudio paramétrico consiste en obtener el dimensionado de disipadores para cada valor de la resistencia del pórtico y para un rango de valores razonable del parámetro ν_1 . Se busca investigar la influencia de este parámetro en la resistencia total, así como la influencia de la resistencia del pórtico en la resistencia total. Con este estudio se pretende además, proponer una solución de disipadores óptima desde el punto de vista de la resistencia total requerida en la primera planta. La *solución óptima* se define en esta Tesis como *aquella para la cual la resistencia total en dicha planta es mínima*.

Para realizar este estudio paramétrico se han definido como variables, el parámetro ν_1 y la resistencia de fluencia del pórtico, $fQ_{y,1}$, obtenida en el apartado anterior. El procedimiento llevado a cabo es el siguiente: (1) se parte de la resistencia de fluencia inicial del pórtico en la primera planta, (2) se inicia con $\nu_1 = 0.15$, (3) se obtiene el coeficiente de fuerza cortante de los disipadores aplicando el algoritmo de la figura 10.4, (4) se calcula el coeficiente de fuerza cortante total, $T\alpha_1$, (5) se incrementa ν_1 y se repiten los pasos del 1 al 4 hasta que ν_1 sea igual a 0.4, (6) finalmente se incrementa la resistencia y se ejecutan los 5 pasos anteriores hasta alcanzar la resistencia máxima que se puede lograr con FRP/SRP. El resultado obtenido al ir variando tanto la resistencia del pórtico (del prototipo N3) como el parámetro ν_1 y luego calculando los coeficientes de fuerza cortante $s\alpha_1$ y $T\alpha_1$ se representa gráficamente en las gráficas de la figura 10.15:

Relacion entre f^{α} , s^{α} y τ^{α} para $0.15 \leq \nu_1 \leq 0.40$

Figura 10.15: Relación entre los coeficientes de fuerzas cortante

En la figura 10.16 se representa para cada valor de la resistencia del pórtico el coeficiente de fuerza cortante de los disipadores y total mínimo respectivamente, los cuales fueron obtenidos al ir aumentando el factor de escala de la resistencia del pórtico con incrementos del 8% hasta llegar a incrementar 1.4 veces la resistencia inicial del pórtico. Este incremento de 1.4 veces en la resistencia inicial de las columnas de la primera planta, es un valor realista que se puede lograr empleando materiales compuestos *FRP/SRP* con un coste razonable.

Figura 10.16: Solución óptima con *FRP/SRP*

Llegados a este punto se pueden sacar las siguientes conclusiones:

1. Si la resistencia del pórtico se mantiene constante y se aumenta el parámetro ν_1 la resistencia de los disipadores aumenta y también lo hace el $T\alpha_1$. La variación de la resistencia ya se vio en el estudio realizado en el apartado anterior, por otra parte, la rigidez de los disipadores disminuye a medida que se incrementa ν_1 .
2. Si se fija el parámetro ν_1 y se incrementa la resistencia del pórtico, la resistencia de los disipadores disminuye y con ello también la resistencia total ($Q_{max,1} = fQ_{y,1} + sQ_{y,1}$)
3. La *solución óptima* se consigue incrementando al máximo la resistencia con *FRP/SRP* y tomando como dimensionado de los disipadores aquel que se corresponda con el valor de ν_1 mínimo ($\nu_{1,min} = 0.15$ según Oviedo et al., 2010).

En lo que sigue, se investigan mayores incrementos en la resistencia del pórtico manteniendo fijo el parámetro ν_1 . Para ello se incrementa la resistencia del pórtico hasta un 500% con incrementos del 10%. El resultado obtenido se muestra en la figura 10.17 donde se observa que existe un valor “óptimo” del incremento de resistencia de la planta baja en torno a 2, para el cual se minimiza la resistencia lateral total necesaria en la planta baja.

Figura 10.17: Influencia de la resistencia del pórtico en la resistencia de los disipadores y la resistencia total

Además de incrementar la resistencia del pórtico más allá de 1.4 veces, el estudio se extendió a diferentes valores del parámetro ν_1 . En las figuras 10.18-10.20 se representa el coeficiente de fuerza cortante total en la primera planta, τ^α , versus el factor de incremento de la resistencia del pórtico F_{inc}^Q .

Figura 10.18: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N3

Figura 10.19: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N6

Figura 10.20: Variación del coeficiente de fuerza cortante total con el refuerzo de las columnas de la primera planta del prototipo N9

Las conclusiones a las que se puede llegar a partir de estos resultados se resumen a continuación. Para la explicación de dichas conclusiones se definen dos zonas que denominaremos *anterior* y *posterior* al punto para el cual la resistencia de los disipadores empieza a ser inferior a la resistencia del pórtico (ver figura 10.17).

- El valor óptimo para el cual la resistencia máxima total se minimiza corresponde a un incremento en la resistencia del pórtico de un 100% aproximadamente (es decir, el doble de la resistencia original). Esto se puede conseguir empleando diferentes métodos de refuerzo (materiales compuestos *FRP/SRP*, encamisados de acero, etc.).
- A partir de un incremento del 100%, la resistencia del pórtico pasa a ser superior a la resistencia de los disipadores.
- El $\tau\alpha_1$ es prácticamente el mismo para incrementos de hasta aproximadamente el 300% (4 veces la resistencia inicial) en la resistencia del pórtico; esto se debe a que la resistencia total prácticamente se debe al pórtico, que apenas necesita la contribución de los disipadores para soportar el terremoto.
- El factor de incremento de la resistencia óptimo, el cual se define como aquel para el cual se obtiene el $\tau\alpha_1$ mínimo, varía mínimamente según el prototipo.
- El $\tau\alpha_1$ mínimo está en torno a 0.40 en los 3 casos estudiados (prototipos N3, N6 y N9).
- El $\tau\alpha_1$ óptimo se obtiene siempre en la zona posterior al punto para el cual $s\alpha_1 < f\alpha_1$ y por consiguiente $r_{q1} > 1$.

10.4.- Dimensionado de los Disipadores Para la Validación del Método Propuesto

Una vez realizados los estudios paramétricos vistos en los apartados anteriores, en este apartado se proyecta una solución de reacondicionamiento con disipadores de energía en la primera planta del edificio basada en las siguientes decisiones:

1. Se decide reacondicionar la estructura empleando únicamente disipadores de energía. Aunque esta solución no proporciona el valor mínimo (óptimo) de la resistencia lateral total del pórtico, evita el refuerzo de la estructura principal.
2. Se elige el valor de v_1 mínimo, ya que conduce a la solución de menor cortante basal total.
3. Se emplea la relación η/μ de proyecto propuesta por Akiyama.

Para el dimensionado de los disipadores se utilizarán las propiedades del pórtico indicadas en la tabla 10.3. Los disipadores serán diseñados para el espectro $T - V_D$ implícito en el Reglamento sísmico actual de la RD para el terremoto de proyecto asociado a un período de retorno de 475 años (tabla 10.4) y condiciones de suelo blando. El procedimiento para la caracterización del terremoto ya se explicó en detalles en el capítulo 9. La aplicación del procedimiento descrito en el apartado 10.2.3, o en su lugar, los algoritmos mostrados en las figuras 10.3 y 10.4 a cada prototipo de estructura conduce a los siguientes resultados:

En la tabla 10.8 se resumen algunos de los parámetros y resultados obtenidos del dimensionado de los disipadores:

Tabla 10.8: Propiedades de los disipadores de la planta baja según prototipo

Prototipo	Propiedad						
	Valor						
	f	v_1	$s\alpha_1$	r_{q1}	$s k_1$ (kN/cm)	$s Q_{y,1}$ (kN)	$s \delta_{y,1}$ (cm)
N3	1.15	0.15	0.701	0.14	26745.60	8493.56	0.32
N6	1.10	0.15	0.668	0.16	67817.40	17506.06	0.26
N9	1.08	0.15	0.604	0.22	77261.30	19355.99	0.25

En las figuras 10.21-10.23 y en la tabla 10.8 se puede observar que la resistencia de los disipadores es marcadamente superior a la resistencia de la estructura existente; concretamente se tiene que la ratio entre la resistencia de los disipadores y la del pórtico ($s Q_{y,1} / f Q_{y,1}$) en la primera planta es de 7.16, 6.11 y 4.6 para los prototipos de 3, 6 y 9 plantas respectivamente. Estos resultados se deben a la decisión de emplear únicamente disipadores de energía y no reforzar la estructura existente con FRP/SRP u otra técnica similar, es decir, ($F_{inc}^Q = 1$). Como se puede apreciar en las figuras 10.18 a 10.20 existen múltiples combinaciones de resistencia de disipadores y de pórtico principal, y se puede observar también que el refuerzo del pórtico reduce drásticamente la resistencia requerida por los disipadores. Por ejemplo, si para el caso del edificio de 3 plantas se incrementa su resistencia un 100% ($F_{inc}^Q = 2$) esto reduciría 2.5 (8493.56/3393.89) veces la resistencia de los disipadores, esto es, $s Q_{y,1} = s \alpha_1 M g = [(f \alpha_1 + s \alpha_1) - f \alpha_1] M g = [(0.38) - 0.1] \times 12.36 \times 980.665 = 3393.89 \text{ kN}$. En este caso, la resistencia requerida por los disipadores sería $3393.89 / (2 \times 1185.51) = 1.43$ veces la resistencia del pórtico existente. Con barras con pandeo restringido (BRBs) o con disipadores tipo TTD se pueden alcanzar fácilmente las resistencias requeridas. Por otra parte, se ha demostrado experimentalmente que el hecho de tener disipadores con una resistencia bastante superior a la de la estructura principal no compromete el comportamiento del sistema completo (Benavent-Climent, Morillas, & Escolano-Margarit, 2014).

10.5.- Predicción Fuerza Cortante Máxima en las Plantas Superiores a la Primera

La predicción de la fuerza cortante en las plantas superiores a la baja es uno de los aspectos clave de la solución de refuerzo propuesta, ya que debe garantizarse que es lo suficientemente elevada como para garantizar que las deformaciones plásticas se concentran en la planta baja. En este apartado se proponen unas expresiones sencillas para predecir la fuerza cortante que pueden llegar a desarrollar las plantas superiores una vez conocida la resistencia que deben aportar los disipadores en la planta baja. La predicción de la fuerza cortante máxima que pueden llegar a desarrollar en régimen elástico permite comprobar la necesidad o no de tener que llevar a cabo un refuerzo adicional en las mismas, incrementando por ejemplo el número o las dimensiones de los muros de cerramiento o particiones interiores.

Tal y como se dijo en el capítulo 5, la solución de refuerzo propuesta trata de asemejar el comportamiento del edificio reacondicionado al de una estructura con aislamiento de base, asegurándose de que las plantas superiores se mantienen básicamente elásticas. Para ello es necesario predecir la fuerza cortante máxima en las plantas superiores a la planta baja y comprobar que las mismas se mantienen por debajo de la resistencia de fluencia. Para estructuras con aislamiento de base, se han propuesto varias expresiones en la literatura y códigos sísmicos que permiten estimar la distribución de fuerzas laterales a lo largo de la altura del edificio. El Eurocódigo EN 1998-1 asume un perfil uniforme de aceleración, y las fuerzas sísmicas estáticas, F_{xi} , se calculan distribuyendo el cortante basal a lo largo de la altura proporcionalmente a las masas. Bajo este enfoque se desprecian los efectos de los modos altos de vibración por lo que se puede llegar a resultados no conservadores. Para tomar en cuenta

los efectos de los modos altos, el código ASCE/SEI 41-13 calcula F_{xi} distribuyendo el cortante basal a lo largo de la altura de la estructura de forma proporcional al producto de las masas y alturas del piso elevado a una potencia. En esta línea, en esta Tesis se propone para estimar la fuerza sísmica, F_{xi} , que actúa en un determinado nivel i localizado a una altura x_i por encima del suelo la ecuación (10.51):

$$F_{xi} = Q_{max,1} \frac{m_i x_i^4}{\sum_{k=1}^N m_k x_k^4} \quad 10.51$$

donde $Q_{max,1} = fQ_{y,1} + sQ_{y1}$. Nótese que el exponente de 4 utilizado en la ecuación (10.51) es el límite superior establecido por ASCE/SEI 41-13 para estructuras con aislamiento de base. Una vez determinadas las F_{xi} , y dado que $Q_{max,1}$ es conocida, la fuerza cortante en un determinado piso j , $Q_{max,j}$, para $2 \leq j \leq NP$, se puede determinar fácilmente empleando la ecuación (10.52):

$$Q_{max,j} = \sum_{i=j}^{NP} F_{xi} \quad 10.52$$

En el caso de los pórtico investigados, la suma de la resistencia de los disipadores y del pórtico principal, $Q_{max,1}$, en la primera planta (planta baja) es de 9679.07, 20369.07 y 23563.54 kN para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente. La aplicación de las ecuaciones 10.51 y 10.52 conduce a los resultados mostrados en la tabla 10.9, estos resultados representan la predicción de la fuerza cortante máxima que se puede presentar en las plantas superiores. La representación gráfica de esas fuerzas proporciona la envolvente de resistencia máxima para cada prototipo analizado, figura 10.24.

Tabla 10.9: Predicción fuerza cortante máxima Q_{max} (en kN) según prototipo

Piso	PROTOTIPO					
	N3		N6		N9	
	F_x	Q_{max}	F_x	Q_{max}	F_x	Q_{max}
9	-	-	-	-	7038.24	7038.24
8	-	-	-	-	7371.25	14409.49
7	-	-	-	-	4467.97	18877.46
6	-	-	8497.90	8497.90	2523.16	21400.62
5	-	-	7133.66	15631.56	1298.23	22698.85
4	-	-	3210.92	18842.48	584.98	23283.82
3	6531.52	6531.52	1177.72	20020.20	215.63	23499.45
2	2782.12	9313.64	308.20	20328.39	56.58	23556.02
1	365.47	9679.11	40.68	20369.07	7.51	23563.53

Figura 10.24: Envolvente fuerza cortante máxima según prototipo

10.6.- Propuestas Para la Materialización del Dimensionado de los Disipadores

Entre los objetivos de esta Tesis no está el desarrollo de disipadores de energía específicos para el tipo de estructuras analizadas (se puede emplear cualquier disipador disponible en el mercado). Sin embargo se ha considerado adecuado ejemplificar cómo se podría materializar en la práctica el dimensionado de disipadores que se obtiene con la aplicación del método propuesto.

La implementación de disipadores como el de barra con pandeo restringido (BRB) tanto en estructuras de nueva planta como en el reacondicionamiento sísmico de edificios ya construidos, está bastante extendida en todo el mundo, principalmente en países con alta sismicidad, ya que poseen una alta capacidad de disipación de energía. Sin embargo, este tipo de disipador plantea una serie de desventajas de tipo económico que dificultan su uso, especialmente en países en vías de desarrollo con tecnología limitada para su fabricación e inspección post sismo.

Con el fin de encontrar soluciones económicamente viables de reacondicionamiento sísmico, en esta Tesis, se aboga por el uso otros *disipadores histeréticos de energía* con menor coste de fabricación. Dentro de la variedad de disipadores histeréticos de energía existentes se puede emplear el disipador TTD (Benavent-Climent et al. 2009) o el disipador WPD (Benavent et al. 2010), ambos desarrollados y estudiados experimentalmente en Granada, España y patentados por Amadeo Benavent. Un estudio comparativo reciente, puso de manifiesto que el disipador TTD mejora las prestaciones del disipador BRB (Vaseghi Amiri, Goltabar Rowshan, & Shafiei Seifabadi, 2013). En la figura 10.25 se listan más ventajas por las cuales se aconseja el uso de estos dos disipadores de energía.

Figura 10.25: Ventajas uso disipadores tipo TTD y WPD

10.6.1.- Propiedades del disipador tipo TTD y procedimiento de diseño

En el capítulo 1 se describió el disipador tipo TTD, se habló entre otras cosas de sus componentes y capacidad de disipación de energía mediante la plastificación a flexión o cortante de los segmentos de acero (strips) que quedan entre las aberturas (slits) que componen la zona de disipación del disipador. Ahora se trata plantear las expresiones que permiten determinar el número de segmentos o elementos resistentes y las dimensiones que deben tener esos elementos. El disipador tipo TTD tiene una resistencia de fluencia que está dada por la ecuación (10.53):

$$Q_{y,D} = \min \left\{ n_D \frac{f_{y,D} t_D b_D^2}{2h'_D}, n_D \frac{2f_{y,D} t_D b_D}{3\sqrt{3}} \right\} \quad 10.53$$

en la cual, $Q_{y,D}$ es la resistencia de fluencia de un disipador tipo TTD, $f_{y,D}$ es la resistencia de fluencia del acero que compone el disipador, n_D es el número de segmentos de acero que quedan entre ranuras, t_D , b_D , h'_D , son respectivamente el espesor, el ancho y la altura de los rectángulos equivalentes con los que se idealiza cada segmento de acero del disipador.

Partiendo de la ecuación (10.53), se puede despejar n_D . En el caso de disipadores cuya fuerza de fluencia está gobernada por el primer término entre paréntesis (plastificación a flexión) esto da lugar a la siguiente expresión:

$$n_D = \frac{2h'_D Q_{y,D}}{f_{y,D} t_D b_D^2} \quad 10.54$$

donde,

$$h'_D = h_D + \left(\frac{2r_D^2}{h_D + 2r_D} \right) \quad 10.55$$

Siendo h_D la altura de los segmentos de acero entre aberturas que componen el disipador a partir de la cual se determina h'_D , y r_D es el radio de la parte final de dichos segmentos.

Sabiendo que $k_D = Q_{y,D}/\delta_{y,D}$ y sustituyendo $\delta_{y,D}$ se obtiene:

$$k_D = \frac{Q_{y,D}}{\delta_{y,D}} = \frac{Q_{y,D}}{\frac{Q_{y,D}h_D'^3}{n_D E_D^{ttt} t_D b_D^3} \left(1 + 3 \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right) + \frac{3Q_{y,D}h'_D}{2n_D t_D b_D G_D} \left(1 + \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right)}$$

$$k_D = \frac{1}{\frac{h_D'^3}{n_D E_D^{ttt} t_D b_D^3} \left(1 + 3 \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right) + \frac{3h'_D}{2n_D t_D b_D G_D} \left(1 + \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right)} \quad 10.56$$

En la ecuación (10.56), k_D es la rigidez axial del disipador TTD y $\delta_{y,D}$ su desplazamiento de fluencia, E_D^{ttt} es el modulo del Young del material acero del disipador y G_D es el módulo de corte del material.

Pasando n_D al numerador la ecuación (10.56) queda como sigue,

$$k_D = \frac{n_D}{\frac{h_D'^3}{E_D^{ttt} t_D b_D^3} \left(1 + 3 \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right) + \frac{3h'_D}{2t_D b_D G_D} \left(1 + \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right)} \quad 10.57$$

Sustituyendo la ecuación (10.54) en (10.57), sustituyendo h'_D , y operando se llega a la ecuación (10.58):

$$k_D = \frac{\left[\frac{2Q_{y,D}h'_D}{f_{y,D} t_D b_D^2} \right]}{\frac{h_D'^3}{E_D^{ttt} t_D b_D^3} \left[1 + 3 \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right] + \frac{3h'_D}{2t_D b_D G_D} \left[1 + \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right]} \quad 10.58$$

Finalmente, multiplicando el numerador y el denominador del segundo miembro de la ecuación (10.58) por b_D^2 se obtiene la ecuación (10.59),

$$k_D = \frac{\left[\frac{2Q_{y,D}h'_D}{f_{y,D} t_D} \right]}{\frac{h_D'^3}{E_D^{ttt} t_D b_D} \left[1 + 3 \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right] + \frac{3b_D h'_D}{2t_D G_D} \left[1 + \ln \frac{h_D + 2r_D}{h'_D} \right]} \quad 10.59$$

La ecuación (10.59) se puede emplear para el diseño de los disipadores tipo TTD. Iterando con la ecuación (10.59) se pueden encontrar muchas combinaciones de valores de h_D y b_D que cumplan con el $k_{D,1}$ y el $Q_{y,D,1}$ deseado ($k_{D,1}$ y $Q_{y,D,1}$ son datos conocidos del dimensionado de los disipadores). Entre todas esas posibles parejas de h_D y b_D , se debe elegir aquella que mejor se ajuste al perfil comercial (tubo) que se quiera emplear.

