



Universidad
Nacional
de Córdoba

**FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS
FÍSICAS Y NATURALES**

PRÁCTICA SUPERVISADA

**"ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO
EN DESEMPEÑO (P.B.S.D) Y APLICACIÓN A
UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO"**

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

ALUMNO: GURAIIB, Joaquín

TUTOR INTERNO: ING. GERBAUDO, Guillermo

TUTOR EXTERNO: INGA. AGOSTINI, Magdalena

AÑO 2016

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Flavia y Eduardo, por el apoyo incondicional, la contención brindada, los consejos y toda la ayuda que me dieron desde un comienzo. Es en gran parte, por ellos, que pude llegar hasta este punto.

A mi abuela, Chichí, y mi hermana querida, por acompañarme día a día.

A los amigos que conocí en esta etapa. Los momentos experimentados nos hicieron crecer y aprender, juntos. Son una parte muy importante de mi carrera, y de mi vida. Facilitaron, en gran medida, todo. Nunca olvidaré esas juntadas de estudio. Me refiero a amigos que están desde el principio, Juancito, Nacho, Nico, Franco, Vale, Mauro, Luji, Mateo.

A todos ellos, muchas gracias.

RESUMEN

En esta práctica supervisada se aborda la metodología del diseño sísmico basado en desempeño, “PBSD” por sus siglas en inglés, que constituye una nueva filosofía de diseño que permite controlar que los daños que sufre una determinada construcción no superen los límites admisibles.

Este procedimiento se compone de una serie de pasos, cuyo objetivo principal es cuantificar el rendimiento de la estructura para cada intensidad sísmica analizada; lo que permitirá que el cliente, prevea las posibles pérdidas económicas y el tiempo que la estructura estará fuera de servicio.

En este trabajo se aborda en detalle las tareas necesarias para su implementación, se presentan las ventajas y las desventajas, y se intenta determinar para qué casos es favorable su aplicación. Esta metodología de diseño tiene cierta complejidad que requiere un nivel de análisis, de conocimientos teóricos, de juicio crítico y de experiencia profesional, acordes, para su correcta puesta en marcha.

Se presenta la secuencia para la realización del proceso de diseño PBSD, en forma esquemática. Se abordó en detalle los puntos más destacables y característicos del método, entre los que puede mencionarse, el análisis de la amenaza sísmica, los objetivos de desempeño, las metodologías basadas en desplazamientos y en fuerzas, la evaluación del rendimiento sísmico, y la cuantificación de daños y pérdidas económicas.

Por último, se intenta plasmar lo presentado a un caso práctico. El objetivo de ese punto es mostrar dicha secuencia de pasos, de forma simplificada, y presentar resultados para diferentes situaciones y objetivos.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN RENDIMIENTO (PBSD)	12
1.1. OBJETIVOS GENERALES Y PARTICULARES	12
1.2. ALCANCE.....	13
1.3. ORGANIZACIÓN DEL INFORME	13
1.4. INTRODUCCIÓN	14
1.5. CONCEPTO DE PBSD	15
CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y CARACTERÍSTICAS DE PBSD	18
2.1. INTRODUCCIÓN	18
2.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA	19
2.3. DEFINICIÓN DE MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO (PBSD)	20
2.4. DESCRIPCIÓN DE LOS PASOS PARA LA CORRECTA APLICACIÓN DEL MÉTODO	23
2.4.1. Análisis de sitio:	25
2.4.2. Prediseño de la estructura:	25
2.4.3. Amenaza sísmica:	25
2.4.4. Determinación de objetivos de rendimiento o desempeño (O.D. o P.O. por sus siglas en inglés):	26
2.4.5. Aplicación de algún método para determinar el corte basal de nuestra edificación:	29
2.4.6. Diseño por capacidad:	30
2.4.7. Evaluación del desempeño sísmico:	30
2.4.8. Análisis de resultados:	31
2.4.9. Corrección del diseño:	32
2.4.10. Cuantificación de pérdidas ante cada posible evento sísmico:.....	32
CAPÍTULO III: OBJETIVOS DE DESEMPEÑO (O.D)	33
3.1. INTRODUCCIÓN	33
3.2. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	33
3.2.1. Concepto de deriva de piso, y deriva límite.....	34
3.2.2. ¿Cómo seleccionar derivas límites?.....	35
CAPÍTULO IV: AMENAZA SÍSMICA	39
4.1. INTRODUCCIÓN	39

4.2. PELIGRO, VULNERABILIDAD Y RIESGO:	39
4.2.1. Evaluación de la amenaza:	42
4.2.2. Cuantificación de la Peligrosidad sísmica	43
4.2.3. Peligrosidad sísmica – Determinación probabilística.....	44
4.2.4. Períodos de retorno y tasas de excedencia propuestos por VISION 2000	46
4.3. ESPECTRO DE AMENAZA UNIFORME.....	47
4.3.1. Comportamiento de la estructura ante distintos sismos.....	47
4.3.2. Obtención de espectros de respuesta para distintos períodos de recurrencia:	47
CAPÍTULO V: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN FUERZAS Y EN DESPLAZAMIENTOS.	49
5.1. INTRODUCCIÓN	49
5.2. DEFINICIONES Y CARACTERÍSTICAS.....	50
5.3. DESVENTAJAS DE MÉTODOS BASADOS EN FUERZAS.....	51
5.4. DIFICULTADES PARA LA APLICACIÓN DE MÉTODOS BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	54
5.5. CONCEPTO UTILIZADO EN EL MÉTODO POR DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	54
5.6. DESCRIPCIÓN DE PASOS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD	55
CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	60
6.1. SINOPSIS.....	60
6.2. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA	61
6.3. MÉTODOS DE EVALUACIÓN.....	62
6.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD- DEMANDA	63
6.4.1. Concepto de capacidad	63
6.4.2. Fundamentos del método	64
6.4.3. Espectro de Capacidad	66
6.4.4. Espectro de demanda	68
6.4.5. Estimación de la respuesta sísmica máxima	69
6.6. MÉTODOS PARA OBTENER LA CURVA DE CAPACIDAD	71
6.6.1. Análisis Tiempo-historia	71
6.6.2. Análisis Pushover: descripción.....	72
CAPÍTULO VII: CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS ECONÓMICAS	76
7.1 INTRODUCCIÓN	76
7.2. CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS	76
7.2.1. Determinación del daño en edificios de hormigón armado (daño estructural).....	79
7.2.2. Determinación del daño en elementos no estructurales.....	79

CAPÍTULO VIII: APLICACIÓN PRÁCTICA DE LOS PASOS DEL PBSD A EDIFICIOS DE H°A°	82
8.1. COMENTARIOS DEL CAPÍTULO	82
8.2. OBTENCIÓN DE ESPECTROS.....	82
8.2.1. Espectros de respuesta elástico para diferentes períodos de retorno.	83
8.2.2. Espectros en formato ADRS:.....	87
8.2.3. Espectros en formato Sd Vs T:.....	89
8.3. ANÁLISIS DE CASOS – MATRIZ DE PERFORMANCE – OBTENCIÓN DE DERIVA.	91
8.3.1. Método de desplazamiento para performance: Seguridad de vida para sismo raro (caso A).....	92
8.3.2. Método de desplazamiento para performance: Seguridad de vida para sismo raro (caso B).....	99
8.3.3. Método de desplazamiento para performance: Operacional para sismo muy raro.	102
8.3.4. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 1 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):	103
8.3.5. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 2 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):	104
8.3.6. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 3 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):	106
8.5. RESULTADOS FINALES	108
CONCLUSIÓN.....	109
ANEXO A: CARACTERÍSTICAS E INFORMACIÓN DEL RIESGO DE MOVIMIENTO SÍSMICO.....	111
ANEXO B: ACTIVIDAD SÍSMICA EN ARGENTINA.....	114
ANEXO C: CURVAS DE FRAGILIDAD ESTRUCTURAL.....	116
ANEXO D: PÉRDIDAS ECONÓMICAS	123
MODELO DE CUANTIFICACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS DE HAZUS.....	123
ANEXO E: PUSH OVER. REQUISITOS PARA SU APLICACIÓN	137
ANEXO F: AGENCIAS DEDICADAS Y RECOMENDACIONES EXISTENTES.....	141
ANEXO G: OTROS RESULTADOS DEL MÉTODO POR DESPLAZAMIENTO	144
FÁBRICA (CASO A) – SISMO MUY RARO	144
HOSPITAL – SISMO MUY RARO.....	145
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.: Pasos de P.B.S.D.	24
Figura 2.2: relación V_b , deformación, % de reemplazo.	26
Figura 2.3: Matriz de desempeño.	29
Figura 3.1.: Deriva límite	34
Figura 3.2.: valores de desplazamiento en último piso, asociados al daño.	35
Figura 4.1.: definición de riesgo	40
Figura 5.1.: curvatura de fluencia según FBD y DDBD	52
Figura 5.2.: Pilas de puente de distinta rigidez	53
Figura 5.3.: concepto de método por desplazamiento	55
Figura 5.4.: deformación y desplazamiento en DDBD	57
Figura 5.5.: pasos del método por desplazamiento.	58
Figura 6.1.: cuadro conceptual de evaluación de desempeño	61
Figura 6.2.: Descripción del espectro de capacidad para determinar punto de demanda	65
Figura 6.3.: Mét. Del espectro de cap. Para 3 edificios de 2 pisos con diferentes niveles de diseño.	65
Figura 6.4.: Ejemplo de una curva de capacidad	66
Figura 6.5.: espectro de capacidad.	67
Figura 6.6.: Espectro de demanda sísmica	69
Figura 6.7.: Espectro de capacidad – demanda (según ATC 40)	70
Figura 6.8.: representación del análisis estático no lineal (pushover)	73
Figura 6.9.: Mecanismo de colapso formado	73
Figura 6.10.: curva de capacidad resistente para una estructura de un vano y un piso	74
Figura 7.1.: Esquema de cálculo del daño, de acuerdo al método del espectro de capacidad y las curvas de fragilidad, propuestas por Hazus.	78
Figura 8.1.: zonificación sísmica del caso práctico	83
Figura 8.2.: Espectro S_a Vs T (sismo raro).	85
Figura 8.3.: Espectro S_a Vs T (sismo frecuente)	86
Figura 8.4.: Espectro S_a Vs T (sismo ocasional)	86
Figura 8.5.: Espectro S_a Vs T (sismo muy raro)	87
Figura 8.6.: Espectro S_a Vs S_d (sismo muy raro)	88
Figura 8.7.: Espectro S_a Vs S_d (sismo raro)	88
Figura 8.8.: Espectro S_a Vs S_d (sismo ocasional)	88
Figura 8.9.: Espectro S_a Vs S_d (sismo frecuente)	89
Figura 8.10.: Espectro S_d Vs T (sismo muy raro)	89
Figura 8.11.: Espectro S_d Vs T (sismo raro)	90
Figura 8.12.: Espectro S_d Vs T (sismo ocasional)	90
Figura 8.13.: Espectro S_d Vs T (sismo frecuente)	90
Figura 8.14: Estructura del caso bajo análisis.	95

Figura 8.15.: Espectro Sd Vs T (sismo raro). Caso bajo análisis.....	98
Figura A.1.: Función de riesgo basado en escenario para un lugar y escenario sísmico determinado	112
Figura A.2.: Función de riesgo basada en escenario para un sitio, usando coordenadas cartesianas.	112
Figura B.1.: Placas tectónicas en Sudamérica / Corte A-B que indica la subducción de placa Nazca por debajo de la sudamericana.....	114
Figura C.1.: Ejemplo de curva de fragilidad	116
Figura C.2.: Factores para llegar a obtener as pérdidas de edificios.....	117
Figura C.3.: Distrib. De prob. Para respuesta estructural, expresada como deriva de entrepiso para una estructura e intensidad sísmica determinadas.....	119
Figura C.4.: Ejemplo de función de fragilidad para el comportamiento de un nudo viga columna	122
Figura D.1.: Inventario de relaciones para clases de edificios y ocupación	123
Figura E.1.: Modelo de plasticidad concentrada	137
Figura E.2.: Diagrama Momento curvatura	138
Figura E.3.: Relación momento curvatura de una viga	139
Figura E.4.: Modelo trilineal para el acero de Kent y Park para el hormigón confinado	139
Figura E.5.: Modelo elasto plasto para el diagrama momento curvatura	140
Figura E.6.: Condiciones de trabajo de un elemento.....	140

ÍNDICE DE TABLAS Y PLANILLAS

Tabla 2.1.: Parámetros de sismos de análisis establecidos por el comité Vision 2000	25
Tabla 2.2.: Definiciones de niveles de Performance, estados de daño y derivas asociadas	28
Tabla 3.1: Selección del tipo de código	36
Tabla 3.2: Clasificación edilicia	36
Tabla 3.3: nomenclatura de los sistemas estructurales considerados por Hazus	37
Tabla 3.4.: Relaciones de deriva en el umbral de daño estructural	38
Tabla 4.1.: Clasificación de los tipos de estr. según su clase de Vulnerabilidad	41
Tabla 4.2.: sismos recomendados por el comité VISION 2000	46
Tabla 4.3.: relaciones entre espectros de respuesta	48
Tabla 7.1.: Niveles de daño para elementos estructurales (FEMA) [3].....	77
Tabla 7.2.: Clasificación de elementos estructurales sensibles a deriva y aceleración.	80
Tabla 8.1.: Clasificación del sitio – influencia del suelo (CIRSOC 103)	84
Tabla 8.2.: Valores de a_s , C_a y C_v , para distintas zonas sísmicas y tipos espectrales (CIRSOC 103) [47].....	85
Tabla 8.3.: casos de análisis práctico – Matriz de desempeño	92
Tabla 8.4.....	93
Tabla 8.5.....	93
Tabla 8.6.....	94
Tabla 8.7.....	94
Tabla 8.8.....	96
Tabla 8.9.....	99
Tabla 8.10.....	99
Tabla 8.11.....	100
Tabla 8.12.....	101
Tabla 8.13.....	102
Tabla 8.14.....	103
Tabla 8.15.....	103
Tabla 8.16.: Probabilidad de excedencia para distintas categorías de estructuras [35]	104
Tabla 8.17.: Derivas límites para distintos niveles de intensidad de diseño [35].....	104
Tabla 8.18.....	105

Tabla 8.19.....	106
Tabla 8.20.....	107
Tabla 8.21.....	108
Tabla 8.22.: Matriz de decisión para posibles escenarios.....	108
Tabla B.1.: Sismos históricos en Argentina.....	115
Tabla D.1.: Clases de ocupación de edificios.....	125
Tabla D.2.: Costos de reparación estructural para el estado de daño completo (dólares por pie cuadrado).....	126
Tabla D.3.: Costos de reparación estructural para el estado de daño extenso (dólares por pie cuadrado).....	126
Tabla D.4.: Costos de reparación de acuerdo a los niveles de daño.....	129
Tabla D.5.: Porcentajes de costos de reparación para componentes no estructurales.....	130
Tabla D.6.: Costos de reparación estructural para componentes no estructurales sensitivos a la aceleración.....	131
Tabla D.7.: Valor del contenido del edificio como porcentaje del valor de reemplazo del mismo.....	133
Tabla D.8.: Tiempo de limpieza y reconstrucción de edificios (en días).....	135
Tabla G.1.....	144
Tabla G.2.....	145
Tabla G.3.....	146

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN RENDIMIENTO (PBSD)

1.1. OBJETIVOS GENERALES Y PARTICULARES

El objetivo general de esta práctica supervisada consiste en adquirir nociones del diseño sísmico basado en performance, sus ventajas, sus posibles aplicaciones y sus fundamentos. Este tema podría considerarse una ampliación de lo estudiado en la materia “Diseño de estructuras de hormigón armado”.

En lo que respecta a los objetivos particulares, se intenta obtener aptitudes para el análisis de antecedentes, y comprensión de un tópico de cierta complejidad (búsqueda de bibliografías en español e inglés, conocimiento de autores e investigadores reconocidos en la materia, y capacidad de discernir sobre la información relevante, entre otros aspectos). También se trata de aplicar los conocimientos adquiridos a un caso práctico, con la intención de no perder de vista la utilidad del tema. Puede destacarse la puesta en práctica del método de diseño sísmico basado en desplazamientos, y del análisis push over.

En síntesis, se ha planteado, para el desarrollo de la presente práctica, que se cumpla con los siguientes objetivos personales y profesionales:

- Analizar, discutir y entender los nuevos métodos de diseño sísmico.
- Entender e interpretar los resultados obtenidos de los modelos numéricos
- Entender y aplicar nuevos conocimientos sobre modelación no-lineal, etc.
- Mejorar el conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos y los efectos que provocan.
- Mejorar el entendimiento sobre las variables que influyen en el comportamiento sísmico.
- Deberá ser capaz de plasmar todos los resultados y consideraciones en un Informe Técnico, y transmitir los resultados obtenidos a otros profesionales y técnicos.

1.2. ALCANCE

Se pretende obtener nociones sobre la metodología de diseño basada en performance (PBSD). Debido a ello, es que se intentó plasmar lo más importante de cada elemento que lo compone, desde un punto de vista general.

En esta práctica supervisada no se realizó énfasis en análisis torsional, ni tampoco P-Delta. No se consideró la influencia de la fundación. Tampoco se intentó abordar en detalles temas puntuales, que podrían considerarse de nivel de posgrado. Es por ello que, en lo referente a método por desplazamientos, obtención de punto de desempeño de la estructura, curvas de fragilidad, etc., entre otros, sólo se da una fundamentación teórica conceptual. No se pretende dar una explicación detallada de cada uno de los pasos y de los puntos que compone esta metodología de diseño, debido a la gran complejidad y extensión que esto conllevaría.

1.3. ORGANIZACIÓN DEL INFORME

Para la presentación del informe, se decidió dividirlo en dos partes. La primera parte consta de características netamente teóricas (producto de la búsqueda de antecedentes e información), y que da los fundamentos necesarios para la aplicación del método. Consta de siete capítulos, en donde se da un marco teórico para poder comprender la utilidad de este diseño, se aborda, en pocos párrafos, la evolución histórica del análisis sísmico, se da una definición de la metodología, y se desarrolla cada uno de los pasos que lo conforman. En la segunda parte, se busca plasmar la información recabada, por medio de casos prácticos.

Realizar un solo ejercicio de forma continua en este método resultaría sumamente extenso y laborioso, por lo que se buscó aplicar cada uno de los pasos particulares a un caso práctico, sin perder de foco la razón y los resultados de cada uno de ellos. Finalmente, dentro de ese mismo apartado, se muestra cómo podría presentarse las conclusiones de lo desarrollado, tanto, hacia profesionales, como personas que no estén inmiscuidas en estos temas. Se intentó analizar distintas posibilidades, y comprender las razones de cada una de ellas.

1.4. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural sísmico es un tema importante para la vida del hombre. El Dr. Raúl D. Bertero en su tesis “Diseño Sismo Resistente Basado en la Performance” menciona: *“Los terremotos, son un tipo muy especial de evento natural, por ser eventos raros, de baja probabilidad de ocurrencia, cuyas consecuencias, cuando ellos ocurren, son enormes en términos de destrucción y sufrimiento. Los terremotos constituyen desastres naturales, cuyas características nos demuestran que las mayores pérdidas humanas y económicas, no son en sí debidas a los mecanismos sísmicos, sino a las fallas de las construcciones realizadas por el hombre: edificios, presas, puentes, sistemas de transporte, etc.”* [1]

El Dr. Roberto Aguiar, agrega: *“Desgraciadamente, o ventajosamente, el ser humano olvida muy pronto las lecciones nefastas que han dejado los sismos y en muy pocos años piensa que es una utopía la ocurrencia de un terremoto, como los registrados en Argentina en enero de 1985, o en Chile en marzo de 1985.”* [2]

Desde el primer código sísmico promulgado en Japón en los años 20 del siglo pasado, las filosofías para proyectar estructuras en zonas sísmicas han evolucionado desde el proyecto en régimen elástico, pasando por la admisión de deformaciones plásticas en la estructura bajo el sismo más severo esperable, hasta su estado actual orientado al control del daño. [3]

Los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) supusieron un antes y un después en la ingeniería sísmica y han actuado como detonador en el desarrollo de un nuevo concepto de diseño, conocido como proyecto sismorresistente basado en prestaciones (*Performance Based Seismic Design*, PBSD). [3]

El número de muertos en el sismo de Loma Prieta (1989) fue de 63, y 51 en el sismo de Northridge (1994). Cifras demasiado altas, que motivaron la revisión de la filosofía de diseño, por parte del Comité VISION 2000. [4]

El paradigma del PBSD se recoge por primera vez en el informe de 1995 elaborado por la SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) denominado *“Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering”*. El concepto innovador introducido en este documento no sólo consiste en prevenir el colapso de la estructura en caso de un terremoto severo, sino también en controlar los daños estructurales (en vigas, columnas, tabiques, etc) y los no estructurales (equipamientos, instalaciones, etc.) para diferentes niveles de la acción sísmica. [3]

Durante el terremoto de San Fernando (California, USA) de 1971 (magnitud $M_w = 6.7$) el centro médico Olive View en Sylmar (California), inaugurado unos pocos meses antes, fue casi completamente destruido. El hospital fue rediseñado en 1976 y reconstruido, utilizando tabiques de hormigón armado y de acero en el perímetro del edificio. Durante el terremoto de Northridge de 1994 (magnitud $M_w = 6.7$), el nuevo edificio resistió aceleraciones que alcanzaron los 2.8g en el piso superior sin ningún daño estructural

significativo. Sin embargo, el hospital tuvo que ser completamente evacuado y estuvo varios días fuera de funcionamiento debido a la rotura de sprinklers y cañerías de agua [4]. Este ejemplo demuestra, claramente, que el diseño para un objetivo de performance de “seguridad de vidas” en un movimiento sísmico de gran intensidad y ocurrencia rara no implica necesariamente que las instalaciones estarán completamente operacionales luego de un movimiento sísmico más frecuente y de menor intensidad. [3]

Si se considera el nivel de las pérdidas económicas por daños directos durante terremotos recientes: Loma Prieta 1989 (7.000 millones de U\$S); Northridge 1994 (30.000 millones de U\$S), Kobe 1995 (200.000 millones de U\$S), resulta claro que una cantidad tan grande de pérdidas en estos eventos de ocurrencia relativamente frecuente es inaceptable y el enfoque actual de los reglamentos que focaliza solamente en el objetivo de performance de “seguridad de vidas” no es suficiente. [5]

1.5. CONCEPTO DE PBSD

Luego del terremoto de Loma Prieta en 1989, se ha realizado numerosas investigaciones para mejorar los criterios de diseño sismo-resistente. Desde entonces, se viene enfatizando en la aplicación de los principios de “Diseño basado en Capacidad” y en la nueva filosofía de “Diseño por Desempeño”. [6]

El diseño basado en capacidad consiste en asegurar un mecanismo de falla dúctil y la concentración de daño en zonas especificadas. El diseño por desempeño o rendimiento (PBSD) propone varios objetivos a ser alcanzados en el diseño de la estructura. Cada objetivo tiene dos partes, la especificación de una amenaza sísmica y los criterios de desempeño que la estructura debe cumplir ante tal amenaza. [6]

En la forma de diseño tradicional se garantiza que el edificio no va a colapsar ante un sismo mayor y se entiende que ante sismos menores la estructura va a responder en el rango elástico o con ligero daño ante sismos moderados. Todos los controles que se realiza en el diseño están orientados exclusivamente al sismo mayor. Pero es importante cuantificar el desempeño que va a tener la edificación ante los sismos menores y moderados, para saber si no se va a producir graves pérdidas de capital e interrupción del servicio. [4] En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables de evaluación. [7]

En el diseño sísmico por desempeño lo que se desea es conocer los desplazamientos, distorsiones de piso y el comportamiento de cada uno de los elementos, ante sismos de pequeña magnitud que se van a repetir varias veces durante la vida de la estructura, o sismos de mayor magnitud que probablemente se registren una sola vez en el tiempo de vida de la edificación, o sismos más fuertes en los cuales la probabilidad de ocurrencia es menor. Lo cierto es que se persigue, ante diferentes eventos sísmicos de diferente

intensidad, conocer su desempeño en términos de índices de daño a nivel local y global de la edificación, cuantificar las pérdidas económicas que se va a generar ante estos eventos, y ver si son tolerables. En definitiva, con el diseño sísmico por desempeño lo que se busca es conocer más sobre el comportamiento de la estructura ante variadas acciones sísmicas. [7]

El aspecto que todavía no está suficientemente claro es la variable que mejor define el nivel de desempeño. Entre éstas tenemos el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio, la ductilidad, la deriva de piso (*drift*), la energía disipada, los índices de daño, etc. [7]

El enfoque más promisorio para desarrollar esa metodología es mediante la utilización de la llamada “*Ingeniería basada en la Performance*” (**PBE**, Performance-based Engineering). Su aplicación, al caso en que los riesgos sísmicos resultan predominantes, es conocida como “*Ingeniería Sísmica basada en la Performance*” (**PBSE**). Por su parte, una fase fundamental de la PBSE es el “*Diseño Sísmico basado en la Performance*” (**PBSD**, por sus siglas en inglés). A continuación, se describe estos conceptos brevemente: [6]

PBE es definido como la selección del criterio de diseño, los sistemas estructurales, dimensionamiento, y detallado de una estructura y sus componentes y contenidos no estructurales, la garantía y control de la calidad de la construcción y su mantenimiento a largo plazo, de modo que para niveles especificados de las acciones que pueden actuar sobre el edificio y con niveles definidos de confiabilidad, el edificio o instalación no sea dañado más allá de ciertos estados límites. PBE es un proceso que comienza con los primeros conceptos del proyecto y continúa a través de toda la vida útil del edificio. [5]

PBSE es definido como la aplicación de PBE a aquellos casos en los que los riesgos sísmicos son predominantes para el diseño. Por lo tanto, PBSE involucra el desarrollo del diseño, construcción y mantenimiento, de modo que los edificios resistan movimientos sísmicos de diferentes intensidades con niveles de daño especificados. [5]

PBSD es el subconjunto de actividades del PBSE que corresponden al proceso de diseño. Por lo tanto, el mismo incluye la identificación de los riesgos sísmicos, la selección de los niveles de performance y objetivos de diseño, la evaluación de la adecuación del sitio de emplazamiento, el diseño conceptual, el diseño numérico preliminar, el diseño final y sus verificaciones de aceptabilidad, la revisión del proyecto, la especificación de los procedimientos de garantía de calidad a ser desarrollados durante la construcción y el monitoreo a lo largo de la vida útil del edificio. En este contexto, el término “diseño” se aplica al edificio completo incluyendo la fundación, los componentes no estructurales, sus contenidos, y el equipamiento e instalaciones. [5]

Al propietario de un Proyecto se le debe presentar varias alternativas estructurales y hacerle conocer el desempeño que va a tener cada una de ellas ante diferentes sismos, que sepa el Índice de Desempeño que se obtiene, el Índice de Daño y el Costo de Reparación de daños. Mientras más conozca sobre el desempeño que se espera de cada una de las alternativas, mejor será la posible solución a elegir. [2]

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de forma tal que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites [8]. Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos [10]. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio, afectado por un movimiento sísmico, y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras, e incluso a sus componentes no estructurales y contenido [9].

CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y CARACTERÍSTICAS DE PBSD

2.1. INTRODUCCIÓN

Los objetivos básicos de diseño sismorresistente consisten en evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de esas construcciones y que, además, éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir, aquéllos que son frecuentes en la mencionada época funcional. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características, en diversas partes del mundo, sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. En particular, es relevante mencionar los daños importantes en edificaciones de hormigón armado que se ha observado en terremotos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos movimientos, pero que han llevado al colapso de estructuras, o a daños en elementos estructurales o no estructurales. En este último caso, incluso cuando los daños sólo ocurrieron en elementos no estructurales, fueron de tal magnitud que impidieron el uso de la edificación un tiempo considerable, hasta que se llevó a cabo las reparaciones o refuerzos necesarios. [11]

El mal desempeño sísmico de estructuras sismo-resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Esto demostró que los procedimientos de diseño basados en análisis elásticos y fuerzas son difíciles de relacionar con el desempeño estructural ya que no resultan adecuados para predecir el rendimiento sísmico de las edificaciones. [11] Es así que, como parte de un replanteo, la comunidad internacional de Ingeniería Estructural ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación, basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras Sismorresistentes. La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido, dentro de este contexto, como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las necesidades, cada vez más complejas, de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estará basada en ella. [11]

Esta toma de conciencia ha dado lugar al desarrollo de un gran número de filosofías de diseño sísmico alternativas, basadas más en capacidad de deformación que en fuerzas. Esta filosofía es denominada usualmente “Basada en Rendimiento, o desempeño, o Performance”. Pensamiento, que puede variar desde enfoques relativamente estrechos de diseño estructural, destinados a producir estructuras seguras con riesgo uniforme de daño

bajo los niveles de sismicidad especificados; hasta enfoques más ambiciosos que buscan también combinar los datos financieros asociados con la pérdida de uso (lucro cesante), reparación y un punto de vista basado en el cliente (en lugar del análisis de un código específico) a un riesgo aceptable. [12]

2.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA

Aunque los criterios prescriptivos de los códigos de construcción modelo son intentos de dar lugar a edificios capaces de proporcionar ciertos niveles de rendimiento, la capacidad de desempeño real de los diseños individuales de construcción no se evalúa como parte del proceso de diseño en los códigos tradicionales. Como resultado, esta característica mencionada de edificios diseñados para criterios prescriptivos puede ser variable y, para un edificio dado, puede no ser conocida específicamente. El rendimiento de algunos edificios diseñados para estos criterios prescriptivos puede ser mejor que los estándares mínimos previstos por el código, mientras que el desempeño de otros podría ser peor (no sería algo predecible). [13]

El desarrollo de criterios de diseño sísmico es un proceso continuo de mejora. Los terremotos en la primera parte del siglo 20 (por ejemplo, los terremotos de 1925 en Santa Bárbara y 1933 de Long Beach) condujeron a la elaboración de reglamentos para establecer niveles mínimos de resistencia lateral. En la última parte del siglo 20, se suscitaron eventos sísmicos que permitieron un gran aprendizaje en la materia, como el sismo de 1971 en San Fernando, lo cual ha llevado a la concientización de que, además de la fuerza, sea necesario para los edificios tener la capacidad de deformar sin falla catastrófica (una característica conocida como ductilidad). [13]

El diseño para resistencia sísmica ha sido objeto de una revisión crítica en los últimos años, con un énfasis que mutaba de "resistencia (fuerza)" a "desempeño". Para la mayor parte de los últimos 70 años (el período durante el cual los códigos requirieron cálculos de diseño específicos para la resistencia sísmica) resistencia y rendimiento han sido considerados como sinónimos. Sin embargo, en los últimos 25 años ha habido un cambio gradual de esta posición, con la comprensión de que el aumento de la resistencia no puede mejorar la seguridad, ni necesariamente reducir el daño. El desarrollo de los principios de "diseño por capacidad" en Nueva Zelanda en la década de 1970 (Park y Paulay, 1976) fue una expresión de la conciencia de que la distribución de la fuerza a través de un edificio era más importante que el valor absoluto del corte basal (V_b) de diseño. Se reconoció que un edificio constituido por pórticos (o marcos) tendría un mejor desempeño bajo la acción sísmica si se pudiera estar seguro de que se producirían rótulas plásticas en las vigas y no en columnas (mecanismo de viga débil / columna fuerte), y si la resistencia al corte de los miembros superara el cortante correspondiente a la resistencia flexional. Esto puede ser identificado como el verdadero punto de partida del "diseño sísmico basado en rendimiento (PBSD)", en el que el desempeño general del edificio se controla como una función del proceso de diseño. [14]

En 1992 se inició esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000. De manera paralela empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía. Es así que en este país se llevan a cabo discusiones importantes, desde principios de los noventa, acerca de la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la filosofía de diseño por desempeño en su Código de Diseño Sísmico. [11]

2.3. DEFINICIÓN DE MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO (PBSD)

En este trabajo se consideró como sinónimos a las palabras prestaciones, performances, rendimientos, y desempeños.

Definición de “Desempeño”: es una declaración cualitativa de una necesidad humana, usualmente, bajo la forma de un atributo, que una entidad física, proceso o persona debe poseer y demostrar. Podemos agregar que las nociones de caracterización, medida y predicción son conceptos fundamentales y necesarios para enunciar dicha declaración.

La agencia FEMA, en su publicación FEMA 415 (2008) “*Next generation Performance based seismic design guidelines*” define: “El diseño sísmico basado en desempeño evalúa (desde etapa de proyecto) cómo se comportará un edificio, dado el peligro potencial que es probable que experimente, teniendo en cuenta las incertidumbres inherentes a la cuantificación del riesgo y la incertidumbre potencial en la evaluación de la respuesta real del edificio. Permite el diseño de nuevos inmuebles, o la mejora de edificios existentes con una comprensión realista del riesgo de bajas, interrupción de la ocupación, y pérdidas económicas que pudiera ocurrir como resultado de futuros terremotos.” [13]

El diseño de un edificio de hormigón armado no termina cuando se ha obtenido las secciones y la armadura horizontal y vertical de sus elementos. Al contrario, ahí se inicia la verificación del desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener esa estructura ante diferentes sismos. Es muy probable que al verificar el desempeño se encuentren deficiencias en la estructura y se está a tiempo de corregirlas y optimizar el funcionamiento de la edificación. No hacerlo, a pesar de contar con un gran desarrollo informático, con los resultados de un gran conjunto de ensayos de laboratorio, y con una vasta cantidad de contribuciones científicas, sería un trabajo incompleto [15]

El diseño sísmico basado en desempeño (PBSD) puede ser usado para:

- Diseño de edificios individuales con un alto nivel de confianza, que permitirá lograr el rendimiento buscado por los códigos de edificación actuales.