En la ecuación (10.59) se han considerado como únicas variables del problema, la altura h_D y el ancho b_D del segmento de acero entre aberturas. Dado que el espesor t_D solo puede adoptar

valores concretos correspondientes a perfiles comerciales, se puede consultar el manual del Instituto Americano de Construcciones de Acero (mejor conocido por sus siglas en inglés *AISC*) para tales fines.

El procedimiento para el diseño del disipador TTD que se debe seguir a partir de la ecuación (10.59), es el siguiente:

1. Se dimensionan los disipadores, lo cual implica determinar su rigidez y su resistencia lateral.
2. A continuación se determina la capacidad axial que debe tener cada unidad de disipador.
3. Se seleccionan los materiales, se debe elegir el esfuerzo de fluencia para el acero, el módulo de Young, el módulo a cortante del material, para el cual se debe seleccionar el valor del coeficiente de Poisson, que para el acero esta entre 0.27 y 0.30. La sección de los tubos a emplear se debe preseleccionar para de esa manera poder fijar un valor realista para el espesor t_D . Finalmente se debe definir el radio r_D de los extremos de las aberturas que realizan en los laterales del tubo exterior del disipador y que son los que separan los segmentos.
4. El paso siguiente es iterar con la ecuación (10.59), se deben encontrar muchas parejas de valores h_D y b_D que cumplan con el $k_{D,1}$ y $Q_{y,D,1}$ requerido. Entre todas esas parejas, se debe elegir la que mejor se ajuste al perfil comercial (tubo rectangular) que se quiera emplear. La sección final de los tubos a emplear dependerá de la altura h_D de los segmentos. El proceso iterativo consiste en ir calculando k_D modificando h_D y b_D en cada paso del proceso iterativo, e ir comparando el valor de k_D obtenido con la ecuación (10.59) con la rigidez axial real $k_{D,1}$ que requiere el disipador, definiendo previamente una tolerancia aceptable. Si resulta que la rigidez k_D cumple con el margen preestablecido entonces las dimensiones del segmento han sido determinadas, de lo contrario se debe seguir iterando con nuevos valores para h_D y b_D .
5. Una vez ajustada la capacidad real ($k_{D,1}$, $Q_{y,D,1}$) iterando con la ecuación (10.59), se calcula con la ecuación (10.54) el número de segmentos n_D que deben componer la *zona disipadora de energía* del disipador (figura 10.26).
6. Finalmente, verificar que los esfuerzos producidos por la fuerza axial son resistidos por el tubo exterior, es decir, $\sigma_{act} = Q_{y,D,1}/A_{esq} < \sigma_y$, con un cierto margen de seguridad. En la expresión anterior A_{esq} es el área de las esquinas de la sección transversal del perfil una vez hechas las ranuras, σ_{act} es el esfuerzo actuante, y σ_y es el esfuerzo que resiste el acero.

$$L_p \cong n_{strip} \times b_D + n_{slits} \times 2r_D + 6r_D$$

$$H_D = h_D + 2r_D; \quad y_D = 2t_D; \quad r_D = \frac{H_D - h_D}{2}$$

$$H_p \cong 2H_D + 8t_D$$

Figura 10.26: Placa de disipación de energía y sus dimensiones

Por otra parte, un procedimiento similar de diseño para el disipador WPD se proporciona en el apartado siguiente. El procedimiento se acompaña de expresiones que caracterizan el comportamiento de los elementos de disipación de energía del disipador y de las consideraciones de diseño que se deben tomar en cuenta.

10.6.2.- Propiedades del disipador tipo WPD y procedimiento de diseño

El disipador tipo WPD, compuesto por segmentos de acero de sección doble T de longitud l_I , altura h_I y espesor t_I , que tienen como desplazamiento relativo $\delta_{y,I}$, carga de fluencia $Q_{y,I}$, y una carga máxima aparente $Q_{B,I}$, propiedades las cuales se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_{y,I} = \frac{f_y h_I^2}{2t_I E_I}; \quad Q_{y,I} = \frac{l_I t_I^2 f_y}{2h_I}; \quad Q_{B,I} = \frac{l_I t_I^2 f_{B,I}}{2h_I} \quad 10.60$$

donde f_y y $f_{B,I}$ son el esfuerzo de fluencia y máximo del acero respectivamente, y E_I es su módulo de elasticidad. La resistencia axial total, $Q_{Ty,I}$, y la resistencia aparente máxima, $Q_{B,I}$, de un disipador constituido por n_I segmentos con forma de I están dadas por la ecuación (10.61):

$$Q_{Ty,I} = n_I \frac{l_I t_I^2 f_y}{2h_I}; \quad Q_{B,I} = n_I \frac{l_I t_I^2 f_{B,I}}{2h_I} \quad 10.61$$

El desplazamiento axial total del disipador en la fluencia, $\delta_{Ty,I}$, es la suma de $\delta_{y,I}$ y la deformación elástica axial de las barras de acero que trabajan como elementos auxiliares, la cual se puede aproximar por $f_{aux} L_I / E_I$. $\delta_{Ty,I}$ está dado por la ecuación (10.62),

$$\delta_{Ty,I} = \frac{f_y h_I^2}{2t_I E_I} + \frac{f_{aux} L_I}{E_I} = \frac{1}{E_I} \left[0.5 f_y \left(\frac{h_I^2}{t_I} \right) + f_{aux} L_I \right] \quad 10.62$$

donde L_I es la longitud total del disipador dispuesto en forma diagonal, y f_{aux} es el esfuerzo normal que actúa en la sección transversal de la barra de acero causado por la fuerza axial $Q_{Ty,I}$.

Por su parte, la rigidez axial, $K_{T,I}$, del disipador es simplemente,

$$K_{T,I} = \frac{Q_{Ty,I}}{\delta_{Ty,I}} = \frac{n_I l_I t_I^3 f_y E_I}{f_y h_I^3 + 2 t_I h_I L_I f_{aux}} \quad 10.63$$

Para llegar a las ecuación (10.62) y (10.63), los autores asumen que (i) la carga axial Q_{aux} en los dos elementos auxiliares varía linealmente entre 0 y $Q_{Ty,I}$ a lo largo de la longitud L_c conjunta de los segmentos de disipación de energía y (ii) el área de la sección transversal A_U de los elementos auxiliares es constante, de valor A_{aux} .

El proceso de diseño de un disipador WPD implica:

1. Escoger un tipo de acero, f_y , y un nivel de esfuerzo razonable en el elemento auxiliar, f_{aux} , y con ello determinar a partir de la ecuación (10.62) la relación requerida h_I^2/t_I .
2. Escoger el perfil comercial doble T que mejor se ajuste a la relación h_I^2/t_I .
3. A partir de la ecuación (10.61), determinar el valor requerido del producto $n_I l_I$ para alcanzar la resistencia objetivo.
4. Determinar la combinación más apropiada de los valores n_I y l_I de acuerdo con las restricciones arquitectónicas del edificio, la forma decidida de los elementos auxiliares, etc.

Para asegurarse de que el modelo de fallo sea el de plastificación por flexión fuera del plano del alma del perfil doble T (figura 10.27), se deben tomar en cuenta las consideraciones de diseño dadas por las expresiones siguientes:

$$\frac{h_I}{t_I} > \frac{3\sqrt{3}}{4}, \quad \left(\frac{t_{f,I}}{t_I}\right)^2 > \frac{3f_{B,I}}{4f_y} \quad 10.64$$

Figura 10.27: Modo de fallo recomendado para disipador WPD

En relación a la capacidad de este disipador, Benavent Climent et al (2010) demostraron experimentalmente que se pueden conseguir resistencias del orden de 1000 kN empleando perfiles comerciales de acero de sección estándar (por ejemplo, empleando 20 segmentos de longitud 28 cm, cortados a partir de una viga de perfil Americano de alas paralelas W200x200x86).

10.6.3.- Materialización del dimensionado de los disipadores: diseño disipador tipo TTD

Una vez obtenido el dimensionado de los disipadores para cada uno de los prototipos de estructuras analizados, el paso siguiente consiste en intentar materializar dicho dimensionado utilizando para ello un disipador histerético. Dado que la intención es proponer una solución de reacondicionamiento sísmico factible desde el punto de vista económico, tomando en cuenta que la República Dominicana es un país en vías de desarrollo se decidió emplear el disipador denominado Tube-in-Tube Damper (TTD), descrito en el capítulo 1, y cuyas ventajas y propiedades se comentaron en los apartados 10.6 y 10.6.1 respectivamente.

En la tabla 10.10 se resumen las propiedades más importantes obtenidas del dimensionado de los disipadores para cada prototipo de estructura.

Tabla 10.10: Dimensionado de disipadores para cada prototipo según $v_{1,min}$, para $F_{inc}^Q=1$

Prototipo	$v_{1,min}$	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	K_1	${}_s\alpha_1$	${}_sQ_{y,1}$ (kN)	${}_sk_1$ (kN/cm)
N3	0.15	2.1276	2.1269	48	0.701	8493.56	26745.60
N6	0.16	1.7731	1.7727	42	0.668	17610.88	66215.38
N9	0.18	1.6882	1.6881	31	0.604	19388.04	76562.24

El método empleado para dimensionar los disipadores permite obtener la rigidez ${}_sk_1$ y la resistencia lateral ${}_sQ_{y,1}$ que deben aportar de forma conjunta todos los disipadores a instalar en una determinada planta, en este caso la primera. Para poder materializar dicho dimensionado, primero se requiere determinar la capacidad axial de cada uno de los disipadores. A partir de la figura 10.28 se deduce geométricamente que cuando los disipadores están dispuestos en forma diagonal y forman un ángulo θ_D con la horizontal, la relación entre rigidez lateral ${}_sk_1$ y rigidez axial $k_{D,1}$ de los disipadores de la primera planta está dada por la ecuación (10.65):

$$k_{D,1} = \frac{{}_sk_1}{\cos^2(\theta_D)} \quad 10.65$$

De igual manera, la relación entre resistencia lateral de fluencia, ${}_sQ_{y,1}$, y resistencia axial de fluencia, $Q_{y,D,1}$, de los disipadores es:

$$Q_{y,D,1} = \frac{{}_sQ_{y,1}}{\cos(\theta_D)} \quad 10.66$$

Figura 10.28: Configuración deformada pórtico con disipador de energía

A manera de ejemplo se toma únicamente el prototipo N3, cuyo dimensionado de disipadores se resumió en la tabla 10.10. Para aplicar las ecuaciones (10.65) y (10.66), en esta Tesis, primero se asume una distribución de disipadores, en la cual el número de disipadores N_{Damp} , es igual al número total de vanos en la primera planta en la dirección de análisis. El número de vanos, N_v^o , es igual a dieciséis para el caso del prototipo N3. En la tabla 10.11 a continuación, ${}_s k_1$ es la rigidez lateral conjunta de los disipadores, ${}_s k_1$ es la rigidez lateral de un disipador, $\theta_{D,1}$ es el ángulo de inclinación del disipador respecto a la horizontal (en grados), $k_{D,1}$ es la rigidez axial del disipador, ${}_s Q_{y,1}$ es la resistencia lateral conjunta de los disipadores, ${}_s Q_{y,1}$ resistencia lateral de un disipador y $Q_{y,D,1}$ es la resistencia axial de los disipadores.

Tabla 10.11: Rigidez y resistencia axial de cada unidad de disipador para el prototipo N3

N^o disipador	${}_s k_1$	N_{damp}	${}_s^l k_1$	$\theta_{D,1}$	$k_{D,1}$	${}_s Q_{y,1}$	${}_s^l Q_{y,1}$	$Q_{y,D,1}$
1	26745.6	16	1671.6	39.69	2822.6	8493.56	530.85	689.80
2				39.69	2822.6			689.80
3				39.69	2822.6			689.80
4				39.69	2822.6			689.80
5				39.84	2834.9			691.31
6				39.99	2847.5			692.84
7				39.99	2847.5			692.84
8				39.84	2834.9			691.31
9				39.84	2834.9			691.31
10				39.99	2847.5			692.84
11				39.99	2847.5			692.84
12				39.84	2834.9			691.31
13				39.69	2822.6			689.80
14				39.69	2822.6			689.80
15				39.69	2822.6			689.80
16				39.69	2822.6			689.80
$Rigidez\ axial\ total\ k_{D,1}^T \rightarrow$					45310.4 kN/cm	$Resistencia\ axial\ total\ Q_{y,D,1}^T \rightarrow$		11055.04 kN

Vista la capacidad que debe tener cada unidad de disipador, y dada la poca diferencia que existe entre estas capacidades, en esta Tesis, a fin de materializar el dimensionado de disipadores, se han considerado todos los disipadores con la misma capacidad axial.

Para el caso concreto del prototipo de 3 plantas, compuesto por 16 disipadores, cada uno con una capacidad axial de aproximadamente 2831.9 kN/cm de rigidez y 690 kN de resistencia, se ha seleccionado un acero típico con una resistencia a la fluencia de 41.2 kN/cm², un módulo elástico de 21000 kN/cm², y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.29$. Como espesor de tubo hueco se tomó $t_D = 1.25$ cm, correspondiente a una sección rectangular cuadrada 16 × 16 × 1/2 pulgadas (40.64 × 40.64 × 12.7 centímetros) según el Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC por sus siglas en inglés). Luego se itera a partir de la ecuación (10.59) con distintos valores de h_D y b_D , lo cual da como resultado una amplia gama de soluciones las cuales se muestran en la figura 10.29a. De todas esas soluciones, se toma solo una y se representa en la figura 10.29c. En dicha figura, la longitud de la placa (L_p) se ha calculado considerando 8 hileras de aberturas, es decir, el disipador estará compuesto por cuatro placas de disipación de energía (una en cada lateral del tubo exterior), cada una con dos hileras de ranuras.

Figura 10.29: Diseño disipador TTD: (a) pareja de valores h_D y b_D ; (b) comportamiento de n_D de acuerdo a h_D y b_D ; (c) detalle placa de disipación de energía

Como se puede apreciar en la figura 10.29c, la longitud de la placa es de 205.58 cm, los segmentos resistentes y las ranuras tienen un ancho de 1.01 y 4.57 cm respectivamente. Por otra parte, la altura H_D de los segmentos se ha determinado a partir de una relación arbitraria entre H_D y h_D , en la cual $H_D = 1.4h_D$, siendo h_D igual a 10.93 cm (figura 10.29c). Finalmente, la altura total de la placa es de 40.60 cm, esta altura determina el canto del tubo requerido.

Capítulo 11

11. VALIDACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO MEDIANTE SIMULACIONES NUMÉRICAS

11.1.- Introducción

Este capítulo se dedica a la validación del método propuesto en el capítulo anterior. Se definen los modelos empleados y se identifican los acelerogramas utilizados en la verificación de la solución propuesta. Mediante cálculos dinámicos directos se obtiene la respuesta máxima, y la deformación remanente que queda en la estructura una vez finalizado el terremoto, así como la fuerza cortante máxima que experimenta cada una de las plantas de cada prototipo de estructura. Finalmente se comprueba si existen o no problemas con los efectos P-Delta, se evalúa la respuesta basada en prestaciones de acuerdo con el PBSO, y se analizan y sintetizan los resultados con el fin de mejorar la interpretación de los mismos.

11.2.- Descripción de los Modelos Para la Validación

Los modelos estudiados corresponden a edificios residenciales de HA con 3, 6 y 9 plantas respectivamente, dimensionados para soportar básicamente los efectos de las cargas gravitatorias. Como ya se dijo en el capítulo 4, el proyecto de los prototipos se llevó a cabo siguiendo los requerimientos del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (ACI), como reglamento de concreto antiguo y empleando la versión 9.4 del programa ETABS bastante utilizado para este tipo de diseño estructural en la RD. La primera planta (también denominada planta baja en el documento) - que es diáfana y tiene una altura mayor al resto plantas (*figura 11.1*), se refuerza con disipadores histeréticos de energía debidamente dimensionados (*tabla 10.8*), mientras las plantas superiores contienen muros de cerramientos rígidos y particiones interiores adosados al pórtico, siendo esto último una de las prácticas constructivas más comunes en la República Dominicana.

Figura 11.1: Prototipos para la validación del método propuesto

Por otra parte, en el capítulo 7 se discutió la modelización de los disipadores histeréticos mediante el modelo de Bouk-Wen que tiene implementado IDARC, y se fijaron los valores adecuados de los parámetros que controlan este modelo. Concretamente, los valores adoptados de los parámetros que gobiernan el modelo de Bouk-Wen son: $BTA=0.5$, $GMA=0.5$, $ETA=1$, $IS=0$, $AS=0$, $SK=0$, $SP1=1$ y $MU=1000$. Para comprobar que estos valores de los parámetros son adecuados para modelizar los disipadores histeréticos se tomó como ejemplo uno de los disipadores del prototipo de 3 plantas, y mediante cálculos dinámicos directos empleando el registro de Morgan Hill- Gilroy Array #3 se comprobó que las curvas rectangulares de histéresis

que se obtienen y que se muestran en la figura 11.2, son quasi-rectangulares y similares al comportamiento que presentan los disipadores tipo TTD bajo cargas cíclicas observado experimentalmente.

Figura 11.2: Curvas histeréticas de los disipadores empleando el modelo de Bouc-Wen

11.3.- Acelerogramas Empleados en la Validación

Los registros sísmicos que se emplean en la validación del método ya se presentaron en el capítulo 6, y corresponden a terremotos reales ocurridos en diferentes partes del mundo. En el *Anexo B* se presentan los espectros elásticos de respuesta de aceleración absoluta, velocidad relativa y desplazamiento relativo de todos los registros sísmicos *impulsivos* y *no-impulsivos* utilizados en los análisis dinámicos directos en régimen no lineal, así como también el espectro de input de energía calculado para un 5% de amortiguamiento crítico. En dicho anexo se proporciona además una representación conjunta de los espectros de aceleraciones absolutas de todos los registros tanto de campo lejano como de campo cercano. Es importante resaltar el hecho de que en lo que sigue no se presentan resultados para todos los registros seleccionados en el capítulo 6. Esto se debe a que se hizo una selección más estricta de los mismos desde el punto de vista del escalado del registro de aceleraciones. Se estableció como criterio de selección descartar todos aquellos registros que obligaban a emplear un *factor de escala* mayor que 10 para poder ajustar las energías V_D . Los registros no impulsivos según el PEER se sumaron a los de campo lejano de acuerdo al LIS, y tras aplicar el criterio de selección mencionado, solo 30 de un total de 48 registros cumplió con dicho criterio. El resultado para los registros que no se incluyen en los apartados posteriores, se encuentran tabulados en las tablas del *Anexo F*. En esas tablas se incluye información relevante del ajuste realizado, como son la V_D de proyecto y de ajuste respectivamente, la PGA_{ajuste} de ajuste en función de g , la respuesta máxima de la primera planta representada por el desplazamiento máximo relativo entre plantas de dicha planta, $\delta_{max,1}$, el desplazamiento máximo permitido en la primera planta, $\delta_{allow,1}$, y el factor de escala, λ , del acelerograma. Al comparar las tablas de registros de campo lejano o no-impulsivos seleccionados en el capítulo 6 con las tablas mostradas en el *Anexo F*, se puede observar que todos aquellos registros que requerían un factor de escala por encima de 10 tenían una PGA menor de 0.1g. Es decir, se trata de registros sísmicos en los que las aceleraciones del suelo eran relativamente pequeñas ($\leq 0.1g$). Lo propio se hizo con los registros impulsivos del PEER y los de campo cercano del LIS. En este caso no hubo ningún descarte de registros ya que todos cumplían con el criterio de selección establecido, de manera que se analizan los resultados para un total de 42 registros de campo cercano, de los cuales 38 pertenecen al PEER y 4 de la base de datos del LIS.