- Diseño de edificios individuales que sean capaces de conseguir los objetivos de performance buscados, pero con menores costos constructivos.
- Diseño de edificios individuales para alcanzar un rendimiento más alto (y menos potencial de pérdidas) que los intentos promulgados por los códigos de edificios actuales.
- Diseñar edificios individuales que quedan fuera de los límites del código prescrito, en cuanto a la configuración, materiales y sistemas para satisfacer la performance perseguida por los códigos actuales de construcción.
- Evaluar el potencial rendimiento sísmico de estructuras existentes y estimar el potencial de pérdidas para el momento en que se presentara la acción sísmica. [16]
- Evaluar el potencial rendimiento de los requerimientos actuales de reglamentos prescriptivos para edificios nuevos y servir de base para mejoras. [17]

Las ventajas de PBSB con respecto a las metodologías usadas en los códigos de diseño sísmico actuales podrían resumirse en:

- Se consideran múltiples niveles de riesgo sísmico con un énfasis en la transparencia de los objetivos de desempeño.
- El rendimiento del edificio es garantizado a través de límites de deformación inelástica, junto con la resistencia y ductilidad.
- El diseño sísmico es orientado por los objetivos de rendimiento interpretados por parámetros ingenieriles, como criterio de performance.
- Es un método de análisis, a través del cual, el comportamiento estructural, en particular el comportamiento no lineal, se obtiene racionalmente.
- El edificio cumplirá los objetivos de rendimiento establecidos de forma fiable con confianza aceptada.
- El diseño asegurará el mínimo costo de “ciclo de vida”. [17]

El DSBD (o PBSB) abarca tres fases bien delimitadas y características del mismo:

- 1) **Fase Conceptual:** etapa enfocada en la concepción de una solución estructural y no estructural para el problema de diseño planteado. Su primer paso consiste en el planteo de los objetivos de diseño, que deben reflejar, de manera clara, las expectativas que surgen de la construcción de la obra. Luego, se establece, acorde a la sismicidad del sitio, si la obra es técnica y económicamente viable. [18]

De ser viable, el ingeniero estructural debe plantear el Diseño Conceptual de acuerdo con los objetivos de diseño y con las características de los movimientos sísmicos esperados. Durante el Diseño Conceptual deben establecerse la configuración global de la construcción, la configuración estructural, los sistemas y materiales estructurales, el sistema de cimentación y el tipo de elementos no estructurales y su conexión a la estructura. [18]

La fase conceptual, constituye la médula espinal de este nuevo marco a través de la definición de los niveles de desempeño, los niveles de amenaza y el desempeño esperado de la edificación. Se destaca dos propuestas que impulsan el desarrollo de este marco conceptual: el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996). Ambas propuestas difieren en detalles, pero se fundamentan en los

mismos conceptos, siendo aplicables no sólo a edificios, sino que pueden ser extendidos a otros tipos de estructuras. [18]

- 2) **Fase Numérica:** que involucra el dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales. Pueden distinguirse tres etapas durante la Fase Numérica de las metodologías de diseño que se han propuesto recientemente para controlar de manera explícita la respuesta dinámica de las estructuras: [18]
 - a) *Prediseño global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determina a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura, de manera que su respuesta dinámica global durante la excitación sísmica de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño.
 - b) *Diseño local preliminar.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determina, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales.
 - c) *Revisión del diseño.* Se ha planteado una serie de lineamientos para la revisión del diseño preliminar de la estructura a través de una serie de análisis estructurales con alto grado de refinamiento (especialmente si la estructura debe exhibir comportamiento plástico). [18]
- 3) **Implantación o implementación:** garantiza la calidad del diseño, mediante una revisión detallada e independiente. Además, el diseño por desempeño no puede ser exitoso sin un control de calidad adecuado durante la construcción de la estructura, y sin una supervisión adecuada y continua del mantenimiento, ocupación y función de la misma. [18]

Esto tiene como objetivo producir Sistemas Estructurales que sean factibles de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura. [11]

Como consecuencia de ello, se podría controlar el daño e interrupción del servicio de la estructura durante un sismo, mediante la consideración explícita de las deformaciones, para lo cual se debería contar con procedimientos más confiables para la determinación de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Esto es posible si para el temblor de diseño asociado con determinado nivel de daño estructural se conoce tanto la demanda máxima de desplazamiento lateral como la demanda acumulada de deformación plástica. Hay evidencias de que las capacidades de un edificio se deterioran cada vez que incursionan en su rango de comportamiento plástico. De ahí que el daño estructural dependa no solo de la magnitud de las demandas de deformación plástica, sino también de su secuencia de ocurrencia. [11]

2.4. DESCRIPCIÓN DE LOS PASOS PARA LA CORRECTA APLICACIÓN DEL MÉTODO

Como se mencionó en párrafos anteriores, los métodos de diseño sísmico basados en desempeño, en la mayoría de los países, no conforman reglamentos de cumplimiento obligatorio, ya que son utilizados (si es que lo hacen) como simples recomendaciones.

Los pasos de PBSB se encuentran dentro de las tres fases descritas en el tema anterior (fase conceptual, numérica y de implementación), y pueden resumirse en las siguientes (figura 2.1):

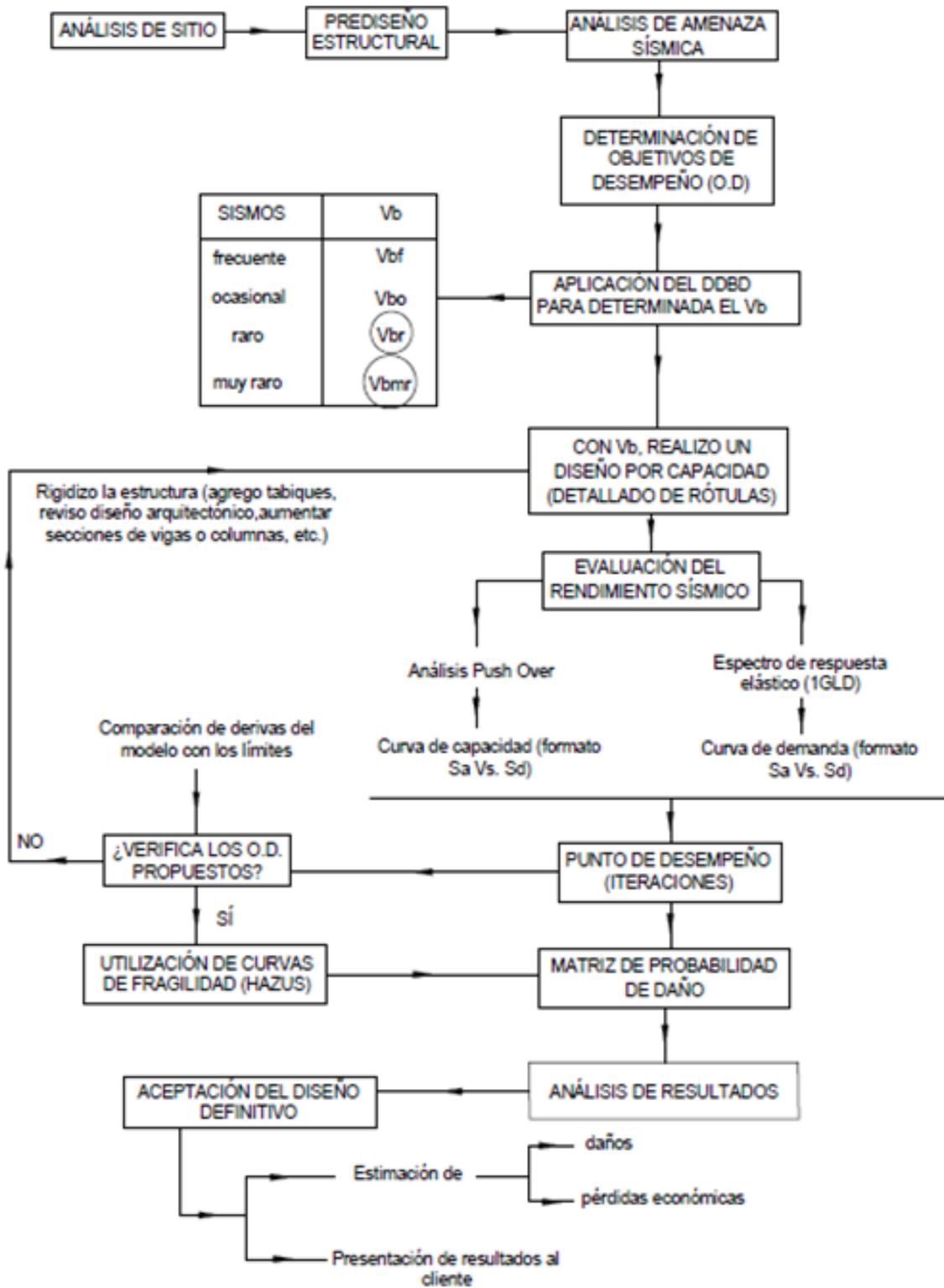


Figura 2.1.: Pasos de P.B.S.D.

2.4.1. Análisis de sitio:

Para este punto, debe considerarse el tipo de suelo, la clase de fundación a implementarse y la zona sísmica.

2.4.2. Prediseño de la estructura:

Para poder llevar a cabo este método, es necesario, como primera medida, tener un diseño inicial del proyecto, como planos de arquitectura, para determinar las masas por piso y luego las características dinámicas de la estructura (que diferirán, en función de si se aplica FBSD o DDBD en el paso 5).

2.4.3. Amenaza sísmica:

Es necesario llevar a cabo un análisis de los sismos de diseño para el sitio. Para ello, la propuesta del comité VISION 2000 define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla 2.1 reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designa con los calificativos que se observa incluidos en ella, cada uno con distintos períodos de recurrencia, para poder verificar el desempeño sísmico de la estructura ante estos eventos. Es decir, que lo que se intenta hacer es cuantificar el rendimiento de nuestro edificio (en base a daños, pérdidas, distorsiones, etc.) para diferentes grados de magnitud de terremotos. Esto también está vinculado al punto siguiente (objetivos de desempeño). [11]

Nivel del movimiento sísmico	Vida útil	probabilidad de excedencia (p,t)	Período de retorno (Tr)
Frecuente	30 años	50% en 30 años	43 años
Ocasional	50 años	50% en 50 años	72 años
Raro	50 años	10% en 50 años	475 años
Muy raro	100 años	10% en 100 años	970 años

Tabla 2.1.: Parámetros de sismos de análisis establecidos por el comité Vision 2000

El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años. El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como:

$$Tr = - \frac{t}{\ln(1 - p)}$$

Siendo Tr, el período medio de retorno, en años, p, la probabilidad de excedencia, y t, el tiempo de exposición, en años.

En lo referente a este punto, se puede observar un problema básico, y consiste en el hecho de que la gran mayoría de los reglamentos sísmicos sólo poseen el espectro de respuesta para un nivel de movimiento sísmico (en Argentina, por ejemplo, el espectro se

corresponde con el “sismo raro”), por lo que esto constituye una dificultad en PBSB. Para poder aplicar este método, es necesario comprender la teoría sismológica (análisis de fallas, magnitudes, distancias a focos, etc.), y probabilística para determinar espectros correspondientes a distintos niveles de amenaza sísmica y luego desarrollar cuatro espectros de respuesta para cada uno de ellos.

2.4.4. Determinación de objetivos de rendimiento o desempeño (O.D. o P.O. por sus siglas en inglés):

Esto se realiza en función de la importancia, uso, destino, función y tipo de estructura que se intenta proyectar. Para lo cual es menester un análisis probabilístico y económico, sin mencionar el hecho de que requiere una interacción entre el ingeniero y el cliente. En este apartado, haremos la distinción entre dos conceptos muy similares, “Nivel o Estado de desempeño” y “Objetivo de desempeño (O.P.) o Nivel de desempeño esperado”.

Desde el papel del ingeniero, se debe intentar cuantificar el peligro y el rendimiento, como, por ejemplo, intentar predecir cuánto mostrará nuestro edificio de fluencia y agotamiento, pandeo y deformaciones permanentes y daños estructurales y no estructurales. Por su parte, desde el punto de vista del cliente (o propietario), uno debe buscar que se pueda entender el peligro al que estará sometido nuestro proyecto, y el desempeño que se va a requerir, es decir, que se busca responder a preguntas, como, por ejemplo: ¿quedará seguro el edificio?, ¿podré usarlo después del sismo?, ¿cuánto costará repararlo?, ¿cuánto durará la reparación?

Para todo lo mencionado en los párrafos precedentes, se tendrá en cuenta aspectos como el lucro cesante, el tiempo de reparación, el tiempo de limpieza (aunque parezca un detalle menor, no lo es), los costos, etc.

La imagen siguiente (figura 2.2.), ilustra lo expresado en relación al daño estructural, tiempo de reparación y costos, a modo de ejemplo.

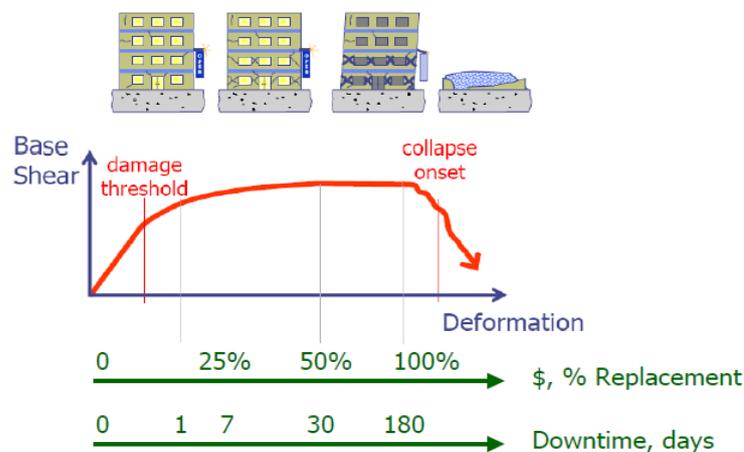


Figura 2.2: relación V_b , deformación, % de reemplazo.

El *nivel de desempeño* describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de sus ocupantes, inducida por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.). [11]

Los cuatro niveles de rendimiento se definen como sigue:

- I) *Completamente operacional*: No se debe requerir reparaciones en la estructura, ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque pudiera presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados.
- II) *Ocupación inmediata*: Se acepta mayor daño en los elementos no estructurales, y se acepta daño muy ligero en la estructura. Respecto al equipo y operación, se permite fallas en equipos no esenciales para la operación.
- III) *Seguridad de vidas*: Se considera que un edificio sufre un daño estructural y no estructural importante. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable. Sin embargo, debe garantizarse la integridad del público usuario.
- IV) *Colapso incipiente*: Se trata de un caso de daño extremo, en el que, aunque se mantiene la estabilidad global de la estructura, la capacidad estructural a cargas laterales y verticales se ha reducido de manera muy considerable, por lo que no se garantiza la integridad física de los usuarios. [19]

En la tabla 2.2 puede observarse la descripción de los distintos niveles de desempeño, propuestos por el Comité VISION 2000, asociados con estados de daños de la edificación. También se presenta en ella una estimación de las derivas límites para poder cuantificarlas de forma aproximada: [19]

Tabla: Definiciones de Niveles de Performance, estados de daño y derivas asociadas a ellos			
Nivel de Performance (VISION 2000)	Estados de daño asociados	Características principales	Deriva de piso
Completamente operacional	Despreciable	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal. Se esperan daños estructurales y no estructurales mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.	< 0,2%
Ocupacional (u operacional)	Ligero	No hay daño significativo a la estructura y ésta se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.	< 0,5%
Seguridad de vida	Moderado	Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros, pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada. Seguridad de ocupantes.	< 1,5%
Cerca del colapso (o pre colapso)	Severo	Daño sustancial estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura. Sólo queda un pequeño margen para llegar al colapso. Falla de elementos no estructurales.	< 2,5%
Colapso	Completo	Colapso estructural.	> 2,5%

Tabla 2.2.: Definiciones de niveles de Performance, estados de daño y derivas asociadas

El *Objetivo de desempeño o desempeño esperado* describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades. Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio, sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Puede definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de rendimiento de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural, etc. [11] Los objetivos de performance pueden ir, desde los requerimientos mínimos reglamentarios (usualmente basados en que la instalación continúe operacional bajo movimientos sísmicos menores y que la vida de las personas no corra peligro bajo movimientos sísmicos de ocurrencia excepcional), hasta el requerimiento de la continuidad operacional de la instalación para el máximo movimiento sísmico que potencialmente pudiera ocurrir en el sitio de emplazamiento. [5]

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los *niveles de amenaza sísmica* que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques

probabilistas, se lleva a cabo especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como, por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. [11]

Como lo presenta el documento VISION 2000, un objetivo de desempeño queda definido por la relación entre un nivel de rendimiento y un nivel de diseño sísmico, el cual corresponde a la demanda sísmica de diseño, y es definido a partir de un periodo medio de retorno entre eventos sísmicos que producen daños similares (estamos haciendo referencia al ítem de amenaza sísmica y los cuatro sismos de diseño, presentados en el apartado anterior de la metodología). [11]

Lo anterior puede verse plasmado en la siguiente imagen (figura 2.3), que representa una “Matriz de Desempeño”, y cuya noción fue ideada por la misma entidad que presentó las tablas anteriores: [5]

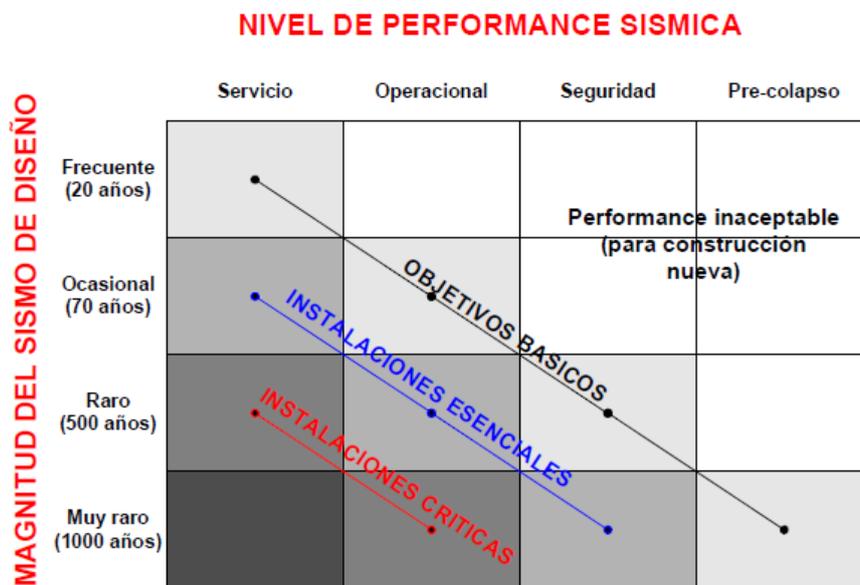


Figura 2.3: Matriz de desempeño.

2.4.5. Aplicación de algún método para determinar el corte basal de nuestra edificación:

Se enuncia de esa forma esta etapa, puesto que es posible realizarla de dos maneras diferentes. Ambas, descritas a lo largo del Capítulo III de este trabajo, “Métodos de diseño basados en fuerzas y desplazamientos”.

Una de ellas podría consistir en aplicar un método de diseño basado en fuerzas (FBSD) para determinar el corte basal (V_b), que se corresponde con el método convencional, seguido por la verificación de objetivos de rendimiento. Es decir que, básicamente, lo que se hace, iniciando con el prediseño de la estructura, continuaría con la determinación del

período de nuestro edificio, seguido por la cuantificación del corte basal (por el método estático equivalente, por ejemplo). Luego se realiza un diseño por capacidad y se detallan los miembros estructurales. Terminado ese punto, se debe realizar una evaluación sísmica de la estructura (explicado en pasos posteriores) y se compara con rendimientos límites.

La desventaja de realizar este procedimiento radica en que se realizaría un proceso iterativo extenso de dimensionado, evaluación y verificación, hasta encontrar el diseño que cumpla los requisitos estipulados al inicio del proyecto. Sin mencionar el hecho de que, los métodos basados en fuerzas tienen una serie de desventajas, en cuanto a su exactitud e hipótesis.

La otra opción al realizar el procedimiento PBSB, consiste en aplicar un método de diseño directo (como el método basado en desplazamientos, DDBD), comenzando a partir de la pre-cuantificación de objetivos de rendimiento. Es decir, que partimos de valores de distorsión límites (en general, derivas de piso límites para cada estado de daño, por ejemplo, los propuestos por HAZUS), y en base a estas derivas, es posible obtener el corte basal. Eso puede realizarse para los cuatro sismos de diseño, obteniendo cuatro cortes basales (uno para cada período de recurrencia) y se elige uno de los cuatro valores, para diseñar nuestra estructura por capacidad.

Se cree que los resultados obtenidos por el método de diseño directo (DDBD) son más cercanos al diseño final y requieren menor esfuerzo computacional. Así, este hallazgo conduce a la evolución del diseño plástico basado en rendimiento, el cual es un método de diseño directo que usa objetivos (niveles) de deriva pre-seleccionados y mecanismos de plasticidad como objetivos de rendimiento claves, que determinan el grado y distribución del daño estructural esperado. [8]

2.4.6. Diseño por capacidad:

Una vez determinado el corte basal, por alguno de los dos métodos anteriores, se realiza un diseño sismo-resistente por capacidad. Si se aplicó FBSD, podría utilizarse el reglamento argentino Cirsoc 103, por ejemplo.

En caso de haber optado por aplicar un método, como DDBD (por desplazamientos), se utiliza el diseño por capacidad, con algunas correcciones, que pueden consultarse en el libro “Displacement based seismic design” de Nigel J. Priestley. [35]

2.4.7. Evaluación del desempeño sísmico:

Este es el punto clave, dentro de la metodología PBSB. En la evaluación del rendimiento o funcionamiento de nuestra edificación radica el espíritu de lo que se está tratando de plantear en este trabajo, junto con el análisis de los objetivos de desempeño y la determinación de la amenaza sísmica.

Esta verificación es realizada sobre la base de las distorsiones máximas permitidas, en función del grado de daño local y global de la estructura, y del Índice de Desempeño.

Básicamente, se puede afirmar que, para evaluar el desempeño estructural del diseño existen diferentes procedimientos, cada uno con una complejidad y exactitud diferentes. La elección de uno u otro, depende de los recursos computacionales, de conocimiento y económicos disponibles, más el grado de precisión buscado.

Podemos mencionar cuatro métodos para la evaluación: procedimientos de tipo estático-lineal, dinámico-lineal, estático-no lineal (aquél que describiremos en el capítulo pertinente con más detenimiento), y procedimientos dinámicos-no lineales.

Los procedimientos lineales pueden ser aplicados para edificios, si su altura es menor a 25 metros. En todos los demás casos, debería aplicarse métodos más complejos y con un mayor grado de exactitud, como, por ejemplo, métodos de combinación modal. [3]

La evaluación del rendimiento sísmico intenta predecir cómo se comportará nuestra edificación, con el diseño actual, ante diferentes niveles de sismo posibles a lo largo de su vida útil. Uno de los métodos de análisis que se está empleando con más fuerza, a lo largo de los últimos años, es el método estático-no lineal, ya mencionado. Para su puesta en marcha, se utiliza un análisis Pushover, con el objeto de saber de qué manera reaccionará nuestra estructura ante las sollicitaciones de sismo. Esto nos permite obtener la respuesta en forma de desplazamientos, distorsiones, derivas de piso, etc.

El análisis Pushover nos brinda la posibilidad de conformar una curva de respuesta de la estructura (expresada en corte basal Vs. Desplazamiento del último piso), que luego debe transformarse en unidades de pseudoaceleración (S_a) Vs. Desplazamiento espectral (S_d), lo que conforma la llamada “curva de capacidad”. Esta curva de capacidad debe superponerse con la curva de demanda sísmica (expresada también en unidades de S_a Vs. S_d), y, mediante un proceso iterativo, puede obtenerse el “punto de desempeño” de la estructura (intersección de ambas curvas). Obtenidos esos resultados, es posible comparar las derivas de piso con los límites propuestos inicialmente (utilizando el “punto de desempeño” de nuestra estructura). En caso de que sean menores que estas fronteras, puede proseguirse con la metodología de PBSD, y si esto no se verificara, se podría volver a diseñar la edificación, para otorgarle mayor RIGIDEZ, ya sea, cambiando el diseño arquitectónico (opción que no siempre es posible), agregando tabiques, incrementando secciones de vigas o columnas, etc., para que, en el momento de volver a realizar la evaluación del desempeño sísmico, se pueda obtener menores distorsiones. [3]

Una vez obtenido este punto, se requiere de la utilización de “curvas de fragilidad”. Gracias a estos dos elementos, es posible, luego, llegar al momento de cuantificar pérdidas económicas y daños.

2.4.8. Análisis de resultados:

Esta etapa consiste, básicamente, en la aceptación o rechazo del diseño estructural, al evaluarlo y compararlo con los objetivos de desempeño seleccionados inicialmente.

De aceptarse el diseño, se pasa a la fase de implementación que se mencionó con anterioridad en la definición de PBSD, y a la cuantificación de daños y pérdidas económicas.

En caso de no verificación o rechazo, se procede al paso 9.

2.4.9. Corrección del diseño:

En este ítem se procede a realizar las modificaciones pertinentes de nuestro diseño, con el objetivo de mejorar el rendimiento de la estructura, bajo los distintos niveles de acciones sísmicas a los que se espera que ella esté sometida en su vida útil. Como se expresó anteriormente, se intenta rediseñar la estructura para otorgarle mayor rigidez, y tener menores distorsiones en el momento de la evaluación.

Luego de ello, se vuelve a realizar la evaluación estructural y comparación con los objetivos de performance elegidos.

Como puede observarse, el PBSD es un método que podría considerarse iterativo, hasta la obtención del desempeño buscado. En caso de usar un método basado en fuerzas, la cantidad de ciclos es muy superior a la que se obtendría con métodos basados en desplazamientos.

Llegado a este paso, se espera tener un proyecto que tenga un rendimiento aceptable y perfectamente cuantificado, cuando se lo somete a los cuatro niveles de acción sísmica. De esta forma, podremos conocer con precisión los daños que se tendrán en nuestra estructura, el tiempo de reparación, el tiempo de limpieza (aproximado), el lucro cesante, y los costos en general que debieran preverse en cada caso.

2.4.10. Cuantificación de pérdidas ante cada posible evento sísmico:

Las pérdidas pueden estar asociados con el daño estructural, daños no estructurales, o ambos. Ellos se pueden expresar en forma de bajas, costos económicos directos, y el tiempo de inactividad (tiempo fuera de servicio), como resultado del daño. [13]

Una vez finalizada la etapa de diseño, evaluación de performance, corrección y detallado final de nuestra estructura, ya estamos en el punto de poder estimar el rendimiento de nuestra edificación ante cada uno de los cuatro niveles de sismo analizados. Es decir que podríamos cuantificar y dejar asentadas las pérdidas que se tendrían, dependiendo de la magnitud del sismo que azote el sitio, mediante tablas. Por ejemplo, determinar que ante un sismo de magnitud 6, se tendría una cierta cantidad de daño estructural y no estructural, un estimado tiempo de inhabilitación (si es que lo ameritase o fuera formulado en el anteproyecto), y una cantidad determinada de dinero, necesaria para reparaciones y limpieza. [13]

CAPÍTULO III: OBJETIVOS DE DESEMPEÑO (O.D)

3.1. INTRODUCCIÓN

Durante el proceso de diseño del método basado en desempeño, es necesario considerar las derivas de piso para dos pasos específicos: en primer lugar, a la hora de determinar los objetivos de desempeño, ítem 2.4.4 del capítulo II (para este caso, la deriva se utiliza como dato de entrada en la aplicación del método basado en desplazamientos, que permite obtener cuatro cortes basales, y con uno de ellos, diseñar nuestra estructura); y en segundo lugar, en el momento en que se requiere cuantificar las pérdidas económicas y daños que podría llegar a sufrir nuestra edificación, ítem 2.4.10 del capítulo II (tópico que será abordado en el capítulo VI).

La intención del presente capítulo es tratar el tema de los objetivos de desempeño, haciendo hincapié en la forma de determinar las derivas límites para los estados de daño mencionados anteriormente, y de dónde obtenerlas.

3.2. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

En el Capítulo II se definió el “nivel de desempeño” como una condición límite que se establece en función de daños físicos sobre la estructura, la posible amenaza sobre los ocupantes, y la funcionalidad de la edificación, luego del terremoto. Lo que conforma los cuatro niveles de rendimiento: completamente operacional, ocupación inmediata, seguridad de vidas y colapso inminente (podría agregarse un quinto, colapso). A su vez, se definió al “Objetivo de desempeño” como el comportamiento sísmico que se podría considerar satisfactorio para una edificación sometida a diferentes intensidades sísmicas. Este último aspecto, es quien relaciona los niveles de desempeño con la amenaza sísmica en la matriz de desempeño. [20]

A la hora de determinar el objetivo de desempeño para nuestro proyecto, es fundamental tener presente la función de nuestra edificación, con lo cual podríamos estar en presencia de objetivos básicos (uso residencial, por ejemplo), instalaciones esenciales (caso típico de hospitales, estaciones de bomberos, etc.), o instalaciones críticas (centrales nucleares, entre otros). Pero esto no es algo fijo. Como se mencionó con anterioridad, la relación entre el ingeniero y el cliente tiene gran importancia, ya que, en caso de empresas o fábricas, será el cliente quien expondrá la inversión que está dispuesto a abordar y las pérdidas que él podría llegar a afrontar, determinando, en muchos casos, el objetivo de desempeño. [19]

Una vez realizado lo discutido en el párrafo anterior, en una matriz de desempeño, se deben seleccionar las derivas de piso límites, y tener en cuenta los estados de daño que éstas podrían representar, para luego, relacionarlo con los objetivos de desempeño planteados inicialmente. [21]

En lo que respecta a las instalaciones esenciales (hospitales, estaciones policiales y de bomberos, centros de comunicación, centros de control de emergencias, etc.) se recomienda, como objetivos de diseño, que las instalaciones se mantengan en un estado de total operación ante sismos de naturaleza frecuentes a ocasionales; en un estado de operación (aunque con daños ligeros) ante un sismo de rara ocurrencia; y que se garantice la vida de sus ocupantes (aunque con daños moderados) ante un sismo de muy rara ocurrencia. [22]

3.2.1. Concepto de deriva de piso, y deriva límite.

La deriva de piso (interstory drift) se define como el desplazamiento lateral que existe entre dos niveles consecutivos de una edificación, al aplicar las fuerzas sísmicas.

Para calcular la deriva se debe tomar la diferencia entre los desplazamientos de la flecha del nivel “i”, y la del nivel “i-1”, y luego se divide dicho valor por la altura del piso. [24]

Siendo dicha diferencia, entonces:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

Y, por ende, la deriva de piso (θ_i), sería:

$$\theta_i [adim] = \frac{\Delta_i}{h_i}$$

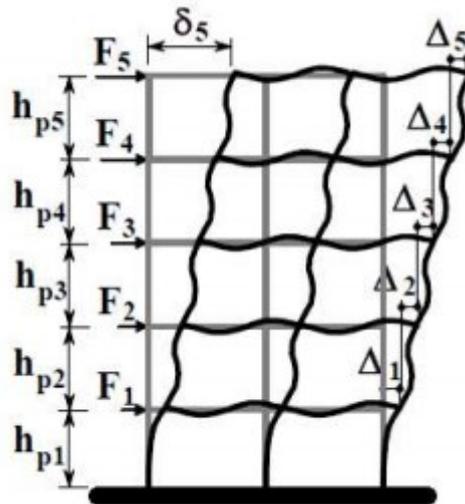


Figura 3.1.: Deriva límite

Podría, entonces, afirmarse que la deriva es la relación entre desplazamientos relativos de una edificación, para la altura de entrepiso de cada uno de estos.

En lo que respecta a los límites de deriva de entrepiso, puede comentarse que los estados específicos de daño a los que pueden llegar las estructuras han sido asociados a los desplazamientos obtenidos en el último piso significativo (comúnmente la azotea), tal como puede observarse en la imagen siguiente (figura 3.2), que grafica pseudoaceleración contra desplazamiento espectral (donde no se incluye los valores numéricos, pero que se obtienen de suma de ensayos a diferentes sistemas estructurales): [25]

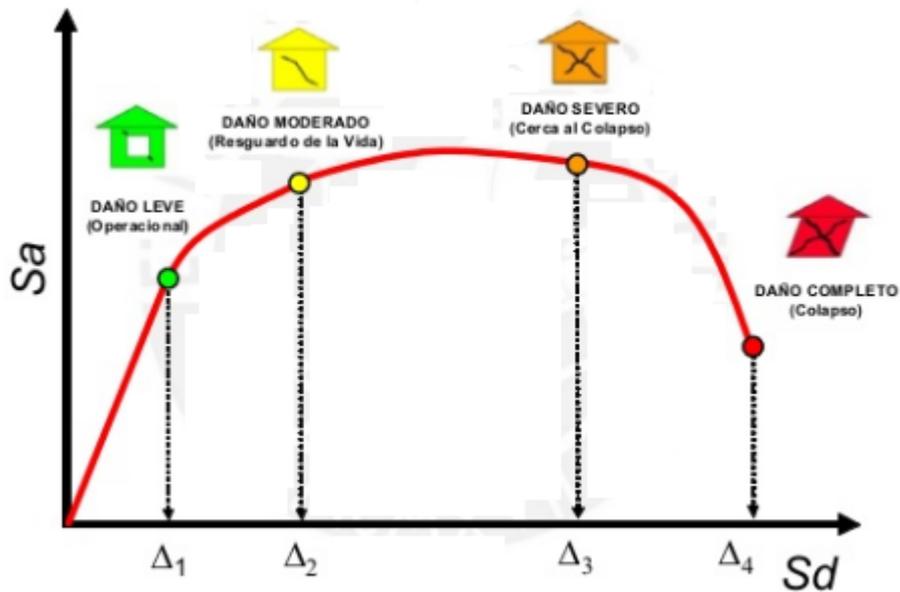


Figura 3.2.: valores de desplazamiento en último piso, asociados al daño.

3.2.2. ¿Cómo seleccionar derivas límites?

Para la determinación de las derivas de piso límite se utilizó el “Manual Técnico: Hazus MR4”, presente en la bibliografía de este trabajo. Es necesario aclarar que dicho manual fue realizado para los Estados Unidos de Norte América, y considera aspectos propios de esa nación, como por ejemplo la clasificación de estructuras en función de la época en la que fueron diseñadas, en cuatro categorías: pre código (pre norma), código bajo, moderado y alto, para tener en cuenta las exigencias reglamentarias y conocimientos de ese entonces. Podemos considerar que las estructuras que se están por diseñar hacen referencia al código alto (high code). [26]

En la tabla 3.1 se observa la clasificación que se utiliza en Estados Unidos, en función de la locación y el tiempo.

UBC Seismic Zone (NEHRP Map Area)	Post-1975	1941 - 1975	Pre-1941
Zone 4 (Map Area 7)	High-Code	Moderate-Code	Pre-Code (W1 = Moderate-Code)
Zone 3 (Map Area 6)	Moderate-Code	Moderate-Code	Pre-Code (W1 = Moderate-Code)
Zone 2B (Map Area 5)	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code (W1 = Low-Code)
Zone 2A (Map Area 4)	Low-Code	Low-Code	Pre-Code (W1 = Low-Code)
Zone 1 (Map Area 2/3)	Low-Code	Pre-Code (W1 = Low-Code)	Pre-Code (W1 = Low-Code)
Zone 0 (Map Area 1)	Pre-Code (W1 = Low-Code)	Pre-Code (W1 = Low-Code)	Pre-Code (W1 = Low-Code)

Tabla 3.1: Selección del tipo de código

Para poder aplicarse lo que se expondrá a continuación, se debería tomar los recaudos necesarios, o utilizar un manual o informe similar, realizado para las condiciones de Argentina.

Como primera medida, debe encasillarse nuestro proyecto dentro de la clasificación de edificios, propuesta por HAZUS, quien utiliza cuatro categorías: stock de edificios en general (GBS, por sus siglas en inglés), edificios esenciales, edificios con alto potencial de pérdidas (HPL, por sus siglas en inglés), y sistemas de transporte. El propósito de este inventario edilicio radica en la realización de una agrupación de edificios con similares características de daño/pérdidas. En la tabla 3.2 puede apreciarse la clasificación de forma detallada: [26]

Tabla: Clasificación edilicia	
Grupos	Edificios
Edificios en general (GBS)	Edificios de tipo Residencial, comercial, industrial, agricultura, religioso, gubernamental y educativo
Edificaciones esenciales	Hospitales, estaciones de policía, estaciones de bombero, escuelas
Edificios con alto potencial de pérdidas (HPL)	Plantas nucleares, presas, instalaciones militares
Sistemas de transporte	Autopistas, ferrocarriles, trenes ligeros, autobuses, puertos, transbordadores y aeropuertos.

Tabla 3.2: Clasificación edilicia

Una vez, enmarcado nuestro proyecto dentro de una de las cuatro categorías, se debe realizar una subclasificación, en función de la tipología estructural y la altura. Esto puede observarse en la tabla 3.3: [25]

N	Código	Descripción	Altura			
			Rango		Valor Típico	
			Nombre	Pisos	Pisos	Metros
1	w1	Estructuras de Madera Liviana.		1-2	1	4,2672
2	w2	Estructuras de Madera para Industria.		Todos	2	7,3152
3	S1L	Pórticos de acero compuestos	Bajo	1-3	2	7,3152
4	S1M	por vigas y columnas. Se usan diafragmas	Mediano	4-7	5	18,288
5	S1H	Horizontales para transmitir cargas.	Alto	8+	13	47,5488
6	S2L	Pórticos arriostrados de acero con	Bajo	1-3	2	7,3152
7	S2M	diagonales. Además tienen columnas y vigas.	Mediano	4-7	5	18,288
8	S2H		Alto	8+	13	47,5488
9	S3	Pórticos de acero liviano.		Todos	1	4,572
10	S4L	Pórticos de acero con muros de corte. El	Bajo	1-3	2	7,3152
11	S4M	pórtico resiste la carga vertical y el muro el	Mediano	4-7	5	18,288
12	S4H	sismo. También incluye sistema dual.	Alto	8+	13	47,5488
13	S5L	Pórticos de acero con paredes de bloque	Bajo	1-3	2	7,3152
14	S5M	sin reforzar para resistir sismo. Es un	Mediano	4-7	5	18,288
15	S5H	edificio antiguo.	Alto	8+	13	47,5488
16	C1L	Pórticos de vigas y columnas de hormigón	Bajo	1-3	2	6,096
17	C1M	armado. Se incluyen edificios antiguos y	Mediano	4-7	5	15,24
18	C1H	modernos.	Alto	8+	12	36,576
19	C2L	Pórticos con muros de corte para resistir la	Bajo	1-3	2	6,096
20	C2M	acción sísmica.	Mediano	4-7	5	15,24
21	C2H		Alto	8+	12	36,576
22	C3L	Pórticos de hormigón armado con paredes	Bajo	1-3	2	6,096
23	C3M	sin reforzar. Edificios antiguos que pueden	Mediano	4-7	5	15,24
24	C3H	tener problemas con sismos.	Alto	8+	12	36,576
25	PC1	Casa Prefabricada de hormigón.		Todas	1	4,572
26	PC2L	Pórticos de Concreto Prefabricado con	Bajo	1-3	2	6,096
27	PC2M	muros de corte de hormigón.	Mediano	4-7	5	15,24
28	PC2H		Alto	8+	12	36,576
29	RM1L	Mampostería Reforzada confinada con	Bajo	1-3	2	6,096
30	RM1M	elementos de madera o metal.	Mediano	4+	5	15,24
31	RM2L	Estructuras con mampostería reforzada	Bajo	1-3	2	6,096
32	RM2M	con diafragmas de concreto prefabricado.	Mediano	4-7	5	15,24
33	RM2H		Alto	8+	12	36,576
34	URML	Estructuras con mampostería no reforzada	Bajo	1-2	1	4,572
35	URML		Mediano	3+	3	11,8872
36	MH	Casas móviles		Todas	1	3,6576

Tabla 3.3: nomenclatura de los sistemas estructurales considerados por Hazus

En lo que respecta a los códigos (siglas) observados en la tabla anterior, podemos mencionar que en los edificios C1L, C1M y C1H y C2L, C2M y C2H: la sigla C

corresponde a concrete, lo que indica la materialidad de las estructuras, el número 1 significa que son relativos a los edificios de pórticos y el número 2 hace referencia a los edificios en base a muros; las siglas L, M, H, significan Low, Medium y High, lo que hace referencia a la altura de cada estructura (baja, media y gran altura). Citando otro caso, la letra W hace referencia a estructuras de madera (Wood, en inglés). [27]

Por último, una vez encasillada nuestra edificación dentro de alguno de los cuatro grandes grupos, y determinado el código que le corresponde, Hazus nos ofrece cuatro tablas que relacionan las derivas límites de piso con los estados de daño, el tipo de edificio y el nivel de diseño sísmico al que pertenece. Por ejemplo, la siguiente tabla corresponde a la categoría “stock de edificios en general (GBS)”:

Nivel de diseño sísmico	Tipo de Edificio	Relaciones de Deriva en el umbral de Daño Estructural			
		LIGERO	MODERADO	EXTENSIVO	COMPLETO
Código alto	W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
	C1L, S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
Código moderado	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L, S2L	0.005	0.009	0.023	0.060
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.007	0.019	0.053
Código bajo	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L, S2L	0.005	0.008	0.031	0.050
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.006	0.016	0.044
	URML, C3L, S5L	0.003	0.006	0.015	0.035
Pre código	W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060
	C1L, S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.003	0.005	0.013	0.035
	URML, C3L, S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

Tabla 3.4.: Relaciones de deriva en el umbral de daño estructural

En función de lo expuesto en los párrafos precedentes, a la hora de determinar el objetivo de desempeño (O.D), el ingeniero estructural debe seleccionar el límite de deriva de piso que utilizará para aplicar el método basado en desplazamientos, luego de haber interactuado con el cliente, con la finalidad de conocer cómo espera éste que actúe la estructura de su proyecto.

Conocer la deriva de piso límite en un comienzo del análisis es útil durante el diseño por desempeño. Más aún, si se está utilizando el método por desplazamientos. La razón de ello es que reduce la cantidad de pasos o iteraciones a seguir para la verificación del objeto planteado inicialmente. En caso de aplicar el método basado en fuerzas, este valor no se consideraría inicialmente. El trabajo, podría llegar a resultar más tedioso. En el capítulo V se abordará dicho tema.

CAPÍTULO IV: AMENAZA SÍSMICA

4.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene, por objetivo claro, la intención de abordar el tema referente a la amenaza sísmica. La razón de ello es muy simple: para una correcta ejecución del método de diseño basado en rendimiento (PBSD), es menester analizar el desempeño sísmico de una estructura ante cuatro variables de intensidad sísmica, caracterizadas por diferentes períodos de recurrencia, y adaptarlas a cada zona en particular, donde quiera aplicarse esto. En primer lugar, eso amerita un conocimiento definido de características sísmicas, como la magnitud, su relación con los estudios probabilísticos y aplicación para obtener el período de retorno de un evento, etc. En segundo lugar, se requiere la capacidad para generar espectros de respuesta para diferentes niveles sísmicos. Por dichos motivos, es que se presenta, a continuación, los fundamentos necesarios para esas tareas.

Las fuerzas que los terremotos ocasionan sobre las estructuras son inciertas e impredecibles, pues dependerán de varios factores relativos al sismo, tales como la distancia epicentral, energía sísmica liberada, profundidad del foco sísmico, camino de propagación, duración del movimiento, frecuencias predominantes de las ondas sísmicas, etc., además de las características dinámicas, propias de la estructura. Ante tantas variables de, no solo incierta, sino de muy difícil predeterminación, el camino más viable es tratar de dotar a la estructura de toda la reserva de capacidad posible para atender los requerimientos de los terremotos, de manera tal, que ello no signifique un gran incremento en el costo de la construcción. [30]

4.2. PELIGRO, VULNERABILIDAD Y RIESGO:

Un **Fenómeno natural** es toda manifestación de la naturaleza. Se refiere a cualquier expresión que pueda adoptar la naturaleza, como resultado de su funcionamiento interno. Los hay de cierta regularidad, o de aparición extraordinaria y sorprendente. Los fenómenos naturales de extraordinaria ocurrencia pueden ser previsibles o imprevisibles, dependiendo del grado de conocimiento que los hombres tengan acerca del funcionamiento de la naturaleza. La ocurrencia de un "fenómeno natural", sea ordinario, o incluso extraordinario no necesariamente provoca un "desastre natural". [31]

Un **Desastre natural** es la correlación entre fenómenos naturales peligrosos (como un terremoto, un huracán, un maremoto, etc.), y determinadas condiciones socioeconómicas y físicas vulnerables (como situación económica precaria, viviendas mal construidas, tipo de suelo inestable, mala ubicación de la vivienda, etc.). En otras palabras, se puede decir que hay un alto riesgo de desastre si uno o más fenómenos naturales peligrosos ocurrieran en situaciones vulnerables. [31]

Cuando, por múltiples razones, la comunidad es incapaz de transformar sus estructuras, adecuar sus ritmos, y redefinir la dirección de sus procesos como respuesta ágil, flexible y oportuna a los cambios del medio ambiente; cuando los diseños sociales no responden adecuadamente a la realidad del momento que les exige una respuesta, surge el “*desastre*”. [31]

No todo fenómeno es peligroso para el hombre. Algunos fenómenos, por su tipo y magnitud, así como por lo sorpresivo de su ocurrencia, constituyen un peligro. El peligro que representa un fenómeno natural puede ser permanente o pasajero. Se le denomina así, porque es potencialmente dañino. Éste es mayor o menor, según la probabilidad de ocurrencia y la extensión de su impacto.

El riesgo producido por la ocurrencia de terremotos puede estudiarse bajo dos puntos de vista. El primero es la probabilidad de ocurrencia de una cierta intensidad o movimiento del suelo en un cierto lugar, producido por un terremoto, lo que se denomina **peligrosidad sísmica**. El segundo, es la probabilidad de que una cierta estructura sufra un daño apreciable, ante la acción de un terremoto, lo que se denomina **vulnerabilidad**. Estos dos, conjuntamente con el análisis económico de los costos, es lo que se denomina, en la actualidad, **riesgo sísmico**. De esta forma se distinguen el aspecto sismológico del ingenieril. [3] La siguiente figura ilustra, lo redactado recientemente: [31]

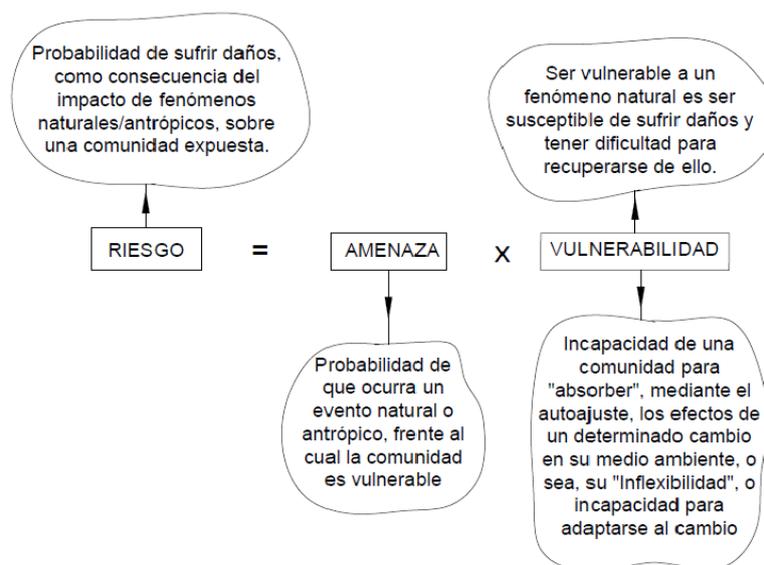


Figura 4.1.: definición de riesgo

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo, y el efecto es el daño. La naturaleza

y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de daño que se pretende evaluar, y el nivel de amenaza existente. Este concepto puede usarse para describir aspectos estructurales y no estructurales, como también, funcionales y operativos, entre otros. [32] No toda situación en que se halla el ser humano es vulnerable. Las condiciones de vulnerabilidad que una población presenta no son condiciones que se hayan dado independientemente del hombre. Es el mismo hombre quien las ha creado, y al hacerlo, se pone de espaldas a la naturaleza, corriendo el riesgo de resultar dañado si ocurriese un fenómeno natural determinado. La vulnerabilidad determina la intensidad de los daños que puede producir la ocurrencia efectiva del riesgo sobre la comunidad. [31]

La siguiente tabla, clasifica las estructuras en función de su vulnerabilidad: [32]

	Tipo de estructura	Clase de Vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
Mampostería	Piedra cruda, sin tallar	⊕					
	Adobe (ladrillo de tierra)	⊕	⊗				
	Piedra tallada	⊖	⊕				
	Sillería		⊗	⊕	⊖		
	no reforzado c/ bloque hormigón	⊖	⊕	⊖			
	no reforzado c/ forjado de HA		⊗	⊕	⊖		
	Reforzado / confinada			⊖	⊕	⊗	
Hormigón Armado (HA)	Pórtico sin Diseño AntiSismico (DAS)	⊖	⊗	⊕	⊗		
	Pórtico con moderado nivel de DAS		⊖	⊗	⊕	⊗	
	Pórtico con alto nivel de DAS			⊖	⊗	⊕	⊗
	Muros sin Diseño AntiSismico (DAS)		⊖	⊕	⊗		
	Muros con moderado nivel de DAS			⊖	⊕	⊗	
	Muros con alto nivel de DAS				⊖	⊕	⊗
Metálica	Estructura Metálica			⊖	⊗	⊕	⊗
Madera	Estructuras de madera		⊖	⊗	⊕	⊗	

⊕ = la más probable ⊗ = probable ⊖ = poco probable, casos excepcionales

Tabla 4.1.: Clasificación de los tipos de estr. según su clase de Vulnerabilidad

El hecho de que un evento o fenómeno se considere o no riesgo dependerá de que en el lugar donde se manifieste, esté ocupado o no por una comunidad vulnerable al mismo. El que se considere o no amenaza, dependerá del grado de probabilidad de su ocurrencia en esa comunidad. Y el que se convierta o no en desastre, dependerá de la magnitud real con que, efectivamente, se manifieste el fenómeno, y del nivel de vulnerabilidad de la comunidad. [31]

Para reducir el riesgo hay que reducir los factores amenaza y vulnerabilidad.

- *Prevención*: medidas tendientes a reducir el peligro o amenaza.
- *Mitigación*: medidas tendientes a reducir la vulnerabilidad.
- *Preparación*: medidas tendientes a reducir los efectos negativos del desastre.

Toda acción encaminada a reducir el riesgo sísmico implica básicamente reducir la vulnerabilidad. Con respecto a la peligrosidad, si bien no es posible actuar sobre los mecanismos que producen los sismos, sí es necesario conocer el fenómeno lo máximo posible. De esta manera, se contribuye al objetivo de reducir el riesgo, ya que este conocimiento es básico para hacer efectivas medidas apropiadas de reducción de vulnerabilidad, que, entre otras, comprenden la definición de la acción sísmica con fines

de diseño sismorresistente, tanto para obras nuevas como para reforzar obras existentes, pensar escenarios de catástrofes para diseñar políticas de gestión de la emergencia, trazar planes de prevención, etc. [33]

4.2.1. Evaluación de la amenaza:

La cuantificación del riesgo depende, entre otras cosas, de:

- Cantidad de información disponible: el número de sucesos de los cuales se tiene información debe ser suficientemente grande para que tenga importancia estadística.
- La calidad o certeza de la información.

Todos estos factores presentan problemas al evaluador del riesgo, quien tiene que identificar “los límites de confianza” o margen de duda, respecto a cualquier estimación ofrecida de riesgo futuro. Para este apartado, los componentes esenciales son:

- a) la probabilidad de que suceda la amenaza: la posibilidad de experimentar una amenaza natural o tecnológica en un lugar o región
- b) los elementos en riesgo: identificación y preparación de un inventario de la gente o edificaciones u otros elementos que podrían verse afectados en caso de ocurrir la amenaza y, donde sea necesario, la estimación de su valor económico
- c) la vulnerabilidad de los elementos en riesgo: qué daño sufrirá la gente y las construcciones, u otros elementos, si experimenta algún nivel de peligro.

Cada uno de estos componentes no representa uno, sino, varios parámetros a ser evaluados. [31]

Para ejecutar el cálculo de riesgo necesitamos saber la *probabilidad de que acontezca* una amenaza de cierto nivel de gravedad, dentro de un período específico en un área determinada. *El nivel de gravedad* de las amenazas naturales se puede cuantificar en términos de la magnitud del acontecimiento en su totalidad (*parámetro del evento*) o en términos del efecto que el acontecimiento tendrá en un lugar particular (*parámetro del sitio*)

También se puede expresar en términos del promedio esperado de que ocurra un suceso de tipo específico, o en base a probabilidades. En cualquier caso, se usan generalmente los porcentajes de repetición anual. Lo inverso de un porcentaje de repetición anual es el **período de retorno (Tr)**. [31] Éste se puede definir como el tiempo inferior entre los eventos sísmicos de iguales características.

La *probabilidad de excedencia (o probabilidad de ocurrencia)* es la probabilidad de que al menos un terremoto de ciertas características tenga lugar en un período de tiempo determinado (período de retorno). La probabilidad de excedencia asociada caracteriza el nivel de intensidad del diseño sísmico.

La *vida útil* considerada para construcciones urbanas o industriales está entre 50 y 100 años. El nivel aceptable de riesgo es gobernado por diversos factores, como la

habilidad económica para aceptar tales riesgos y los efectos que un mal funcionamiento de las estructuras podría tener en la población. Las entidades de Regulación para la Construcción generalmente recomiendan para el caso accidental un 10% de probabilidad.

4.2.2. Cuantificación de la Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica en una zona viene dada por el efecto sobre el suelo, producido por terremotos relativamente cercanos a ella. Este efecto vendrá representado por la aceleración, velocidad o desplazamiento, o, más comúnmente, por la intensidad sentida en dicha zona. Para evaluar estos efectos desde la región epicentral, es necesario corregir por la atenuación con la distancia. Para el cálculo de la peligrosidad sísmica existen dos formas distintas, una llamada *determinística* y otra *probabilística*. [30]

Los **métodos determinísticos** se basan en el principio de que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. El valor máximo de los parámetros del movimiento del suelo, comúnmente intensidad y aceleración, se determinan directamente de los terremotos sucedidos en el pasado. Cuando la historia sísmica no es bien conocida, los valores máximos se extrapolan de una relación incompleta frecuencia-intensidad. Estos métodos son, por tanto, muy sensibles a la completitud del conocimiento de la sismicidad de la zona, y proporcionarán valores, tanto más correctos, cuanto más completamente sea conocida su historia sísmica. [30]

Los **métodos probabilísticos** parten del supuesto de que, basándose en la sismicidad pasada, se pueden establecer leyes estadísticas que gobiernan los fenómenos sísmicos en una región. El resultado final de su aplicación es la obtención de la probabilidad de ocurrencia de los distintos niveles de intensidad del movimiento del suelo, en un lugar determinado y en un período de tiempo dado. En estos métodos se suele considerar que los terremotos están asociados a fuentes sismogénicas, es decir, a zonas en las que se dan terremotos con un mismo origen tectónico. Los métodos probabilísticos presentan muchas ventajas sobre los determinísticos, entre ellas, por ejemplo, el hecho de que el terremoto mayor que puede ocurrir en una zona no viene determinado únicamente por el máximo registrado en el pasado, sino que se estima de las leyes estadísticas de la sismicidad de la zona. Además, estos métodos permiten obtener la distribución de probabilidades para distintos niveles de intensidad, y no sólo su valor máximo.

En el problema del riesgo sísmico se plantea determinar la probabilidad de que en una zona determinada se alcance una intensidad dada. Esta intensidad puede ser producida por sismos en la misma región o en una contigua. En concreto, interesa obtener la probabilidad de que, durante un tiempo dado, t , el valor máximo de la intensidad (o aceleración) producida por los terremotos sea mayor o igual a una dada. [30]

Para evaluar la peligrosidad sísmica se necesita, además, conocer la ley de atenuación de la aceleración con la distancia. En general, cuanto mayor sea la distancia del epicentro al punto en que se evalúa la peligrosidad, menor será su influencia. En la práctica una forma simple y expeditiva de determinar las curvas de atenuación de la aceleración es a partir

de las isosistas para esa región, si se conoce la relación correspondiente entre aceleración e intensidad, de otro modo deben hacerse estudios de la atenuación de ondas sísmicas a partir de registros de eventos. Una vez conocida la ocurrencia de terremotos y las curvas de atenuación, se pueden dar los resultados en mapas de peligrosidad sísmica que representan la probabilidad de que se exceda en cada punto una cierta aceleración para un período de tiempo determinado. [30]

4.2.3. Peligrosidad sísmica – Determinación probabilística

En el estudio de la sismicidad de una región, tan importante como la distribución espacial de los terremotos, lo es la de su ocurrencia en el tiempo. Esta última puede considerarse como un proceso de sucesos puntuales, resultado de la relajación de esfuerzos que actúan de forma continua sobre una región. El análisis de las regularidades de las series temporales de terremotos, desde el punto de vista estadístico, es la forma más adecuada de estudio, en este caso. Para estudiar estas series es necesario precisar los límites de la región a que se extienden. No es lo mismo estudiar la distribución de grandes terremotos a nivel global, que terremotos pequeños en una región de tan sólo algunas decenas de kilómetros cuadrados. [30]

Para calcular la peligrosidad sísmica se debe adoptar un mecanismo de ocurrencia de sismos en la zona de estudio. Dos filosofías se usan generalmente para determinar la tasa de recurrencia de un terremoto; una sostiene que suceden según un proceso de Poisson, por lo que cada uno de ellos es independiente con respecto a cualquier otro. Otra corriente considera que cuando sucede un evento, libera las tensiones en la falla por lo que reduce temporalmente la probabilidad de ocurrencia de sismos (las réplicas no se encuadran en este concepto). [33]

Si se acepta que la generación de terremotos de una cierta magnitud, constituye, en tiempo y espacio, un proceso estocástico discreto, el fenómeno de ocurrencia puede representarse por un *proceso de Poisson*. Dicho proceso se caracteriza por ser *estacionario* e *independiente*. Es independiente, porque el número de eventos que ocurren en un intervalo de tiempo no dependen del número de eventos ocurridos en cualquier intervalo de tiempo anterior, ubicado en forma arbitraria. Es estacionario, porque la frecuencia media de generación del fenómeno por unidad de tiempo no depende del tiempo.

En el caso de los terremotos, se asume que un sismo es independiente de cualquier otro anterior y que para un cierto rango de magnitud tiene la misma probabilidad de ocurrir en cualquier período unitario de tiempo.

La probabilidad $P(n, \lambda t)$ de que ocurran un número n de aceleraciones en un intervalo de tiempo t , en un punto P estará dada por la ley de probabilidad de Poisson:

$$P(n, \lambda, t) = \frac{(\lambda \cdot t)^n \cdot e^{-\lambda \cdot t}}{n!}$$

Siendo λ , la frecuencia media anual de tales aceleraciones. [33]

Esta representación de la ocurrencia de terremotos, como un proceso de Poisson, tiene sus limitaciones, pues físicamente es muy difícil concebir que un terremoto no influya en la ocurrencia del siguiente, si se dan en la misma zona y separados por un tiempo pequeño. Este fenómeno lleva a un agrupamiento de la ocurrencia de terremotos, que se traduce en la definición de enjambres de terremotos, premonitores y series de réplicas. Sólo si se eliminan estos sucesos y se consideran los terremotos grandes a nivel global, su ocurrencia puede aproximarse por un proceso de Poisson. Si se considera la ocurrencia de terremotos de pequeña magnitud en una región relativamente pequeña, la interrelación entre ellos es grande y los agrupamientos muy predominantes. Para el estudio de las series temporales de estos terremotos, se ha propuesto una variedad de modelos estocásticos. [25]

En la teoría de Poisson, se define la peligrosidad sísmica, como la probabilidad de que ocurra por lo menos una aceleración en dicho punto, igual o superior a una aceleración mínima, en un intervalo de tiempo, éste se podrá calcular por la expresión: [33]

$$P(T)_p(A \geq A_0) = 1 - e^{-\lambda \cdot T}$$

Los parámetros que caracterizan el movimiento del suelo, producido por un sismo, sufren una atenuación en su recorrido debida principalmente, a la absorción de la energía elástica por el medio a través del cual se propagan las ondas sísmicas. Esta energía de deformación acumulada, que es liberada por un terremoto en el momento de producirse el mismo, se irradia en todas direcciones desde el punto de origen de la perturbación, caracterizándose dicha irradiación por no ser uniforme y depender del mecanismo de foco de cada evento.

Desde el punto de vista de la ingeniería, es muy importante poder determinar con suficiente exactitud cómo se atenúan las ondas elásticas generadas por un sismo en una región determinada, ya que los efectos de un terremoto sobre una estructura dependerán, en gran medida, de dicha atenuación, no solamente en lo referente a amplitud máxima, sino también a frecuencia y duración del movimiento. Para un lugar específico lo ideal sería poder construir el espectro de respuesta en el punto. Para ello sería necesario tener registros de acelerogramas de fuertes terremotos en dicho punto. En ausencia de tales registros será necesario conocer de alguna manera los valores máximos de aceleración, velocidad, desplazamiento del suelo y duración de la perturbación en el punto, para así poder llegar a reconstruir dicho espectro a partir de estos parámetros fundamentales que caracterizan la perturbación en el sitio de emplazamiento. [30]

4.2.4. Períodos de retorno y tasas de excedencia propuestos por VISION 2000

Como se mencionó recientemente, el tiempo en el que, con una cierta probabilidad, se espera que suceda una cierta aceleración sísmica, se denomina *período de retorno (Tr)* para dicha aceleración. Para la aplicación del método de diseño basado en rendimientos (PBSD) se debe evaluar el comportamiento sísmico de nuestra estructura, bajo la acción de cuatro sismos de diseño, provistos por el Comité VISION 2000. Estos son los llamados sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro. La metodología utilizada para cuantificarlos de forma general, es a partir del período de retorno. Luego, en base a las características de la zona donde se desee aplicar esto, se deben generar los espectros de respuesta correspondientes. Los sismos descriptos se presentan en la Tabla 4.2: [4]

Sismo	Vida Útil T	Probabilidad de Excedencia P*	Período medio de retorno, t_r	Tasa Anual de excedencia, p_1
Frecuente	30 años	50%	43 años	0.02310
Ocasional	50 años	50%	72 años	0.01386
Raro	50 años	10%	475 años	0.00211
Muy raro	100 años	10%	970 años	0.00105

Tabla 4.2.: sismos recomendados por el comité VISION 2000

En la tabla anterior, la tasa anual de excedencia P_1 se obtiene en función de la probabilidad de excedencia P^* , durante la vida útil “t” (o, lo que es lo mismo, a lo largo de un lapso de “n” años), mediante la siguiente ecuación: [4]

$$P_1 = 1 - (1 - P^*)^{1/t}$$

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/n}} = \frac{1}{P_1}$$

Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, corresponde a un sismo de 475 años de periodo de retorno. Utilizando $p=0,1$ y $n=50$, se obtiene $Tr=475$ al utilizar la primera fórmula. El sismo así definido, es el que se utiliza en el reglamento argentino Cirsoc 103.

Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 100 años, corresponde a un sismo de 950 años de periodo de retorno. Utilizando $p=0,1$ y $n=100$, se obtiene $Tr = 950$. El sismo así definido es el que se utiliza como sismo de Estado Límite Último en proyectos en California. [4]

Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 10 años, corresponde a un sismo de 95 años de periodo de retorno. Utilizando $p=0.1$ y $n=10$, se obtiene $T=95$. El sismo así definido es el que se utiliza, a veces, para determinar la acción sísmica a considerar durante la construcción de puentes de gran importancia.

4.3. ESPECTRO DE AMENAZA UNIFORME

Se define el espectro de amenaza uniforme como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada período estructural con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico. Es decir que es la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas al mismo período medio de retorno, trabajando cada período estructural independientemente. [4]

4.3.1. Comportamiento de la estructura ante distintos sismos

Para cada sismo de análisis se espera un desempeño de la edificación, de acuerdo al destino de la misma; pero en términos generales, ante el *sismo frecuente*, la estructura debe comportarse elásticamente, en consecuencia, el coeficiente de amortiguamiento referido al crítico para estructuras de hormigón armado será del 2%. Este coeficiente para el *sismo ocasional*, en que se espera daño en los elementos no estructurales, estará alrededor del 3%. Para el *sismo raro*, todas las normativas sísmicas presentan el espectro elástico asociado a un 5%; finalmente para el sismo *muy raro*, el coeficiente de amortiguamiento es mayor. [4]

4.3.2. Obtención de espectros de respuesta para distintos períodos de recurrencia:

En nuestro país no se cuenta con la cantidad de registros suficientes para hacer una valoración confiable. Además, el reglamento Cirsoc 103, no considera todos los parámetros de los que depende el sismo.

Para suplir esta limitación, se estudian los reglamentos de otros países, para poder definir un criterio unificado en cuanto a la definición del sismo de diseño. El Cirsoc define los espectros de pseudoaceleraciones para un período de retorno de 475 años.

Para determinar las ordenadas espectrales de sismos de recurrencias distintas, se estudió la Norma Italiana NSC-2008; las recomendaciones del doctor Méndez, basadas en el FEMA 356; y las recomendaciones dadas por el doctor e investigador Roberto Aguiar [34]. Del análisis, se obtuvo los siguientes resultados:

- 1) Para el **Sismo Frecuente**, se propone obtener espectros para un factor de amortiguamiento ξ del 2%, empleando la misma forma del espectro elástico (que

consta en las respectivas normativas sísmicas), pero con un valor, igual al que está en la norma (para el sismo raro) dividido por tres.

- 2) Para el **Sismo Ocasional**, es muy adecuado multiplicar el espectro del sismo frecuente por 1.4.
- 3) Finalmente, para el **Sismo Muy Raro** se propone multiplicar el espectro elástico (dado en la norma CIRSOC 103 para sismo raro, o con período de recurrencia de 475 años) por 1,3. Proposición que es tenida en cuenta, debido a que se considera que al multiplicar el espectro elástico de las normativas por 1,3; la probabilidad de excedencia se reduce al 5% en un tiempo de 100 años. Esto, para un valor $A_0 = 0,4g$, pero como se esperan sismos más fuertes, la probabilidad de excedencia va a subir al orden del 10%. Un valor más alto a 1,3 implicaría la reducción de la probabilidad de excedencia, y un incremento del período medio de retorno (T_r). [34]

En resumen, se presenta la siguiente Tabla:

Relaciones entre espectros de respuesta	
Sismo	Factor de conversión (a partir de espectro elástico)
Frecuente	0,33
Ocasional (frecuente x 1,4)	0,462
Raro	1
Muy raro	1,3

Tabla 4.3.: relaciones entre espectros de respuesta

CAPÍTULO V: MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN FUERZAS Y EN DESPLAZAMIENTOS.

5.1. INTRODUCCIÓN

Los sismos inducen fuerzas y desplazamientos a las estructuras. Para sistemas elásticos, estos están relacionados directamente con la rigidez del sistema, pero para estructuras que responden inelásticamente, la relación es compleja, siendo dependiente, tanto del desplazamiento, como de la historia de desplazamientos durante la respuesta sísmica. Tradicionalmente, el diseño sísmico estructural ha sido basado principalmente en resistencias (fuerzas). Las razones para esto son, en gran parte, históricas y se relacionan con la forma en que diseñamos otras acciones, como por ejemplo cargas muertas y vivas. Para estos casos, aceptamos que las consideraciones de resistencia son críticas, ya que, si el valor que se le asignó a la estructura se ve excedido por las cargas, ocurrirá la falla. [35]

Por mucho tiempo se ha reconocido que la resistencia tiene una menor importancia cuando se tiene en cuenta acciones sísmicas. Generalmente se diseñan edificaciones para valores inferiores a los niveles de fuerza elástica, debido a que se entiende que un buen diseño permite ductilidad en la estructura y ésta puede deformarse inelásticamente, ante la deformación necesaria impuesta por el sismo, sin pérdida de resistencia. Esto implica daño, pero no colapso. Desde que los sismos de diseño se consideran, por definición, eventos raros con una probabilidad típica anual de ocurrencia (o excedencia) cercana al 0,002 se acepta la posibilidad de daño, bajo estos sucesos como económicamente aceptables, lo cual también brinda beneficios monetarios por la reducción de los costos de construcción, asociados a la disminución de los niveles de fuerzas de diseño. [35]

En el diseño sismo resistente es importante conocer la rigidez lateral de los miembros estructurales, haciéndose necesario encontrar la forma de determinar los desplazamientos, basados en las curvaturas de las secciones de los elementos. Es decir, obteniendo el detalle de las deformaciones de los materiales con el incremento de la carga y de allí encontrar su rigidez lateral. El momento flector a considerar en el diseño debe ser el máximo determinado a partir de las fuerzas sísmicas máximas, reducido por el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica (R), combinado con la fuerza axial. Esta alternativa de diseño es convincente por su transparencia, racionalidad y sencillez. A través de este método se pretende mejorar la incertidumbre en el proceso de diseño relacionando, de una manera directa, las hipótesis de análisis y diseño, y el comportamiento deseado de la estructura. Como se espera en las zonas de alguna amenaza sísmica, las edificaciones deben experimentar deformaciones superiores al límite elástico, razón por la cual se considera adecuado utilizar criterios de diseño que relacionen la intensidad sísmica con el nivel de daño en la estructura. [36]

5.2. DEFINICIONES Y CARACTERÍSTICAS

El Método de diseño sismo resistente basado en fuerzas (FBSD, “Force Based Seismic Design”), que es lo que se utiliza normalmente para diseñar estructuras bajo cargas gravitatorias o vivas, por ejemplo, y que es el típico método de diseño en la actualidad en la mayoría de los países del mundo (Argentina, Uruguay, Bolivia, Brasil y Perú, por citar algunos casos), consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales supere la demanda a la que se verá sometida la estructura. Este tipo de metodología de diseño se ve plasmada en reglamentos de cumplimiento obligatorio para los proyectos estructurales. No obstante, ante la falta de certeza en la magnitud de las fuerzas sísmicas, la aplicabilidad del diseño basado en fuerzas se ve comprometida cuando se supera el rango elástico en los elementos estructurales que resisten las cargas sísmicas. Por su concepción, puede ratificarse ciertas deficiencias que son propias del diseño estructural, las cuales hacen dudar de la validez de los resultados obtenidos y del grado de certeza en las hipótesis de diseño [35]. Entre éstas, se puede citar la determinación de la reducción de la rigidez de los elementos estructurales, los efectos de la flexibilidad de la estructura en las fuerzas y en los desplazamientos, las independencias de la rigidez y la resistencia a la fluencia, y la generalización de la capacidad de disipación de energía sísmica.