11.4.- Validación del Método Propuesto

En el capítulo 9 se presentó de manera detallada el procedimiento necesario para lograr ajustar las energías expresadas en término de velocidad equivalente, V_D . La validación que se realiza en este apartado consiste en un proceso iterativo en el cual el modelo numérico de la estructura reacondicionada con disipadores se somete a un número determinado de registros sísmicos, en donde cada registro se escala hasta que la energía que contribuye a daños estructurales, E_D , expresada en términos de velocidad equivalente, V_D , coincide con el valor empleado en el dimensionado de los disipadores, con una tolerancia, que este caso se ha fijado en $\pm 2\%$. En la figura 11.3 se muestra un ejemplo de ajuste y obtención de repuesta para un registro concreto del terremoto de Northridge-1994 para el caso del prototipo N3.

Figura 11.3: Ejemplo de ajuste de V_D a partir del modelo modificado reforzado con disipadores

11.4.1.- Respuesta considerando los disipadores de energía y síntesis de resultados

En el presente apartado se presentan los resultados obtenidos al llevar a cabo análisis dinámicos directos empleando acelerogramas de terremotos naturales para evaluar el desempeño sísmico de los prototipos reacondicionados con disipadores de energía en el primer piso, y muros de mampostería en las plantas superiores. Se emplearon los registros sísmicos indicados en el apartado 11.3.

Los resultados se presentan para dos escenarios de peligrosidad: (i) campo lejano (o registros no impulsivos) y (ii) campo cercano (registros impulsivos). Cada escenario de peligrosidad se compone de dos niveles de intensidad sísmica definida por una velocidad equivalente (V_D) al input de energía que contribuye a daños estructurales (E_D).

Para el análisis dinámico se empleó un 5% de amortiguamiento respecto del valor crítico. Los parámetros de respuesta investigados fueron: (i) la deriva máxima de piso, $\delta_{max,i}$; (ii) la deriva residual, $\delta_{r,i}$; y (iii) la fuerza cortante máxima en las plantas superiores a la primera, $Q_{max,i}$.

La respuesta máxima obtenida se expresa como porcentaje de la altura de la planta, $MISDR$ (%), tal como se indicó en el apartado 9.3.2 del capítulo 9, y se representa gráficamente versus el número de la planta en las figuras 11.4-11.6 para los prototipos de 3, 6 y 9 plantas respectivamente. En las figuras 11.7-11.9 se representa la deriva residual de cada planta versus el número de planta para los mismos prototipos. Finalmente, en las figuras 11.10-11.12 se muestra la predicción de la fuerza cortante máxima que se ha desarrollado en las plantas superiores, la línea gruesa continua de color azul, es la envolvente a dichas fuerzas y fue obtenida aplicando la metodología expuesta en el apartado 10.5 del capítulo 10.

11.4.1.1.- Respuesta para registros de campo lejano o registros no-impulsivos

11.4.1.1.1.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo lejano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años

Figura 11.4: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 475 años

Figura 11.5: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

Figura 11.6: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N9, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

Figura 11.7: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

Figura 11.8: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

Figura 11.9: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 475 años

Figura 11.10: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 475 años

Figura 11.11: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N6, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

Figura 11.12: Predicción fuerza cortante máxima para prototipo N9, registros de campo lejano y *PR* de 475 años

11.4.1.1.2.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo lejano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 2475 años

En las figuras 11.13-11.15 se sintetizan las derivas de pisos máximas obtenidas para registros de campo lejano con período de retorno de 2475 años. Estas figuras corresponden a los prototipos de 3, 6 y 9 plantas estudiados. En las figuras 11.16-11.18 se representa la deriva residual para los mismos registros sísmicos.

Figura 11.13: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 2475 años

Figura 11.14: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo lejano y PR de 2475 años

Figura 11.15: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 2475 años

Figura 11.16: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo lejano y PR de 2475 años

Figura 11.17: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo lejano y PR de 2475 años

Figura 11.18: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo lejano y PR de 2475 años

11.4.1.2.- Respuesta para registros de campo cercano o registros impulsivos

11.4.1.2.1.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo cercano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años

Para este escenario se procede de manera similar al anterior. Por lo que en las figuras 11.19-11.21 se sintetizan las derivas de pisos para registros de campo cercano con período de retorno

de 475 años, y en las figuras 11.22-11.24 se representa la deriva residual para los mismos registros, exhibidas por los prototipos de 3, 6 y 9 plantas respectivamente.

Figura 11.21: Ratio máximo de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo cercano y PR de 475 años

Figura 11.22: Ratio de deriva residual para prototipo N3, registros de campo cercano y PR de 475 años

Figura 11.23: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo cercano y PR de 475 años

Figura 11.24: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo cercano y PR de 475 años

11.4.1.2.2.- Síntesis de los resultados obtenidos para registros de campo cercano para el V_D correspondiente a un período de retorno de 2475 años

Las figuras 11.25-11.27 muestran las derivas de pisos obtenidas para registros de campo cercano con período de retorno de 2475 años para los prototipos de 3, 6 y 9 plantas estudiados. Mientras que en las figuras 11.28-11.30 se representa la deriva residual para los mismos prototipos y mismos registros sísmicos.

Figura 11.25: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N3, registros de campo cercano y PR de 2475 años

Figura 11.26: Ratio de desplazamiento máximo entre plantas para prototipo N6, registros de campo cercano y PR de 2475 años

Figura 11.29: Ratio de deriva residual para prototipo N6, registros de campo cercano y PR de 2475 años

Figura 11.30: Ratio de deriva residual para prototipo N9, registros de campo cercano y PR de 2475 años

11.4.1.3.- Relación entre la deformación remanente y la deformación plástica acumulada

La deformación remanente (o deformación residual) es un parámetro de deformación que está relacionado con la dificultad de reparación del edificio después de la crisis sísmica (Akiyama, 2003).

De acuerdo con Akiyama el límite superior y el valor medio aproximado de la ratio Δ_η/u_m se puede expresar en función de r_q de la siguiente manera:

- Límite superior

$$\text{Para } r_q \leq 0.5 \quad \Delta_\eta/\mu_m = 1/1 + 3r_q \quad 11.1$$

$$\text{Para } r_q > 0.5 \quad \Delta_\eta/\mu_m = 0.4$$

- Valor medio

$$\text{Para } r_q \leq 1.0 \quad \Delta_\eta/\mu_m = 1/2 + 3r_q \quad 11.2$$

$$\text{Para } r_q > 1.0 \quad \Delta_\eta/\mu_m = 0.2$$

Se busca a partir de los resultados del cálculo dinámico directo calcular la relación entre la deformación remanente y la deformación plástica acumulada Δ_η/μ_m , donde:

$$\Delta_\eta = \frac{\delta_r}{s\delta_y} \quad 11.3$$

En la expresión anterior Δ_η es la ratio de deformación remanente, $s\delta_y$ es el desplazamiento de fluencia del disipador (obtenido del dimensionado de disipadores para la primera planta) y δ_r es la deformación remanente, esta última está dada por:

$$\delta_r = |\delta_p^+ - \delta_p^-| \quad 11.4$$

donde δ_p^+ y δ_p^- es la deformación plástica en el elemento rígido en cada dominio de deformación. Para los fines de esta tesis la deformación remanente se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_r = |\delta_{end}^{t_0} - s\delta_y| \quad 11.5$$

donde $\delta_{end}^{t_0}$ es el desplazamiento que queda en la estructura en el instante t_0 en que finaliza el terremoto.

Por su parte μ_m se determina de la siguiente manera:

$$\mu_m = \max\{|\mu^+|, |\mu^-|\}$$

$$\mu^+ = \frac{\delta_{max,1}^+ - s\delta_y}{s\delta_y} \quad 11.6$$

$$\mu^- = \frac{\delta_{max,1}^- - s\delta_y}{s\delta_y}$$

Dónde μ_m es el mayor de los valores u^+ y u^- , que a su vez son la ratio de deformación plástica aparente que representa a la deformación máxima en el dominio positivo y negativo

respectivamente, y $\delta_{max,1}^+$ y $\delta_{max,1}^-$ es el desplazamiento máximo del sistema mixto rígido flexible en cada dominio de deformación.

Como variables de cálculo se tiene $\delta_{max,1}^+$, $\delta_{max,1}^-$ y $\delta_{end}^{t_0}$, a partir de estos valores se calcula la ratio $\Delta\eta/\mu_m$ para cada prototipo, dos escenarios de peligrosidad (*campo lejano* y *campo cercano*), y dos períodos de retorno (475 y 2475 años). El cálculo se extiende a todos los registros sísmicos seleccionados en cada escenario (30 de campo lejano y 48 de campo cercano). El resultado obtenido se representa en las figuras siguientes, en las cuales se representa el parámetro r_q en el eje de las abscisas versus la ratio $\Delta\eta/\mu_m$ en el eje de las ordenadas, también se representan los límites medio y superior propuestos por Akiyama (2003).

Figura 11.31: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo lejano con PR de 475 años

Figura 11.32: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo lejano con PR de 2475 años

Figura 11.33: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo cercano con PR de 475 años

Figura 11.34: Ratio entre deformación remanente y deformación plástica acumulada para campo cercano con PR de 2475 años

Del análisis por separado de los resultados obtenidos se desprenden las siguientes observaciones:

- Para registros de campo lejano con PR de 475 años no se supera el valor medio en ninguno de los tres prototipos analizados, es decir, que para el terremoto de proyecto los desplazamientos residuales están muy del lado de la seguridad $\delta_r \leq 0.5\%$.
- Para los mismos registros pero con PR de 2475 años se obtiene un resultado parecido, solo que esta vez se superó el valor medio en dos ocasiones para el prototipo N3 y en una ocasión para el prototipo N9.

- Para campo cercano con período de retorno de 475 años se observa un aumento en el número de registros que proporcionan un desplazamiento residual superior al valor medio, en concreto 8 de los 30 registros (un 27% de los casos) para el prototipo N3, 6 para el prototipo N6, mientras que en el prototipo N9 no se superó el límite señalado para ninguno de los registros.
- Finalmente, para registros de campo cercano con PR de 2475 años se supera el límite superior de la ratio Δ_η/μ_m pero solo para los prototipos N3 y N6 en los porcentajes de 19 y 12% respectivamente, para el prototipo N9 el valor medio solo se supera en una ocasión.

Estos resultados concuerdan con los obtenidos en investigaciones anteriores (Akiyama, 2003), en el sentido de que al aumentar el parámetro r_q disminuye el ratio Δ_η/μ_m .

11.4.2.- Comparación de la respuesta obtenida de los cálculos dinámicos y la respuesta esperada

En este apartado se comparan por separado los resultados mostrados más arriba para los dos escenarios considerado (*campo lejano y campo cercano*). Para cada escenario se compara la respuesta máxima obtenida para la primera planta ($\delta_{max,1}$), con el desplazamiento máximo prestablecido ($\delta_{allow,1}$) para cada nivel de desempeño sísmico deseado. La comparación se realiza para cada nivel de amenaza sísmica (NAS) definiendo para ello varios rangos de desplazamientos. Como se explicó en el capítulo 9, cada NAS está caracterizado por la proximidad a la fuente (CL=campo lejano o CC= campo cercano) y un período de retorno (475 y 2475 años).

Tabla 11.1: Comparación de los desplazamientos máximos entre plantas según prototipo

NAS	RANGO DE COMPARACIÓN	PROTOTIPO N3		PROTOTIPO N6		PROTOTIPO N9	
		N_r	N_r/n (%)	N_r	N_r/n (%)	N_r	N_r/n (%)
CL 475	$\delta_{max,1} \leq \delta_{allow,1}$	27	90	26	86.67	19	63.33
	$\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.2\delta_{allow,1}$	2	6.67	3	10.00	6	20.00
	$1.2\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.5\delta_{allow,1}$	1	3.33	1	3.33	4	13.33
	$\delta_{max,1} > 1.5\delta_{allow,1}$	0	0.00	0	0.00	1	3.33
CL 2475	$\delta_{max,1} \leq \delta_{allow,1}$	30	100	30	100	30	100
	$\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.2\delta_{allow,1}$	0	0.00	0	0.00	0	0.00
	$1.2\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.5\delta_{allow,1}$	0	0.00	0	0.00	0	0.00
	$\delta_{max,1} > 1.5\delta_{allow,1}$	0	0.00	0	0.00	0	0.00
CC 475	$\delta_{max,1} \leq \delta_{allow,1}$	28	66.67	31	73.81	36	85.71
	$\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.2\delta_{allow,1}$	7	16.67	2	4.76	1	2.38
	$1.2\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.5\delta_{allow,1}$	4	9.52	6	14.29	4	9.52
	$\delta_{max,1} > 1.5\delta_{allow,1}$	3	7.14	3	7.14	1	2.38
CC 2475	$\delta_{max,1} \leq \delta_{allow,1}$	18	42.86	17	40.48	22	52.38
	$\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.2\delta_{allow,1}$	5	11.90	5	11.90	6	14.29
	$1.2\delta_{allow,1} < \delta_{max,1} \leq 1.5\delta_{allow,1}$	9	21.43	7	16.67	8	19.05
	$\delta_{max,1} > 1.5\delta_{allow,1}$	10	23.81	13	30.95	6	14.29

En la tabla 11.1, N_r representa la cantidad de respuestas que están dentro de un determinado rango de comparación, n es el número total de resultados (coincide con el número total de registros empleados en el cálculo dinámico), N_r/n indica que porcentaje representa N_r para cada rango de comparación en relación al total de resultados.

- **Campo lejano, $PR=475$ años:** al comparar los resultados obtenidos para los prototipos de 3, 6 y 9 plantas para un período de retorno de 475 años, se puede observar que para el prototipo N3 en el 90% de los casos ($N_r = 27$) la respuesta máxima en la primera planta está por debajo del desplazamiento de diseño ($\delta_{allow,1}/h_1 \times 100\% = 0.47\%$), y en los casos restantes que es un 10%, el 6.67% excede $\delta_{allow,1}$ en menos de un 20%, de manera que solo el 3.33% de los casos lo excede entre un 20 y un 50%. Para el caso del prototipo N6 se obtiene un resultado similar, en la primera planta los desplazamientos relativos entre plantas están por debajo del límite de diseño (0.39%) para el 86.67% de los registros analizados, del restante 13.33% el 10% excede $\delta_{allow,1}$ en menos de un 20%, por lo que solo el 3.33% excede $\delta_{allow,1}$ en más de un 20 y en menos de un 50% respectivamente. Para el caso del prototipo N9 se mantiene el control satisfactorio de la respuesta, se observa que en el 63.33% de los casos la respuesta máxima en la primera planta está por debajo del desplazamiento máximo permitido (0.38%), mientras que del 36.67% de los casos restante el 20% de las respuestas excede $\delta_{allow,1}$ en menos de un 20%, y de ese mismo 36.67% solo el 13.33% excede $\delta_{allow,1}$ en más de un 20 y en menos de 50% respectivamente, mientras que el 3.33% de los resultados restante excede $\delta_{allow,1}$ en más de un 50%.

- **Campo lejano, $PR=2475$ años:** al comparar la predicción de la respuesta con los resultados obtenidos del cálculo dinámico directo para un período de retorno de 2475 años, se puede observar que la respuesta con disipadores para el prototipo N3 está muy por debajo del límite de diseño ($\delta_{allow,1} = 1.19\%$) para el 100% de los registros empleados. Al comparar las respuestas máximas obtenidas con los valores que establece el proyecto basado en prestaciones para definir el nivel de daño en la estructura, se puede observar que solo en el 3.33% de los casos se excede el límite del 1% de deriva transitoria establecida por la FEMA 356-2000 para el nivel de desempeño en el cual se le exige a la estructura una ocupación inmediata después del terremoto. El resultado es bastante similar para los prototipos N6 y N9, para todos los registros empleados el desplazamiento máximo que experimenta la primera planta está por debajo del desplazamiento permitido, el cual es del orden de 1 y 1.02% respectivamente, a este control favorable de la respuesta con disipadores hay que agregarle el hecho, de que para ninguno de los registros lejanos a falla empleados se supera el 1% de deriva correspondiente a un desempeño de ocupación inmediata.

- **Campo cercano, $PR=475$ años:** para el prototipo N3, el 66.67 de los registros no supera el límite permitido ($\delta_{allow,1} = 1.19\%$), de manera que solo se supera $\delta_{allow,1}$ en el 33.33% de los casos. De ese 33.33% solo el 16.67% supera $\delta_{allow,1}$ en menos de un 20%, el 9.52% lo hace entre un 20 y un 50% respectivamente, mientras que el 7.14% de las respuestas son mayores que $\delta_{allow,1}$ en más de un 50%. Para el prototipo N6 el número de resultados favorable sigue siendo muy satisfactorio, de manera que para el 73.81% de los casos el desplazamiento máximo está por debajo del límite máximo establecido (1%), del 26.19% de los casos que superan $\delta_{allow,1}$ solo el 4.76% lo hace en menos de un 20%, el 14.29% lo supera en más de un 20% pero en menos de un 50%, finalmente el 7.14% restante supera $\delta_{allow,1}$ en más de un 50%. Por otra parte, para el prototipo N9 en el 85.71% de los registros se obtuvo una respuesta favorable respecto del desplazamiento límite (1.02%), del restante 14.29% el 2.38% supera $\delta_{allow,1}$ en menos de un 20%, el 9.52% lo hace entre un 20 y un 50% respectivamente, y el restante 2.38% supera $\delta_{allow,1}$ en más de un 50%. Se puede observar para los tres prototipos estudiados, que todas aquellas respuestas que superan el desplazamiento límite en más de un 50% están lo suficientemente lejos de un nivel de desempeño de prevención de colapso de acuerdo a los límites establecidos por la FEMA 356 (2000), por lo que se

estaría hablando más bien de un desempeño de seguridad de vidas, por tratarse de derivas en torno a un 2% de la altura de la planta.

- **Campo cercano, $PR=2475$ años:** En este caso se aprecia un descenso importante en el número de resultados que no superan el límite de desplazamiento establecido ($\delta_{allow,1} = 1.59, 1.33$ y 1.36% para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente), sobre todo en el número de casos en los que la respuesta es superior al 50% de $\delta_{allow,1}$. En concreto solo el 42.86, 40.48 y el 52.38% de las respuestas no superan $\delta_{allow,1}$ para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente. A pesar de ello, esos valores indican que al menos se logra un buen control de la respuesta en aproximadamente el 50% de los casos. Por otra parte, sólo el 23.81, 30.95 y 14.29% de los desplazamientos máximos superan $\delta_{allow,1}$ en más de un 50% para los mismos prototipos de manera respectiva.