Para mejorar las condiciones de diseño, se ha propuesto en los últimos años el Método de diseño sismo resistente basado en desplazamientos (DBSD, “Displacement Based Seismic Design”) [35] que plantea un procedimiento donde los desplazamientos estructurales, asociados a las deformaciones de los materiales, son empleados como criterio básico de diseño.

La base de este enfoque es el procedimiento denominado “*Direct displacement based design*” (DDBD), que fue presentado por primera vez en 1993 por Nigel Priestley, y ha sido objeto de cuantiosas investigaciones en Europa, Nueva Zelanda y América del Norte, en los últimos años. La filosofía fundamental detrás DDBD nos dice que las estructuras deben ser diseñadas para lograr un nivel de rendimiento especificado, definido la deriva límite, bajo un determinado nivel de intensidad sísmica. De esta manera, podríamos describir las estructuras diseñadas, como estructuras “de riesgo uniforme”, lo que sería compatible con el concepto de espectros “de riesgo uniforme”, con los que actualmente diseñamos. [35]

Cabe aclarar que los métodos de diseño basados en desplazamientos, en la gran mayoría de los países, no conforman reglamentos de cumplimiento obligatorio, y son, en general, recomendaciones de diseño para determinados casos. Son muy pocos los sitios que incluyen esas especificaciones entre sus normativas vigentes en la actualidad.

Para el caso de las estructuras de hormigón armado, son determinantes las relaciones esfuerzo-deformación del hormigón confinado y no confinado, y del acero longitudinal y transversal. Este procedimiento contrasta con el método tradicional de diseño sismo resistente donde el criterio de aceptación frente a un evento de estas características se basa en la comparación de la demanda y capacidad. El método de diseño por desplazamientos (DDBD) verifica el equilibrio de la sección de cada elemento estructural en las etapas del diseño, basándose en la compatibilidad de deformaciones, y luego éstas

se utilizan para calcular los desplazamientos de la estructura y las propiedades mecánicas finales de los elementos estructurales, para comprobar el periodo de vibración de la edificación [37]. De esta forma, se evita los procedimientos de análisis y diseño de estructuras de hormigón armado, basados en la teoría elástica lineal [38].

5.3. DESVENTAJAS DE MÉTODOS BASADOS EN FUERZAS

Los métodos de diseño basados en fuerzas, usados convencionalmente en los códigos actuales, basan sus formulaciones en un comportamiento elástico de la estructura.

Las fuerzas que se aplican en la estructura corresponden a la respuesta elástica de la misma utilizando un espectro de aceleraciones elásticas para obtenerlas. Este último, a su vez, se basa en estimaciones elásticas de la rigidez. Luego, esas fuerzas se dividen por un factor de reducción que representa la capacidad de ductilidad de la estructura. Las fuerzas reducidas se aplican directamente a la estructura, que conserva sus características elásticas, y luego se verifica que los desplazamientos no superen las derivas límites impuestas por el código utilizado. [35]

- 1) **Uso de la rigidez elástica para definir el comportamiento de la estructura:** este parámetro no se conoce al comienzo del proceso de diseño (hay un predimensionado que da alguna noción de la misma, pero sin certeza). El método supone que la rigidez es independiente de la resistencia. Lo cual implica que tanto la rigidez, como el período pueden estimarse antes de conocerse el refuerzo de las secciones de hormigón armado. Esto genera que el cálculo del período efectivo, y por ende del corte basal, contengan un margen de error significativo. [35]

Por otro lado, la distribución del corte basal, en los FBD se realiza en base a la rigidez elástica. Esto no es del todo correcto, porque plantea que todas las rótulas plásticas van a formarse simultáneamente y para el mismo desplazamiento, a pesar de sus distintas rigideces. [35]

El error en este último punto, surge porque el FBD considera una rigidez EI constante, y por lo tanto la curvatura de fluencia Φ_y es directamente proporcional al momento resistente M_N : [14]

$$E x I x \Phi_y = M_N$$

Distintos estudios demuestran que la curvatura es prácticamente independiente de la resistencia de la sección, por lo que lógicamente, resistencia y rigidez serán constantes. [35]

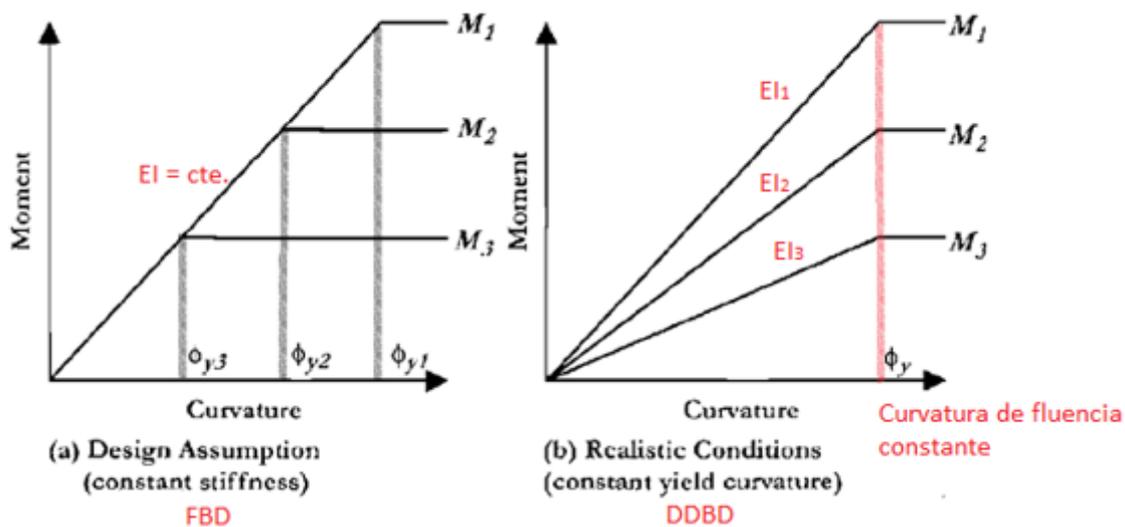


Figura 5.1.: curvatura de fluencia según FBD y DDBD

Como se observa en la figura 5.1, las condiciones reales demuestran que la rigidez no será constante:

Primero se fisurará la sección, variando para siempre su rigidez inicial. A eso se le sumará la reducción de rigidez que se dará luego de cada incursión en el campo plástico. [14]

Lo planteado anteriormente se traduce directamente a la curva fuerza-desplazamiento, por lo que la suposición de que el desplazamiento de fluencia es función de la resistencia al corte sería errónea. [35]

Las rótulas se formarán en distintos momentos, y la fuerza se irá redistribuyendo a medida que aparezcan nuevas rótulas, así como la rigidez de los elementos se degradará para cada ciclo de carga.

- 1) **Factores de reducción de resistencia constantes para cada tipo estructural:**
 En DBF se utiliza factores de reducción de las solicitaciones sísmicas R , para reducir la demanda elástica de resistencia y aumentar la incursión en el campo plástico. Por lo tanto, la magnitud de los factores R está relacionada fundamentalmente con la ductilidad asociada a la estructura o a un sistema estructural. En los códigos de DBF se presenta valores de R que varían, dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño, independiente de sus características particulares. [35]

En el siguiente ejemplo (tomado del libro de Nigel Priestley, en lo relativo al diseño basado a desplazamientos), se demuestra que este planteo es incorrecto. Suponiendo que se tiene dos pilas de puente de igual sección transversal, pero de 3m de altura la primera y de 8m la segunda, tal como se aprecia en la figura 5.2. [35]

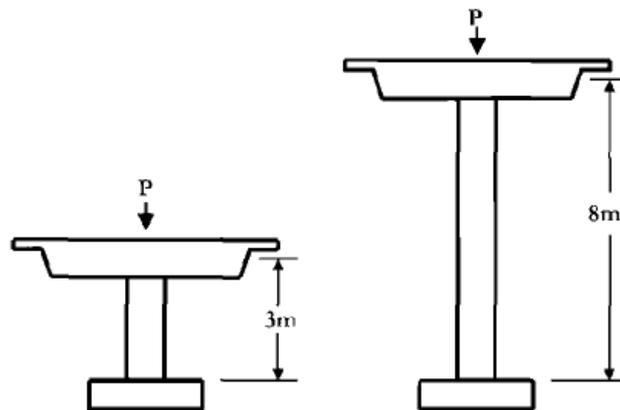


Figura 5.2.: Pilas de puente de distinta rigidez

El desplazamiento de fluencia Δy se puede estimar como:

$$\Delta y = \frac{\Phi_y \times H^2}{3}$$

Con H igual a la altura efectiva, y Φ_y la curvatura de fluencia. El desplazamiento plástico Δp es:

$$\Delta p = \Phi_p \times L_p \times H$$

La ductilidad de cada estructura será entonces:

$$\mu = \frac{\Delta y + \Delta p}{\Delta y} = 1 + 3 \times \frac{\Phi_p \times L_p}{\Phi_y \times H}$$

Donde Φ_p es la curvatura en zona plástica y L_p es la longitud de la rótula plástica en la base, que está poco relacionada a la altura de la pila. [35]

Tomando diámetro de armadura longitudinal igual para las dos pilas, que deriven en una longitud de anclaje de 30 cm, y el mismo tipo de acero, la fórmula resulta:

$$\mu = 1 + 3 \times \frac{\Phi_p \times (0,08 \times H + 0,30)}{\Phi_y \times H}$$

De aquí se desprende que la ductilidad de la columna flexible será mayor que la de la columna corta, por ende, puede apreciarse claramente cómo es inválido el planteo de que para un mismo tipo de estructura se aplica un mismo coeficiente de reducción. [35]

La consecuencia de lo aquí planteado es que se construyen estructuras con distinto riesgo de falla dentro de una misma estructura. [14]

- 2) **El FBD no suele tener en cuenta los efectos de la fundación:** la fundación tiene incumbencia directa en la determinación de los desplazamientos de fluencia de la estructura, y no está contemplado en los FBD. [35]

En el DDBD esto se aplica con la inclusión de los desplazamientos de la fundación en el cálculo del desplazamiento de fluencia y de diseño; e inclusión del amortiguamiento de la misma en la determinación de los esfuerzos. [35]

5.4. DIFICULTADES PARA LA APLICACIÓN DE MÉTODOS BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

- Se requiere de experiencia por parte del diseñador respecto del comportamiento de la estructura para determinar la distribución de los esfuerzos entre sus componentes. Esto se da tanto para distribuir el corte basal, como también para determinar la contribución a la resistencia flexional de los distintos elementos de una estructura. [14]
- Actualmente se requiere y se asume alto nivel de regularidad sísmica y simetría en las estructuras, como así también uniformidad en las secciones de los elementos estructurales, tanto en altura como en planta. Esto es sólo una suposición, y dificulta su aplicación a estructuras de gran complejidad. [35]

5.5. CONCEPTO UTILIZADO EN EL MÉTODO POR DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

El DDBD brinda solución a los problemas atribuidos al DBF, principalmente, porque la reducción espectral (por amortiguamiento equivalente) se calcula en función de la demanda de ductilidad de la estructura, caso por caso. Además de ello, la rigidez no requiere ser asumida cuando se inicia el diseño, sino que es uno de los productos (consecuencias) de éste. [35]

Es un método de diseño que varía su aplicación y desarrollo, según el tipo de estructura a analizar, ya sea ésta un pórtico, tabique, etc. De todas formas, el razonamiento que se utiliza es el mismo para todos los casos.

En su aplicación, se toma en consideración una estructura equivalente de un grado de libertad. Para ello, es necesario, en primera medida, obtener las propiedades de esta estructura. [35]

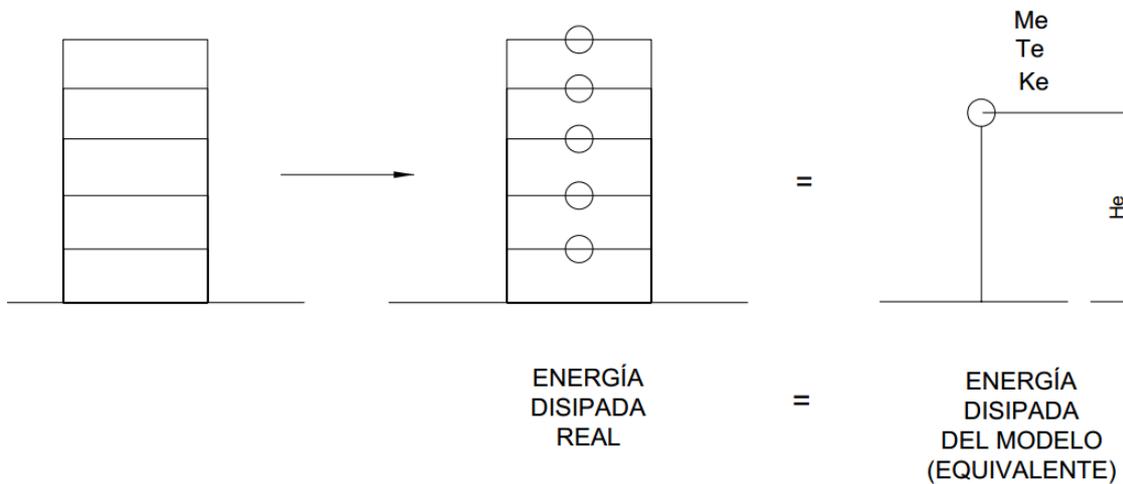


Figura 5.3.: concepto de método por desplazamiento

El corte basal de diseño, para un nivel de riesgo especificado, es calculado igualando el trabajo necesario para empujar la estructura, monotónicamente, hasta la deriva de destino, con la energía requerida por un EPSDOF (“Estructura elasto-plástica de un grado de libertad”, por sus siglas en inglés) equivalente, para lograr el mismo estado. [35]

5.6. DESCRIPCIÓN DE PASOS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD

Lo que se expone en estos párrafos es de aplicación, siempre y cuando el edificio sea regular, desde el punto de vista del comportamiento sísmico. También, es preciso aclarar que no se considera efectos torsionales, ni P-Delta. Se debe tener presente que la altura y ubicación que se le asigne a cada masa debe realizarse con la precisión debida, ya que será determinante en la forma de la deformada de la estructura. Además, las fuerzas inerciales aumentan a mayor altura, por ser mayores las aceleraciones. [35]

A continuación, se procede a realizar una breve enumeración de los pasos del método basado en desplazamientos. Las fórmulas para cada etapa pueden ser consultadas en la aplicación práctica. Para mayor información en lo referente a este tópico puede consultarle el libro “Displacement based seismic design” de Nigel Priestley. [35]

En primer lugar, es preciso contar con las dimensiones de la edificación en planta y altura, y una caracterización de los materiales que se utilizarán, para poder obtener las masas del edificio. Luego, es necesario un predimensionado de las secciones de cada elemento estructural. [35]

En pocas palabras, lo que se buscará será calcular las propiedades de la estructura equivalente. Las más importantes son la ductilidad, el amortiguamiento efectivo (ξ_{ef}), y el factor de reducción ($R\mu$). Con ellos, luego se obtienen el desplazamiento límite (Δ_c o Δ_L), el período efectivo, y la rigidez efectiva, con el objetivo de calcular el corte basal, y realizar la distribución de cargas en altura.

La ductilidad de desplazamiento de una estructura (μ) es el cociente entre el desplazamiento de diseño (Δ_d), y el de fluencia (Δ_y), e indica la proporción de energía que se disipa plásticamente (depende de la tipología estructural). Para determinar la ductilidad, es necesario obtener estos desplazamientos, los cuales están limitados, por las características del material, y por el estado en servicio. Como se desea conocer cómo se desplaza el edificio, se requiere interpretar su comportamiento ante cargas horizontales. Esto depende del comportamiento de los materiales involucrados (en sus fases elástica y plástica), y de la tipología estructural. En lo que respecta al comportamiento de los materiales, las características físicas del hormigón y el acero influyen en el diagrama momento curvatura de una sección de hormigón armado. A partir de este gráfico pueden deducirse los diagramas fuerza-desplazamiento.

Según sea la tipología estructural que se utilice será la forma de la deformada elástica, que definirá la curvatura de fluencia de cada sección (θ_y). Este parámetro permite conocer el desplazamiento de fluencia, que es importante para determinar la ductilidad estructural. Tomar una curvatura de fluencia constante para una sección en particular es una suposición de este método.

En resumen, con las características de los materiales es posible hallar la curvatura (Φ), y con ésta y la tipología estructural, se puede determinar la deriva de fluencia (θ_y). A partir de ella, es factible encontrar el desplazamiento de fluencia (Δ_y), necesario para el cálculo de la ductilidad (μ). [35]

El siguiente cuadro, resume lo indicado para los desplazamientos:

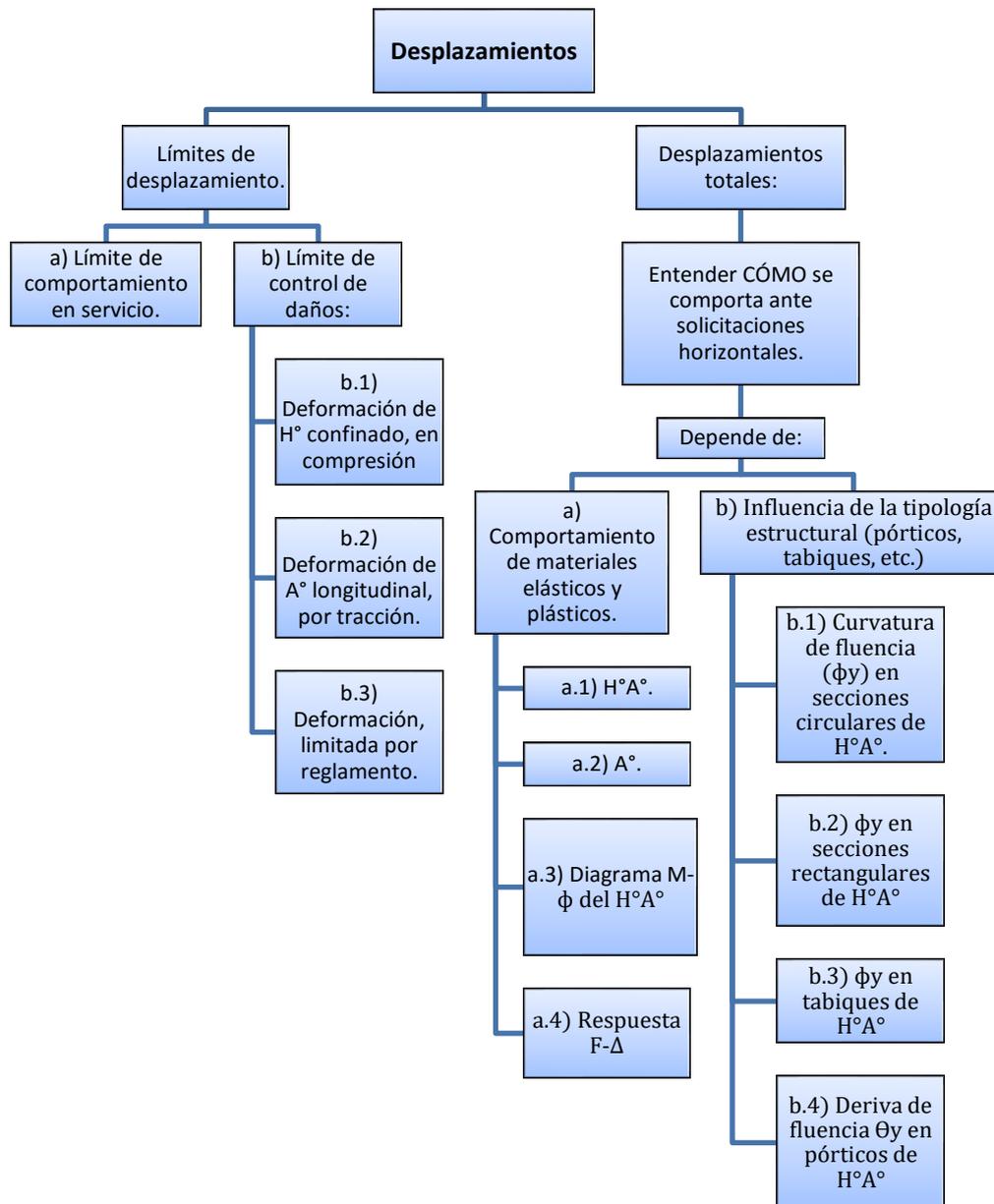


Figura 5.4.: deformación y desplazamiento en DDBD

A partir de este punto, se calcula las propiedades dinámicas de la estructura equivalente: empezando por la masa efectiva (m_e) y altura efectiva (H_e). Con la ductilidad (μ) se calcula el amortiguamiento equivalente (ξ). Luego se determina el factor de reducción del espectro de desplazamiento elástico (R_μ). En base a éste, es posible obtener el período efectivo (T_e). El paso siguiente consiste en determinar la rigidez efectiva (K_e), y por último el corte basal. Es posible realizar una distribución en altura, pero, cabe aclarar que se realiza en base a la rigidez, y experiencia del proyectista. Depende, básicamente, de la deformada de la estructura en cuestión. Por lo que distintos tipos de edificaciones podrían tener una distribución diferente. [38]

El siguiente cuadro (figura 5.5), enumera los pasos del método:

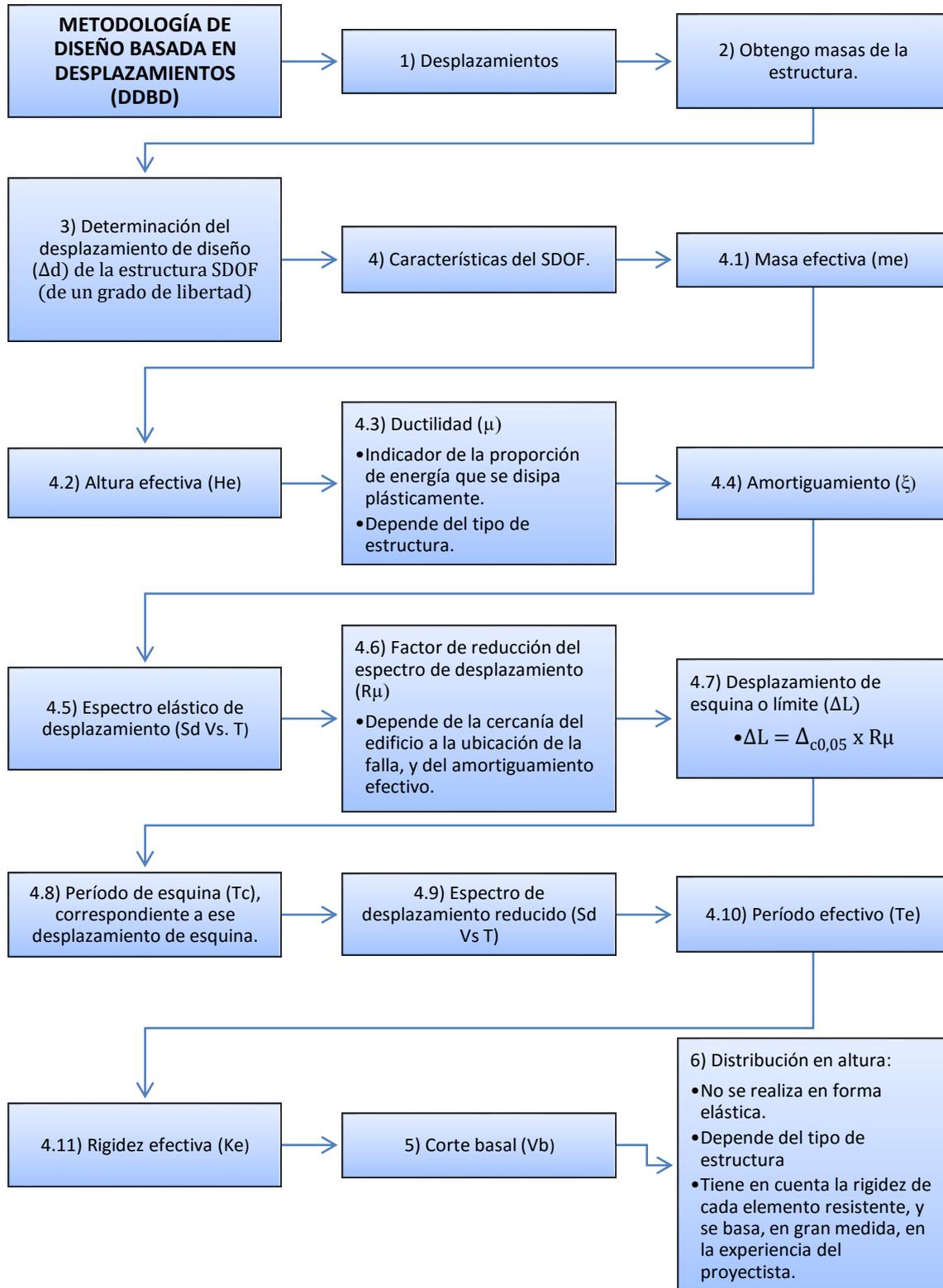


Figura 5.5.: pasos del método por desplazamiento

Una vez realizado lo comentado en este capítulo y obtenido el corte basal de la estructura, se procede a un diseño por capacidad de la misma. Para obtener mayor información y detalle de éste, puede consultarse la normativa Cirsoc 103 (Argentina), la bibliografía “Reinforce concrete structures” de Park and Pauly (que muestra los fundamentos del método), y el libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” de Nigel Priestley (donde puede buscarse la aplicación del diseño por capacidad con método por desplazamientos). [35] [36]

CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

6.1. SINOPSIS

Como se mencionó en el apartado correspondiente al análisis de PBSB, la evaluación sísmica de la estructura es uno de los pilares, dentro de esta filosofía de diseño. Una correcta evaluación nos permite obtener información valiosa sobre dos aspectos sumamente relevantes: en primer lugar, gracias a esto, podríamos conocer el desempeño de nuestra estructura, ante la acción de diversos sismos y, al compararlos con umbrales prefijados (derivas de entrepiso límites, por ejemplo), podríamos corregir el proyecto, hasta encontrar el rendimiento esperado (ése es el objetivo del presente capítulo). En segundo lugar, podríamos conocer el estado de daños que sufriría la edificación ante este tipo de sollicitaciones naturales. Tener estimaciones del porcentaje de elementos estructurales, no estructurales y componentes que resultarían afectados, ante cada amenaza sísmica, nos permitiría cuantificar los daños y las pérdidas económicas, lo cual es muy provechoso en etapa de proyecto, debido a que ayudaría a tomar decisiones, como por ejemplo, tener nociones de las inversiones necesarias para cada caso, o llegar al punto en el que sea más beneficioso hacer un diseño más robusto, para tener menor porcentaje de daño en la edificación.

Para poder realizar este segundo aspecto, se requiere de los resultados que se obtienen de la evaluación sísmica, detallada en este capítulo, para conformar la llamada “curva de capacidad”. Luego de ello, se la superpone con las “curvas de demandas” (obtenidas del capítulo de amenaza sísmica), para poder encontrar el punto de desempeño. La utilización de ese punto, sumado a la aplicación de curvas de fragilidad (herramientas que permiten estimar porcentajes de deterioro), nos ayudará a encontrar el estado de daños de la estructura y cuantificar pérdidas y averías. Esta última parte será abordada en mayor detalle en el capítulo correspondiente a “cuantificación de pérdidas y daños”.

6.2. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA

La siguiente imagen intenta ser orientativa sobre los temas que serán abordados en este capítulo, y algunas de las opciones que se encuentran disponibles en la actualidad para poder realizar una correcta evaluación del desempeño sísmico de nuestra edificación:

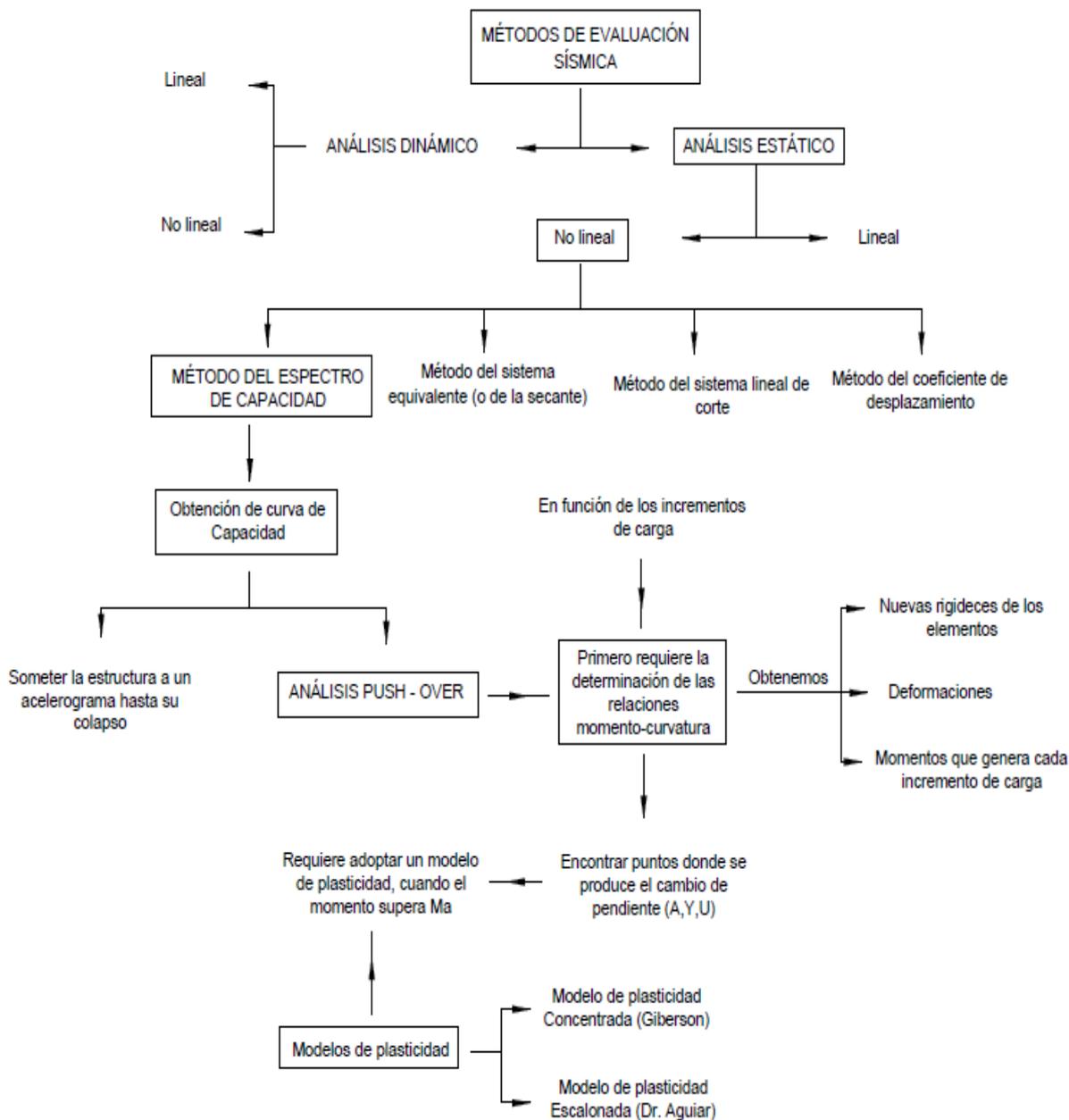


Figura 6.1.: cuadro conceptual de evaluación de desempeño

Básicamente, existen dos variantes disponibles para la evaluación, los análisis estáticos y los dinámicos. Los métodos dinámicos no lineales son los más exactos, pero también los más complejos y difíciles de aplicar. Los análisis estáticos lineales son los más simples, pero también los menos aproximados al comportamiento plástico real de la estructura. El punto medio entre ambos, corresponde a los análisis estáticos no lineales. Éstos tienen distintas variantes, una de las cuales, es el llamado método del espectro de capacidad. Para poder aplicar este método, se requiere de la obtención de dos curvas: una, es la curva de demanda (obtenida en el capítulo de amenaza sísmica); la otra, es la curva de capacidad. Para la determinación de esta curva, hay dos procedimientos, aplicables con más frecuencia en la actualidad: someter a la estructura a acelerogramas, hasta su colapso, para conocer su desempeño; y realizar un análisis Pushover.

Por último, este trabajo hace énfasis en la aplicación de este análisis Pushover. Para poder realizarlo, se requiere una serie de requisitos previos:

- Es imperioso adoptar una ley de plasticidad de los materiales, para poder modelar su comportamiento, una vez finalizado su tramo elástico, en un proceso de carga.
- Se necesita, con esa ley, de la conformación de un diagrama de momento-curvatura, para un proceso de cargas.