11.4.3.- Comparación estadística de los resultados obtenidos

En este apartado se analizan los resultados mostrados más arriba desde un punto de vista estadístico. Concretamente se calculó la media (μ), la desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación ($CV = \sigma/\mu$) de las ratios de deriva obtenidos de los cálculos dinámicos directos.

11.4.3.1.- Desplazamiento máximo entre plantas

En las tablas 11.2-11.4 se proporcionan los resultados obtenidos para cada parámetro estadístico (P. EST.) empleado en el análisis estadístico comparativo de los desplazamientos máximos relativos entre plantas.

Tabla 11.2: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N3

NAS	P. EST.	PROTOTIPO N3		
		Piso 1	Piso 2	Piso 3
CL 475	μ (%)	0.32	0.11	0.08
	σ (%)	0.10	0.01	0.01
	$\mu + \sigma$ (%)	0.43	0.12	0.09
	CV	0.33	0.13	0.18
CL 2475	μ (%)	0.56	0.13	0.09
	σ (%)	0.19	0.01	0.01
	$\mu + \sigma$ (%)	0.75	0.14	0.10
	CV	0.34	0.12	0.15
CC 475	μ (%)	1.00	0.13	0.09
	σ (%)	0.47	0.02	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	1.47	0.15	0.11
	CV	0.48	0.15	0.20
CC 2475	μ (%)	2.00	0.14	0.10
	σ (%)	1.09	0.02	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	3.09	0.17	0.12
	CV	0.54	0.16	0.22

Tabla 11.3: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N6

NAS	P. EST.	PROTOTIPO N6					
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6
CL 475	μ (%)	0.32	0.24	0.23	0.21	0.16	0.09
	σ (%)	0.08	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	0.40	0.25	0.25	0.24	0.18	0.11
	CV	0.26	0.08	0.10	0.12	0.15	0.20
CL 2475	μ (%)	0.54	0.26	0.25	0.24	0.19	0.11
	σ (%)	0.16	0.02	0.03	0.04	0.03	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	0.70	0.28	0.28	0.27	0.22	0.14
	CV	0.30	0.09	0.12	0.15	0.17	0.19
CC 475	μ (%)	0.82	0.26	0.24	0.23	0.18	0.11
	σ (%)	0.41	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	1.22	0.28	0.26	0.25	0.20	0.13
	CV	0.50	0.06	0.08	0.12	0.16	0.18
CC 2475	μ (%)	1.67	0.30	0.27	0.26	0.21	0.13
	σ (%)	0.75	0.02	0.04	0.04	0.04	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	2.43	0.32	0.31	0.30	0.24	0.15
	CV	0.45	0.08	0.13	0.16	0.18	0.18

Tabla 11.4: Parámetros estadísticos del desplazamiento máximo entre plantas, prototipo N9

NAS	P. EST.	PROTOTIPO N9								
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6	Piso 7	Piso 8	Piso 9
CL 475	μ (%)	0.34	0.28	0.28	0.27	0.27	0.25	0.22	0.16	0.08
	σ (%)	0.12	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.03	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	0.46	0.31	0.30	0.30	0.30	0.28	0.25	0.19	0.10
	CV	0.34	0.08	0.07	0.10	0.13	0.15	0.17	0.21	0.27
CL 2475	μ (%)	0.55	0.32	0.30	0.30	0.29	0.28	0.24	0.19	0.10
	σ (%)	0.17	0.03	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.02
	$\mu + \sigma$ (%)	0.72	0.35	0.32	0.33	0.33	0.31	0.28	0.23	0.12
	CV	0.31	0.08	0.06	0.08	0.11	0.13	0.16	0.22	0.24
CC 475	μ (%)	0.78	0.34	0.30	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.09
	σ (%)	0.32	0.03	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05	0.05	0.03
	$\mu + \sigma$ (%)	1.11	0.37	0.33	0.33	0.34	0.32	0.28	0.22	0.12
	CV	0.41	0.08	0.07	0.10	0.15	0.18	0.21	0.27	0.31
CC 2475	μ (%)	1.36	0.38	0.34	0.34	0.33	0.31	0.28	0.21	0.11
	σ (%)	0.60	0.04	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.03
	$\mu + \sigma$ (%)	1.96	0.42	0.37	0.39	0.38	0.37	0.33	0.26	0.14
	CV	0.44	0.09	0.10	0.13	0.15	0.17	0.19	0.26	0.31

Por simplicidad, la comparación se lleva a cabo por separado para cada NAS, como sigue:

- **Campo lejano, período de retorno de 475 años:**

Respecto al ratio de desplazamiento máximo entre plantas, para el prototipo N3 se obtiene que en la primera planta, el valor medio (el 0.32%) es alrededor de un 32% menor que el valor de diseño ($\delta_{allow,1}/h_1 \times 100\% = 0.47\%$). La media más una desviación estándar $\mu + \sigma = 0.43\%$ prácticamente casi coincide con el valor de diseño con una diferencia del 8.5%. En las dos plantas superiores, los valores medios de los desplazamientos relativos entre plantas son 0.11% y 0.08%

para el segundo y tercer piso respectivamente, y alcanza como mucho un 0.13%. Resultados similares se observan para el prototipo N6, el valor medio de los desplazamientos (0.32%) es aproximadamente un 18% menor que el valor límite de diseño (0.39%). La media más una desviación (0.40%) es muy cercana al límite de diseño. La media de los desplazamientos relativos entre plantas máximos en las plantas superiores varía entre 0.09% y 0.24%, y solo para uno de los registros sísmicos se alcanza un valor del 0.3%. Para el prototipo N9 se tiene que el valor medio de los desplazamientos (0.34%) está en torno al 10% por debajo del valor de diseño (0.38%). La media más una desviación estándar (0.46%) supera el valor de diseño en poco más de un 20%. La media de los desplazamientos relativos máximos en las plantas superiores varía entre 0.08% y 0.28%, y para ninguno de los registros sísmicos se alcanza un valor del 0.3%, esto significa que el nivel de daño en las plantas superiores es despreciable si se compara con los límites que establece el PBSD. El coeficiente de variación ($CV = \sigma/\mu$) de las derivas de la primera planta es 0.33, 0.26 y 0.34 para los prototipos N3, N6 y N9, respectivamente. Por otra parte, con respecto a la deriva residual, se observa en las figuras 11.7-11.9 que para la primera planta del prototipo N3, la misma es menor del 0.05% para el 83% de los registros sísmicos. Para el prototipo N6, el 70% de los registros proporciona una deriva residual inferior al 0.05%, y para el prototipo N9 se obtiene un resultado parecido al obtenido para el prototipo N3, es decir, el 87% de los registros utilizados da como resultado un desplazamiento residual inferior al 0.05%. Por lo tanto, para el resto de plantas la deriva residual es despreciable ya que el comportamiento elástico de dichas plantas impide que queden desplazamientos remanentes en la estructura al finalizar el terremoto.

- **Campo lejano, período de retorno de 2475 años:**

Respecto al ratio de desplazamiento máximo entre plantas, el valor medio de las derivas máximas (0.56%) para el prototipo N3 es un 53% inferior al límite máximo (1.19%). La media más una desviación estándar (0.75%) sigue siendo inferior al límite máximo. En las plantas superiores se obtiene una media de 0.13 y 0.09% para la segunda y tercera planta respectivamente. Para el prototipo N6 la media (0.54%) es inferior al límite máximo (1%) en un 46%. La $\mu + \sigma$ (0.70%) se mantiene por debajo del límite permitido. En las plantas superiores la media varía entre 0.09 y 0.24%. Para el prototipo N9 se obtiene un resultado parecido, la media (0.55%) es muy inferior al límite máximo (1.02%). La $\mu + \sigma$ (0.72%) es aproximadamente un 30% inferior al límite máximo. La media de las derivas en las plantas superiores varía entre 0.1 y 0.32%. Se observa además una dispersión relativamente baja de la respuesta debido a que el coeficiente de variación para la primera planta adopta los valores de 0.34, 0.30 y 0.31 para los prototipos N3, N6 y N9. Un análisis similar de la deriva residual para un período de retorno de 2475 años (*figuras 11.16-11.18*), permitió observar un incremento importante de los desplazamientos residuales, lo cual es lógico ya que manteniendo los disipadores diseñados para el escenario de 475 años la estructura se somete a una amenaza sísmica muy superior. Para el prototipo N3 el 50% de los registros sísmicos proporcionan un desplazamiento residual menor del 0.05%, para los dos prototipos restante N6 y N9, el 40 y el 60% de las respuestas residuales están por debajo del 0.05% respectivamente. Al igual que para un período de retorno de 475 años los desplazamientos residuales en las plantas superiores son despreciables.

- **Campo cercano, período de retorno de 475 años:**

Respecto al ratio de desplazamiento máximo entre plantas, para registros de campo cercano debido a sus características ya conocidas, se obtiene un aumento significativo de las derivas máximas en la primera planta. Para el prototipo N3 se obtiene que el valor medio de las derivas (1%) está próximo al límite máximo (1.19%) con una diferencia en torno al 16%. La $\mu + \sigma$ (1.47%) supera el límite máximo en un 24%. En las dos plantas superiores, los valores medios de los desplazamientos relativos entre plantas son 0.13% y 0.09% para el segundo y tercer piso

respectivamente. Resultados similares se observan para el prototipo N6, el valor medio de los desplazamientos (0.82%) es un 18% menor que el valor máximo permitido (1%). La $\mu + \sigma$ (1.22%) es muy cercana al límite de diseño superándole en solo un 22%. La media de los desplazamientos relativos entre plantas máximos en las plantas superiores varía entre 0.11% y 0.26%. Para el prototipo N9 se tiene que el valor medio de los desplazamientos (0.78%) está en torno a un 24% por debajo del valor permitido (1.02%). La media más una desviación estándar (1.11%) supera el valor límite en poco más de un 6%. La media de los desplazamientos relativos máximos en las plantas superiores varía entre 0.09% y 0.34%. Por otra parte, el coeficiente de variación CV de los desplazamientos de la primera planta es 0.48, 0.50 y 0.41 para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente, lo cual indica una variabilidad importante de las respuestas en dicha planta. Por otra parte, para el caso de registros impulsivos con período de retorno de 475 años resulta más conveniente comparar la deriva residual con el límite mínimo del 0.2% que establece la FEMA P-58-1 (límite inferior a partir del cual los desplazamientos remanentes deben ser tomados en cuenta) en lugar de hacerlo con el 0.05% que se empleó en el escenario anterior. Esto se debe a que se incrementa considerablemente el número de resultados que superan el umbral del 0.05%. A partir del análisis de los resultados indicados en las *figuras 11.22-11.24* se observa que para el caso del prototipo N3 el 90% de los resultados es inferior al 0.2%, siendo este un resultado muy favorable tomando en cuenta el nivel y tipo de la demanda sísmica. Para el prototipo N6 el 93% de las respuestas residuales son inferiores al límite inferior de 0.2% de la FEMA. Finalmente, para el prototipo N9 se establece una comparación similar, de la cual se desprende que el 98% de los desplazamientos están por debajo del límite inferior del 0.2%.

- Campo cercano, período de retorno de 2475 años:

En este caso el valor medio de las derivas máximas (2%) para el prototipo N3 es aproximadamente un 26% superior al límite máximo (1.59%). La media más una desviación estándar (3.09%) supera el límite máximo en un 94%. En las plantas superiores se obtiene una media de 0.14 y 0.10% para la segunda y tercera planta respectivamente, prueba de que el daño se concentra en la primera planta como era de esperar. Para el prototipo N6 la media (1.67%) es superior al límite máximo (1.33%) en aproximadamente un 26%. La $\mu + \sigma$ (2.43%) supera el límite permitido en un 83%. En las plantas superiores la media varía entre 0.13 y 0.30%. Para el prototipo N9 se obtiene que la media (1.36%) es idéntica al límite de máximo (1.36%). La $\mu + \sigma$ (1.96%) es un 44% superior al límite máximo. La media de las derivas en las plantas superiores varía entre 0.11 y 0.38%. Con respecto al CV se obtiene que para la primera planta este coeficiente adopta los valores de 0.54, 0.45 y 0.44 para los prototipos N3, N6 y N9 expresando así una dispersión importante de las respuestas. Al analizar los resultados de las *figuras 10.28-10.30* se observa que los desplazamientos residuales superan en su mayoría el límite de 0.2%, razón por cual se selecciona como límite de comparación para este nivel de amenaza, el 1% que establece la FEMA P-58-1 como límite intermedio de desplazamientos residuales. Para el prototipo N3 el 71% de las respuestas residuales es inferior al límite del 1%. Para el prototipo N6 el resultado es idéntico, solo el 29% de los desplazamientos supera el 1% que establece la FEMA. El resultado mejora considerablemente para el prototipo N9, se observa que en ningún caso se supera el límite de comparación seleccionado.

Por otra parte, se puede apreciar que la expresión (10.51) adoptada proporciona una estimación del lado de la seguridad de las fuerzas cortantes máximas en las plantas superiores que es muy cercana al límite superior de todas las distribuciones de fuerza cortante obtenidas del cálculo dinámico. Sin embargo, estructuras existentes diseñadas de acuerdo a códigos antiguos y a menudo sin tomar en cuenta consideraciones sísmicas pueden tener una sobrerresistencia muy limitada. De manera que en este tipo de estructuras la sobreestimación de las fuerzas cortante que debe soportar el edificio es aceptable.

11.5.- Comprobación de los Efectos P-Delta Mediante el Coeficiente de Sensibilidad al Desplazamiento Entre Plantas (COSDEP)

De acuerdo al Eurocódigo EN 1998-3, el tratamiento del efecto $P - \Delta$ depende del valor de un parámetro que la norma denomina “*Coeficiente de Sensibilidad al Desplazamiento Entre Plantas, θ_i* ” (de ahora en adelante se empleará la abreviatura *COSDEP* para referirse a este coeficiente), y que se define para una determinada planta i de la siguiente manera:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} d_{ri}}{V_{tot,i} h_i} \quad 11.7$$

donde, $V_{tot,i}$ es la fuerza cortante que actúa en la planta i debido al sismo y h_i su altura, $P_{tot,i}$ es la suma de las cargas gravitatorias que actúan por encima de la planta i (incluida la propia planta i) y d_{ri} es el desplazamiento horizontal entre los forjados que la delimitan, y debe calcularse como sigue:

$$d_{ri} = q d_{ei} \gamma_I \quad 11.8$$

donde q es el factor de comportamiento por ductilidad (análogo al coeficiente μ de la norma española), d_{ei} es el desplazamiento lateral de la estructura cuando se somete a las fuerzas sísmicas obtenidas con los espectros elásticos de respuesta y minoradas por el factor q ; y γ_I es un parámetro que depende de la importancia del edificio, valiendo 1 para edificios de viviendas. La fórmula anterior se puede reescribir como sigue:

$$\theta_i = \frac{(P_{tot,i} / h_i)}{(V_{tot,i} / d_{ri})} \quad 11.9$$

En función del valor de θ_i dado por la ecuación (11.9), el Eurocódigo EN 1998-1 establece distintas formas de abordar el efecto $P - \Delta$:

- Si $\theta_i \leq 0.1$ en *todas las plantas* se puede despreciar el efecto $P - \Delta$;
- Si $0.1 < \theta_i \leq 0.2$ en todas las plantas el efecto $P - \Delta$ se puede considerar de forma aproximada multiplicando las solicitaciones sísmicas por $1/(1 - \theta_i)$;
- No se dice nada en el caso de que $\theta_i > 0.2$ aunque se puede intuir que sería necesario considerar de forma rigurosa el efecto $P - \Delta$ haciendo cálculos en segundo orden.
- El EN 1998-1 prohíbe que se supere en cualquier caso el valor $\theta_i = 0.3$.

Para estudiar los efectos de segundo orden aplicando lo que establece el EN 1998-1 se calcularon las variables que intervienen en el cálculo del *COSDEP* y se procedió como sigue:

- Para el caso concreto de la primera planta, la fuerza cortante total $V_{tot,1}$ depende del dimensionado de los disipadores mediante el coeficiente $s\alpha_1$, es decir, $V_{tot,1} = Q_{max,1} = Mg(s\alpha_1 + f\alpha_1)$, sin embargo, dado que se pretende conocer el valor del *COSDEP* para todas las plantas y que solo tiene disipadores la primera se ha tomado directamente la resistencia máxima que proporciona IDARC para cada planta como resultado del cálculo dinámico directo.
- d_{ri} se ha tomado como el desplazamiento máximo relativo entre plantas que proporciona IDARC para cada planta i del pórtico.
- Finalmente $P_{tot,i}$ y h_i son datos del modelo

Los resultados para el *COSDEP* se presentan para los mismos escenarios que los resultados mostrados en el apartado anterior. En los apartados 11.5.1 y 11.5.2 se sintetizan los resultados obtenidos para registros de campo lejano. En las figuras de la 11.18-11.20 se representa el *COSDEP* versus el número de la planta, para un período de retorno de 475 años, y en las figuras de la 11.21-11.23 se hace lo propio para un período de 2475 años. Para registros de campo cercano o impulsivos se procede exactamente de la misma manera, en los apartados 11.5.3 y 11.5.4 se sintetizan los resultados obtenidos.

11.5.1.- Resultado *COSDEP* para campo lejano con período de retorno de 475 años

11.5.2.- Resultado *COSDEP* para campo lejano con período de retorno de 2475 años

Figura 11.39: Parámetro *COSDEP* para prototipo N6, campo lejano *PR* de 2475 años

Figura 11.40: Parámetro *COSDEP* para prototipo N9, campo lejano *PR* de 2475 años

11.5.3.- Resultado *COSDEP* para campo cercano con período de retorno de 475 años

Figura 11.41: Parámetro *COSDEP* para prototipo N3, campo cercano *PR* de 475 años

Figura 11.42: Parámetro *COSDEP* para prototipo N6, campo cercano *PR* de 475 años

11.5.4.- Resultado *COSDEP* para campo cercano con período de retorno de 2475 años

La inclusión de disipadores en el modelo numérico de los pórticos controla la respuesta de manera efectiva, hasta tal punto en que en la mayoría de los casos la respuesta está por debajo del límite de diseño. Se comprueba que el *COSDEP* para cada uno de los prototipos y escenarios

estudiados está muy por debajo del umbral ($\theta > 0.1$) que fija el Eurocódigo EN 1998-1 a partir del cual se debe dar un tratamiento especial a los efectos de segundo orden. Por lo que se puede concluir diciendo, que en la medida en que se logra controlar los desplazamientos laterales de manera satisfactoria mediante disipadores histeréticos de energía, los efectos P-Delta son despreciables y por tanto no comprometen la estabilidad de estructura.

11.6.- Evaluación de la Respuesta Basada en Prestaciones

Los capítulos anteriores han servido de base para definir los parámetros indicadores de la intensidad sísmica, del modelo y de la respuesta estructural respectivamente. Como ya se comentó en el capítulo 1, el PBSD ha evolucionado de tal forma que hoy en día aborda las incertidumbres involucradas en un proceso de evaluación sísmica desde un punto de vista probabilístico. Mediante este enfoque los parámetros de respuesta se pueden ajustar siguiendo una función de distribución lognormal y pueden ser representados mediante una función de distribución acumulada. El gran número de registros sísmicos empleados en los cálculos dinámicos directos ha hecho posible llevar a cabo un análisis probabilístico de los resultados obtenidos, de manera que se pueda evaluar la media y la desviación estándar de los parámetros de respuesta. Siguiendo la filosofía del PBSD se definen como *EDP* los desplazamientos relativos entre plantas, *MISDR*, y los desplazamientos residuales, δ_r , ambos expresados como porcentaje de la altura de la planta.