6.3. MÉTODOS DE EVALUACIÓN

Cuando se somete una edificación a movimientos del terreno debidos a sismos, ésta experimenta desplazamientos laterales y, consecuentemente, deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que, para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños. En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal en el tiempo, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado. De hecho, un análisis dinámico no lineal conduce a diferentes estimaciones del desplazamiento máximo, para diferentes registros cubiertos por un mismo espectro de respuesta. Esta situación, ha propiciado el desarrollo de procedimientos simples, pero robustos, que permiten estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento, los cuales se conocen como *métodos simplificados de análisis estático no lineal*. [32]

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificaciones existentes, que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan: [32]

- El **método del espectro capacidad-demanda**; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda. [32]
- El método del **coeficiente del desplazamiento**; procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección. [39]
- El **método de la secante**; procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva. [40]. En este procedimiento, también llamado, el Método del Sistema Equivalente, a partir de la estructura de múltiples grados de libertad, se encuentra un Sistema Equivalente de un solo grado de libertad, en el cual se realiza el análisis lineal o no lineal, la respuesta que se obtiene en términos de desplazamientos se traslada al sistema de múltiples grados de libertad por medio del factor de participación modal. [15]
- El **método del sistema lineal de corte**, sirve para estructuras conformadas por vigas y columnas. La base de partida es el cálculo de la rigidez de piso de la curva de Capacidad Resistente Sísmica, la misma que se obtiene aplicando la técnica del pushover. Este procedimiento puede consultarse en la bibliografía especializada (por ejemplo, “Análisis sísmico por desempeño” de Aguiar) para un mayor entendimiento. [32]

6.4. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD- DEMANDA

El *método del espectro capacidad-demanda* permite hacer una representación gráfica muy clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno. [32]

6.4.1. Concepto de capacidad

La **Capacidad** es la representación gráfica de cuánto resiste una estructura, ante una demanda sísmica. El comportamiento de una edificación depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la solicitud del terremoto, de forma tal que, su comportamiento sea compatible con los *objetivos de desempeño*.

La Capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. [41] Para determinar la Curva de Capacidad Resistente más allá de los límites elásticos, se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, además se debe conocer la calidad de los materiales y, para el caso de edificaciones de hormigón armado, las curvas constitutivas del hormigón y del acero. [41]

Por lo tanto, para los proyectistas, realmente al rendimiento lo contrastan en una estructura que ya se encuentra diseñada. En consecuencia, es claro que, lo que se hace, es verificar que ese diseño se desempeñe de un modo que pueda, o no, ser satisfactorio. [42]

6.4.2. Fundamentos del método

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenidas mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base, procedimientos del análisis modal. [40] Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal se corresponde con una aproximación, que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que, este estudio se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere, además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril. [32]

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la edificación con el espectro de la demanda sísmica, para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la estructura, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado. [32]

Para aplicar esto, es necesario encontrar su **espectro de capacidad**, en el formato desplazamiento-aceleración, y el **espectro de demanda del sismo** en el mismo formato, para, de esta manera, poder colocar ambos espectros en un mismo gráfico, lo que permite visualizar qué va a suceder con la estructura ante un sismo determinado. Todo esto, en forma general, sin necesidad de realizar ningún cálculo. Fue propuesto por Freeman en el año de 1975, y permite contemplar en un gráfico el comportamiento probable de una estructura ante una excitación sísmica. [24]

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado, no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo, asociado al punto de desplazamiento obtenido en

cada fase. Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente. [32]

Este método considera que la estructura va a responder en el primer modo de vibración, y en consecuencia se trabaja solamente con este modo. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos. [8] Se debe indicar que el punto de demanda encontrado mediante este análisis es función del modelo de plasticidad que se utiliza, así como del criterio con el que se obtiene el modelo bilineal, y desde luego, del procedimiento que se utilice en el Método del Espectro de Capacidad.

Se puede conceptualizar mejor la idea principal del método del espectro de capacidad mediante el gráfico siguiente: [24]

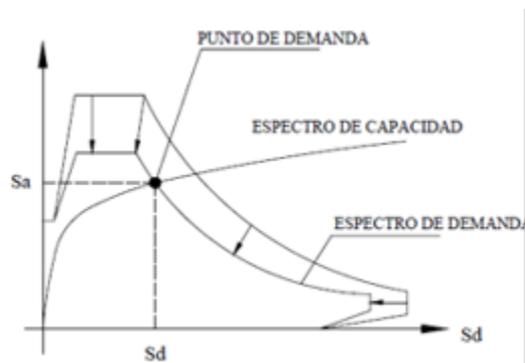


Figura 6.2.: Descripción del espectro de capacidad para determinar punto de demanda

Para explicar lo anotado, en la figura 6.3 se indican los espectros de capacidad de tres estructuras de 2 pisos que corresponden a tres niveles de diseño sísmico: alto, moderado y bajo. [24]

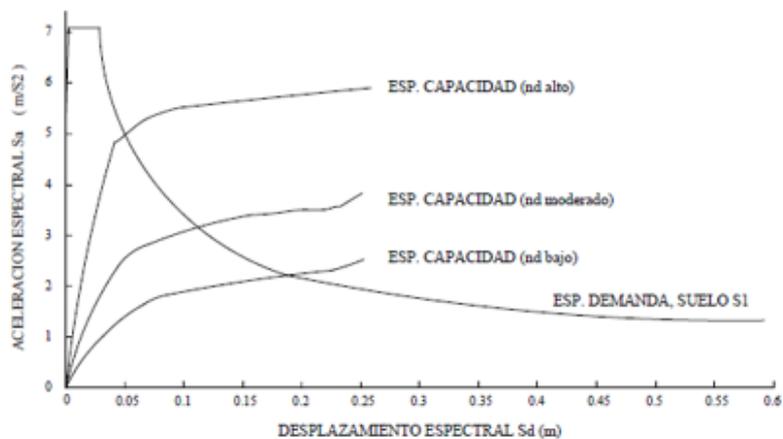


Figura 6.3.: Mét. Del espectro de cap. Para 3 edificios de 2 pisos con diferentes niveles de diseño

El espectro de demanda, aquí presentado es para 5% de amortiguamiento; en consecuencia, es un espectro elástico. Con relación a la figura, se puede indicar que las edificaciones con nivel de diseño moderado y medio van a presentar daño ante el sismo raro que se está analizando. Es posible inferir eso, debido a que en los espectros de capacidad se aprecia que el final de la línea recta, que corresponde al final del rango elástico, está por debajo del espectro de demanda asociado al 5%. [24]

6.4.3. Espectro de Capacidad

Es la base para estudios de desempeño estructural, relacionando el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración espectral S_a que es capaz de resistir la estructura.

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura, se obtiene una curva de capacidad (Fig. 6.4.), la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_n) (Figura 6.5).

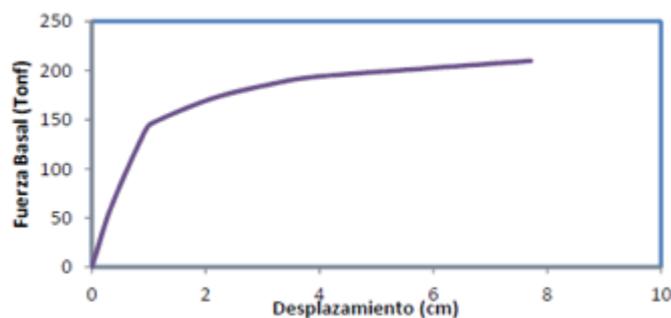


Figura 6.4.: Ejemplo de una curva de capacidad

Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se le conoce a través de un análisis “Pushover”, y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto. Sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales, o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva, definido por un desplazamiento (d), representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento, fig.6.5. [32]

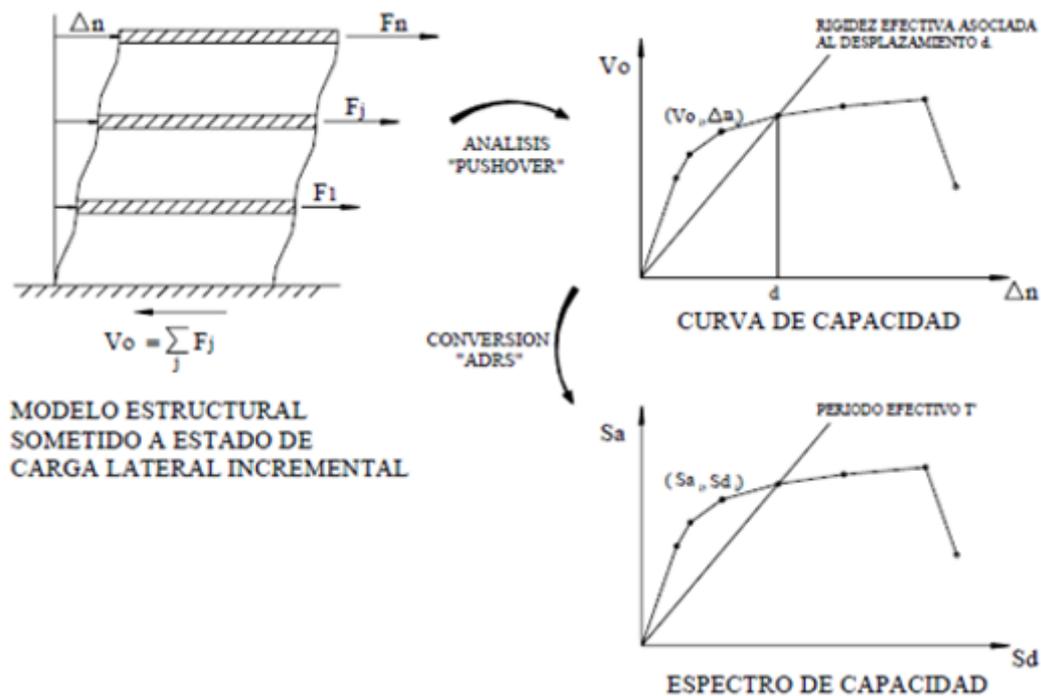


Figura 6.5.: espectro de capacidad

Usando propiedades modales, asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato, ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectra”), donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto $(V_{0i}, \Delta n_i)$ de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad, según: [32]

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})}$$

$$S_{ai} = \frac{V_{0i}}{\alpha_1}$$

Donde: α_1 es la masa modal, asociada al modo fundamental, o primer modo de vibración; β_1 es el factor de participación, asociado al modo fundamental; y $\phi_{1,n}$ es la amplitud en el nivel n de la forma de vibración del modo fundamental.

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente $(\omega')^2$. Donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura, cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que, el período efectivo de la estructura (T'), asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como $T' = 2\pi/\omega'$. [32] Puede ampliarse más en este tema, analizando la bibliografía consultada para esta práctica supervisada.

6.4.4. Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Fig. 6.6.), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a , como una fracción de la aceleración de gravedad, g), respecto el desplazamiento espectral (S_d). [32]

Para dicha conversión, cada punto, (S_{ai}, T_i) , del espectro de respuesta, donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de demanda, según:

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

De manera que el *espectro de demanda* es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta, respecto al correspondiente desplazamiento máximo; para un período y nivel de amortiguamiento, dados. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento. [32]

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales, y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (consultar bibliografía), los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado. [32]

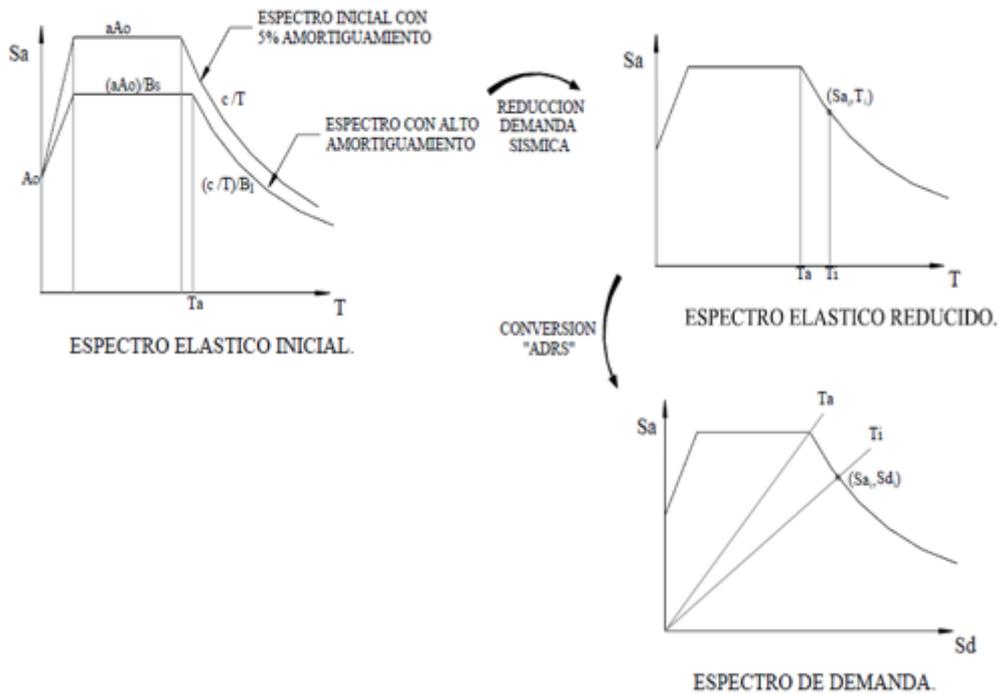


Figura 6.6.: Espectro de demanda sísmica

6.4.5. Estimación de la respuesta sísmica máxima

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de desempeño* (A, d), donde se igualan la demanda y la capacidad. [32] Se define el punto de demanda, como aquél que interseca el espectro de demanda con el espectro de capacidad para que la ductilidad del espectro de demanda sea igual a la ductilidad de la estructura. Es decir, que el espectro de demanda elástico, se va a reducir por comportamiento inelástico, si la estructura va a tener daño. Mientras más se reduzca, mayor será el daño. [24]

Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración, en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δn y corte basal V_0 , usando procedimientos de análisis modal. [32]

Si el desplazamiento Δn está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración, puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración. La Fig. 6.7., describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma, se observa cómo el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido, tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado, y

determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados. [32]

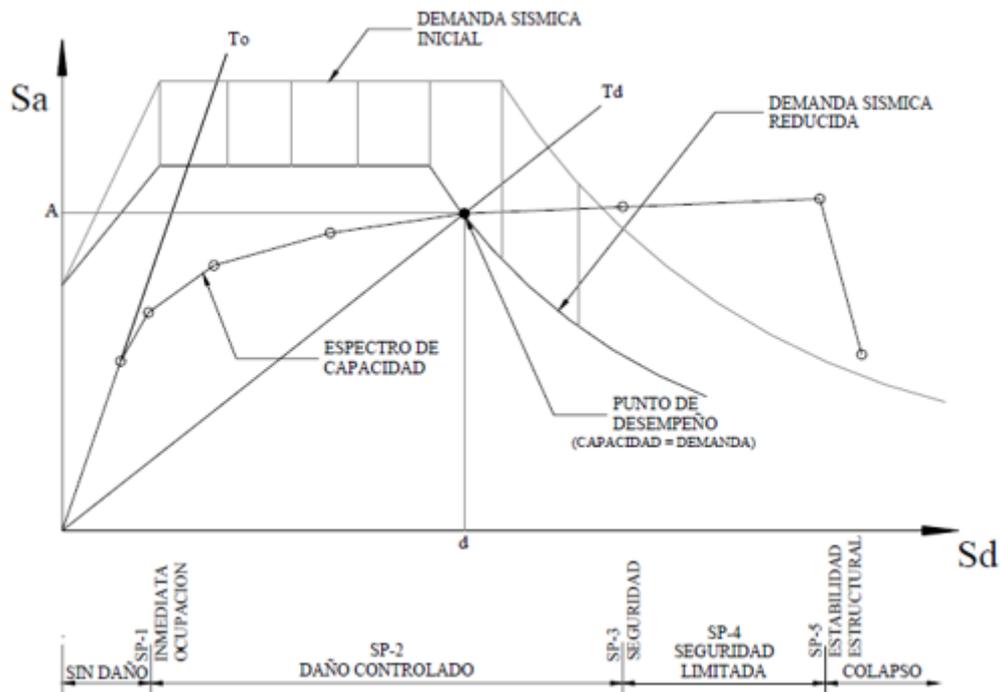


Figura 6.7.: Espectro de capacidad – demanda (según ATC 40)

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar, entre otras cosas: [32]

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo, respecto al obtenido en régimen elástico, para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto. [32]

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita, representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico, y que, en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta. [32]

Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado, demuestran que el método del espectro capacidad-demanda permite, en general, obtener buenos estimados de la respuesta estructural, en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda

sísmica, debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración. [32]

6.6. MÉTODOS PARA OBTENER LA CURVA DE CAPACIDAD

En el Análisis No Lineal Estático, existen dos formas de encontrar la curva de capacidad resistente: en una, se aplican cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso (*Técnica del Pushover*); y en la segunda, se la somete a un **acelerograma**, que se va incrementando paulatinamente, hasta que la estructura colapse. [24]

6.6.1. Análisis Tiempo-historia

Este tipo de procedimiento se basa en usar una demanda en la estructura por medio de un registro sísmico. Este análisis puede ser modal, si recurrimos a los espectros de aceleración; o de integración directa, si usamos un registro de aceleraciones. También puede ser lineal, si la excitación no genera disipación de energía; o no lineal si la energía se disipa (generalmente representada por la respuesta histerética) vía lazos abiertos, de la estructura. [42]

Al usar un registro sísmico la estructura va a seguir una historia de disipación de energía dependiendo de los contenidos de frecuencias y amplitudes de aceleración del sismo. Al usar varios registros sísmicos es posible ver cómo la edificación se comporta de forma diferente ante cada sismo. Es por ello, que el análisis tiempo-historia es tan importante: nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo. Esto es conocido como variabilidad de registro a registro. [42]

Este tipo de análisis sólo tiene utilidad en dos casos concretos: Cuando se va a verificar el diseño de una estructura de gran interés, por ejemplo, hospitales o estadios, o cuando una misma estructura va a ser replicada varias veces, como es el caso de algún colegio [42]

6.6.2. Análisis Pushover: descripción

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover”, también conocido con el nombre de Análisis Incremental del Colapso, [5] es la generación de la Curva de Capacidad (resistente de las estructuras, ante acciones sísmicas), que representa el desplazamiento lateral, como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Curva que relaciona el cortante basal V , con el desplazamiento lateral máximo de la estructura D_T , y que es la base para el *Análisis Sísmico por Desempeño*. [5] Este proceso provee al diseñador valores, que le dan una visión más clara del comportamiento de una edificación. [41]

El Pushover es utilizado para proporcionar información sobre muchas de las características de respuesta que no se pueden obtener a partir de un análisis estático o dinámico elástico. Los siguientes, son ejemplos de tales características de respuesta:

- Las demandas de resistencias reales de elementos potencialmente frágiles, como las demandas de resistencia axial en las columnas, las demandas de resistencia en nudos viga-columna, la demanda de momento en nudos, las demandas de esfuerzo de corte en vigas perimetrales (vigas ubicadas en el perímetro del edificio, que se extienden entre columnas y, generalmente, soportan entresijos y cubiertas) de hormigón armado anchas, las demandas de esfuerzo de corte en paredes de mampostería no reforzada, pilas, etc.
- Las estimaciones de las demandas de deformaciones para los elementos que tienen que deformarse inelásticamente, con el fin de disipar la energía impartida a la estructura.
- Las Consecuencias de la resistencia deteriorada de los elementos individuales en el comportamiento de sistema estructural.
- Identificación de las regiones críticas, en las que se espera que las demandas de deformación sean altas, y que requieren que se transforme en el foco de atención, a través del detallado.
- Identificación de las discontinuidades de resistencia, en vista en planta, que conduzcan a cambios en las características dinámicas en el rango elástico.
- Estimaciones de las derivas de entrepiso, que dan cuenta de discontinuidades de resistencia o rigidez, y que pueden ser utilizados para controlar los daños y para evaluar los efectos P-Delta.
- La verificación de la integridad y adecuación del recorrido de carga, teniendo en cuenta todos los elementos del sistema estructural, todas las conexiones, los elementos no estructurales rígidos (de una resistencia significativa), y el sistema de cimentación. [43]

Este análisis se realiza, sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementa, de manera monótonica, hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este análisis, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (ver Figura 6.8). [25]

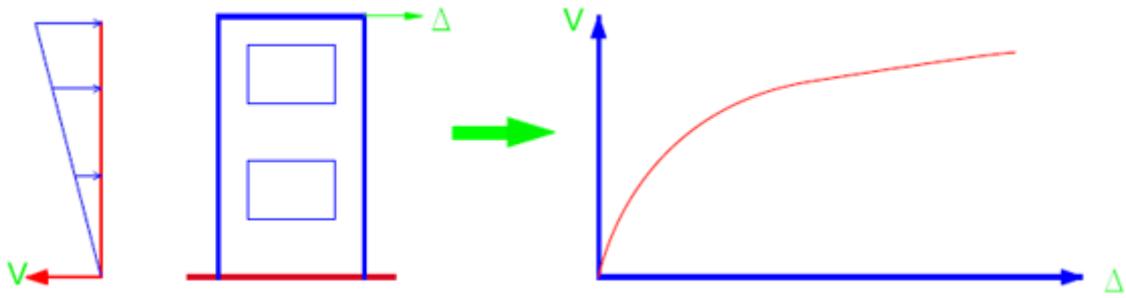


Figura 6.8.: representación del análisis estático no lineal (pushover)

El procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. La secuencia de pasos se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático de una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego, la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada, hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. El proceso se continúa, hasta que la estructura se vuelva inestable, o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad pushover, aproximadamente, nos indica cómo la estructura se comporta después de exceder su límite elástico. [41]

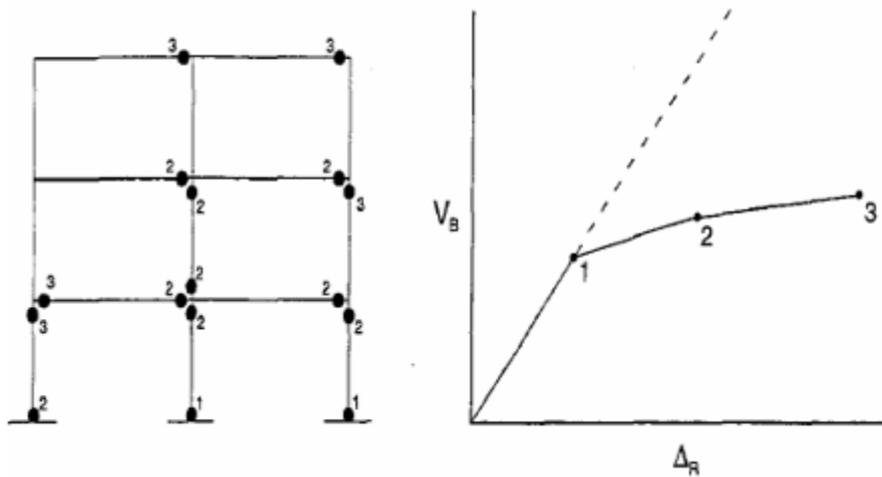


Figura 6.9.: Mecanismo de colapso formado

En un análisis convencional, basado en rótulas plásticas, la inelasticidad del elemento estructural se supone concentrada en una rótula plástica de “longitud cero”. En otras regiones en el elemento estructural, diferentes al de la rótula plástica, se supone que tiene un comportamiento elástico. Si las fuerzas en una sección particular del elemento estructural son menores que la capacidad plástica de la sección, se supone un comportamiento elástico. Si es alcanzada la capacidad plástica, se forma una rótula plástica. La respuesta de la sección transversal del elemento estructural, después de la

formación una rótula plástica, se supone perfectamente plástica, sin la presencia del endurecimiento por deformación. [41]

En un análisis plástico de primer orden solamente se toma en cuenta los efectos inelásticos que afectan la resistencia de la estructura, pero no así, los efectos no lineales geométricos del elemento estructural sobre el equilibrio de la estructura (análisis plástico de segundo orden). [41]

La técnica del Pushover se realiza con pequeños incrementos de carga (0,1 Tn), lo cual sólo es posible mediante el uso de un programa de computadora, específico para tal efecto. Si se deseara realizar este cálculo a mano, los incrementos de carga deberían ser mucho mayores, para simplificar el proceso (podría probarse, por ejemplo, con incrementos de carga de 2 Tn, en cuyo caso, la carga con la que se resuelve sería muy alta, pero se tendrían menos operaciones). [15] Más importante que la magnitud de la carga lateral que se aplica a la estructura, es la forma de variación de la misma. En efecto, las curvas de capacidad resistente, son sensibles a la distribución de carga lateral que se aplica en cada uno de los pisos. De igual manera es conveniente que la carga lateral que se aplica a la estructura, en cada ciclo de carga, sea lo más pequeña posible. [25]

Se debe calcular los desplazamientos y giros en la estructura que resultan debido a cada ciclo de carga. De esta manera, se obtiene los puntos de la curva de capacidad resistente, donde el cortante basal V es definido por la fuerza aplicada en el tope de la estructura, y el desplazamiento D_t . La Curva de capacidad resistente se puede obtener haciendo uso del análisis matricial, con lo cual se podría desarrollar un programa de computadora, o a su vez, utilizar programas, como el SAP2000. [25]

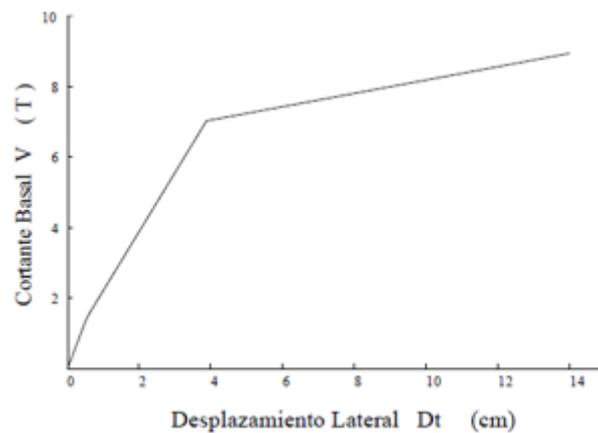


Figura 6.10.: curva de capacidad resistente para una estructura de un vano y un piso

Cuando los desplazamientos laterales (D_t) y/o las cargas verticales son considerables, también en edificios esbeltos (altos, con losas planas o con columnas de sección pequeña), el **efecto $P-\Delta$** , va a ser importante, más aún cuando se trabaja con la técnica del Pushover, en la que se aplican cargas laterales que se van incrementando en una sola dirección. En consecuencia, se debe tomar en cuenta el **efecto $P-\Delta$** , para el cálculo del diagrama $V-D_t$, lo cual se resume en considerar el efecto de la gravedad en la estructura deformada. [25]

Una alternativa, consiste en aplicar las cargas en forma proporcional a las deformaciones y a esta Técnica se la conoce con el nombre de Pushover Controlado [15]

Es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales, que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación, se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis Pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento.
- El análisis Pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis Pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta fluencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis. [22]

CAPÍTULO VII: CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS Y PÉRDIDAS ECONÓMICAS

7.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo tiene por objetivo desarrollar los temas referidos a la cuantificación de pérdidas económicas y daños estructurales, ítem 2.4.10 del capítulo II.

Dentro de este tópico, se propone explicar un procedimiento relativamente sencillo para cuantificar los daños estructurales; y luego puede leerse el anexo correspondiente para abarcar la serie de pasos necesarios para estimar las pérdidas económicas probables para cada nivel de intensidad sísmica.

Todo lo que se expresará a continuación requiere de la previa realización de las curvas de capacidad de la estructura, para poder encontrar el punto de desempeño o punto de demanda. Es decir que requiere de los conocimientos referidos a evaluación de desempeño sísmico, presentados en el capítulo VI.

7.2. CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS

Gracias a la utilización del programa HAZUS (publicado por la agencia FEMA), entre otras cosas, se puede evaluar en forma aproximada el desempeño sísmico de 36 tipologías estructurales (tipologías presentadas en la Tabla 1.1). En la figura 13.1 se resume la manera de cálculo de los niveles de daño de una estructura ante una acción sísmica dada. En la parte superior se aprecia cómo se determina el punto de demanda utilizando el Método del Espectro de Capacidad (ya comentado en el capítulo anterior). El punto de demanda está definido por las coordenadas S_{dm} (desplazamiento espectral) y S_{am} (pseudoaceleración). [2]

Con el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad, S_{dm} , se ingresa a las curvas de fragilidad de HAZUS 99 y se determinan los porcentajes de daño estructural y no estructural por distorsión de piso, en las respectivas curvas que recomienda HAZUS 99 para cada una de las 36 tipologías estructurales. [2]

HAZUS 99 ha considerado cuatro niveles de daño denominadas: Ligero, Moderado, Extensivo y Completo. El significado de cada uno de estos niveles de daño está muy detallado en la publicación de HAZUS 99 y puede observarse un resumen en la Tabla 7.1. [2]

Estado de daño	Descripción
<p>LEVE</p> 	<p>Se observan pequeñas fisuras en los extremos de los elementos. Estas fisuras son debidas a la flexión y al corte de las columnas y vigas. Las fisuras por flexión son verticales, en cambio las fisuras de corte son inclinadas con un ángulo aproximado a los 45 grados. En términos del diagrama momento curvatura se puede indicar que los elementos han sobrepasado el punto de agrietamiento pero están distantes del punto de fluencia.</p>
<p>MODERADO</p> 	<p>Se observa que la mayor parte de vigas y columnas en sus extremos presentan fisuras en general. Adicionalmente en pórticos dúctiles se observa que algunos elementos han alcanzado el punto de fluencia. Es decir llegaron al máximo límite elástico, por este motivo las fisuras son pronunciadas.</p>
<p>SEVERO</p> 	<p>Algunos de los elementos estructurales llegan al punto en el cual el hormigón llega a la máxima deformación útil a la compresión. En los elementos que no son dúctiles se observa que han fallado por cortante, se observa además que la armadura de algunos elementos han sufrido gran deformación o se han llegado a romper. En estas condiciones la estructura está sumamente dañada.</p>
<p>COMPLETO</p> 	<p>La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapso. Si permanece en pie después del sismo, debe ser demolida por el gran daño que presenta.</p>

Tabla 7.1.: Niveles de daño para elementos estructurales (FEMA) [3]

Es lógico pensar que la suma de los porcentajes de daño Ligero (L) más Moderado (M) más Extensivo (E) más Completo (C) y más Sin Daño (SD) da el 100%.

$$L + M + E + C + SD = 100$$

Con el valor de S_{am} se ingresa a otras curvas de fragilidad y se determina el daño en elementos no estructurales que son susceptibles a desprenderse o voltearse durante un

sismo, lo cual puede verse en la figura 7.1 que se ha colocado como *Daños no estructurales-aceleración-*. [2]

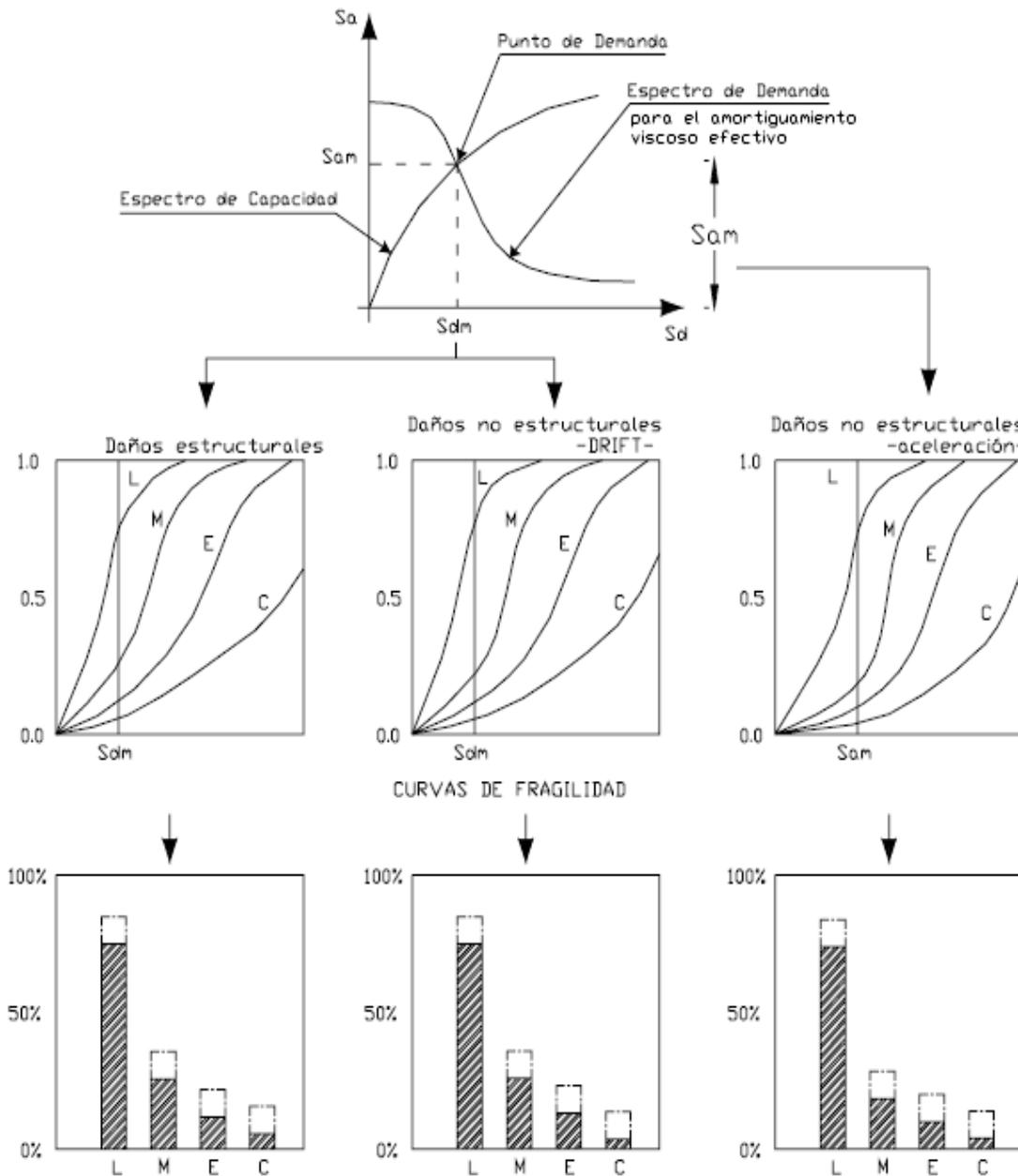


Figura 7.1.: Esquema de cálculo del daño, de acuerdo al método del espectro de capacidad y las curvas de fragilidad, propuestas por Hazus.