Las figuras 11.47-11.49 muestran con símbolos la frecuencia acumulada *FA*, (normalizada por el número total de registros utilizados) de los desplazamientos relativos entre plantas de todos los pisos, obtenidos del análisis dinámico no lineal. En las figuras se muestra también con líneas gruesas la *función de distribución acumulada FDA* (*CDF* por sus siglas en inglés) obtenida asumiendo una distribución lognormal de los desplazamientos máximos relativos entre plantas. Tanto la *FA* como la *FDA* se presentan para los períodos de retorno de 475 y 2475 años respectivamente.

Figura 11.47: Función de distribución acumulada prototipo N3 para campo lejano

Figura 11.48: Función de distribución acumulada prototipo N6 para campo lejano

Figura 11.49: Función de distribución acumulada prototipo N9 para campo lejano

El análisis de las FDP se centra en la primera planta de cada prototipo de estructura. Se decidió proceder de esta manera ya que las plantas superiores apenas deforman lateralmente. En las figuras 11.50-11.52 se muestran las probabilidades de no excedencia respecto del desplazamiento máximo permitido para el caso del terremoto de proyecto el cual está asociado a un período de retorno de 475 años.

Figura 11.50: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N3 para registros de campo lejano

Figura 11.51: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N6 para registros de campo lejano

Figura 11.52: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N9 para registros de campo lejano

Se puede observar en las figuras 11.50-11.52, que la probabilidad de que el desplazamiento máximo entre plantas sea menor que el desplazamiento máximo permitido (indicado con línea discontinua vertical en dichas figuras) es alrededor del 91% para el caso del prototipo N3, 81% para el prototipo N6 y del 67% para el caso del prototipo N9, eso para el terremoto de proyecto. Sin embargo, si se analizan los resultados obtenidos para un período de retorno de 2475 años y se mantiene el desplazamiento máximo permitido para el caso del terremoto de proyecto, se aprecia claramente que la probabilidad de no excedencia se reduce considerablemente, por lo que pasa a ser del 36%, 20% y 14% para los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente. Este descenso en la probabilidad de no excedencia ocurre ya que a mayor nivel de amenaza sísmica mayor es la demanda de desplazamientos en la estructura. A partir de los resultados obtenidos para registros de campo lejano, se puede concluir diciendo que las derivas están bien controladas por el comportamiento inelástico de los disipadores, y que el procedimiento propuesto conduce a un dimensionado satisfactorio de los mismos.

Por otra parte, para registros de campo cercano se procede exactamente de la misma manera. Las figuras 11.53-11.55 muestran la *FA* y *FDA* de los desplazamientos máximos de todas las plantas obtenidos para los períodos de retorno de 475 y 2475 años respectivamente. Mientras que en las figuras 11.56-11.58 solo se representa la probabilidad de no excedencia de los desplazamientos de la primera planta de cada prototipo.

Figura 11.53: Función de distribución acumulada prototipo N3 para campo cercano

Figura 11.54: Función de distribución acumulada prototipo N6 para campo cercano

Figura 11.55: Función de distribución acumulada prototipo N9 para campo cercano

Figura 11.56: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N3 para registros de campo cercano

Figura 11.57: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N6 para registros de campo cercano

Figura 11.58: Probabilidad de no excedencia desplazamiento de diseño en prototipo N9 para registros de campo cercano

Para el caso de registros de campo cercano con período de retorno de 475 años, la probabilidad de que el desplazamiento máximo entre plantas sea menor que el desplazamiento máximo permitido es alrededor del 73% para el caso del prototipo N3, 74% para el prototipo N6 y del 79% para el caso del prototipo N9. Al comparar los resultados obtenidos para el caso de registros de campo lejano con los de registros de campo cercano, en ambos casos, para un período de retorno de 475 años se aprecia una reducción en las probabilidades de no excedencia para los prototipos N3 y N6, mientras que para el prototipo N9 esta probabilidad aumenta ligeramente.

Por otra parte, en las figuras de la 11.59 a 11.64 se representa la probabilidad de no excedencia de los desplazamientos residuales de la primera planta respecto de los límites máximos establecidos por la FEMA P-58-1 para cada estado de daño (IO, DC, LS, CP definidos en el capítulo 1). Se obtiene la *FA* y *FDA* para los dos escenarios estudiados (CL y CC) y los dos períodos de retorno (475 y 2475 años) asociados a esos escenarios.

Figura 11.59: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N3 para registros de campo lejano

Figura 11.60: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N6 para registros de campo lejano

Figura 11.61: Probabilidad de no excedencia respecto del límite IO en prototipo N9 para registros de campo lejano

Figura 11.62: Probabilidad de no excedencia respecto del límite LS en prototipo N3 para registros de campo cercano

Figura 11.63: Probabilidad de no excedencia respecto del límite LS en prototipo N6 para registros de campo cercano

Figura 11.64: Probabilidad de no excedencia respecto del límite DC en prototipo N9 para registros de campo cercano

En las figuras 11.59-11.64, de cara a la obtención de las probabilidades de no excedencia, se emplea el límite de deriva residual máximo permisible (según la clasificación de la FEMA P-58-1) más conveniente según sea el nivel de demanda sísmica para el cual se han obtenido los resultados. En todos los casos se obtiene una probabilidad bastante alta, lo cual es poco probable que se supere el límite analizado, los resultados también dejan ver que la probabilidad de no excedencia se reduce al aumentar la demanda sísmica, siendo este el comportamiento esperado. También se aprecia la influencia clara de la impulsividad del terremoto en los resultados, registros impulsivos provocan mayores derivas residuales en la estructura con disipadores.

Capítulo 12

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1.- Introducción

Este capítulo trata sobre las conclusiones a las que se ha llegado con la elaboración de esta Tesis, así como también de las aportaciones realizadas y de las líneas de investigación futura que se pretenden desarrollar a mediano y a largo plazo.

Cabe recordar que en esta Tesis se propone e investiga una nueva solución para el reacondicionamiento sísmico de pórticos existentes de HA con el primer piso blando y muros de mampostería como elementos de cierre y particiones de los vanos de los pórticos en las plantas superiores a la primera. El enfoque consiste en la adición de disipadores histeréticos de energía y el reforzamiento (si es necesario) de las columnas de la primera planta. Se propone un método para el diseño de los disipadores basado en la metodología de proyecto sismorresistente basado en el balance energético de Housner-Akiyama, que permite determinar la rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía que deben proporcionar los disipadores en la primera planta de manera que la estructura principal se mantenga básicamente en el rango elástico para el caso del terremoto de proyecto asociado a un período de retorno de 475 años. También se propone una expresión simple para predecir las fuerzas cortantes máximas en los pisos superiores al primero.

12.2.- Conclusiones Generales y Específicas

Este apartado de conclusiones generales se centra básicamente en la propuesta de reacondicionamiento sísmico desarrollada y en la validación del método propuesto mediante cálculos dinámicos directos.

A partir del estudio paramétrico realizado en el capítulo 10, se ha visto que en la primera planta se pueden dar múltiples combinaciones de refuerzo en las columnas y disipadores, y que el valor óptimo de resistencia se puede elegir desde el punto de vista del coste, fuerza cortante transferida a los cimientos, etc. Para pórticos convencionales existentes diseñados para soportar básicamente la acción de las cargas gravitatorias, sometidos a niveles de input de energía - en términos de velocidad equivalente- de alrededor de 100 cm/s, la solución óptima desde el punto de vista de la resistencia total mínima, requiere aumentar la resistencia de las columnas de la primera planta entre 1,8 y 2,2 veces la resistencia inicial de las mismas.

El análisis no lineal llevado a cabo en los tres prototipos de estructuras estudiados, sujetos a treinta (30) y cuarenta y ocho (48) registros sísmicos lejanos y cercanos a falla, respectivamente, correspondientes a terremotos históricos, mostró que el desempeño sísmico de las estructuras reacondicionadas con la solución desarrollada y dimensionada con el método energético propuesto, es satisfactorio ya que protege el pórtico existente y además evita el daño frente a terremotos severos (registros de campo cercano con efectos impulsivos). Se demuestra también que el procedimiento propuesto proporciona un dimensionado de los disipadores que está del lado de la seguridad y que no resulta demasiado conservador.

Para el caso del terremoto de proyecto con período de retorno de 475 años y lejano a falla, resultó que la media más la desviación estándar de las derivas máximas obtenidas del análisis para la primera planta, coincide aproximadamente con la deriva máxima permitida empleada en el diseño de los disipadores para el caso de los prototipos N3 y N6, mientras que para el

prototipo N9 la media más la desviación estándar supera en torno a un 20% el valor de diseño. La probabilidad de tener unos desplazamientos relativos entre plantas superiores al desplazamiento de diseño en la primera planta es de un 9% para el prototipo de 3 plantas (lo cual es muy baja), un 19% para el prototipo de 6 plantas, y un 33% para el de 9 plantas, que también son porcentajes muy aceptables.

En cuanto a la deriva residual de la primera planta, esta es inferior a 0,05% para el 83, 70 y 87% de los registros analizados para los prototipos de N3, N6 y N9 respectivamente. Para el resto de plantas es despreciable tanto para el terremoto de proyecto como para registros más severos.

Por otra parte, las fuerzas cortantes máximas en los pisos superiores que predice la fórmula propuesta, coincide aproximadamente con el límite superior de las respuestas obtenidas mediante el análisis dinámico directo. Esta predicción, en todo caso está del lado de la seguridad, y sobrestima las distribuciones de fuerzas cortantes obtenidas del cálculo dinámico. Sin embargo, esta sobreestimación se considera necesaria para el reacondicionamiento sísmico de edificaciones existentes en donde la sobrerresistencia es limitada y el conocimiento de las propiedades mecánicas reales de la construcción pueden ser limitadas.

Además se proporcionan las siguientes recomendaciones a tener en cuenta a la hora de llevar a la práctica la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta en esta Tesis:

1. Se recomienda emplear materiales compuestos FRP/SRP siempre que sea posible ya que incrementar la resistencia lateral de los pilares de la primera planta tiende a reducir significativamente la demanda de resistencia en los disipadores, reduce el cortante basal total máximo y por lo tanto también los cortantes máximos que se pueden llegar a desarrollar en las plantas superiores a la baja asumiendo en ellas una respuesta elástica. Otro tipo de refuerzo como encamisado con chapas de acero es también posible, aunque habría que tener en cuenta el efecto de rigidización de la estructura que afectaría a sus propiedades dinámicas.
2. A partir de los resultados de los estudios paramétricos realizados, queda claro que el incremento de resistencia de aproximadamente un 40% que se puede obtener con materiales compuestos FRP/SRP con un coste razonable, no es suficiente para lograr la solución óptima que minimiza el cortante basal total máximo, pero se llega a un punto cercano al óptimo. Para alcanzar el valor óptimo se podrían emplear otros métodos de refuerzo más invasivos para los pilares de la planta baja. Una evaluación y comprobación de la resistencia de las plantas superiores a la baja es fundamental, ya que es posible que la resistencia que aportan los cerramientos y particiones existentes en las plantas superiores no sea suficiente para que dichas plantas se mantengan elásticas. En ese caso, habría que considerar el aumentar el número de muros o las dimensiones de los mismos en las plantas superiores. Comprobar la resistencia de las plantas superiores una vez dimensionada la solución de refuerzo en la planta baja es fundamental ya que el reforzar la planta baja con disipadores de energía implica incrementar considerablemente su resistencia, lo cual podría trasladar el problema de piso blando o débil a las plantas superiores.
3. A la hora de calcular la capacidad de los cerramientos empleando macro modelos de mampostería en forma de diagonales equivalentes, es importante tener presente que el resultado puede variar considerablemente en función de las expresiones que se utilicen, por tanto, sería bueno considerar varias propuestas y establecer comparaciones.

4. Es importante evaluar adecuadamente las condiciones locales del sitio donde se encuentra emplazada la estructura ya que el tipo de suelo influye de manera directa en la caracterización de la amenaza sísmica para el dimensionado de los disipadores.
5. Finalmente, señalar que el ámbito de aplicación de la solución y el método de reacondicionamiento sísmico propuesto en esta Tesis son las edificaciones de poca a mediana altura (hasta 9 plantas), ya que se han despreciado las deformaciones por flexión global del edificio y se han considerado únicamente las deformaciones por cortante.

12.3.- Aportaciones Realizadas en esta Tesis

Las contribuciones originales de esta Tesis se pueden resumir como sigue:

- Primero, se toma como punto de partida las estructuras con aislamiento de base y se intenta aproximar el comportamiento de la estructura reacondicionada al de las estructuras con aislamiento de base.
- Segundo, el método propuesto permite ajustar la resistencia de las columnas de la planta baja con la resistencia de los disipadores, permitiendo múltiples soluciones de refuerzo en dicha planta, y posibilitando la optimización del diseño.
- Tercero, a partir del estudio de un modelo continuo de viga elástica a cortante, se introduce una mejora significativa en las expresiones propuestas en investigaciones previas para predecir la energía de vibración elástica. La fórmula propuesta puede ser empleada en estructuras que tengan un comportamiento asimilable a los edificios con aislamiento de base.
- Cuarto, el método desarrollado es relativamente sencillo y permite dimensionar los disipadores a instalar en la estructura a reacondicionar sin necesidad de realizar cálculos dinámicos directos: el método toma en cuenta de manera directa los efectos del daño acumulado y cuantifica la cantidad de energía de deformación plástica que los disipadores deben ser capaces de disipar.
- Quinto, la metodología propuesta proporciona la resistencia requerida en las plantas superiores para evitar daños y asegurar que el sistema en su conjunto se comporta según el modelo empleado para su diseño y cálculo.

La presente Tesis brinda la posibilidad de poder reacondicionar edificaciones existentes de HA en países con alta sismicidad sin la necesidad de tener que acudir a los métodos tradicionales de reacondicionamiento sísmico, que por lo general suelen ser muy invasivos y obligan a modificar los cimientos del edificio, siendo este un aspecto importante a considerar. Con la propuesta realizada en esta Tesis se intenta evitar en la medida de lo posible tener que producir grandes cambios en la cimentación del edificio.

12.4.- Líneas de Trabajo Futuro

A lo largo del desarrollo de esta Tesis fueron surgiendo una serie de cuestiones que se alejaban de los objetivos perseguidos en la misma y que convendría seguir investigando en el futuro. Estas líneas de trabajo futuro que darán continuidad a las investigaciones realizadas, y permitirán comprender mejor el comportamiento de las estructuras con el primer piso blando

reacondicionadas con disipadores histeréticos de energía y materiales compuestos FRP/SRP. Las inquietudes a resolver en futuros trabajos de investigación son las siguientes:

1. Realizar un estudio comparativo de los diferentes métodos existentes para proyectar disipadores de energía aplicándolo a los prototipos de estructuras estudiados en esta Tesis.
2. Hacer un análisis tridimensional de la estructura con disipadores empleando uno o varios programas comerciales.
3. Averiguar la efectividad y factibilidad del reacondicionamiento sísmico de edificaciones del tipo investigado pero con un mayor número de plantas empleando disipadores histeréticos de energía. Ello implicaría tener en cuenta las deformaciones globales por flexión del edificio.
4. Estudiar y proponer una combinación óptima de diferentes estrategias de reacondicionamiento (tradicionales e innovativas) para mitigar el problema de piso blando.
5. Realizar ensayos de laboratorio sobre mesa sísmica de prototipos de estructura de HA a escala reducida.
6. Analizar el comportamiento de la estructura con un refuerzo previo de las vigas y columnas de la primera planta que permita proyectar una solución óptima con disipadores, y que permita aproximarse a valores de r_{q1} en torno a uno, lo que incrementaría la eficiencia del sistema pórtico-disipador.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Análisis dinámico incremental (IDA): secuencia de análisis dinámicos directos no lineales de un modelo estructural en los cuales se parametriza el factor de escala de un determinado registro de aceleraciones. Es una extensión del análisis dinámico tiempo-historia.

Balance energético: ecuación obtenida multiplicando por un diferencial de desplazamiento e integrando en el tiempo la ecuación de equilibrio de fuerzas de un sistema dinámico.

Campo cercano: de acuerdo al Reglamento sísmico de la República Dominicana terremoto cuyo foco está situado a una distancia menor o igual a 5 kilómetros de la estructura a ambos lados de la falla.

CEC: Código Ecuatoriano de la Construcción.

Control pasivo: sistemas de control de respuesta sísmica que no precisan de ninguna fuente adicional de energía para entrar en funcionamiento.

Construcciones informales: Construcciones ilegales que se construyen sin tomar en cuenta los requerimientos normativos y sin la previa autorización mediante permisos de construcción de las autoridades competentes.

Coefficiente de variación: Parámetro estadístico que expresa la dispersión de un conjunto de datos respecto de su media. Se suele utilizar en lugar de la desviación estándar ya que es adimensional y se puede utilizar para interpretar datos con diferentes unidades y significados.

Curva de capacidad: curva en la cual se representa la relación local o global entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral de una estructura

Curvas de fragilidad: curva que representa la probabilidad de no-excedencia de un determinado estado de daño o desempeño en función de un parámetro ingenieril que representa el movimiento del suelo.

Distancia epicentral: distancia horizontal entre la estación sísmica y el epicentro del terremoto

Materiales compuestos: polímeros armados con fibras (FRP por sus siglas en inglés) los cuales están formados por un armado en forma de fibras largas embebido por una matriz polimérica.

Parámetro sismológico: parámetro que representa alguna característica del movimiento del suelo, como puede ser la aceleración, velocidad, desplazamiento, impulsividad, etc.

Parámetros histeréticos: parámetros que definen el comportamiento histerético de un elemento estructural.

Piso blando: es aquél cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez del piso adyacente superior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos adyacentes superiores.

EDP: en el marco de la ingeniería basada en prestaciones, es un parámetro ingenieril que permite cuantificar la respuesta estructural de una estructura en término de deformaciones, aceleraciones, disipación de energía, etc. que puedan contribuir al daño del sistema estructural y no estructural.

IM: es un parámetro que caracteriza la intensidad del terremoto, como puede ser la PGA, PGV, VD, etc., y que representa la amenaza sísmica en un determinado sitio.

LIS: Laboratorio de Ingeniería Sísmica de Costa Rica.

MOPC: Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones de la RD.

PEER: Centro de investigación y educación multi-institucional de la universidad de Berkeley en California y cuyas siglas en inglés significan Pacific Earthquake Engineering Research Center.

RPAS: Recomendaciones Provisiones Para el Análisis Sísmico de Estructuras.

SEOPC: Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones.

SRP: material compuesto formado por polímeros reforzados con fibras de acero de alta resistencia.

ANEXOS

Anexo A: Numeración de elementos y detalles de armado de los pórticos

Anexo A.1: Numeración elementos vigas y columnas del prototipo N3

Figura A.1.1: Numeración elementos vigas y columnas por pórtico: (a) pórtico P1X; (b) pórtico P2X; (c) pórtico P3X; (d) pórtico P4X

Comentarios: Solo se incluye la numeración de los elementos de los pórticos correspondiente al prototipo N3, ya que en el capítulo 7 de la tesis se hace referencia a vigas y columnas de este prototipo que fueron empleadas en el ajuste de la relación momento-rotación en las rótulas plásticas y en el cálculo de la capacidad de disipación de energía de vigas.

Anexo A.2: Detalle de armado de los prototipos de estructuras representativas

Figura A.2.1: Detalle de armado pórtico P1X prototipo N3

Figura A.2.2: Detalle de armado pórtico P2X prototipo N3

Figura A.2.3: Detalle de armado pórtico P3X prototipo N3.

Figura A.2.4: Detalle de armado pórtico P4X prototipo N3

Figura A.2.5: Detalle de armado pórtico P1X prototipo N6

Figura A.2.7: Detalle de armado pórtico P3X prototipo N6

Figura A.2.8: Detalle de armado pórtico P4X prototipo N6

Figura A.2.9: Detalle de armado pórtico P1X prototipo N9

Figura A.2.10: Detalle de armado pórtico P2X prototipo N9

Anexo B: Espectro elástico de respuesta y de input de energía de los registros empleado en los análisis dinámicos directos

Anexo B.1: Registros de campo lejano: los espectros correspondientes se muestran en las figura B.1.1.

Figura B.1.1: Espectros de registros de campo lejano

La figura B.1.2 muestra la representación conjunta de los espectros de aceleración de los treinta registros de campo lejano empleados en los cálculos dinámicos.

Figura B.1.2: Espectro elástico de respuesta en aceleración para registros de campo lejano

Anexo B.2: Registros de campo cercano: los espectros correspondientes se muestran en la figura B.2.1.

Figura B.2.1: Espectros de registros de campo cercano

En la figura B.2.2 se representa también de forma conjunta los espectros de aceleración de los cuarenta y dos registros de campo cercano empleados en la validación de la solución de reacondicionamiento sísmico propuesta mediante cálculos dinámicos directos.

Figura B.2.2: Espectro elástico de respuesta en aceleración para registros de campo cercano

Anexo C: Modelos numéricos desarrollados en IDARC2D-V7

Por razones de espacio no se incluye en este anexo el modelo numérico de los prototipos tal y como se indicó en el capítulo 7, sin embargo, se proporciona un CD (o memoria) con todos los archivos necesarios para realizar cálculos dinámicos directos si fuese necesario para comprobar los resultados presentados en esta Tesis. Los archivos se encuentran en carpetas separadas para cada prototipo con los nombres indicados a continuación:

- C.1.- Modelo numérico prototipo N3
- C.2.- Modelo numérico prototipo N6
- C.3.- Modelo numérico prototipo N9

Anexo D: Procedimiento para la obtención de las funciones modos de vibración a partir del modelo continuo

Para determinar las funciones modos de vibración primero se deben determinar las frecuencias propias del modelo continuo de barra a cortante, obtener dichas frecuencias pasa por resolver numéricamente la ecuación de frecuencias siguiente para determinados valores o ratios que relacionen G_1 , G_2 , L_1 y L_2 ,

$$\tan\left(\omega \sqrt{\frac{m}{G_1}} L_1\right) \cdot \tan\left(\omega \sqrt{\frac{m}{G_2}} L_2\right) = \sqrt{\frac{G_1}{G_2}} \quad (D.1)$$

Dado que la ecuación (D.1) se resuelve para unos valores concretos de rigidez a cortante, es necesario obtener las rigideces ${}_f k_i$ de la estructura porticada idealizando la curva de capacidad de cada planta obtenida ya sea mediante un análisis Pushover o un análisis dinámico tipo IDA, una vez obtenida la rigidez de cada planta del pórtico, se requiere aplicar el procedimiento expuesto a continuación para determinar las rigideces G_1 y G_2 de la barra a cortante:

Para cada planta, la rigidez a cortante G_i por unidad de longitud entre el nivel $i - 1$ y el nivel i debe tomarse:

$$G_i = {}_f k_i h_i \quad (D.2)$$

- La rigidez G_1 se obtiene particularizando la ecuación anterior para la primera planta (planta blanda),

$$G_1 = {}_f k_1 L_1 \quad (D.3)$$

- Luego para obtener G_2 , la cual es representativa del resto de plantas (plantas superiores a la primera planta), se ha tomado un promedio de las rigideces a cortante de dichas plantas, es decir,

$$G_2 = \frac{\sum_{i=2}^{nps} {}_f k_i h_i}{nps} \quad (D.4)$$

donde nps es el número de plantas por encima de la primera planta.

En la ecuación (D.1) m es la masa por unidad de longitud, esta se ha considerado constante a lo largo de la altura, y se determinó como el sumatorio de las masas que componen la estructura real dividida por la altura total del modelo continuo de barra a cortante, según la siguiente ecuación:

$$m = \frac{\sum m_i}{H} \quad (D.5)$$

donde H es la altura total de la barra y m_i la masa de la planta i de la estructura real.

Para resolver numéricamente la ecuación de frecuencias (D.1), esta se puede escribir de forma más compacta de la siguiente manera:

$$\tan(b_1\omega) \cdot \tan(b_2\omega) = \sqrt{\frac{G_1}{G_2}} \quad (D.6)$$

dónde b_1 y b_2 , son dos constantes, una para cada tramo de la barra a cortante, y se determinan las siguientes expresiones (D.7) y (D.8):

$$b_1 = \sqrt{\frac{m}{G_1}} L_1 \quad (D.7)$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{m}{G_2}} L_2 \quad (D.8)$$

En la ecuación (D.6) la única incógnita es la frecuencia ω del sistema, ya que en principio las demás variables son datos del problema.

Una vez obtenidas las frecuencias, lo que sigue es determinar las funciones modos de vibración asociadas a cada frecuencia. El procedimiento para tales fines es el siguiente:

1. Determinar los valores de c_1 y c_2 empleando las ecuaciones (D.9) y (D.10) siguientes:

$$c_1 = \omega \sqrt{\frac{m}{G_1}} \quad (D.9)$$

$$c_2 = \omega \sqrt{\frac{m}{G_2}} \quad (D.10)$$

2. Ahora sustituir los valores de c_1 y c_2 en la ecuación (D.11) siguiente para despejar dos de las tres incógnitas (C_2 , C_3 , y C_4) en función de una de ellas.

$$\begin{bmatrix} \sin(c_1 L_1) & -1 & 0 \\ G c_1 \cos(c_1 L_1) & 0 & -G_2 c_2 \\ 0 & -\sin(c_2 L_2) & \cos(c_2 L_2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (D.11)$$

$$C_2 \sin(c_1 L_1) - C_3 = 0$$

$$G_1 [C_2 c_1 \cos(c_1 L_1)] - G_2 [C_4 \cdot c_2] = 0 \quad (D.12)$$

$$-C_3 \cdot \sin(c_2 L_2) + C_4 \cdot \cos(c_2 L_2) = 0$$

- Despejando C_2 en función de C_3 de la primera de las ecuaciones (D.12) anteriores:

$$C_2 = \frac{C_3}{\sin(c_1 L_1)} \quad (D.13)$$

- De igual forma, si despejamos C_4 en función de C_3 de la tercera de las ecuaciones (D.12) y se obtiene la ecuación (D.14):

$$C_4 = \frac{C_3 \sin(c_2 L_2)}{\cos(c_2 L_2)} \quad (D.14)$$

3. Una vez determinadas las constantes anteriores, ahora toca sustituirlas en la función correspondiente, si se sustituye la ecuación (D.13) en (D.15), y sabiendo que $C_1 = 0$ y que la función se debe evaluar para $x_1 = 0$ hasta $x_1 = L_1$, se llega a la ecuación (D.16):

$$\phi_1(x_1) = C_1 \cos(c_1 x_1) + C_2 \sin(c_1 x_1) \quad (D.15)$$

$$\phi_1(x_1) = C_3 \left[\frac{1}{\sin(c_1 L_1)} \sin\left(c_1 L_1 \frac{x_1}{L_1}\right) \right] \quad (D.16)$$

Sustituyendo la ecuación (D.14) en la ecuación (D.17) siguiente y sabiendo que la función se debe evaluar para el intervalo $x_2 = 0$ hasta $x_2 = L_2$, operando se llega a la ecuación (D.18):

$$\phi_2(x_2) = C_3 \cos(c_2 x_2) + C_4 \sin(c_2 x_2) \quad (D.17)$$

$$\phi_2(x_2) = C_3 \left[\cos\left(c_2 L_2 \frac{x_2}{L_2}\right) + \frac{\sin(c_2 L_2)}{\cos(c_2 L_2)} \sin\left(c_2 L_2 \frac{x_2}{L_2}\right) \right] \quad (D.18)$$

4. Finalmente, una vez calculadas las funciones $\phi_1(x_1)$ y $\phi_2(x_2)$, el siguiente paso es concatenarlas y formar así la función que define cada modo de vibración con frecuencia ω dada.

Anexo E: Fuerzas laterales y estimación aceleración absoluta de respuesta

En este anexo se realiza una comprobación de la validez de los cálculos dinámicos no lineales realizados. Se trata de comprobar entre otras cosas que el incremento de tiempo empleado es adecuado y que los modelos numéricos empleados para representar el comportamiento histerético de los elementos estructurales y de los disipadores han funcionado correctamente. La comprobación consiste en comparar las aceleraciones absolutas que aparecen en las masas de la estructura calculadas a partir de las correspondiente fuerzas de inercia, con las aceleraciones absolutas que proporciona directamente el programa IDARC a partir de plantear la ecuación de equilibrio de fuerzas al final de cada intervalo de tiempo empleado para integrar las ecuaciones del movimiento. Para ello se establece la diferencia de cortantes entre plantas consecutivas para un instante t determinado y se calcula la fuerza lateral que actúa en el nivel que delimita dichas plantas. Luego se divide esa fuerza por la masa de la planta y se obtiene así la aceleración de la planta. Esa aceleración se compara con la aceleración absoluta de respuesta que proporciona IDARC2D-V7. Se toma para la comprobación el instante en el cual las velocidades relativas de todas las masas valen cero o casi cero, o lo que es lo mismo el instante en el cual se alcanza el desplazamiento relativo máximo respecto al suelo ya que en ese instante las fuerzas de amortiguamiento son nulas o muy pequeñas.

Se emplea para la comprobación el modelo completo (*pórticos de HA + muros de cerramientos en las plantas superiores + disipadores histerético de energía*), y un acelerograma real, lejano a falla, correspondiente al terremoto de *Morgan Hill-1984*. Se desarrolla y aplica el procedimiento descrito a continuación:

1. Se establece el balance energético en la estructura y se ajustan las energías V_D mediante un proceso iterativo, exactamente como se explicó en el capítulo 9 de esta Tesis.
2. Se determina el instante t de máximo desplazamiento relativo v respecto al suelo
3. A continuación, para cada planta, se determina cuánto vale la fuerza cortante en ese instante t .
4. Luego, por diferencia de cortantes, se determina la fuerza lateral F_x en cada punto másico, se emplean las expresiones siguientes para tales fines:

- Para la planta n ,

$$F_{xn} = Q_n$$

- Para el resto de plantas,

$$F_{xn-j} = Q_{n-j} - Q_{n+1-j}$$

en donde $j = 1, 2, 3, \dots, n - 1$

5. Se obtiene la aceleración absoluta de cada punto másico $\ddot{v}'_{abs}$ dividiendo las fuerzas obtenidas en el paso anterior por la masa de cada planta, es decir, $\ddot{v}'_{abs,i} = F_{xi}/m_i$, donde $i = 1, 2, 3, \dots, NP$.
6. Se determina el valor de la aceleración absoluta de respuesta $\ddot{v}_{abs}$ de cada planta i a partir de los ficheros de resultado que proporciona IDARC para cada planta.

Se compara la aceleración calculada en el paso 5 con la que proporciona IDARC para el instante de máximo desplazamiento relativo respecto al suelo. Como ya se dijo más arriba, si el cálculo dinámico se ha realizado correctamente la aceleración calculada de la forma indicada debe coincidir con la aceleración absoluta de respuesta.

En las *figuras* de la E.1 a E.4 se muestra para el prototipo N3 un ejemplo de cálculo de aproximación de la aceleración absoluta de respuesta para el caso del registro de Morgan Hill-G. Array #3.

Figura E.1: Historia de desplazamientos relativos respecto al suelo para prototipo N3

Figura E.2: Historia de velocidades relativas respecto al suelo para prototipo N3

Figura E.3: Historia de fuerza cortante para prototipo N3

Figura E.4: Historia de aceleraciones absolutas de respuesta para prototipo N3

El resultado mostrado en las figuras anteriores se resume en la *tabla E.1* y se utiliza para el cálculo de las F_{xi} que también se incluyen en dicha tabla. Posteriormente, en la *figura E.5* se representan las aceleraciones $\ddot{v}'_{abs}$ y $\ddot{v}_{abs}$ indicadas en la tabla E.1. En esta tabla y posteriores, los desplazamientos v , velocidades $\dot{v}$, aceleraciones $\ddot{v}'_{abs}$ y $\ddot{v}_{abs}$, y fuerzas están expresados/as en cm , cm/s , cm/s^2 y kN , respectivamente, mientras que el tiempo t se expresa en segundos (s) y la masa (m) en $kN - s^2/cm$.

Tabla E.1: Resumen aproximación aceleración absoluta de respuesta en prototipo N3

Variable	Piso		
	1	2	3
t_{vmax}	4.543	4.543	4.543
v_{max}	-0.871	-1.128	-1.237
$\dot{v}$	0.014	-0.401	-0.844
Q	-8540.90	-5964.80	-2253.30
F_{xi}	-2576.10	-3711.50	-2253.30
m	4.771	4.707	2.877
$\ddot{v}'_{abs}$	-539.92	-788.47	-783.30
$\ddot{v}_{abs}$	535.41	787.82	783.88
F_{abs}	2554.60	3708.46	2254.98

Figura E.5: Comparación aceleraciones

Para el resto de prototipos se aplica exactamente el mismo procedimiento, el resultado obtenido se resume en las *tablas E.2 y E.3*.

Tabla E.2: Resumen aproximación aceleración absoluta de respuesta en prototipo N6

Variable	Piso					
	1	2	3	4	5	6
t_{vmax}	4.600	4.600	4.600	4.600	4.600	4.600
v_{max}	-1.70	-2.30	-2.71	-3.00	-3.16	-3.21
$\dot{v}$	-0.61	5.20	13.26	22.72	30.77	36.20
Q	-19624.00	-14776.00	-10310.00	-6817.60	-3997.00	-1019.20
F_{xi}	-4848.00	-4466.00	-3492.40	-2820.60	-2977.80	-1019.20
m	4.862	4.775	4.749	4.739	4.718	2.881
$\ddot{v}'_{abs}$	-997.05	-935.37	-735.34	-595.24	-631.20	-353.78
$\ddot{v}_{abs}$	1018.20	928.49	723.87	582.73	608.20	333.36
F_{abs}	4950.82	4433.13	3437.92	2761.30	2869.29	960.37

Tabla E.3: Resumen aproximación aceleración absoluta de respuesta en prototipo N9

Variable	Piso								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
t_{vmax}	2.397	2.397	2.397	2.397	2.397	2.397	2.397	2.397	2.397
v_{max}	0.95	1.55	1.91	2.03	2.01	1.95	1.85	1.77	1.77
$\dot{v}$	0.33	-8.88	-22.25	-31.66	-31.39	-25.15	-18.54	-8.54	4.81
Q	21244	15562	8822	2845	-487	-1540	-2442	-1692	-64
F_{xi}	5682	6740	5977	3331	1053	902	-749	-1628	-64
m	3.934	3.843	3.813	3.785	3.765	3.751	3.747	3.747	2.293
$\ddot{v}'_{abs}$	1444	1754	1568	880	280	240	-200	-435	-28
$\ddot{v}_{abs}$	-1515	-1754	-1523	-821	-253	-242	228	431	-29
F_{abs}	-5958	-6741	-5808	-3108	-954	-908	854	1615	-66

La comprobación expuesta en los párrafos anteriores, y ejemplificada con un caso concreto, se llevó a cabo para cada una de las plantas de los modelos investigados y para cada terremoto utilizado. Los resultados se muestran en las figuras E.6, E.7 y E.8 siguientes, correspondientes a los prototipos N3, N6 y N9 respectivamente.

Figura E.6: Aproximación aceleración absoluta de respuesta para registros de campo lejano o no- impulsivos para una V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años, prototipo N3

Figura E.7: Aproximación aceleración absoluta de respuesta para registros de campo lejano o no-impulsivos para una V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años, prototipo N6

Figura E.8: Aproximación aceleración absoluta de respuesta para registros de campo lejano o no- impulsivos para una V_D correspondiente a un período de retorno de 475 años, prototipo N9

En las *figuras E.6, E.7 y E.8* se puede apreciar que las curvas prácticamente se superponen, para muy pocos registros las aceleraciones se desvían ligeramente, se ha visto que en el peor de los casos la diferencia está por debajo del 5%. El resultado obtenido indica que los modelos numéricos empleados para representar el comportamiento cíclico no lineal de los elementos estructurales y de los disipadores ha funcionado correctamente y que el incremento de tiempo empleado en los cálculos dinámicos era adecuado.

Anexo F: Factor de escala y selección de registros para el análisis de resultados

Tabla F.1: Respuesta prototipo N3 para registros de campo lejano o no impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm/s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm/s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Morgan Hill-G. Array #3		0.68	108.12		0.8712	3.49
2	Tabas-Ferdows		0.45	107.53		0.7640	4.83
3	Friuli-Conegliano		0.49	108.93		1.0138	7.08
4	Friuli-Barcis		0.63	108.19		1.1824	21.12*
5	Northridge-B. Hills		0.63	109.71		1.2249	1.01
6	Kobe-K. University		0.97	107.24		1.2608	3.11
7	San Fernando-C. Springs		0.55	108.74		1.0859	20.34*
8	Victoria-Mex. Sahop C.F		0.60	105.79		1.2637	8.70
9	Chalfant Valley-02		0.74	105.95		1.3733	7.71
10	Loma Prieta-BRAN		0.51	106.55		0.9845	1.02
11	N. Palm Spring-Anza		0.55	108.23		1.2294	5.68
12	Whittier-Anaheim		0.53	107.29		0.8622	9.07
13	Coalinga-P. Cholame		0.75	106.76		1.5255	10.83*
14	LAquila-Bazzano		0.80	109.62		1.7790	11.49*
15	Gazli USSR-Karakyr		0.78	105.70		1.0645	1.11
16	Nahanni Canada-Site 1		1.27	105.61		1.5213	1.06
17	Sierra M.-P. USGS Office		0.63	108.33		1.6056	3.59
18	Erzican T.-Erzincan		0.85	107.71		1.7485	1.71
19	Lytle Creek-S. Anita Dam		1.26	108.72		1.8523	24.48*
20	Bishop-McGee Creek		1.55	108.60		1.5074	17.50*
21	Dinar-Dinar		0.57	107.10		1.2393	2.05
22	Anza-Anza P. F		2.38	109.67		1.6867	23.99*
23	Big Bear-LA Purdue Ave		0.46	107.86		1.0431	20.19*
24	Double Springs-Woodfords	107.59	0.66	108.14	2.128	1.2652	7.58
25	Double Springs-Woodfords		0.51	107.58		1.0729	8.35
26	Dursunbey-Dursunbey		1.13	106.29		2.2097	3.93
27	Hector Mine-Anza		0.59	108.40		1.1717	16.58*
28	Kozani-Karpero		0.60	108.24		1.4284	3.18
29	Livermore-F. M. San Jose		0.75	106.14		1.2843	16.79*
30	Mammoth L. 06-Fish and G		0.85	108.02		2.0980	2.26
31	Manjil-Abhar		0.46	108.57		1.0412	2.20
32	Oroville-O. Seismograph Sta		1.05	109.16		1.2773	11.91*
33	San Simeon-D. C. Power Plant		0.69	107.33		2.0340	14.84*
34	Santa Bárbara-C. Dam Toe		0.97	108.19		1.8671	13.49*
35	Spitak-Gukasian		0.76	107.38		1.2217	4.36
36	Taiwan SMART(5)-SMART1 M03		0.73	106.25		1.9852	11.75*
37	Izmir-Izmir		1.16	108.99		2.4103	2.78
38	Hollister 03-S. Juan B. 24 P. St		0.62	106.57		0.9451	13.34*
39	Alajuela PCC-N00E		1.05	105.48		1.8918	4.40
40	Alajuela PCC-N90E		1.22	106.00		2.9355	4.10
41	Alajuela CH-N00E		0.80	106.48		1.1148	4.51
42	Alajuela CH-N90E		0.96	109.20		2.1004	4.28
43	Alajuela UCRSR-N00E		0.71	108.09		2.0152	4.22
44	Alajuela UCRSR-N90E		0.71	107.39		1.4381	3.93
45	Alajuela EINS-N90E		1.00	109.54		2.8484	6.09
46	Alajuela G-N00E		0.92	107.71		2.3537	5.47
47	Cobano CA-N90E		0.83	107.83		2.6509	4.82
48	Pejibaye-N00E		0.68	107.53		2.2814	3.32

Nota aclaratoria sobre registros de campo lejano: Luego de haber hecho el descarte por tener un factor de escala superior a 10*, se excluyeron también aquellos registros que proporcionaban una respuesta muy alejada o distorsionada respecto a la de la gran mayoría de registros.