Es importante mencionar que HAZUS 99 es muy aproximado y que sirve para evaluar en forma muy rápida el desempeño sísmico de un barrio, de una ciudad, de gran cantidad de estructuras en las que no se dispone de planos estructurales o si se los tiene se desea evaluar muy rápidamente. [2]

7.2.1. Determinación del daño en edificios de hormigón armado (daño estructural)

De acuerdo a la metodología de HAZUS 99, en función del desplazamiento lateral, S_{dm} , se obtiene, de las curvas de fragilidad, el daño estructural y el daño no estructural por distorsión de piso. Por otra parte, con la capacidad de aceleración, S_{am} , se encuentra también el daño en elementos no estructurales, que son sensibles a la aceleración (poseen riesgo de caerse o desprenderse).

Se recomienda no determinar un solo valor para el daño. Sino, determinar un rango de variación en el cual estaría el daño, quien quedaría definido por un límite inferior de daño, límite superior y un valor medio. [24]

Hazus 99, en la curva de fragilidad considera en las abscisas el *Desplazamiento Espectral* S_d (para elementos sensibles al drift) o la capacidad de *Aceleración Espectral* S_a (para elementos sensibles a la aceleración); y en ordenadas, la *Probabilidad de ocurrencia*. Lo que se interpreta diciendo que la curva de fragilidad representa la probabilidad de alcanzar o sobrepasar un cierto rango de daño estructural para un desplazamiento espectral S_d o para una aceleración espectral S_a , según sea el caso. [24]

7.2.2. Determinación del daño en elementos no estructurales

El daño en los elementos no estructurales, el ATC 96, lo divide en dos categorías. En la primera se encuentran los elementos no estructurales que van a sufrir daño por una deformación lateral excesiva de la estructura, deformación que se la cuantifica por medio de la distorsión o deriva de piso (interstory drift); y la segunda se refiere a elementos no estructurales que son sensibles a la aceleración del suelo. [40]

Tabla: Clasificación de elementos no estructurales sensibles a aceleración y drift			
Tipo de sistema	Descripción de componente	Sensible a la deriva (DRIFT)	Sensible a la aceleración
Arquitectura	Muro no portante/divisiones	*	o
	Elementos en voladizo y parapetos		*
	Paneles de muro exterior	*	o
	Muros de revestimiento y acabados	*	o
	Áticos	*	
	Bastidores y gabinetes		*
	Pisos		*
	Accesorios y adornos		*
Mecánica y electricidad	Mecánica en general (calderas, etc)		*
	Maquinaria de manufacturas y procesos		*
	Sistemas de tuberías	o	*
	Tanques de almacenamiento		*
	Sistemas HVAC (enfriadores, conductos, etc)	o	*
	Elevadores	o	*
	Torres reticuladas		*
	Electricidad general (interruptores, ductos, etc.)	o	*
	Accesorios de iluminación		*
Contenidos	Archivadores, bibliotecas, etc.		*
	Equipamiento de oficinas y mobiliario		*
	Computadoras/equipamiento de comunicación		*
	Equipos de manufactura no permanente		*
	Inventarios de fabricación y almacenamiento		*
	Arte y otros objetos de valor		*
* : Causa primaria de daño			
o : causa secundaria de daño			

Tabla 7.2.: Clasificación de elementos estructurales sensibles a deriva y aceleración.

En la tabla 7.2, se aprecia que la mampostería o muros, tanto internos como externos, son sensibles a la distorsión de piso. En la medida que las distorsiones de piso se incrementan, el daño respectivo en la mampostería también se incrementará. Lo propio sucede con los acabados interiores. Las instalaciones eléctricas, como las sanitarias, también son sensibles a las distorsiones de piso, pero como efecto secundario, por este motivo es que

tienen el símbolo °. Estos elementos son más sensibles a la aceleración del suelo, por lo que llevan el asterisco, *. [24]

En todo lo que tiene que ver con el equipamiento de bibliotecas, laboratorios, oficinas, etc., el daño está relacionado con la aceleración del suelo, en el sentido de que el movimiento intenso del suelo puede ocasionar el volcamiento de los equipos y demás implementos mencionados. [24]

En el presente estudio, se hace énfasis en el daño no estructural, ya que se considera que éste es el que produce las mayores pérdidas económicas ante sismos de mediana y baja magnitud.

HAZUZ 99 considera el daño no estructural de forma independiente a las tipologías de edificios y, como ya se indicó anteriormente, están en directa dependencia de la distorsión de piso y de la aceleración. [24]

CAPÍTULO VIII: APLICACIÓN PRÁCTICA DE LOS PASOS DEL PBSD A EDIFICIOS DE H°A°

8.1. COMENTARIOS DEL CAPÍTULO

La intención de este apartado es aplicar lo expresado en las páginas anteriores, en la mayor medida posible. Como pudo observarse, la metodología del diseño por desempeño (PBSD) es compleja y de gran extensión. No es simple su puesta en marcha. Por esa razón, se tomó la decisión de poner en práctica la mayor cantidad de pasos posibles, en diferentes casos. Es decir que no se realizará el diseño completo de una edificación, desde el comienzo, hasta la verificación final. Sino que se enumerará cada paso y se aplicará a una situación determinada.

Las instancias del método que se practicará son las siguientes:

- Obtención de espectros de respuestas para cada período de retorno de sismos, especificado para el PBSD.
- Obtención de espectros de respuesta en formato ADRS (S_a Vs S_d). Necesarios para convertir espectros elásticos en espectros de demanda. Esto se utiliza para obtener el punto de desempeño de la estructura.
- Obtención de espectros en formato S_d Vs T , que serán utilizados para el método de desplazamientos.
- Análisis de posibles casos, en función del pedido del cliente, de la función y uso de la estructura. Aplicación de la matriz de desempeño. Selección de deriva de piso.
- Aplicación de método de desplazamiento. Análisis de diferentes situaciones.

8.2. OBTENCIÓN DE ESPECTROS.

Como se mencionó. Se obtendrá los espectros de respuesta según la norma Cirsoc 103 Parte 1, para el sismo raro, y aplicando los factores correspondientes, se extenderá para el caso de los demás períodos de retorno. Luego se los convertirá en formato ADRS. Por último, se los convertirá en formato S_d Vs. T para poder aplicarlos en el método por desplazamientos.

8.2.1. Espectros de respuesta elástico para diferentes períodos de retorno.

En primera medida, obtendremos el espectro de respuesta elástico que brinda la norma Cirsoc 103, Parte 1, y que suele utilizarse para el diseño por capacidad, en Argentina. Éste, se corresponde con un período de recurrencia de 475 años (suele redondearse a 500 años en la metodología PBSB). Para ello, se supuso las siguientes características:

La estructura se ubicará en zona sísmica 3. La imagen siguiente indica los sectores de Argentina que pertenecen a dicha zona. Luego de ello, se presenta el mapa de zonificación: [47]

ZONA 3	
PROVINCIA DE JUJUY	PROVINCIA DE MENDOZA
7 parte de Tumbaya	2 parte de Lavalle
8 Tilcara	10 Tupungato
9 Valle Grande	11 Rivadavia
10 Capital	12 Santa Rosa
11 Ledesma	13 parte de La Paz
12 San Antonio	14 Tunuyán
13 El Carmen	15 San Carlos
14 San Pedro	16 parte de San Rafael
15 Santa Bárbara	
PROVINCIA DE LA RIOJA	PROVINCIA DE SALTA
1 Gral. Sarmiento	3 parte de Orán
2 Gral. Lamadrid	8 parte de Rosario de Lerma
7 Gral. Lavalle	9 La Caldera
11 parte de Independencia	10 Gral. Güemes
14 parte de Gral. Juan Facundo Quiroga	11 parte de Anta
17 parte de Rosario Vera Peñaloza	13 Chicoana
	14 Cerrillos
PROVINCIA DE SAN LUIS	15 La Capital
1 parte de Ayacucho	18 parte de La Viña
3 parte de Belgrano	19 parte de Guachipas
	20 Metán

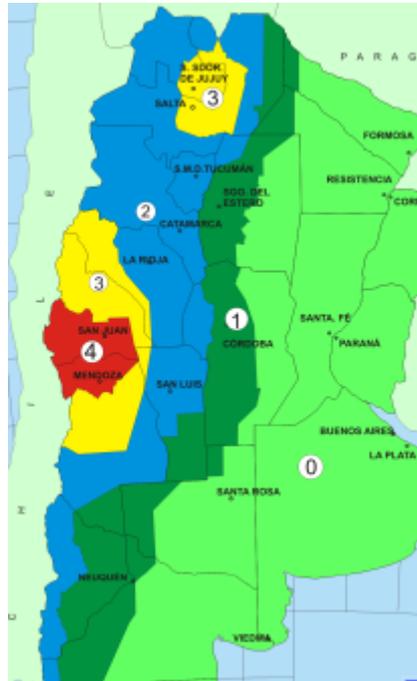


Figura 8.1.: zonificación sísmica del caso práctico

Se aplicará en suelo C, tipo 1, como se observa en la siguiente imagen: [47]

Tabla 2.2. Clasificación del sitio – Influencia del suelo

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
SF		Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Tabla 8.1.: Clasificación del sitio – influencia del suelo (CIRSOC 103)

Para la obtención del gráfico buscado, se debe utilizar parámetros que están en función de las características anteriores, y puede observarse en la imagen próxima:

Tabla 3.1 Valores de a_s , C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (SA, SB, SC)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (SD)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (SE)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

Tabla 8.2.: Valores de a_s , C_a y C_v , para distintas zonas sísmicas y tipos espectrales (CIRSOC 103) [47]

La norma brinda distintas ecuaciones para cada tramo del gráfico. Haciendo caso omiso de ellas, puede obtenerse el siguiente espectro, que es de aplicación para estructuras ubicadas en zona tres, y en suelo C, tipo 1:

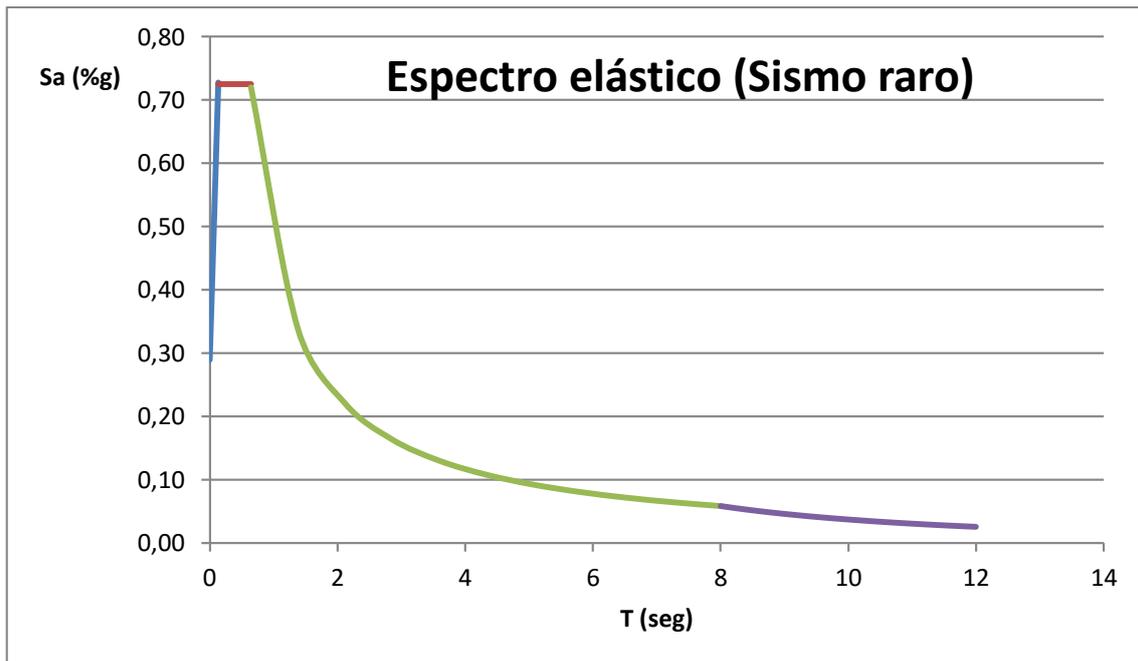


Figura 8.2.: Espectro S_a Vs T (sismo raro)

Como se mencionó en el capítulo correspondiente a amenaza sísmica. Para obtener este diagrama para otros períodos de recurrencia, suele utilizarse aproximaciones. En este caso, se decidió multiplicar el espectro de Sismo raro (500 años) por los siguientes factores:

- Para sismo frecuente: 0,33
- Para sismo ocasional: 0,462
- Para sismo muy raro: 1,3

De esa forma, se obtuvo los diagramas presentados a continuación:

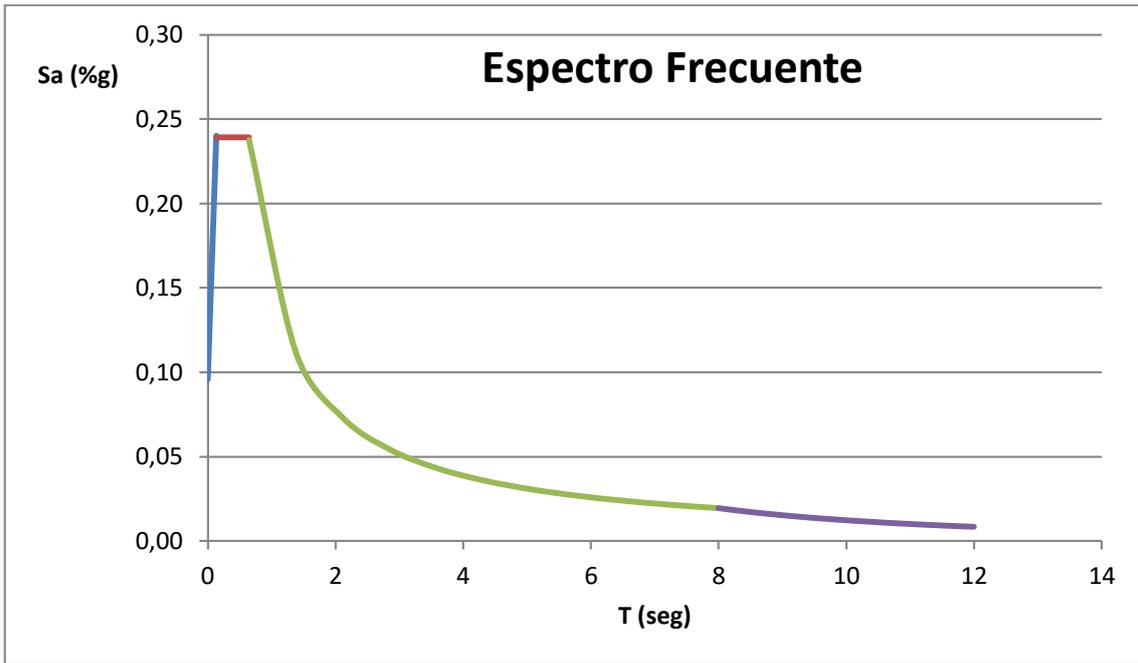


Figura 8.3.: Espectro Sa Vs T (sismo frecuente)

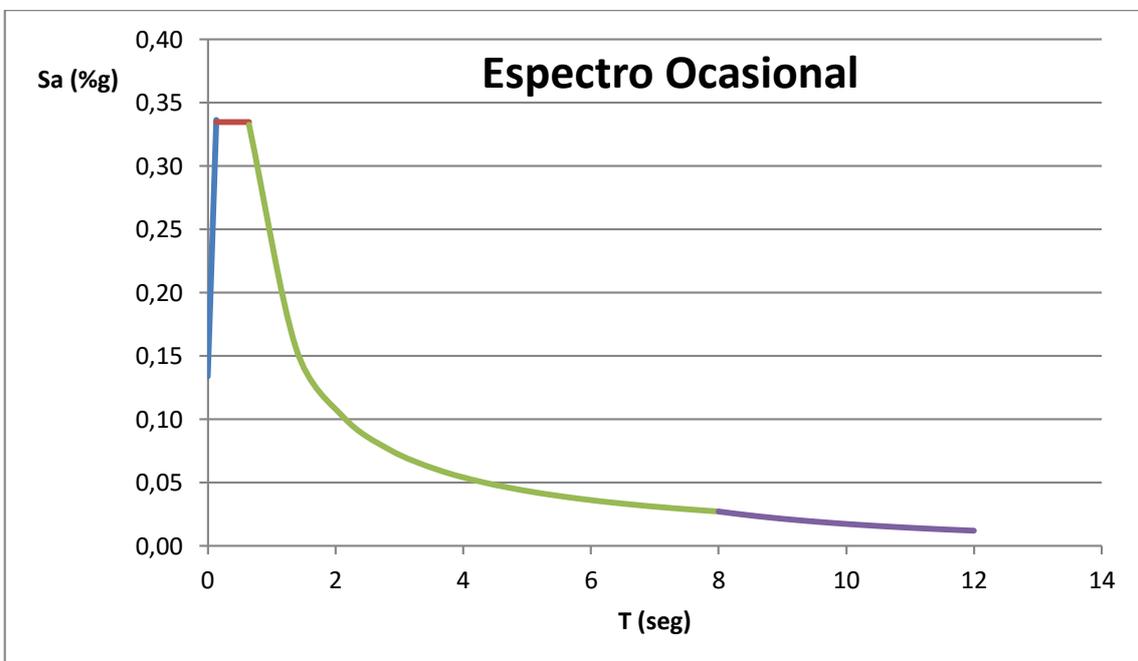


Figura 8.4.: Espectro Sa Vs T (sismo ocasional)

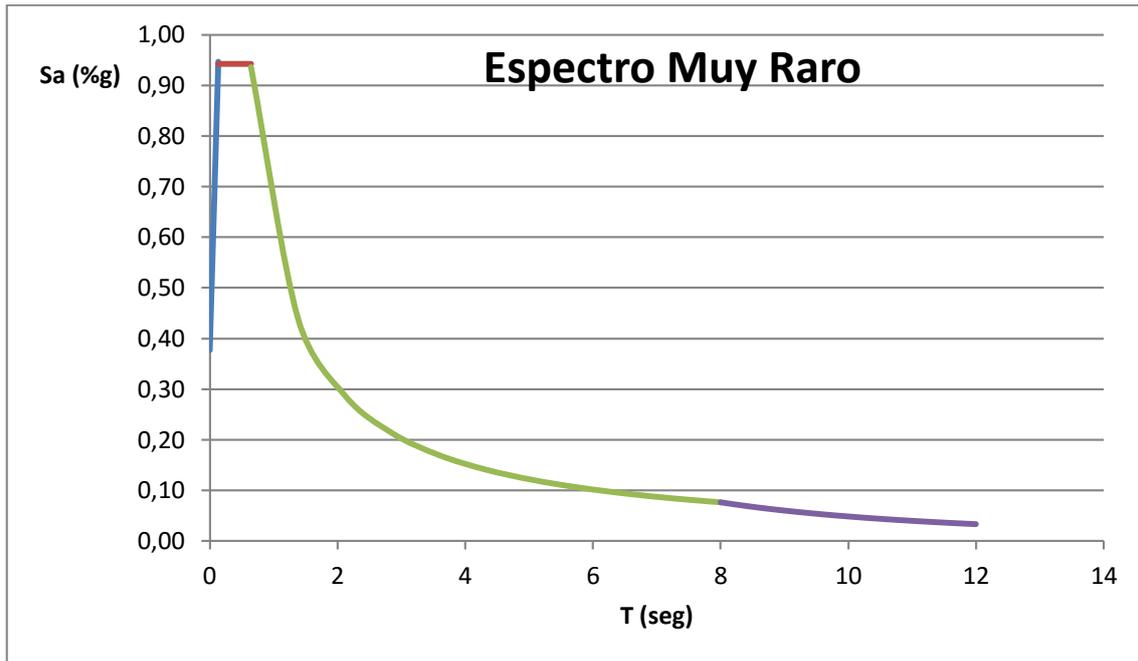


Figura 8.5.: Espectro Sa Vs T (sismo muy raro)

8.2.2. Espectros en formato ADRS:

Estos gráficos presentan en abscisas a Sd (desplazamiento espectral, en metros o centímetros), y en ordenadas a Sa (pseudoaceleración, expresada como porcentaje de la aceleración de la gravedad, g). Para obtener estos diagramas sólo se requiere obtener Sd para cada período, y luego graficarlo. La ecuación para Sd es la siguiente:

$$S_{d i} = \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{a i} \cdot g$$

Como se observa, Sd depende del período, lo cual facilita su graficación.

Los resultados se muestran en los próximos diagramas:

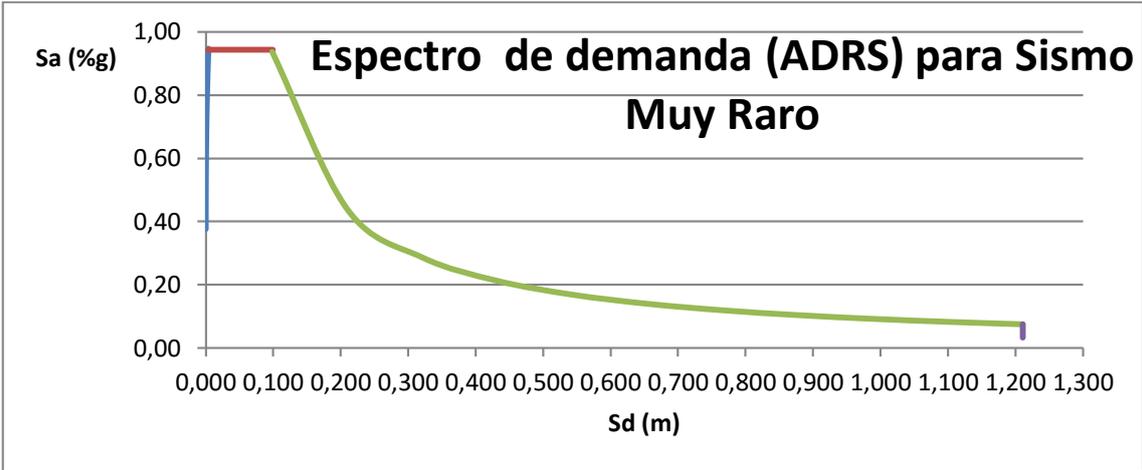


Figura 8.6.: Espectro S_a Vs S_d (sismo muy raro)

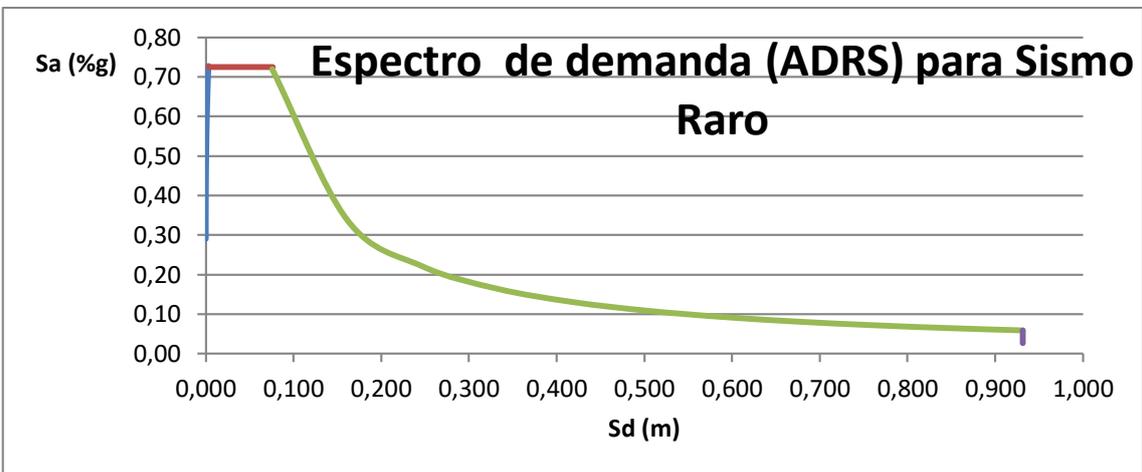


Figura 8.7.: Espectro S_a Vs S_d (sismo raro)

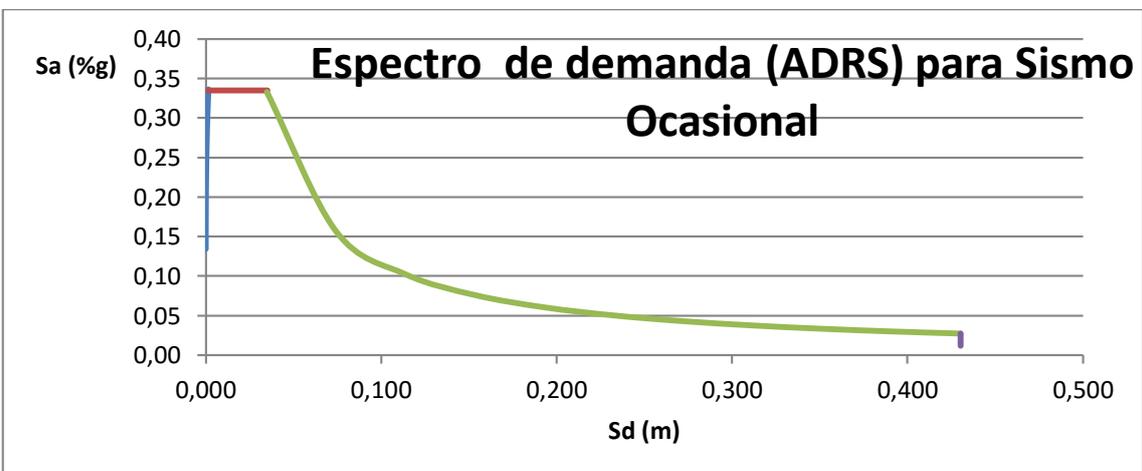


Figura 8.8.: Espectro S_a Vs S_d (sismo ocasional)

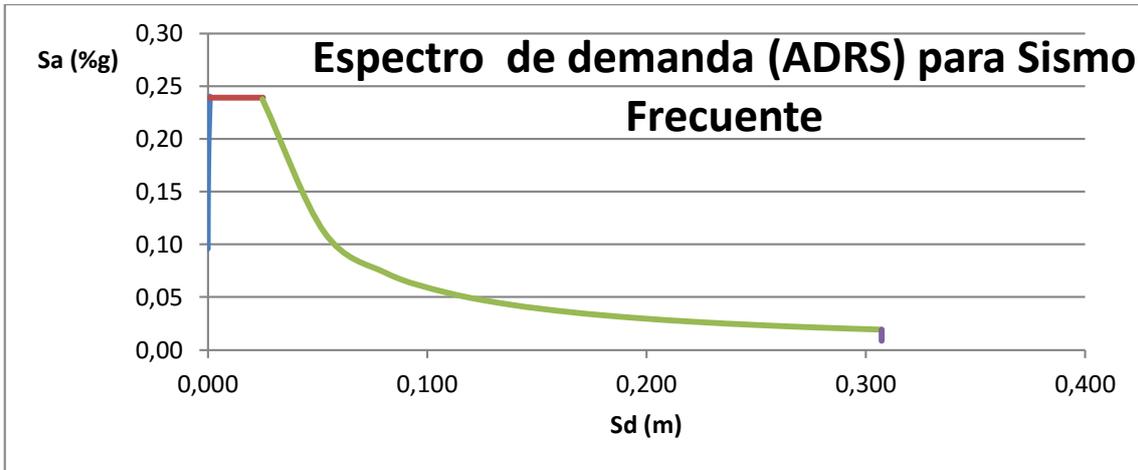


Figura 8.9.: Espectro Sa Vs Sd (sismo frecuente)

8.2.3. Espectros en formato Sd Vs T:

Para la aplicación del método por desplazamientos se requiere contar con los espectros en formato Sd Vs T. Una vez realizado los pasos anteriores, resulta sumamente simple su obtención. Pueden observarse en las siguientes imágenes:

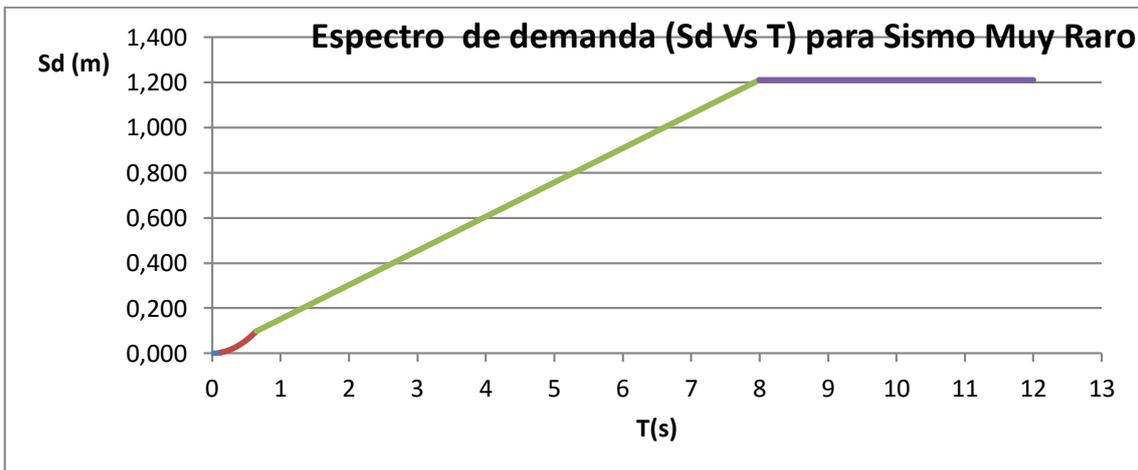


Figura 8.10.: Espectro Sd Vs T (sismo muy raro)

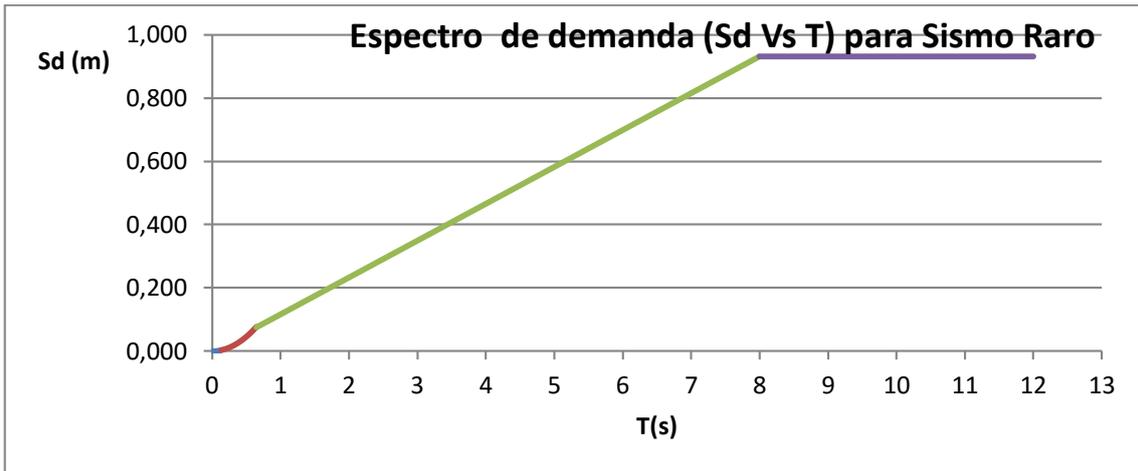


Figura 8.11.: Espectro S_d Vs T (sismo raro)

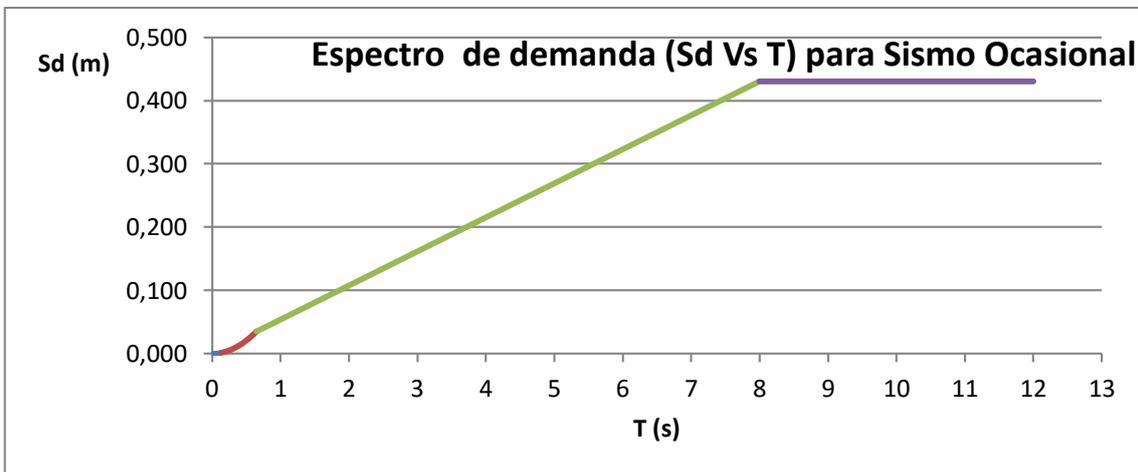


Figura 8.12.: Espectro S_d Vs T (sismo ocasional)

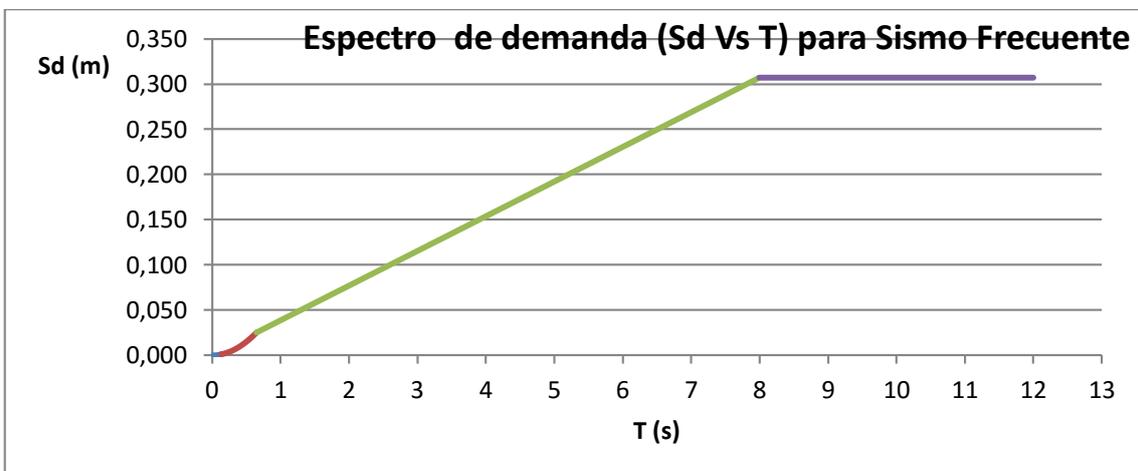


Figura 8.13.: Espectro S_d Vs T (sismo frecuente)

8.3. ANÁLISIS DE CASOS – MATRIZ DE PERFORMANCE – OBTENCIÓN DE DERIVA.

Este puede interpretarse como uno de los puntos más importantes en la aplicación del diseño basado en desempeño. La matriz de performance, básicamente, muestra un objetivo que el diseñador se plantea al iniciar el proyecto. Es aquella situación a la que se intenta llegar. Este apartado amerita conocer a fondo lo que busca el cliente, el objetivo de la edificación, su uso y su función. Pueden presentarse un sinnúmero de casos posibles.