Tabla F.2: Respuesta prototipo N6 para registros de campo lejano o no impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm/s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm/s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Morgan Hill-G. Array #3		0.65	96.19		1.6974	3.34
2	Tabas-Ferdows		0.48	96.87		0.7422	5.16
3	Friuli-Conegliano		0.32	97.26		0.7898	4.63
4	Friuli-Barcis		0.96	96.40		1.6321	32.18*
5	Northridge-B. Hills		0.60	97.17		1.4830	0.97
6	Kobe-K. University		0.60	98.03		1.6176	1.92
7	San Fernando-C. Springs		0.32	97.43		0.6985	11.84*
8	Victoria-Mex. Sahop C.F		0.39	96.08		0.8543	5.65
9	Chalfant Valley-02		0.66	97.52		1.6243	6.88
10	Loma Prieta-BRAN		0.41	98.55		1.0398	0.82
11	N. Palm Spring-Anza		0.90	98.04		1.2674	9.30
12	Whittier-Anaheim		0.31	95.35		0.9938	5.31
13	Coalinga-P. Cholame		0.44	97.42		1.7259	6.36
14	LAquila-Bazzano		0.72	98.59		2.4592	10.34*
15	Gazli USSR-Karakyr		0.61	97.49		1.6348	0.87
16	Nahanni Canada-Site 1		1.09	97.22		1.8261	0.91
17	Sierra M.-P. USGS Office		0.40	98.58		1.5654	2.28
18	Erzican T.-Erzincan		0.62	97.79		1.4987	1.25
19	Lytle Creek-S. Anita Dam		1.84	97.02		2.3784	35.75*
20	Bishop-McGee Creek		1.64	97.91		1.4521	18.52*
21	Dinar-Dinar		0.35	96.98		1.0232	1.26
22	Anza-Anza P. F		2.34	99.14		2.4437	23.59*
23	Big Bear-LA Purdue Ave		0.41	96.62		1.4513	17.99*
24	Double Springs-Woodfords	97.29	0.36	97.67	1.773	0.9775	4.13
25	Double Springs-Woodfords		0.34	96.98		1.5632	5.56
26	Dursunbey-Dursunbey		1.09	98.45		2.1292	3.79
27	Hector Mine-Anza		0.72	98.59		1.9362	20.23*
28	Kozani-Karpero		0.53	97.25		1.4306	2.81
29	Livermore-F. M. San Jose		0.50	99.09		1.3522	11.20*
30	Mammoth L. 06-Fish and G		1.15	97.10		1.4711	3.05
31	Manjil-Abhar		0.22	96.85		0.8323	1.05
32	Oroville-O. Seismograph Sta		1.72	96.82		1.1606	19.50*
33	San Simeon-D. C. Power Plant		0.54	98.34		1.4365	11.61*
34	Santa Bárbara-C. Dam Toe		0.78	98.37		1.6234	10.85*
35	Spitak-Gukasian		0.44	97.73		1.7140	2.53
36	Taiwan SMART(5)-SMART1 M03		0.45	98.31		1.3678	7.24
37	Izmir-Izmir		2.02	98.59		2.7491	4.85
38	Hollister 03-S. Juan B. 24 P. St		0.48	97.70		0.9862	10.33*
39	Alajuela PCC-N00E		0.71	96.47		1.6150	2.98
40	Alajuela PCC-N90E		1.13	99.14		3.1117	3.80
41	Alajuela CH-N00E		0.73	98.56		1.4745	4.11
42	Alajuela CH-N90E		0.92	96.22		1.3969	4.10
43	Alajuela UCRSR-N00E		1.03	96.73		1.5788	6.12
44	Alajuela UCRSR-N90E		0.67	97.76		1.8973	3.71
45	Alajuela EINS-N90E		0.76	97.13		2.2635	4.63
46	Alajuela G-N00E		0.90	96.30		2.7683	5.35
47	Cobano CA-N90E		0.40	97.11		1.4083	2.32
48	Pejibaye-N00E		0.62	97.98		2.0836	3.02

Tabla F.3: Respuesta prototipo N9 para registros de campo lejano o no impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm/s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm/s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Morgan Hill-G. Array #3		0.76	93.62		0.9465	3.90
2	Tabas-Ferdows		0.40	91.39		0.8872	4.30
3	Friuli-Conegliano		0.60	92.47		1.0814	8.67
4	Friuli-Barcis		0.79	91.66		1.1678	26.48*
5	Northridge-B. Hills		0.67	91.56		1.3088	1.08
6	Kobe-K. University		0.38	93.77		1.6894	1.22
7	San Fernando-C. Springs		0.44	92.70		1.0335	16.27*
8	Victoria-Mex. Sahop C.F		0.43	91.14		1.3138	6.23
9	Chalfant Valley-02		0.73	91.24		1.0022	7.60
10	Loma Prieta-BRAN		0.30	91.65		0.8379	0.60
11	N. Palm Spring-Anza		0.71	92.92		1.4801	7.34
12	Whittier-Anaheim		0.43	93.09		1.5305	7.36
13	Coalinga-P. Cholame		0.29	93.88		1.3120	4.19
14	LAquila-Bazzano		0.63	91.01		1.7760	9.05
15	Gazli USSR-Karakyr		0.61	93.95		1.4509	0.87
16	Nahanni Canada-Site 1		1.06	91.71		1.1394	0.88
17	Sierra M.-P. USGS Office		0.47	90.94		1.9099	2.68
18	Erzican T.-Erzincan		0.73	91.15		3.2813	1.47
19	Lytle Creek-S. Anita Dam		1.72	92.18		1.8322	33.42*
20	Bishop-McGee Creek		2.72	91.23		1.4537	30.71*
21	Dinar-Dinar		0.32	93.24		1.1640	1.15
22	Anza-Anza P. F		2.65	94.52		2.5169	26.71*
23	Big Bear-LA Purdue Ave		0.32	91.68		0.9365	14.04*
24	Double Springs-Woodfords	92.71	0.43	93.61	1.688	1.4307	4.96
25	Double Springs-Woodfords		0.44	92.55		1.7516	7.12
26	Dursunbey-Dursunbey		1.26	92.52		2.0456	4.39
27	Hector Mine-Anza		0.57	94.53		1.2513	16.02*
28	Kozani-Karpero		0.48	92.80		2.2457	2.54
29	Livermore-F. M. San Jose		0.52	94.17		1.0828	11.64*
30	Mammoth L. 06-Fish and G		0.77	92.91		1.9390	2.05
31	Manjil-Abhar		0.26	92.62		1.1090	1.25
32	Oroville-O. Seismograph Sta		2.06	93.61		1.4585	23.36*
33	San Simeon-D. C. Power Plant		0.55	92.53		2.9321	11.83*
34	Santa Bárbara-C. Dam Toe		0.90	91.14		1.8387	12.52*
35	Spitak-Gukasian		0.36	92.10		1.7398	2.07
36	Taiwan SMART(5)-SMART1 M03		0.39	93.42		1.0316	6.27
37	Izmir-Izmir		3.36	92.84		1.4137	8.07
38	Hollister 03-S. Juan B. 24 P. St		0.48	92.61		1.2950	10.33*
39	Alajuela PCC-N00E		0.48	91.53		1.5109	2.01
40	Alajuela PCC-N90E		1.06	93.45		2.0668	3.56
41	Alajuela CH-N00E		0.64	92.50		2.1836	3.61
42	Alajuela CH-N90E		0.89	90.94		0.9993	3.97
43	Alajuela UCRSR-N00E		0.65	93.57		1.4851	3.86
44	Alajuela UCRSR-N90E		0.56	91.64		1.7163	3.10
45	Alajuela EINS-N90E		0.42	92.71		1.2743	2.56
46	Alajuela G-N00E		0.61	92.15		1.6361	3.63
47	Cobano CA-N90E		0.37	92.55		1.2349	2.15
48	Pejibaye-N00E		0.56	93.29		2.3893	2.73

Tabla F.4: Respuesta prototipo N3 para registros de campo cercano o impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm /s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm /s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Coyote Lake-G. Array #2		0.99	159.02		2.7342	5.19
2	Coyote Lake-G. Array #4		1.00	160.72		6.8351	3.97
3	Parkfield 02-S. Canyon 90		0.93	159.45		3.6197	4.42
4	Parkfield 02-S. Canyon 360		0.90	163.03		5.5031	2.58
5	Parkfield 02-S. Corral		1.92	158.40		6.6758	2.31
6	Parkfield 02-Chalome		1.60	164.11		6.1472	3.08
7	Duzce-IRIGM		0.62	162.64		2.0193	2.04
8	Duzce-Bolu		1.65	160.61		9.6481	2.05
9	Kobe-Takatori 0		0.84	161.01		3.9624	1.36
10	Kobe-Takatori 90		0.85	163.12		4.1303	1.27
11	Kobe-Takarazuka		1.19	159.28		7.4243	1.71
12	Kocaeli-Yarimca		0.86	162.60		3.0890	3.79
13	Kocaeli-Izmit		0.73	161.92		1.7432	4.42
14	Kocaeli-Arcelik		0.88	162.20		3.5192	6.56
15	Tabas Irán-Tabas L		0.75	161.73		2.4745	0.88
16	Tabas Irán-Tabas T		0.77	159.42		2.8222	0.89
17	Landers-Barstow		1.00	164.24		3.8197	7.67
18	ChiChi-NST		1.10	159.34		2.2771	3.52
19	Loma Prieta-S. Aloha 90		0.97	161.47		2.0449	1.89
20	Loma Prieta-S. Aloha 0		1.31	161.84		3.0642	4.02
21	Superstition-K. Road-270	161.38	0.72	160.23	5.3723	2.3388	6.32
22	Superstition-K. Road-360		0.97	160.26		5.7000	6.98
23	Imperial V.-El C. Array #10_320		0.87	159.70		3.8856	3.76
24	Imperial V.-El C. Array #10_50		0.83	159.52		3.8766	4.79
25	Imperial V.-Holtville		0.73	158.68		2.5180	3.30
26	Imperial Valley-Agrarias		1.22	162.72		5.7492	4.25
27	Irpinia 01-Sturno 270		0.87	164.49		3.8093	2.71
28	Irpinia 01-Sturno 0		0.66	158.37		2.7765	2.91
29	Irpinia 01-Bagnoli		1.10	164.46		6.9353	5.80
30	San Fernando-Pacoima		1.25	159.86		4.0897	1.03
31	San Salvador-N. G. Inst		1.16	161.10		10.4000	2.87
32	San Salvador-G. I. Center		1.16	162.21		5.3207	1.65
33	Northridge-Sylmar		1.23	158.57		5.8358	2.03
34	Northridge-LA dam		1.02	159.62		5.1203	2.39
35	Northridge-Rinaldi		0.92	162.07		9.2112	1.05
36	Cape Mend-Bunker Hill		0.84	161.77		5.4675	4.74
37	Cape Mend-C. Beach		1.01	160.84		5.7638	2.11
38	Christchurch- P.R.P. Sta		1.42	159.73		5.1661	2.38
39	Alajuela-N00E		0.73	159.36		2.6853	2.73
40	Alajuela-N90E		0.91	158.28		3.7949	2.15
41	Vara Blanca-N00E		1.08	160.62		2.7734	1.61
42	Vara Blanca-N90E		0.93	158.85		1.4872	1.50

Tabla F.5: Respuesta prototipo N6 para registros de campo cercano o impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm/s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm/s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Coyote Lake-G. Array #2		0.91	144.72		3.0586	4.77
2	Coyote Lake-G. Array #4		0.77	145.72		3.9359	3.06
3	Parkfield 02-S. Canyon 90		0.68	146.00		2.7407	3.23
4	Parkfield 02-S. Canyon 360		0.74	145.42		5.5200	2.12
5	Parkfield 02-S. Corral		1.67	145.73		5.9795	2.01
6	Parkfield 02-Chalome		1.27	146.05		6.1541	2.45
7	Duzce-IRIGM		0.56	146.63		1.8005	1.85
8	Duzce-Bolu		1.17	146.56		5.6701	1.45
9	Kobe-Takatori 0		0.64	143.60		2.8068	1.04
10	Kobe-Takatori 90		0.62	145.85		4.2187	0.92
11	Kobe-Takarazuka		1.14	143.64		5.7279	1.63
12	Kocaeli-Yarimca		0.57	147.25		2.4246	2.51
13	Kocaeli-Izmit		0.63	147.33		2.1331	3.81
14	Kocaeli-Arcelik		0.89	148.59		3.7082	6.63
15	Tabas Irán-Tabas L		0.79	144.14		1.7676	0.93
16	Tabas Irán-Tabas T		0.80	146.97		2.0994	0.93
17	Landers-Barstow		0.65	144.42		2.1939	4.98
18	ChiChi-NST		1.14	143.76		5.0843	3.65
19	Loma Prieta-S. Aloha 90		0.82	145.92		1.5961	1.59
20	Loma Prieta-S. Aloha 0		1.23	144.38		2.9263	3.77
21	Superstition-K. Road-270	145.99	0.75	148.72	4.4910	3.0092	6.59
22	Superstition-K. Road-360		0.69	146.10		3.7141	4.96
23	Imperial V.-El C. Array #10_320		0.70	143.78		3.3504	3.02
24	Imperial V.-El C. Array #10_50		0.60	143.14		2.8938	3.47
25	Imperial V.-Holtville		0.62	145.94		2.4933	2.80
26	Imperial Valley-Agrarias		0.94	143.33		1.2162	3.27
27	Irpinia 01-Sturno 270		0.71	145.96		6.1134	2.22
28	Irpinia 01-Sturno 0		0.48	146.74		2.0348	2.12
29	Irpinia 01-Bagnoli		1.00	145.09		2.8946	5.27
30	San Fernando-Pacoima		1.07	145.60		2.3207	0.88
31	San Salvador-N. G. Inst		0.90	145.50		9.1369	2.23
32	San Salvador-G. I. Center		1.07	147.29		5.1528	1.52
33	Northridge-Sylmar		0.83	145.11		2.4013	1.37
34	Northridge-LA dam		0.86	143.40		3.7463	2.02
35	Northridge-Rinaldi		0.75	145.43		7.8283	0.86
36	Cape Mend-Bunker Hill		0.58	144.02		4.1098	3.27
37	Cape Mend-C. Beach		0.98	143.40		4.4190	2.05
38	Christchurch- P.R.P. Sta		1.26	145.86		7.0769	2.11
39	Alajuela-N00E		0.51	143.57		2.4751	1.91
40	Alajuela-N90E		0.56	145.33		3.1479	1.32
41	Vara Blanca-N00E		1.44	145.17		2.3940	2.15
42	Vara Blanca-N90E		1.21	144.24		1.3068	1.95

Tabla F.6: Respuesta prototipo N9 para registros de campo cercano o impulsivos con período de retorno de 475 años

Nº registro	Registro	V_D (cm/s)	PGA_{ajuste} (g)	$V_D(t_0)$ (cm/s)	$\delta_{allow,1}$ (cm)	$\delta_{max,1}$ (cm)	λ
1	Coyote Lake-G. Array #2		1.15	140.67		3.1462	6.03
2	Coyote Lake-G. Array #4		0.61	139.82		6.6248	2.42
3	Parkfield 02-S. Canyon 90		0.49	139.47		3.2090	2.33
4	Parkfield 02-S. Canyon 360		0.56	140.17		3.6278	1.60
5	Parkfield 02-S. Corral		1.22	138.90		4.2671	1.46
6	Parkfield 02-Chalome		1.08	136.95		4.2779	2.08
7	Duzce-IRIGM		0.45	138.23		1.1062	1.48
8	Duzce-Bolu		0.95	141.78		7.3939	1.18
9	Kobe-Takatori 0		0.45	136.81		2.0645	0.73
10	Kobe-Takatori 90		0.58	138.84		2.7012	0.86
11	Kobe-Takarazuka		0.75	136.80		4.2238	1.08
12	Kocaeli-Yarimca		0.42	141.62		1.8688	1.85
13	Kocaeli-Izmit		0.52	137.61		1.7085	3.15
14	Kocaeli-Arcelik		1.05	139.45		4.4721	7.82
15	Tabas Iran-Tabas L		0.76	136.36		2.2997	0.89
16	Tabas Iran-Tabas T		0.65	139.48		2.0071	0.75
17	Landers-Barstow		0.80	138.06		3.9013	6.13
18	ChiChi-NST		0.94	137.80		1.6754	3.01
19	Loma Prieta-S. Aloha 90		0.71	137.29		2.6007	1.38
20	Loma Prieta-S. Aloha 0		1.32	137.08		3.3272	4.05
21	Superstition-K. Road-270	139.07	0.48	137.09	4.6058	2.8855	4.22
22	Superstition-K. Road-360		0.58	139.47		5.5775	4.17
23	Imperial V.-El C. Array #10_320		0.72	140.16		4.5504	3.11
24	Imperial V.-El C. Array #10_50		0.47	139.96		2.4817	2.71
25	Imperial V.-Holtville		0.67	136.51		2.7438	3.03
26	Imperial Valley-Agrarias		0.67	141.21		5.3394	2.33
27	Irpinia 01-Sturno 270		0.73	140.19		1.7876	2.28
28	Irpinia 01-Sturno 0		0.41	139.12		2.0888	1.81
29	Irpinia 01-Bagnoli		0.69	141.35		4.2477	3.64
30	San Fernando-Pacoima		0.93	136.92		2.5733	0.76
31	San Salvador-N. G. Inst		0.73	139.67		5.8675	1.81
32	San Salvador-G. I. Center		0.92	139.77		4.4464	1.31
33	Northridge-Sylmar		0.74	141.67		4.3071	1.22
34	Northridge-LA dam		0.71	136.67		4.3677	1.67
35	Northridge-Rinaldi		0.61	138.53		5.9256	0.70
36	Cape Mend-Bunker Hill		0.52	141.35		4.1005	2.93
37	Cape Mend-C. Beach		0.80	137.61		3.6982	1.67
38	Christchurch- P.R.P. Sta		1.19	139.79		4.0682	2.00
39	Alajuela-N00E		0.38	140.00		2.5904	1.42
40	Alajuela-N90E		0.54	141.61		4.1129	1.28
41	Vara Blanca-N00E		2.00	138.34		1.5400	2.98
42	Vara Blanca-N90E		2.58	139.40		1.9506	4.16

OBSERVACIÓN: A diferencia de los registros de campo lejano no hubo descarte para los registros de campo cercano puesto que proporcionaron un factor de escala menor que 10 en todos los casos (los tres prototipos). Esto corrobora la observación realizada de que registros con una $PGA_{base} \leq 0.1g$ son los que superan el límite de 10 establecido, y que por tanto deberían a priori ser descartados para análisis dinámicos directos. Estudios existentes en la literatura recomiendan valores del factor de escala distinto para registros de campo lejano y cercano respectivamente, de manera que los resultados obtenidos refrendan esas recomendaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akiyama, H. (1985). *Earthquake-resistant limit-state design for buildings*. Tokio: University of Tokyo Press.
- Akiyama, H. (1999). *Earthquake-resistant design method for buildings based on energy balance*. Tokio: Gihodo Shuppan Co., Ltd.
- Akiyama, H. (2003). *Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético*. (A. Benavent Climent, Trad.) Tokio, Japón, España: Editorial Reverte, S.A.
- Al-Chaar, G. (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. Washington, DC: US Army Corps of Engineers.
- Altuntop, M. A. (2007). *Analysis of building structures with soft stories*. Atilim University, Department of Civil Engineering.
- ASCE/SEI 41. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Asteris, P. (1 de August de 2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129(8), 1071–1079.
- ATC-13. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- Avila, J., Mollaioli, F., Lucchini, A., & Benavent-Climent, A. (2015). Intensity measures for the seismic response prediction of mid-rise buildings with hysteretic dampers. *Engineering Structures*, 102, 278–295.
- Bahmani, P., van de Lindt, J., Gershfeld, M., Mochizuki, G., Pryor, S., & Rammer, D. (2014). Experimental seismic behavior of a full-scale four-story soft-story wood-frame building with retrofits. I: Building design, retrofit methodology, and numerical validation. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1-14.
- Basili, M., & De Angelis, M. (2007). Optimal passive control of adjacent structures interconnected with nonlinear hysteretic devices. *Journal of Sound and Vibration* 301, 106-125.
- Benavent Climent, A., Morillas, L., & Vico, J. (2010). A study on using wide-flange section web under-out-of-plane flexure for passive energy dissipation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40, 473-490.
- Benavent Climent, A. (2007). An energy-based damage model for seismic response of steel structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1049-1064.
- Benavent Climent, A. (2009). A brace-type seismic damper based on yielding the walls of hollow structural sections. *Engineering Structures*, 32, 1113-1122.
- Benavent Climent, A. (May de 2011). An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 1385-1396.
- Benavent Climent, A., Oliver Saiz, E., & Donaire Avila, J. (2015). New connection between reinforced concrete building frames and concentric braces: shaking table tests. *Engineering Structures*, 96(2015), 7-21.
- Benavent-Climent, A. (2010). *Estructuras sismorresistentes*. Madrid: Maia Ediciones.
- Benavent-Climent, A., & Mota-Paez, S. (2017). Earthquake retrofitting of R/C frames with soft first story using hysteretic dampers: energy-based design method and evaluation. *Engineering Structures*, 137, 19-32.
- Benavent-Climent, A., Hoon Oh, S., & Akiyama, H. (1998). Ultimate energy absorption capacity of slit-type plates subjected to shear deformations. *Journal of Structural and Construction Engineering, AII*, 63 (503), 139-147.
- Benavent-Climent, A., Morillas, L., & Escolano-Margarit, D. (2014). Seismic performance and damage evaluation of a reinforced concrete frame with hysteretic dampers through shake-table tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 43(15), 2399-2417.

- Boomer, J., Acevedo, A., & Douglas, J. (2003). The selection and scaling of real earthquake accelerograms for use in seismic design and assesment. *In Proc. ACI Int. conf. seismic bridge design and retrofit*. La Jolla (California): American Concrete Institute.
- Buonopane, S., & White, R. (1999). Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. *Journal of Structural Engineering*, 125(6), 578–589.
- Capozucca, R. (2010). Experimental FRP/SRP-historic masonry delamination. *Composite Structures*, 92, 891-903.
- Casadei, P., Nanni, A., Alkhrdaji, T., & Thomas, J. (2005). Performance of Double-T Prestressed Concrete Beams Strengthened with Steel Reinforced Polymer. *Advances in Structural Engineering*, Volume 8(4), 424-442.
- CEC 2000. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción*. INEN.
- Chan, R., & Albermani, F. (2007). Experimental study of steel slit damper for passive energy dissipation. *Engineering Structures*, 30(4), 1058–1066.
- Chavez Morillo, J. (2004). *Instrumentación sísmica de edificios en la República Dominicana*. Santo Domingo: Secretario de Estado de Obras Públicas.
- Choi, H., & Kim, J. (2005). Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures*, 28, 304–311.
- Chou, U., & Uang, C. (2003). A procedure for evaluating seismic energy demand of frames structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 32, 229-244.
- Chrysostomou, C., & Asteris, P. (2012). On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, 41, 385-402.
- Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999). Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices. *Preceedings of the 69th Annual Convention, SEAOC*. Sacramento, CA.
- CODIA. (2003). *Evaluación post-sismo en la República Dominicana*. Santiago: Capítulo de Riesgo, CODIA-Regional Norte.
- Crisafulli, F., & Carr, A. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), 69-77.
- Cuzzilla, R., Di Ludovico, M., Prota, A., & Manfredi, G. (2010). Seismic rehabilitation of RC bridges by using FRP and SRP: case study of a bridge in the south of Italy. *ACI spring convention*. Chicago.
- Darwin, D., & Nmai, C. (August de 1986). Energy dissipation in RC beams under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 112(Nº 8).
- Dawe, J., & Seah, C. (1988). Lateral load resistance of masonry panels in flexible steel frames. *Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference*. Trinity College, Dublin, Ireland.
- De León, R. (2002). *Riesgo sísmico en la República Dominicana*. Santo Domingo: Academia de Ciencias.
- Della Corte, G., D'Aniello, M., Landolfo, R., & Mazzolani, F. (2011). Review of steel buckling-restrained braces. *Steel Construction*, 4(2), 85-93.
- Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L., & Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach . *European Journal of Enviromental and Civil Engineering*, 1059-1095.
- Dohare, D., & Maru, S. (2014). Seismic behavior of soft story buildings: a critical review. *International Journal of Engineering Research and General Science*, 35-39.
- Dolsek, M., & Fajfar, P. (2002). Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 1215–1230. doi:10.1002/eqe.154
- EMMDUE. (10 de Abril de 2013). *Advanced Building System*. Obtenido de <http://es.mdue.it/sistema-constructivo/productos/el-panel-emmedue/>

- EN 1998-1 2004 Eurocode 8. (2004). *Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules. seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardisation.
- EN 1998-3 2005 Eurocode 8. (2005). *Design of structures for earthquake resistance-part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. Brussels: European Committee for Standardisation.
- F. Zahrah, T., & J. Hall, W. (1984). Earthquake energy absorption in SDOF structures. *Journal of Structural Engineering*, 1757-1772.
- Fardis, M. (2009). *Seismic design, assesment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. Berlin: Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering.
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Redwood City, California: Applied Technology Council (ATC-43 Project).
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, ASCE.
- FEMA 366. (2001). *HAZUS®99 Estimated annualized earthquake losses for the United States*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 547. (2006). *Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*. California: Rutherford & Chekene (R & C) Consulting Engineers and National Institute of Standards and Technology (NIST).
- FEMA P-58-1. (September de 2012). *Seismic performance assessment of buildings volume 1 – methodology*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Fisco, N., & Adeli, H. (2011a). Smart structures: Part I—Active and semi-active control. *Scientia Iranica*, 275–284.
- Fisco, N., & Adeli, H. (2011b). Smart structures: Part II — Hybrid control systems and control strategies. *Scientia Iranica*, 285–295.
- Ghosh, S., & Collins, K. (2006). Merging energy-based design criteria and reliability-based methods: exploring a new concept. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1677-1698.
- Goutam , M., & Sudhir, K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Engineering Research Institute*, 24(3), 701–723.
- Habibi, A., Chan, R., & Albermani, F. (2012). Energy-based method for seismic retrofitting with passive energy dissipation systems. *Engineering Structures*, 77-86.
- Hardwire LLC, H. (15 de January de 2012). *Hardwirw Armor Systems*. Obtenido de <https://www.hardwirellc.com/>
- Hiraishi, H., Midorikawa, M., Teshigawara, M., & Gojo, W. (1998). Development of permormance-based building code in Japan. In *Proccedings of the 30th joint meeting of the US-Japan Cooperative program in natural resources*.
- Huang, X., Birman, V., Nanni, A., & Tunis, G. (2004). Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites. *Composites: Part B*, 36, 73-82.
- Hwang, T.-H., & Scribner, C. (1984). R/C member cyclic response during various loadings. *Journal of Structural Engineering*, 110(3), 477-489.
- Ichikawa, Y., Okayasu, T., Nakamura, H., Yamada, S., & Wada, A. (2005). Experimental study on joint of seismic retrofitting brace for steel structures using shear-key plate adhered to concrete slab. *Journal of Structures Construction Engineering*, 133-140.
- Kadas, K. (2006). *Influence of idealized pushover curves on seismis response* . Middle East Technical University.
- Kanno, H., Nishida, T., & Kobayashi, J. (2014). Substructure pseudo-dynamic test on seismic response control of soft-fisrt-story buildings. En A. Ilki, & M. Fardis, *Seismic Evaluation and Rehabilitation of Structures, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* (Vol. 26, págs. 341-353). Springer International Publishing Switzerland.

- Kent, D., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- Khashaee, P., Mohraz, B., Sadek, F., Lew, H., & Gross, J. (2003). *Distribution of earthquake input energy in structures*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Kim, Y., Fam, A., Kong, A., & El-Hacha, R. (2005). Flexural strengthening of RC beams using steel reinforced polymer (SRP) composites. *FRP Reinforcement for Concrete Structures SP 230-93. 1*, págs. 1647-1664. Farmington Hills, USA: ACI.
- Kim, Y., Fam, A., Kong, A., & El-Hacha, R. (2005). Flexural Strengthening of RC Beams Using Steel Reinforced Polymer (SRP) Composites. *Proceedings of the 7th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP). Reinforcement for Concrete Structures. 1*, págs. 1647-655. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute (ACI).
- L. Humar, J. (2002). *Dynamics of structures*. Ottawa, Canada: Swets & Zeitlinger B. V., Lise.
- Lee, S.-S., & Goel, S. (2001). *Performanced-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism*. Michigan : Rep. No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering .
- Leelataviwat, S., Goel, S., & Stojadinovic, B. (2002). Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1046-54.
- LIS. (10 de Junio de 2013). *Laboratorio de ingeniería sísmica*. Obtenido de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=Inicio>
- Lopez, A., Galati, N., Alkhrdaji, T., & Nanni, A. (2007). Strengthening of a reinforced concrete bridge with externally bonded steel reinforced polymer (SRP). *Composites: Part B*, 38, 429–36.
- López-Almansa, F., Yazgan, A., & Benavent-Climent, A. (August de 2013). Design energy input spectra for high seismicity regions based on Turkish registers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(4), 885–912.
- Lu, B., Silva, P., Nanni, A., & Baird, J. (2005). Retrofit for blast-resistant RC slabs with composite materials. *Proceedings of the 7th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP). Reinforcement for Concrete Structures* (págs. 1345-360). Farmington Hills, USA: American Concrete Institute (ACI).
- Madan, A., & Hashmi, A. (2014). Performance-based seismic retrofit of masonry infilled reinforced concrete frames using passive energy dissipation devices. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 8(12), 1327-1335.
- Mainstone, R. (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Volume 49 I*, págs. 57-90. doi:10.1680/iicep.1971.6267
- Mainstone, R., & Weeks, G. (1970). The influence of a bounding frame on the racking stiffnesses and strengths of brick walls. *Building Research Station*, 165-171.
- Manfredi, G. (July de 2001). Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 485 - 499.
- Manfredi, G., & Ascione, L. (2009). *Innovative materials for the vulnerability mitigation of existing structures*. Napoli, Italy.
- Manfredi, G., Polese, M., & Cosenza, E. (January de 2003). Cumulative demand of the earthquake ground motions in the near source. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1853-1865.
- Matlab R2015a, M. (5 de 3 de 2015). *Mathworks*. Obtenido de <https://es.mathworks.com/>
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M., & Nakashima, M. (2008). Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. *World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Mezzi, M. (2005). Enhancing the seismic performance of existing pilotis configuration. *9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*. Perugia.

- Mezzi, M., & Parducci, A. (2005). Preservation of existing soft-first-story configurations by improving the seismic performance. *3rd Int.Spec.Conf on The Conceptual Approach to Structural Design*. Singapore, August.
- Moehle, J., & Deierlein, G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13th World Conference for Performance-Based Earthquake Engineering*. Vancouver B.C., Canada.
- MOPC. (2011). *Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras*. Santo Domingo, República Dominicana.
- Nakano, T., Khampanit, A., Leelataviwat, S., & Njamsanjeim, C. (2013). A study on soft story RC frame strengtened with buckling restrained braces. *JCI Annual Convention in Nagoya*. Nagoya, Japan.
- Neris Guzman, K., Dominguez, J., Perez, J., Rodriguez, B., & Cano, E. (2010). Control de la edificación como medida de reducción de riesgo al desastre causado por sismos en la República Dominicana. *1er Congreso Iberoamericano de Ingeniería de Proyectos*, (págs. 309-319). Antofagasta, Chile.
- Newmark, N., & Hall, W. (1982). *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Research Institute.
- NZSEE. (2006). *Assesment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes*. Wellington, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Oviedo, J., & Duque, M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 105-120.
- Oviedo, J., Midorikawa, M., & Asari, T. (February de 2010). Earthquake response of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers. *Engineering Structures*, 32, 1735-1746.
- Parducci, A. (2005). A synergic dissipation approach to retrofit framed structures with a soft first story. *9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*. Kobe.
- Park, R. (1988). Ductility evaluation fron laboratory and analytical testing. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Enegineering, VIII*, págs. 605-616. Tokyo-Kyoto, Japan.
- Park, R., Negel Priestley, M., & Gill, W. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division*, 108(4), 929-950.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete ans masonry buildings* . Christchurch and San Diego: Jhon Wiley and Sons, Inc.
- PCA. (1999). *PCA notes on ACI 318-99 building code requirements for structural concrete wtih design applications*. Illinois: Portland Cement Association.
- PEER NGA-West2, P. (March de 2016). *PEER ground motion database*. Obtenido de Pacific Earthque Engineering Research Center: <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- Porter, K. (2003). An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology. *Ninth International Conference on Applications of Statistoc and Probability in Civil Engineering (ICASP9)* July 6-9. San Francisco.
- Priestley, M., & Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading . *ACI Structural Journal* , 61-76.
- Ramirez, C., & Miranda, E. (2009). *Building-specific loss estimation methods and tools for simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford: The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Reyes, J., & Kalkan, E. (2011). *Required number of records for ASCE/SEI 7 ground-motion scaling procedure*. Reston, Virginia: U.S. Geological Survey Open-File. Report 2011-1083.
- RPAS. (1979). *Recomendaciones provisionales para el análisis sísmico de estructuras*. Santo Domingo, República Dominicana.

- Ruiz-Garcia, J., & Miranda, E. (2006). Evaluation of residual drift demands in regular multi-storey frames for performance-based seismic assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(13), 1609-1629.
- Sahoo, D. R., & C. Rai, D. (2013). Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story. *Engineering Structures*, 56, 1933-1944.
- Sahoo, D. R., & C. Rai, D. (2013). Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story. *Engineering Structures*, 56, 1933-1944.
- San Bartolomé, Á. (19 de Abril de 2017). *Blog de investigaciones en concreto armado*. Obtenido de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/concretoarmado/>
- Saneinejad, A., & Hobbs, B. (1995). Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, 121(4), 634-650.
- Scribner, C., & Wight, J. (1980). Strength decay in reinforced concrete beams under load reversals. *Journal of Structural Division*, 106(4), 861-876.
- Shanmuga, P., Cinitha, A., Umesha, P., & Nagesh, R. (2014). Enhancing the Seismic Response of Buildings with Energy Dissipation Methods – An Overview. *Journal of Civil Engineering Research*, 17-22.
- Shome, N. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. PhD thesis, Stanford University.
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 1519–1534.
- SODOSISMICA. (2009). 9no seminario internacional de ingeniería sismorresistente. Santiago de los Caballeros, República Dominicana.
- Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., & Sun, J. (1997a). *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project*. Report No. SAC/BD-97-04.
- Soong, T., & Dargush, G. (1997). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. England: John Wiley and Sons Inc.
- Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 44, págs. 31-48. London: Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Symans, M., & Constantinou, M. (1999). Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 469–487.
- Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M., Kircher, C., Johnson, M., & McNamara, R. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3-21.
- Tehrani, Z., & Haj , N. (2008). Assessing seismic behavior of eccentrically braced frames (EBFs) due to near-field ground motions. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 1-8). October 12-17, Beijing, China.
- Teruna, D. R., Majid, T., & Budiono, B. (2014). The use of steel damper for enhancing the seismic performance of R/C frame with soft first story. *Journal of Civil Engineering Research*, 191-202.
- Tesfamariam, S., & Goda, K. (2015). Seismic performance evaluation framework considering maximum and residual inter-story drift ratios: application to npn-code conforming reinforced concrete buildings in Victoria, BC, Canada. *Frontiers in Built Environment*, 1-20.
- Toledo Espinoza, V. (2011). *Ingeniería sísmica basada en desempeño*. Peru: Comunidad Para la Ingeniería Civil.
- 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.
- UBC. (1997). *Structural engineering design provisions*. Falls Church, Virginia: Uniform Building Code. International Code Council.

- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, 1-23.
- Wen, Y. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 249–263.
- Wight, J., & Sozen, M. (1975). Strength decay of RC columns under shear reversal. *Journal of Structural Division, 1975(ST5)*, 1053-1065.
- Wikipedia. (18 de Septiembre de 2016). *Wikipedia*. Obtenido de https://en.wikipedia.org/wiki/Buckling-restrained_brace
- Wobbe, E., Silva, P., Barton, B., Dharani, L., Birman, V., & Nanni, A. (2004). Flexural capacity of RC beams externally bonded with SRP and SRG. *In: Proceedings of society for the advancement of material and process engineering*. symposium, Long Beach, CA.
- Yang, T., Moehle, J., & Stojadinovic, B. (2009). *Performance evaluation of innovative steel braced frames*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Zarnic, R., & Gostic, S. (1997). Seismic design methodologies for the next generation of codes. En P. Fajfar, & H. Krawinkler, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (págs. 335-46). Balkema: Rotterdam.