Cabe aclarar, que, para el diseño de la estructura, se utiliza el sismo raro (período de 500 años), y para su verificación, se utiliza el resto de los períodos de sismo. A continuación, se plantea algunas opciones de diseño con sismo raro, y con sismo muy raro, con el objeto de comprender la metodología y poder vislumbrar diferencias entre una alternativa y otra:

- Caso A: El escenario para diseño es Seguridad de vida para el sismo raro (también se realiza para sismo muy raro, con quien generalmente se verifica). Este caso es, por ejemplo, el diseño de un edificio residencial. Éste, también es aplicable a alguna fábrica o empresa que permitiera estar un largo período de tiempo sin funcionar, mientras se realiza la reparación, luego del sismo. Para llegar a decir esto, se necesita una conversación con el cliente, quien debería evaluar si puede aceptar ese riesgo. Podría realizarse un análisis económico, en el que se compare distintas situaciones. Todo depende de las características de la empresa. Lo importante es presentar al cliente todas las posibilidades y brindarle la oportunidad de tomar una decisión al respecto.
- Caso B: El escenario para diseño es Operacional para el sismo raro (también se realiza para sismo muy raro, con quien generalmente se verifica). En este caso se encuadran las instalaciones esenciales, como las escuelas. También podría encasillarse aquí a otro tipo de fábrica (digamos, una fábrica B), o empresa, que no pudiera permitirse estar tanto tiempo inactiva, mientras se realizan reparaciones, luego del sismo. Esta alternativa se daría si para la empresa fuera más perjudicial estar todo ese lapso sin funcionar, que pagar un diseño y una ejecución más exigente, que conlleve menores deformaciones en la estructura, y por ende, menores daños. Esto sería el resultado de un análisis de posibilidades, de situaciones y de costos probables, que deben ser conversados con el cliente en cuestión. Nuevamente, todo depende del tipo de industria, su función y situación.
- Caso C: El escenario para diseño es Servicio para el sismo raro (también se realiza para sismo muy raro, con quien generalmente se verifica). En este caso se encuadran las instalaciones críticas, como los hospitales. Este tipo de edificaciones deben encontrarse funcionando luego del más severo de los sismos

posibles, puesto que serán los encargados de brindar servicio a la población afectada. Debe dedicársele el mayor de los cuidados en el diseño y ejecución.

A continuación, se presenta un cuadro que resume lo mencionado. Luego de ello, se mostrará en los siguientes apartados los cálculos para las situaciones planteadas:

		NIVEL DE PERFORMANCE SÍSMICA			
		SERVICIO	OPERACIONAL	SEGURIDAD	PRE-COLAPSO
MAGNITUD DEL SISMO DE DISEÑO					
	FRECUENTE (20 años)				
	OCASIONAL (70 AÑOS)				
	RARO (500 años) - DISEÑO	Hospital	Escuela - Fábrica B	Residencial - Fábrica A	
	MUY RARO (1000 años) - verificación		Hospital	Escuela - Fábrica B	Residencial - Fábrica A

Tabla 8.3.: casos de análisis práctico – Matriz de desempeño

8.3.1. Método de desplazamiento para performance: Seguridad de vida para sismo raro (caso A).

Para este caso, lo primero que debe hacerse es determinar la deriva límite propuesta por el reglamento, para alcanzar esta situación de performance.

Para ello se debe caracterizar nuestra estructura. Utilizamos las clasificaciones de Hazus. En este ejemplo, se utilizará un edificio de Hormigón armado, conformado por pórticos de vigas y columnas, de siete pisos. Eso nos encuadra en “Edificios en General”, sistema C1M, como se observa en las siguientes tablas:

Tabla: Clasificación edilicia	
Grupos	Edificios
Edificios en general (GBS)	Edificios de tipo Residencial, comercial, industrial, agricultura, religioso, gubernamental y educativo
Edificaciones esenciales	Hospitales, estaciones de policía, estaciones de bombero, escuelas
Edificios con alto potencial de pérdidas (HPL)	Plantas nucleares, presas, instalaciones militares
Sistemas de transporte	Autopistas, ferrocarriles, trenes ligeros, autobuses, puertos, transbordadores y aeropuertos.

Tabla 8.4.

N	Código	Descripción	Altura			
			Rango		Valor Típico	
			Nombre	Pisos	Pisos	Metros
1	w1	Estructuras de Madera Liviana.		1-2	1	4,2672
2	w2	Estructuras de Madera para Industria.		Todos	2	7,3152
3	S1L	Pórticos de acero compuestos	Bajo	1-3	2	7,3152
4	S1M	por vigas y columnas. Se usan diafragmas	Mediano	4-7	5	18,288
5	S1H	Horizontales para transmitir cargas.	Alto	8+	13	47,5488
6	S2L	Pórticos arriostrados de acero con	Bajo	1-3	2	7,3152
7	S2M	diagonales. Además tienen columnas y vigas.	Mediano	4-7	5	18,288
8	S2H		Alto	8+	13	47,5488
9	S3	Pórticos de acero liviano.		Todos	1	4,572
10	S4L	Pórticos de acero con muros de corte. El	Bajo	1-3	2	7,3152
11	S4M	pórtico resiste la carga vertical y el muro el	Mediano	4-7	5	18,288
12	S4H	sismo. También incluye sistema dual.	Alto	8+	13	47,5488
13	S5L	Pórticos de acero con paredes de bloque	Bajo	1-3	2	7,3152
14	S5M	sin reforzar para resistir sismo. Es un	Mediano	4-7	5	18,288
15	S5H	edificio antiguo.	Alto	8+	13	47,5488
16	C1L	Pórticos de vigas y columnas de hormigón	Bajo	1-3	2	6,096
17	C1M	armado. Se incluyen edificios antiguos y	Mediano	4-7	5	15,24
18	C1H	modernos.	Alto	8+	12	36,576

Tabla 8.5.

Luego de ello, se debe relacionar el nivel de performance buscado, con el estado de daño asociado. Eso puede realizar por medio de la siguiente tabla:

Tabla: Definiciones de Niveles de Performance, estados de daño y derivas asociadas a ellos			
Nivel de Performance (VISION 2000)	Estados de daño asociados	Características principales	Deriva de piso
Completamente operacional	Despreciable	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal. Se esperan daños estructurales y no estructurales mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.	< 0,2%
Ocupacional (u operacional)	Ligero	No hay daño significativo a la estructura y ésta se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.	< 0,5%
Seguridad de vida	Moderado	Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros, pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada. Seguridad de ocupantes.	< 1,5%
Cerca del colapso (o pre colapso)	Severo	Daño sustancial estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura. Sólo queda un pequeño margen para llegar al colapso. Falla de elementos no	< 2,5%
Colapso	Completo	Colapso estructural.	> 2,5%

Tabla 8.6.

Para este caso, en el que buscamos que para el sismo raro se obtenga una performance de vida, estaremos en el estado de daño “Moderado”. Con este dato, se obtiene la deriva límite de las tablas de Hazus. Para esta clasificación, usamos la tabla siguiente:

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Tabla 8.7.

Este estado de daño Moderado es sinónimo de “Extensivo”, con lo que tenemos una deriva límite de 0,02 (nivel de diseño alto, por estar en etapa de proyecto, y aún no encontrarse construido).

Para este caso que sirve de aplicación, se analizará un pórtico de H°A°, con las siguientes características:

- 7 pisos
- Altura de planta baja: 3,20 m
- Altura del resto de los pisos: 2,60 m
- Masa superficial, supuesta, por piso: 1,20 Tn/m²
- Masa concentrada en planta baja: 70 Tn
- Masa concentrada en el resto de los pisos: 120 Tn
- Masa concentrada en último piso: 60 Tn

- $E = 200.000 \text{ Mpa}$
- $F_y = 420 \text{ Mpa}$
- Esquema estructural del pórtico:

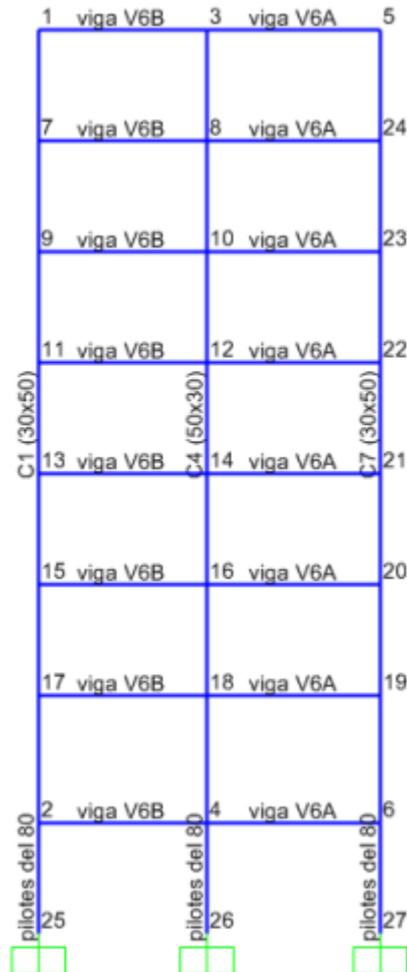


Figura 8.14: Estructura del caso bajo análisis

- Altura supuesta de sección de viga (h_b), luego de un predimensionado: 0,40m
- Longitud de viga V6B: 4,30 m
- Longitud de viga V6A: 4,60 m

Ahora se calcula el desplazamiento de esquina (Δ_c):

$$\Delta_c = \Delta_1 = \theta_c \cdot H_1 = 0,066 \text{ m}$$

Donde además, θ_c es la deriva límite y H_1 es la altura del primer piso.

Luego calculamos el factor de forma del primer piso, o factor de forma del piso crítico (δ_1). Esto se realiza, porque para este tipo de estructuras, el primer piso es quien sufre la deriva crítica, dado que la deformada del primer piso tiene una forma parabólica con la mayor curvatura en los pisos inferiores.

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_i}{H_n} \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4 \cdot H_n}\right)$$

$$\delta_1 = \delta_c = 0,216$$

H_n es la altura total de la edificación. La fórmula tiene el subíndice “i”, porque debe también calcularse la deformación para cada piso.

El desplazamiento total (correspondiente a la deformada inelástica) en cada piso, será:

$$\Delta_i = \Delta_c \cdot \frac{\delta_i}{\delta_c}$$

El paso siguiente consiste en calcular la altura equivalente (H_e) y el desplazamiento de diseño (Δ_d) para el sistema equivalente (SDOF):

$$\Delta_d = \frac{\sum(m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum(m_i \cdot \Delta_i)}$$

$$H_e = \frac{\sum(m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i)}{\sum(m_i \cdot \Delta_i)}$$

Para su obtención se confeccionó la siguiente tabla:

Nivel	H_i	δ_i	Δ_i	m_i	$m_i \times \Delta_i^2$	$m_i \times \Delta_i$	$m_i \times \Delta_i \times H_i$
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tnxm ²]	[Tnxm]	[Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0660	70	0,305	4,620	15,246
P2	6	0,379	0,1157	120	1,605	13,880	83,277
P3	8,7	0,529	0,1614	120	3,127	19,371	168,524
P4	11,4	0,666	0,2033	120	4,959	24,393	278,083
P5	14,1	0,790	0,2412	120	6,983	28,947	408,159
P6	16,8	0,901	0,2753	120	9,093	33,033	554,959
P7	19,5	1,000	0,3054	60	5,597	18,325	357,343
				Σ	31,669	142,569	1865,592

Tabla 8.8.

Con lo que se obtiene:

$$\Delta_d = 0,222 \text{ m}$$

$$H_e = 13,085 \text{ m}$$

La masa efectiva (m_e) será:

$$m_e = \frac{\sum(m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d}$$

La deformación de fluencia ε_y puede calcularse como:

$$\varepsilon_y = \frac{(1,1 \cdot f_y)}{E}$$

A continuación, calculamos la deriva de fluencia para cada tramo de los pórticos (dos tramos), para lo que suponemos resistencias similares entre ambos.

$$\Theta_{by} = 0,5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b}$$

Donde h_b es la altura de la sección de viga, y L_b es la longitud del tramo.

Obtenemos: $\Theta_{y1} = 0,01242$ y $\Theta_{y2} = 0,01328$

Luego, la deriva de fluencia se obtiene como:

$$\Theta_y = \frac{\sum(M_i \cdot \Theta_{yi})}{\sum M_i}$$

Donde M_i es el momento en cada tramo. Suponiendo resistencias similares, puede realizarse una ponderación, o un promedio (como en este caso), y obtener:

$$\Theta_y = 0,01285$$

Luego se calcula el desplazamiento de fluencia (Δ_y), a través de:

$$\Delta_y = \Theta_y \cdot H_e = 0,1681$$

Por lo que la ductilidad de diseño del sistema SDOF (μ) será:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 1,321$$

Como siguiente paso, se obtiene el amortiguamiento equivalente (ξ), a través de la siguiente expresión:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\pi \cdot \mu}\right) = 0,0937$$

Posteriormente, se obtiene el factor de reducción de espectro elástico a inelástico, considerando que el epicentro del sismo está lejos de la zona del edificio ($\alpha = 0,5$):

$$R_\mu = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi}\right)^\alpha = 0,7845$$

Para proseguir, necesitamos el período de esquina (T_c o T_L), que se obtiene del gráfico (ya calculado) S_d Vs T . Este parámetro es el período a partir del cual el diagrama se hace constante:

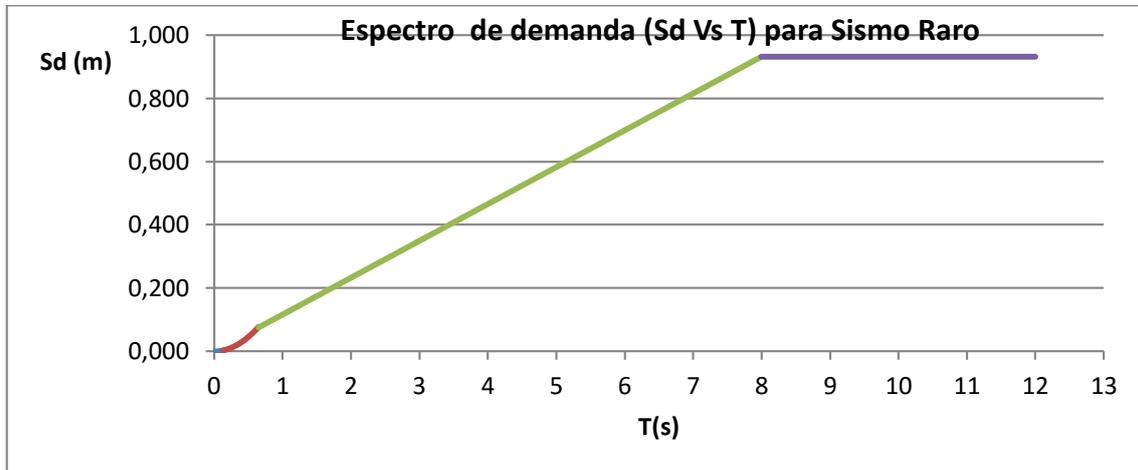


Figura 8.15.: Espectro S_d Vs T (sismo raro). Caso bajo análisis.

$T_c = 8$ seg

Luego obtenemos el desplazamiento de esquina elástico (con amortiguamiento de 0,05). Quien también sale del gráfico anterior, y es el desplazamiento correspondiente a T_c :

$$\Delta_{c,0,05} = 0,931 \text{ m}$$

A continuación, se calcula el desplazamiento de esquina, o límite, o inelástico:

$$\Delta_c = \Delta_{c,0,05} \cdot R_\mu = 0,731 \text{ m}$$

Con esta información, es posible calcular el período efectivo (T_e):

$$T_e = T_c \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_c} = 2,43 \text{ seg}$$

Ahora podemos obtener la rigidez efectiva (K_e):

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = 4.278,83 \text{ Tn/m}$$

Gracias a ese valor, podemos hallar el corte basal (V_b):

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d = 950,45 \text{ Tn}$$

Por último, la distribución en altura se realiza de la siguiente forma:

$$F_i = V_b \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum(m_i \cdot \Delta_i)}$$

Nivel	Hi	Δi	mi	Fi
	[m]	[m]	[Tn]	[Tn]
P1	3,3	0,0660	70	30,80
P2	6	0,1157	120	92,53
P3	8,7	0,1614	120	129,14
P4	11,4	0,2033	120	162,62
P5	14,1	0,2412	120	192,98
P6	16,8	0,2753	120	220,22
P7	19,5	0,3054	60	122,17
Σ =				950,45

Tabla 8.9.

Como puede apreciarse, este ejemplo práctico nos permitió obtener el corte basal, y la distribución en altura para cada piso. A partir de allí debe procederse con un diseño por capacidad. Luego de ello se realizará la evaluación de performance para verificar que la estructura cumpla con los objetivos planteados inicialmente.

En el anexo G se presentará el mismo caso, suponiendo un sismo muy raro.

8.3.2. Método de desplazamiento para performance: Seguridad de vida para sismo raro (caso B).

La estructura para análisis será la misma. Cambiará simplemente la deriva límite considerada para este nivel de performance:

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Tabla 8.10.

Se toma una deriva de 0,0067.

A continuación, se presenta los resultados, aplicando las mismas expresiones y criterios anteriores:

$$\Delta c = \Delta 1 = 0,02211 \quad \delta c = \delta 1 = 0,216$$

Nivel	H _i [m]	δ _i [adim.]	Δ _i [m]	m _i [Tn]	m _i x Δ _i ² [Tnxm ²]	m _i x Δ _i [Tnxm]	m _i x Δ _i x H _i [Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0221	70	0,034	1,548	5,107
P2	6	0,379	0,0387	120	0,180	4,650	27,898
P3	8,7	0,529	0,0541	120	0,351	6,489	56,456
P4	11,4	0,666	0,0681	120	0,556	8,172	93,158
P5	14,1	0,790	0,0808	120	0,784	9,697	136,733
P6	16,8	0,901	0,0922	120	1,020	11,066	185,911
P7	19,5	1,000	0,1023	60	0,628	6,139	119,710
Σ					3,554	47,761	624,973

Tabla 8.11.

$$\Delta d = 0,074 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de diseño del SDOF})$$

$$H_e = 13,085 \text{ m} \quad (\text{altura equivalente})$$

$$m_e = 641,83 \text{ Tn} \quad (\text{masa equivalente})$$

$$\epsilon_y = 0,00231$$

$$\theta_{y1} = 0,01242 \quad (\text{Deriva de fluencia para cada tramo})$$

$$\theta_{y2} = 0,01328$$

$$\theta_y = \mathbf{0,01285} \quad (\text{Deriva de fluencia})$$

$$\Delta y = 0,1681 \quad (\text{Desplazamiento de fluencia})$$

$$\mu = 0,443 \quad (\text{ductilidad de diseño, del SDOF})$$

$$\xi_{eq} = -0,1766$$

Hasta este punto puede apreciarse dos aspectos muy importantes:

- La ductilidad resultante es menor que 1.
- El amortiguamiento es negativo.

Esto nos indica que para este caso debe considerarse una ductilidad igual a 1, y un amortiguamiento de 0,05. Lo cual significa que el corte no se reduce para este caso.

Para contrastar con el caso anterior, podemos mostrar lo siguiente: Si hubiéramos intentado diseñar para que esta escuela tuviera una performance de seguridad de vidas para el sismo muy raro, es decir, daño extensivo, obtendríamos una deriva de fluencia de: 0,02

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,066$$

$$\delta_c = \delta_1 = 0,216$$

Nivel	H _i	δ _i	Δ _i	m _i	m _i x Δ _i ²	m _i x Δ _i	m _i x Δ _i x H _i
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tnxm ²]	[Tnxm]	[Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0660	70	0,305	4,620	15,246
P2	6	0,379	0,1157	120	1,605	13,880	83,277
P3	8,7	0,529	0,1614	120	3,127	19,371	168,524
P4	11,4	0,666	0,2033	120	4,959	24,393	278,083
P5	14,1	0,790	0,2412	120	6,983	28,947	408,159
P6	16,8	0,901	0,2753	120	9,093	33,033	554,959
P7	19,5	1,000	0,3054	60	5,597	18,325	357,343
Σ					31,669	142,569	1865,592

Tabla 8.12.

$$\Delta_d = 0,222 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de diseño del SDOF})$$

$$H_e = 13,085 \text{ m} \quad (\text{altura equivalente})$$

$$m_e = 641,83 \text{ Tn} \quad (\text{masa equivalente})$$

$$\epsilon_y = 0,00231$$

$$\begin{aligned} \theta_{y1} &= 0,01242 \\ \theta_{y2} &= 0,01328 \end{aligned} \quad (\text{Deriva de fluencia para cada tramo})$$

$$\theta_y = \mathbf{0,01285} \quad (\text{Deriva de fluencia})$$

$$\Delta_y = 0,1681 \quad (\text{Desplazamiento de fluencia})$$

$$\mu = 1,321 \quad (\text{ductilidad de diseño, del SDOF})$$

$$\xi_{eq} = 0,0937$$

$$R_{\mu} = 0,7845$$

$$T_c = T_L = 8,00 \text{ seg} \quad (\text{período de esquina, o límite})$$

$$\Delta c_{0,05} = 1,211 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de esquina elástico, amort. 0,05})$$

$$\Delta L = 0,950 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de esquina, o límite, inelástico})$$

$$T_e = 1,87 \text{ seg} \quad (\text{período efectivo})$$

$$K_e = 7231,22 \quad (\text{rigidez efectiva})$$

$$V_b = 1606,27 \quad (\text{corte basal})$$

Nivel	H _i	Δ _i	m _i	F _i
	[m]	[m]	[Tn]	[Tn]
P1	3,3	0,0660	70	52,05
P2	6	0,1157	120	156,37
P3	8,7	0,1614	120	218,24
P4	11,4	0,2033	120	274,83
P5	14,1	0,2412	120	326,14
P6	16,8	0,2753	120	372,17
P7	19,5	0,3054	60	206,46
Σ =				1606,27

= V_b

Tabla 8.13.

8.3.3. Método de desplazamiento para performance: Operacional para sismo muy raro.

Aplicando este caso a la misma edificación que el apartado anterior, obtendremos, para este nivel de performance, una deriva de piso límite de: 0,0033

Trabajar para este nivel de desempeño implicará una situación similar a la primera que se planteó para la escuela. Esto significa que el corte basal no se reduce para esta situación.

8.3.4. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 1 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):

Como primera alternativa de diseño, podría no trabajarse con un nivel de código alto, ya que este código es para los estándares más altos de diseño y construcción de los Estados Unidos. Es posible que para obras en Sudamérica un nivel de diseño medio pudiera ser suficiente. De esta forma, manteniendo el resto de las condiciones de los casos anteriores, pero para el ejemplo de la escuela, en el nivel de performance de seguridad de vida para el sismo raro, y un nivel moderado, obtendremos, una deriva de piso límite de: 0,0058

Niveles de daño	Niveles de diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0027	0.0033	0.0033	0.0033
Moderado	0.0043	0.0053	0.0058	0.0067
Extensivo	0.0107	0.0133	0.0156	0.0200
Completo	0.0267	0.0333	0.0400	0.0533

Tabla 8.14.

Haciendo esto, nos encontraremos en un caso muy similar al mostrado en el primer análisis de la escuela. Por lo que el corte basal no debe reducirse para esta situación tampoco. A continuación, se copia el resultado:

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,01914 \quad \delta_c = \delta_1 = 0,216$$

Nivel	Hi	δ_i	Δ_i	mi	mi x Δ_i^2	mi x Δ_i	mi x Δ_i x Hi
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tnxm ²]	[Tnxm]	[Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0191	70	0,026	1,340	4,421
P2	6	0,379	0,0335	120	0,135	4,025	24,150
P3	8,7	0,529	0,0468	120	0,263	5,617	48,872
P4	11,4	0,666	0,0590	120	0,417	7,074	80,644
P5	14,1	0,790	0,0700	120	0,587	8,395	118,366
P6	16,8	0,901	0,0798	120	0,765	9,580	160,938
P7	19,5	1,000	0,0886	60	0,471	5,314	103,630
Σ					2,663	41,345	541,022

Tabla 8.15.

$$\Delta_d = 0,064 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de diseño del SDOF})$$

$$H_e = 13,085 \text{ m} \quad (\text{altura equivalente})$$

$$m_e = 641,83 \text{ Tn} \quad (\text{masa equivalente})$$

$$\epsilon_y = 0,00231$$

$$\begin{aligned} \theta_{y1} &= 0,01242 \\ \theta_{y2} &= 0,01328 \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{(Deriva de fluencia para} \\ \text{cada tramo)} \end{array}$$

$$\theta_y = 0,01285 \quad \text{(Deriva de fluencia)}$$

$$\Delta y = 0,1681 \quad \text{(Desplazamiento de fluencia)}$$

$$\mu = 0,383 \quad \text{(ductilidad de diseño, del SDOF)}$$

$$\xi_{eq} = -0,2397$$

8.3.5. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 2 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):

Otra alternativa para el diseño por desplazamiento y la previa obtención de la deriva límite, es utilizar un límite de deriva de otro reglamento. Consultando el libro “Displacement based seismic design” de Nigel Priestley, en el Anexo que contiene un boceto de reglamento, se puede observar dos tablas. La primera clasifica los niveles de intensidad sísmica, y la segunda, da recomendaciones para derivas límites: [35]

Intensity	Normal structures	Hospitals, Police HQ's, CD HQ's etc	Structures containing hazardous materials
Level 1	50% in 50 years	20% in 50 years	20% in 50 years
Level 2	10% in 50 years	4% in 50 years	2% in 50 years
Level 3	2% in 50 years	1% in 50 years	1% in 50 years

Tabla 8.16.: Probabilidad de excedencia para distintas categorías de estructuras [35]

Drift Limit	Level 1	Level 2	Level 3
Structures without URM, or URM infill*	0.010	0.025	No limit
Structures with URM or URM infill*	0.005	0.025	No limit

*URM= unreinforced masonry

Tabla 8.17.: Derivas límites para distintos niveles de intensidad de diseño [35]

El caso en análisis se correspondería con una deriva límite de 0,025 según esta recomendación. Por lo que se obtendría lo siguiente, para el nivel de performance de seguridad de vidas para un sismo raro (escuela): [35]

$$\Delta c = \Delta 1 = 0,0825 \quad \delta c = \delta 1 = 0,216$$

Nivel	Hi	δ_i	Δ_i	mi	mi x Δ_i^2	mi x Δ_i	mi x Δ_i x Hi
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tnxm ²]	[Tnxm]	[Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0825	70	0,476	5,775	19,058
P2	6	0,379	0,1446	120	2,508	17,349	104,096
P3	8,7	0,529	0,2018	120	4,886	24,213	210,655
P4	11,4	0,666	0,2541	120	7,748	30,492	347,604
P5	14,1	0,790	0,3015	120	10,911	36,184	510,199
P6	16,8	0,901	0,3441	120	14,208	41,292	693,698
P7	19,5	1,000	0,3818	60	8,745	22,907	446,679
Σ					49,483	178,212	2331,990

Tabla 8.18.

$$\Delta d = 0,278 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de diseño del SDOF})$$

$$H_e = 13,085 \text{ m} \quad (\text{altura equivalente})$$

$$m_e = 641,83 \text{ Tn} \quad (\text{masa equivalente})$$

$$\epsilon_y = 0,00231$$

$$\begin{aligned} \theta_{y1} &= 0,01242 \\ \theta_{y2} &= 0,01328 \end{aligned} \quad (\text{Deriva de fluencia para cada tramo})$$

$$\theta_y = \mathbf{0,01285} \quad (\text{Deriva de fluencia})$$

$$\Delta y = 0,1681 \quad (\text{Desplazamiento de fluencia})$$

$$\mu = 1,651 \quad (\text{ductilidad de diseño, del SDOF})$$

$$\xi_{eq} = 0,1210$$

$$R_\mu = 0,7047$$

$$T_c = T_L = 8,00 \text{ seg} \quad (\text{período de esquina, o límite})$$

$$\Delta c_{0,05} = 0,931 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de esquina elástico, amort. 0,05})$$

$\Delta L = 0,656 \text{ m}$ (desplazamiento de esquina, o límite, inelástico)

$T_e = 3,38 \text{ seg}$ (período efectivo)

$K_e = 2209,30$ (rigidez efectiva)

$V_b = 613,44$ (corte basal)

Nivel	H_i	Δ_i	m_i	F_i
	[m]	[m]	[Tn]	[Tn]
P1	3,3	0,0825	70	19,88
P2	6	0,1446	120	59,72
P3	8,7	0,2018	120	83,35
P4	11,4	0,2541	120	104,96
P5	14,1	0,3015	120	124,55
P6	16,8	0,3441	120	142,13
P7	19,5	0,3818	60	78,85
$\Sigma =$				613,44 = V_b

Tabla 8.19.

8.3.6. Método de desplazamiento para performance: ALTERNATIVA 3 para el punto 8.3.2. de Seguridad de vida para sismo raro (caso B, escuela):

Una última alternativa que se presenta es utilizar una deriva límite de otro reglamento, como por ejemplo del reglamento Neozelandés. Este valor de deriva límite es: 0,035 [35]

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,1155 \quad \delta_c = \delta_1 = 0,216$$

Nivel	H_i	δ_i	Δ_i	m_i	$m_i \times \Delta_i^2$	$m_i \times \Delta_i$	$m_i \times \Delta_i \times H_i$
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tn x m ²]	[Tn x m]	[Tn x m ²]
P1	3,3	0,216	0,1155	70	0,934	8,085	26,681
P2	6	0,379	0,2024	120	4,916	24,289	145,735
P3	8,7	0,529	0,2825	120	9,576	33,899	294,917
P4	11,4	0,666	0,3557	120	15,186	42,688	486,645
P5	14,1	0,790	0,4222	120	21,385	50,658	714,279
P6	16,8	0,901	0,4817	120	27,848	57,808	971,178
P7	19,5	1,000	0,5345	60	17,141	32,069	625,351
Σ					96,986	249,496	3264,786

Tabla 8.20.

$\Delta d = 0,389 \text{ m}$ (desplazamiento de diseño del SDOF)
 $H_e = 13,085 \text{ m}$ (altura equivalente)
 $m_e = 641,83 \text{ Tn}$ (masa equivalente)
 $\epsilon_y = 0,00231$
 $\theta_{y1} = 0,01242$
 $\theta_{y2} = 0,01328$ (Deriva de fluencia para cada tramo)
 $\theta_y = \mathbf{0,01285}$ (Deriva de fluencia)
 $\Delta y = 0,1681$ (Desplazamiento de fluencia)
 $\mu = 2,312$ (ductilidad de diseño, del SDOF)
 $\xi_{eq} = 0,1521$
 $R\mu = 0,6378$
 $T_c = T_L = 8,00 \text{ seg}$ (período de esquina, o límite)
 $\Delta c_{0,05} = 0,931 \text{ m}$ (desplazamiento de esquina elástico, amort. 0,05)
 $\Delta L = 0,594 \text{ m}$ (desplazamiento de esquina, o límite, inelástico)
 $T_e = 5,24 \text{ seg}$ (período efectivo)
 $K_e = 923,30$ (rigidez efectiva)
 $V_b = \mathbf{358,91}$ (corte basal)

Nivel	H _i	Δ _i	m _i	F _i
	[m]	[m]	[Tn]	[Tn]
P1	3,3	0,1155	70	11,63
P2	6	0,2024	120	34,94
P3	8,7	0,2825	120	48,76
P4	11,4	0,3557	120	61,41

P5	14,1	0,4222	120	72,87	
P6	16,8	0,4817	120	83,16	
P7	19,5	0,5345	60	46,13	
$\Sigma =$				358,91	= Vb

Tabla 8.21.

8.5. RESULTADOS FINALES

Hasta este punto se llegó a poner en práctica algunos pasos del método basado en desempeño. Una vez obtenida la curva de capacidad de la estructura, se debe encontrar el punto de desempeño de la misma. Cuando se obtiene ese parámetro puede estimarse el grado de deformaciones, y, por ende, de daños que presentará la edificación. Esto es importante, ya que permite crear matrices que muestren el estado final ante cada amenaza. Eso puede también ampliarse y dar lugar a matrices de decisión para un cliente que no tenga mucho conocimiento de ingeniería, pero sí de contabilidad. El resultado final podría contener el grado de inversión para cada posible escenario.

Para finalizar se presenta una planilla, a modo de ejemplo de resultado:

MATRIZ DE DECISIÓN PARA POSIBLES ESCENARIOS						
DISEÑOS MÁS ROBUSTOS	ESCENARIO	INVERSIÓN INICIAL	PLAZO DE REPARACIÓN	PÉRDIDA POR LUCRO CESANTE	PÉRDIDA POR REPARACIÓN	POSIBLE PÉRDIDA TOTAL
	A	U\$D 1.000.000,00	90 días	U\$D 1.000.000,00	U\$D 200.000,00	U\$D 1.200.000,00
	B	U\$D 1.500.000,00	60 días	U\$D 1.100.000,00	U\$D 400.000,00	U\$D 1.500.000,00
	C	U\$D 2.000.000,00	30 días	U\$D 40.000,00	U\$D 10.000,00	U\$D 50.000,00
	D	U\$D 3.000.000,00	2 días	U\$D 9.000,00	U\$D 1.000,00	U\$D 10.000,00

Tabla 8.22.: Matriz de decisión para posibles escenarios

CONCLUSIÓN

A lo largo de esta práctica supervisada, se intentó presentar los fundamentos y conceptos de la metodología PBSD, y plasmar lo expresado a un caso práctico. Gracias a eso, es posible tener una visión coherente sobre las posibilidades que son brindadas por estos procedimientos.

Hay una serie de ítems, sobre los que se puede discutir, luego de haber abordado estos temas. En primer lugar, como se mencionó en reiteradas oportunidades, PBSD se constituye en recomendaciones de diseño, y aún no en códigos, salvo unos pocos países, que lo requieren para determinadas condiciones de altura, destino y tipología estructural. ¿Cuál es la razón de ese hecho? Podría pensarse que una causa es la complejidad de sus pasos y el nivel de experiencia, análisis y conocimientos que debe tener un profesional para su correcta aplicación; lo cual no lo hace apto para la mayoría de los ingenieros estructuralistas. Los reglamentos buscan presentar las consideraciones de diseño mínimas y más simples, para poder ser entendidas y utilizadas por la mayoría de los interesados, sin confusiones. Como se pudo observar, a lo largo de lo desarrollado, esta metodología dista de contener aspectos de ese tipo, lo cual dificulta la confección de normativas, por lo menos en la actualidad. Es posible encontrar algunos borradores que intentan avanzar en este tópico, como el presentado por Nigel Priestley. Quizá en un futuro se pueda cumplir ese objetivo.

En segundo lugar, podría analizarse la situación de Argentina. ¿Cómo está inmerso este tema, en dicho país? La respuesta a esto puede desprenderse de la evolución de los reglamentos sísmicos en este territorio, la cual fue muy lenta y nunca estuvo en la vanguardia a nivel mundial. Para la implementación del reglamento sismorresistente CIRSOC 103, que propone un diseño por capacidad, se comenzó a discutir cuando ya hacía muchos años que otros países lo utilizaban, y llevó un tiempo considerable para ser aprobado (última versión, en el año 2013). Sumado a eso, como se sabe, este reglamento es de cumplimiento obligatorio para todo el territorio nacional, a excepción de la zona sísmica cero (con algunas salvedades, en función del destino), pero en muchas provincias no se tiene aún conciencia de la utilidad de su aplicación (probablemente no es el caso de Mendoza y San Juan, quienes sí hacen mucho hincapié en estos requerimientos). Dicho eso, intentar llevar a cabo esta metodología en Argentina, sería de gran utilidad para casos contados, pero conformar un código en dicho país, probablemente demore un tiempo considerable.

Por último, en lo que respecta a las utilidades de PBSD, ¿Cuándo conviene su utilización? La respuesta a ello no es muy simple. La ingeniería nos propone una enorme cantidad de herramientas para poder solucionar problemas presentes en la sociedad. Es tarea del ingeniero, analizar cada situación particular en detalle, tener en cuenta lo que solicita el cliente, o quien esté interesado, y seleccionar la metodología para su resolución. Es así,

que PBSD es una herramienta más, que se propone. Si se necesita realizar el proyecto de una edificación, que bajo ninguna circunstancia pudiera aceptar parar su actividad, podría utilizarse estos procedimientos, y evaluar el desempeño para cada nivel de sismo, verificando el objetivo propuesto. Ese ejemplo podría adaptarse a hospitales, estaciones de bomberos, centrales nucleares, fábricas o empresas de gran importancia, etc.

Ahora bien, quizá ese es un caso extremo. Si un cliente se presentara con otros requerimientos, y buscara algo menos exigente, también podría realizarse un planteo con esta metodología, lo que conllevaría una comunicación constante entre las dos partes interesadas, ya que, con la ayuda de las matrices de desempeño y las matrices de cuantificación de pérdidas, se podría ajustar distintas partes del diseño, para satisfacer los objetivos iniciales, y, fundamentalmente, la disponibilidad económica, a nivel de inversión inicial y de dinero necesario para reparaciones.

Finalmente, a modo de conclusión personal, me gustaría añadir, que esta metodología es realmente útil, cuando la situación lo amerita. Proyectos simples, como edificios residenciales, probablemente no requieran su utilización, y sólo necesiten de la aplicación de un diseño por capacidad. Además, no deja de resultarme interesante el hecho de poder cuantificar cómo se desempeñará la estructura, dependiendo de la amenaza sísmica, y estimar de antemano posibles daños y pérdidas económicas. Todo eso es algo que, años atrás era impensado, y que, en la actualidad, constituye una herramienta para cuando sea necesario, de forma aproximada, pero de gran ayuda. A mi entender eso es lo que todo ingeniero quiere hacer: comprender el suceso, conocer los requerimientos, y estimar respuestas, para encontrar la solución más eficiente.

El diseño sísmico basado en desempeño es un camino que, seguramente, aún tiene mucho por recorrerse y que, con el auge de nuevas investigaciones, traerá aparejado innovaciones muy útiles para el futuro.

ANEXO A: CARACTERÍSTICAS E INFORMACIÓN DEL RIESGO DE MOVIMIENTO SÍSMICO

Caracterización del riesgo de movimiento sísmico

La forma en la que el movimiento de suelo es caracterizado en el proceso de evaluación de performance es dependiente del tipo de objetivo que sea utilizado (por ejemplo, “basados en intensidad”, “basados en escenario”, o “basados en tiempo”). De los tres ejemplos citados anteriormente, la más simple se presenta al usar objetivos de rendimiento “basados en intensidad”, en cuyo caso sólo es necesario definir una intensidad específica de movimiento, para el cual el edificio en cuestión debe ser resistente, gracias al diseño.

El parámetro usado para describir la “intensidad de movimiento de suelo” constituye una medida de intensidad del sismo. Hay diferentes elementos que pueden utilizarse para este propósito, incluyendo la escala de intensidad de Mercalli modificada, la intensidad Rossi-Forrell, la aceleración pico del suelo y el espectro de respuesta de aceleración, entre otros. [25]

Con el propósito de evaluar la habilidad de una estructura para cumplir con objetivos de performance “basados en escenarios” o “basados en tiempo”, es necesario no sólo definir una simple intensidad de movimiento, sino también, un rango de intensidades, y la probabilidad de ocurrencia de cada una de ellas. Esta información es típicamente presentada bajo la forma de “funciones de riesgo”. La función de riesgo de un sitio es simplemente una expresión de la probabilidad de que un movimiento de suelo de diferentes intensidades pueda afectar dicho lugar. La función de riesgo puede ser formulada para objetivos “basados en escenarios” (considerando sólo la ocurrencia de una magnitud específica de sismo en una falla determinada) o “basados en período de tiempo” (considerando todos los posibles sismos en todas las fallas conocidas y la probabilidad de ocurrencia de cada uno, dentro de un período definido).

La figura A-1 es un ejemplo de funciones de riesgo basadas en escenarios para un emplazamiento hipotético de edificaciones y un escenario sísmico (por ejemplo, una magnitud de sismo $M_w = 6,5$ en una falla que tiene una distancia al sitio de aproximadamente 20 km). Esta función indica, en una escala doblemente logarítmica (log-log), la probabilidad condicional de que el movimiento de suelo, con una aceleración de suelo pico, exceda varios niveles de aceleración pico (expresadas en porcentaje de la gravedad). [26]

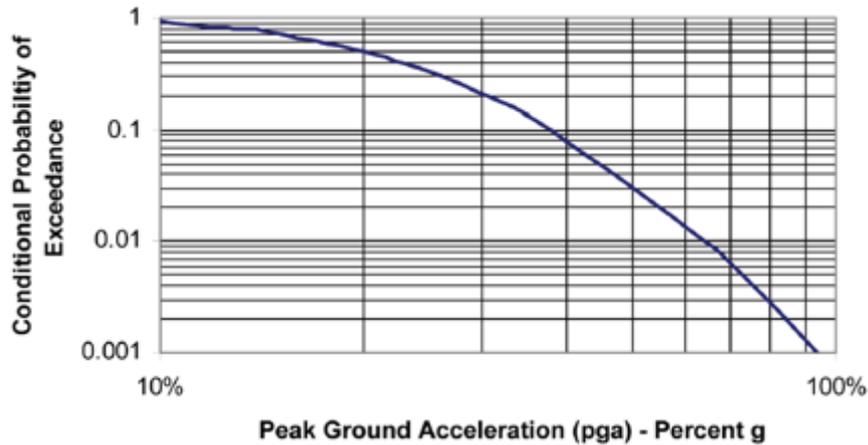


Figura A.1.: Función de riesgo basado en escenario para un lugar y escenario sísmico determinado

La figura A-2 muestra el mismo ejemplo, pero en coordenadas cartesianas. Como puede verse, esta función de riesgo indica un 50% de posibilidades de que la aceleración de suelo pico producida en este sitio por el escenario sísmico pudiera tener un valor que exceda un 20% de g. [26]

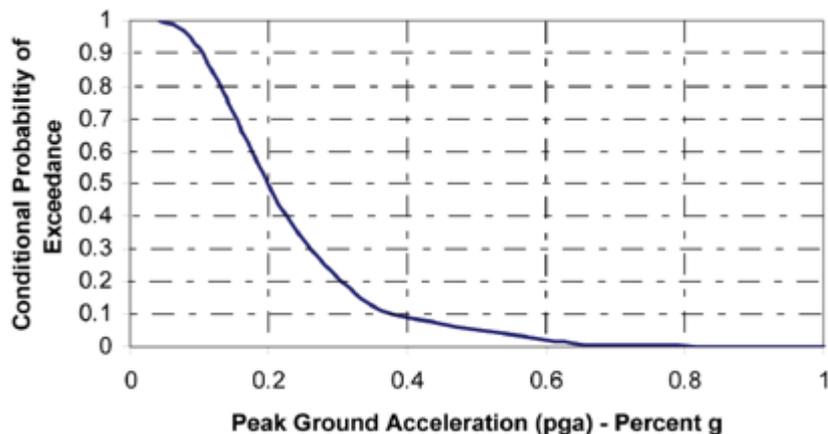


Figura A.2.: Función de riesgo basada en escenario para un sitio, usando coordenadas cartesianas.

Las funciones de riesgo, por lo general, se desarrollan usando ecuaciones de atenuación. Éstas son empíricamente derivadas de diversas medidas de intensidad de movimientos de suelo, como la aceleración pico, o parámetros que describen al sismo y al sitio, incluyendo la magnitud del sismo, el tipo de mecanismo de falla, la distancia desde la superficie de ruptura al lugar, el tipo de condiciones de suelo presentes en el emplazamiento estudiado, la dirección en la que se podría propagar la ruptura de la falla, entre otros factores.

Cuando se utilizan objetivos de desempeño “basados en tiempo”, la intensidad de movimiento sísmico es representada por funciones que se desarrollan considerando todos

los posibles escenarios sísmicos, y la probabilidad de ocurrencia de cada escenario, dentro de un período de tiempo dado. Las funciones de riesgo “basadas en tiempo” parecieran ser similares a las “basadas en escenarios”, y se usan de la misma forma. Sin embargo, en lugar de indicar la probabilidad condicional de experimentar diferentes niveles de intensidad de movimiento dado por un escenario sísmico específico, las funciones de riesgo probabilístico indican la probabilidad total de superar diferentes niveles de intensidad de movimiento en un lugar durante un período de tiempo definido. Las funciones de riesgo pueden expresar la probabilidad bajo la forma de probabilidad de excedencia anual (o no excedencia), un período de retorno promedio, o una probabilidad de excedencia (o no excedencia) en un período definido de años, usualmente se toma 50. [15]

ANEXO B: ACTIVIDAD SÍSMICA EN ARGENTINA

La actividad sísmica de Argentina está concentrada principalmente en el noroeste y centro-oeste, a lo largo de la cordillera de los Andes (Figura B.1). Esta región se encuentra en un ambiente tectónico, producto del choque entre la Placa de Nazca que se desplaza hacia el Este, y la placa Sudamericana que se desplaza hacia el oeste, con una velocidad relativa entre ambas placas de aproximadamente 8,0 cm/año. Ese choque produce el hundimiento, en forma de cuña, de la Placa de Nazca por debajo de la Sudamericana, proceso que se denomina “subducción” (Figura B.1). Estos esfuerzos tectónicos provenientes del oeste, producto de la interacción de estas dos placas tectónicas, son generadores de sismos, deformaciones en superficie, fallas, etc. [1]

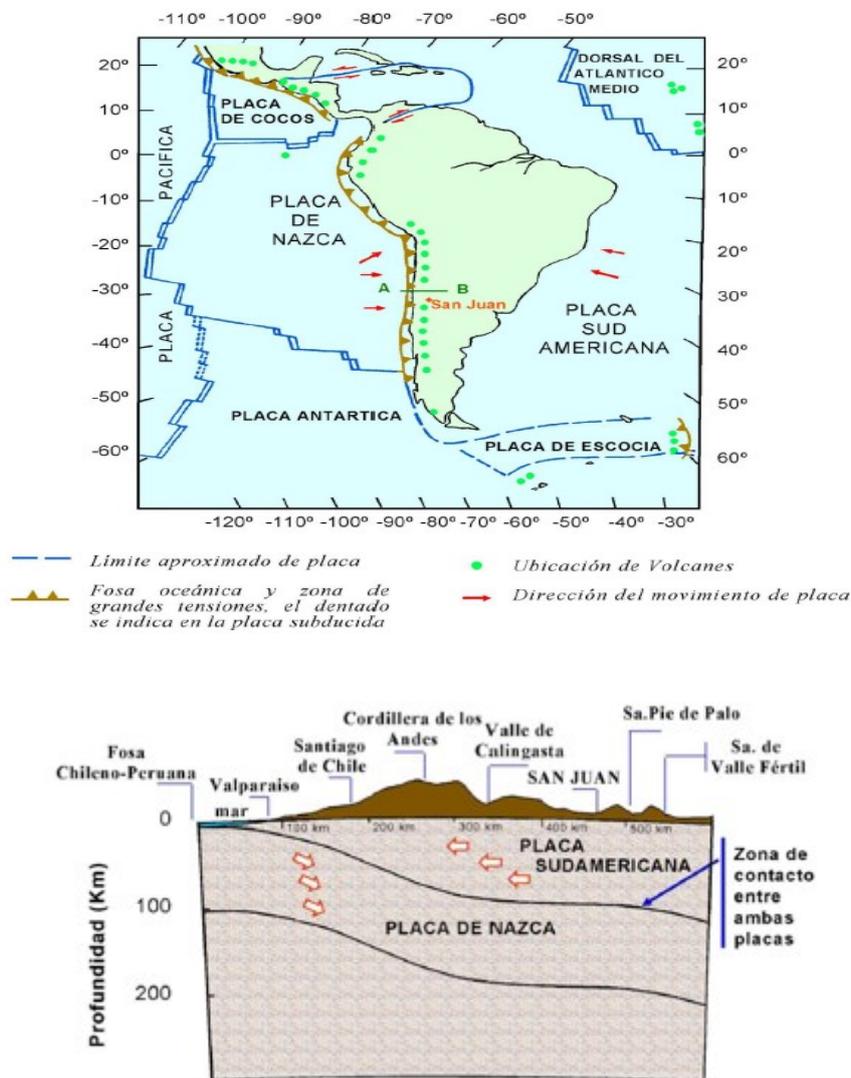


Figura B.1.: Placas tectónicas en Sudamérica / Corte A-B que indica la subducción de placa Nazca por debajo de la sudamericana.

Al analizar la ubicación de los epicentros e hipocentros de los sismos, se observa que existen zonas en las cuales la actividad sísmica es muy baja, y otras regiones donde existe una alta concentración denominada “nidos sísmicos”. [14]

La República Argentina, por su gran extensión, y por la escasa densidad de población del área afectada por terremotos, no posee una historia sísmica completa. Sin embargo, se ha podido recopilar información necesaria para el análisis de la distribución de intensidades de los terremotos más importantes ocurridos en el país.

A continuación, se presenta un listado de sismos históricos acontecidos en Argentina:

FECHA	UBICACION			M	DENOMINACION	I(MM)
	LAT.	LONG.	H			MAXIMA
13-09-1692	25.3	64.8	-	7.3	Talavera (Salta)	VIII
22-05-1782	32.7	69.2	-	6.5	Santa Rita (Mendoza)	VII
18-10-1844	24.8	64.7	-	6.5	Salta	VII
20-03-1861	32.9	68.9	30	7.0	Mendoza	X
22-10-1871	23.2	64.5	-	6.5	Orán (Salta)	VIII
27-10-1894	30.5	68.4	30	8.2	Argentino	X
12-08-1903	32.1	69.1	70	6.3	Mendoza	VII
26-07-1917	32.3	68.9	-	6.5	Mendoza	VII
17-12-1920	32.7	68.4	40	6.3	Costa de Araujo (Mendoza)	VIII
14-04-1927	32.4	69.3	60	7.4	Mendoza	VIII
30-05-1929	34.9	68.0	40	6.5	Sur Mendocino (Mendoza)	VII
24-12-1930	24.7	66.3	30	6.0	La Poma (Salta)	VIII
11-06-1934	33.7	64.5	30	6.0	Sampacho (Córdoba)	VIII
22-05-1936	32.5	65.9	40	6.2	San Francisco (San Luis)	VIII
03-07-1941	31.7	67.9	70	6.7	Caucete (San Juan)	VII
15-01-1944	31.4	68.4	30	7.8	San Juan	IX
25-08-1948	24.9	64.8	50	7.0	Salta	VIII
18-12-1949	54.1	70.5	30	7.8	Tierra del Fuego	VII
11-01-1952	31.7	68.9	30	7.0	La Rinconada (San Juan)	VIII
24-10-1957	28.9	68.0	37	6.0	Villa Castelli (La Rioja)	VII
12-05-1959	23.2	64.7	100	6.8	San Andrés (Salta)	VII

Tabla B.1.: Sismos históricos en Argentina

ANEXO C: CURVAS DE FRAGILIDAD ESTRUCTURAL

Desarrollo de curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad, son una parte dentro de los estudios de riesgo sísmico, donde, además de la vulnerabilidad sísmica, se necesita conocer, mediante estudios específicos, la peligrosidad sísmica y además el costo económico involucrado, ante un evento sísmico. [26]

Dos grandes trabajos a nivel mundial, donde se utilizan las curvas de fragilidad para medir la vulnerabilidad sísmica urbana, son el Multi-Hazard Loss Estimation Methodology (FEMA, 2003), en el cual se obtienen curvas de fragilidad de 36 tipologías de edificios para distintos niveles de diseño sísmico en EEUU (metodología estudiada para el presente trabajo), y el RISK-UE (Milutinovic *et al*, 2003), en el cual se obtienen curvas de fragilidad de 38 tipologías de edificios, para distintas ciudades de Europa. [26]

Las curvas de fragilidad evalúan el daño en forma probabilística, y relacionan el índice de daño global de la edificación con la probabilidad acumulada. Son funciones de tipo lognormal, que describen la probabilidad de alcanzar, o exceder, estados de daño determinados, dando estimaciones medias del espectro de respuesta, por ejemplo, el desplazamiento espectral. Estas curvas toman en cuenta la variabilidad e incertidumbre asociadas a las propiedades de la curva de capacidad, estados de daño y movimiento de suelo. La figura siguiente (Fig. C.1) Provee un ejemplo de curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño, usados en la metodología FEMA/NIBS e ilustra las diferencias en probabilidades de esos estados, para tres niveles de respuesta espectral, correspondientes a sismos débiles, medios y fuertes (estos términos son usados de esa forma, por simplicidad, ya que en realidad se usan valores cuantitativos del espectro de respuesta). [26]

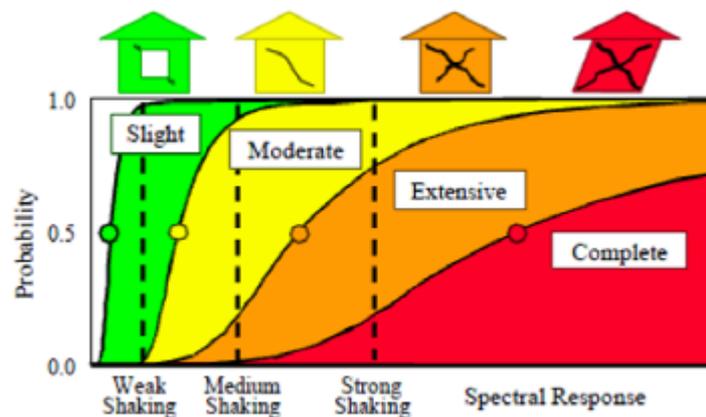


Figura C.1.: Ejemplo de curva de fragilidad

Estas curvas, distribuyen el daño entre estados ligeros, moderados, extensivos y completos. Cada una de ella se define por un valor medio de parámetros de demanda (Por ejemplo, desplazamiento espectral), que corresponde al límite del estado de daño y por la variabilidad asociada a éste. A modo de ejemplo, el desplazamiento espectral, S_d , que define el límite de un estado de daño particular (d_s) se da por la siguiente ecuación:

$$S_d = \overline{S_{d,d_s}} \times \varepsilon_{d_s}$$

Donde: $\overline{S_{d,d_s}}$ es el valor medio del desplazamiento espectral del estado de daño, d_s ; ε_{d_s} es una variable lognormal aleatoria con un valor medio unitario y una desviación estándar logarítmica, β_{d_s} (que escapa al alcance de este trabajo). [26]

Para obtener una curva de fragilidad es necesario contar con una base de datos, constituida por un conjunto de estructuras, en las cuales se haya evaluado el índice de daño global. Este conjunto de estructuras son clasificadas según su tipo, y según su clase de ocupación. [2]

La siguiente imagen indica la relación entre las curvas de fragilidad con el sitio, la amenaza sísmica, las curvas de capacidad y la forma en que se generaliza para una tipología de edificios. También dan una idea del diagrama de flujo, necesario para su conformación. [2]:

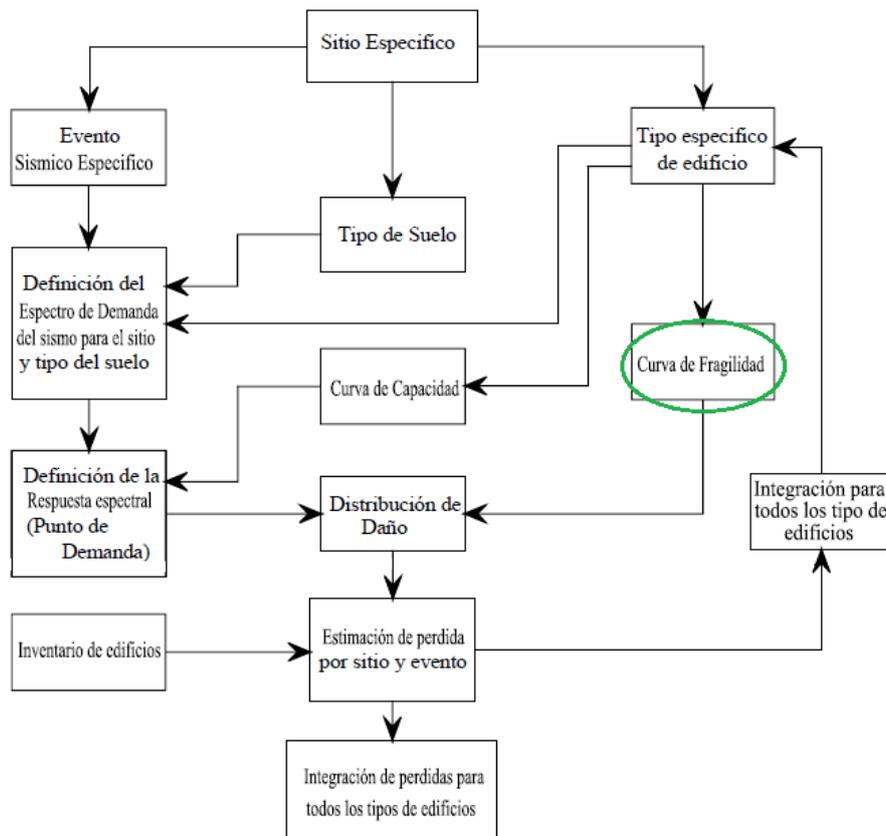


Figura C.2.: Factores para llegar a obtener as pérdidas de edificios..

Para poder aplicar la metodología de Hazus de cuantificación de daños, es necesario el desarrollo de curvas de fragilidad estructural, para una determinada tipología edilicia y para un sitio particular. A continuación, se describe aspectos característicos de ellas: [26]

Análisis estructural y funciones de respuesta estructural

El análisis estructural comprende dos funciones básicas en el proceso de evaluación del edificio:

- 1) Predicción de cifras de respuesta estructural, incluyendo fuerzas en miembros, deformaciones, y derivas de entrepiso que pueden ser usados como elementos que predicen el daño sostenido por la estructura. Estos parámetros de respuesta se denominan “Demandas”.
- 2) Predicción de la intensidad de demanda en elementos no estructurales y sistemas soportados y suspendidos por la estructura. Estas demandas incluyen la deriva de entrepiso, aceleración de piso y velocidades, y se denominan “Demandas no estructurales”.

El primer uso del análisis estructural es predecir el daño estructural. Para una estructura dada y para un determinado nivel de intensidad de movimiento de suelo, el análisis estructural es usado para predecir el valor de una o más demandas. En pasos posteriores del proceso de evaluación de desempeño, estos parámetros serán usados para predecir el daño.

El valor de la deriva de entrepiso predicha por los análisis (dinámicos no lineales, o estáticos no lineales, por ejemplo) depende de diversos factores, incluyendo la distribución y magnitud asumida para la masa de la estructura, la rigidez, la resistencia, amortiguamiento, y características histeréticas, usadas para modelar la estructura ante los registros de movimiento de suelo. Generalmente, este proceso se repite usando diferentes registros. Si un gran número de estos registros se usa en el análisis y cada uno es igualmente representativo de las medidas de intensidad y riesgo para el sitio, entonces los resultados de estos análisis definirán una distribución aleatoria de “demandas de derivas de entrepiso” que podría resultar de este nivel particular de movimiento de suelo. La figura C.3 es una función de densidad de probabilidades representativas de esta distribución. [26]

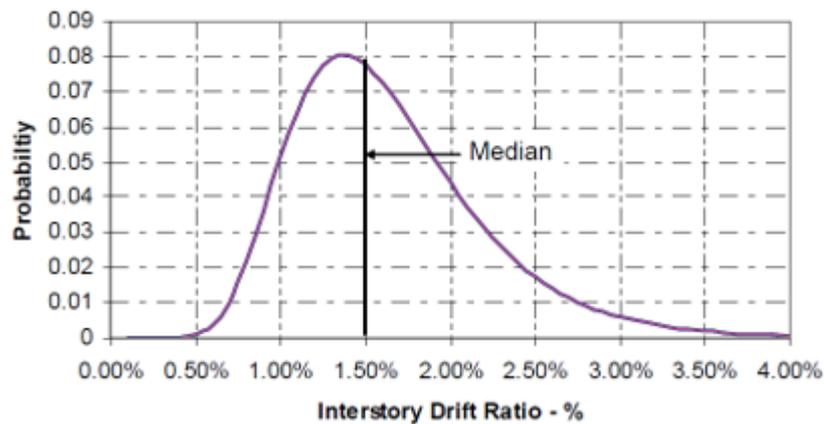


Figura C.3.: Distrib. De prob. Para respuesta estructural, expresada como deriva de entrepiso para una estructura e intensidad sísmica determinadas

Para esta información ilustrada en esa figura, el valor medio es una deriva de entrepiso de 1.5%. Esto significa que hay un 50% de posibilidades de que la deriva de entrepiso resultante de algún movimiento para este sitio, correspondiente a este nivel de intensidad, produzca una deriva menor al 1,5%.

Si se realizaran análisis similares para un rango de intensidades de movimientos de suelo, sería posible desarrollar una función de respuesta estructural que indique la distribución posible de demanda, en este caso deriva de entrepiso, para distintos niveles de intensidad de movimiento sísmico.

El segundo propósito del análisis estructural consiste en predecir la intensidad probable de movimiento que será experimentada por los componentes no estructurales y sistemas de montaje para diferentes niveles, en la estructural. [25]

Formación de funciones de respuesta no estructural:

Si los componentes no estructurales fueran infinitamente rígidos, el movimiento impartido a los componentes por la estructura, expresados bajo la forma de desplazamiento pico de entrepiso o aceleración de piso, podría ser usado directamente para predecir el comportamiento de estos componentes. Sin embargo, los elementos no estructurales con rigideces finitas tendrán su propia respuesta dinámica ante los movimientos transmitidos a ellos desde la estructura. Para muchos componentes, será necesario desarrollar un análisis estructural particular para predecir su respuesta ante las oscilaciones impartidas (bajo la forma de demandas no estructurales, como aceleración o desplazamiento del componente propio), que puede ser usado luego para evaluar el nivel de daño ocasionado. [25]

Evaluación de la fragilidad estructural:

Las fragilidades estructurales son funciones que indican la probabilidad de que un componente estructural o sistema experimente un daño mayor (o menor) que determinado nivel, dado que el componente o sistema experimenta un cierto nivel de respuesta, tal como se mide por la demanda.

La variabilidad está asociada con muchos factores, como la naturaleza aleatoria de la respuesta estructural ante registros de movimiento de suelo individuales y la incapacidad de los parámetros simples de demanda para distinguir entre esta variación de respuesta y las causas del daño. Por ejemplo, dos diferentes movimientos de suelo podrían producir, cada uno, demandas de derivas pico de entrepiso de 10 centímetros en la estructura. Sin embargo, uno de estos movimientos puede hacer que la estructura experimente un ciclo, para el cual llega una vez a esa deriva, y luego la somete a pequeñas oscilaciones alrededor de su posición original; mientras que, el segundo movimiento podría llevar la estructura a este nivel de deriva en repetidas ocasiones y dejarla desplazada casi hasta ese nivel. Claramente el segundo movimiento sería más dañino para la edificación, a pesar de que el valor de demanda fuera el mismo. Tales efectos no son predecibles, a menos que se conozca el movimiento del suelo y la respuesta estructural en forma precisa, lo cual, en estos momentos, no podría lograrse. La incertidumbre se introduce a través de factores, tales como la falta de una definición precisa de la resistencia del material y la calidad de la construcción. [26]

Para formular funciones de fragilidad, en primera medida es necesario establecer medidas de daño. En este trabajo se mencionarán las tres posibilidades más aceptadas.

- 1) Investigaciones recientes en esta área usaron el concepto de “índice de daño” como medida de daño para elementos y sistemas estructurales. Los índices de daño son parámetros adimensionales, con valores típicos en el rango entre 0 y 1, donde 0 indicaría que no hay daño, y 1 podría mostrar un daño completo. Por lo general, estos índices de daño son específicos para un tipo particular de componente o sistema estructural. [26]

En su mayoría son de la forma:

$$DI = \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_u}\right)^x + \left(\frac{E_i}{E_u}\right)^y \leq 1$$

Donde (Δ_i/Δ_u) es el factor de máximo desplazamiento inelástico o demanda de deformación, inducida en la estructura (o componente) por el movimiento de suelo a la capacidad de desplazamiento estático última de la estructura; y la cantidad (E_i/E_u) es una medida del daño acumulado como resultado de ciclos reiterados de respuesta inelástica de respuesta y que suele tener muchas formas de expresarse.

Este índice de daño no ha tenido mucho uso en el último tiempo, por diversas razones, entre ellas:

- Requiere el uso de análisis de historia de respuesta no lineal, un procedimiento complejo que no es muy utilizado en la práctica.
- La componente de energía es típicamente una pequeña parte del índice computado, haciendo que la complejidad introducida por el segundo término, sea injustificada.

- Hay poca investigación disponible para sugerir de forma apropiada valores del término E_u .
- 2) El segundo método para asignar parámetros de daño, consiste en asignar una serie de estados de daño discretos o rangos, representando progresivamente estados de daño más severo. Este es el enfoque tomado por FEMA 356 y metodologías de estimación de daño, como HAZUS. [26]
En FEMA 356, estos estados de daño son Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, y Prevención del Colapso (ya presentados en este trabajo). La metodología HAZUS usa estados de daño denominados Leve, Moderado, Severo y Completo, designados en base al daño predicho por análisis. Podría realizarse para sistemas estructurales particulares relaciones entre ambos métodos.
 - 3) Una tercera metodología potencial para parametrizar el daño consiste en un rastreo directo de la condición individual de elementos estructurales y componentes, en bases pieza por pieza, junto con medidas de daño de todo el edificio en conjunto. Medidas de daño globales del edificio podrían incluir un rastreo de la deriva de entrepiso residual de diferentes cantidades, usando una base piso por piso (expresando esto en %). Cada uno de estos estados de daño, tendrían diferentes implicaciones para considerar seguridad a los ocupantes durante los terremotos, seguridad pos-terremotos, esfuerzos de reparación, o costos e interrupción en la ocupación. [26]

Las fragilidades estructurales se pueden formar en cualquier parte específica de la estructura o del sistema estructural. A falta de una capacidad práctica para construir prototipos de estructuras, probarlos, y medir las cantidades de daños que se han producido, las fragilidades deben formularse sobre la base de la simulación o el análisis, los datos de laboratorio sobre el rendimiento de componentes, y la opinión de expertos. Medidas de daños locales relativos a la condición de los componentes estructurales individuales, podrían ser, por ejemplo, la iniciación de fluencia en vigas, iniciación de pandeo del ala de la viga, y la rotura del ala de la viga. Las medidas de daños a nivel de construcción, relativos a la condición de la estructura general, se toman como derivas permanentes de entrepiso de 1 por ciento, 2 por ciento, 3 por ciento, y el colapso de piso.

Siguiendo las recomendaciones del proyecto FEMA/SAC, una demanda, factor de deriva pico de entrepiso, se puede utilizar como índice para cada una de estas medidas de daño. Basándose en esto, obtenemos valores medios de demanda de deriva de entrepiso, bajo los cuales, por ejemplo, la fluencia de ala de la viga puede iniciarse con 0,02 radianes, o la fractura del ala de la viga puede darse con 0,06 radianes. [26]

La figura C.4 muestra curvas de fragilidades para varios estados de daño en conexiones viga-columna. Indican la probabilidad de que el daño sea igual o mayor que el correspondiente para cada uno de esos estados. Para determinar la probabilidad de que la estructura experimente daño, dentro de un estado dado, para un nivel de respuesta determinado, es necesario tomar la diferencia entre la probabilidad de que se inicie el daño dentro de un estado seleccionado y la posibilidad de que la estructura inicie daño en el siguiente nivel. Por ejemplo, para una demanda de deriva de entrepiso de 3%, hay esencialmente 100% de posibilidades de que el ala de la viga entrará en fluencia, aproximadamente 95% de chances de que inicie el daño por pandeo, etc. [26]

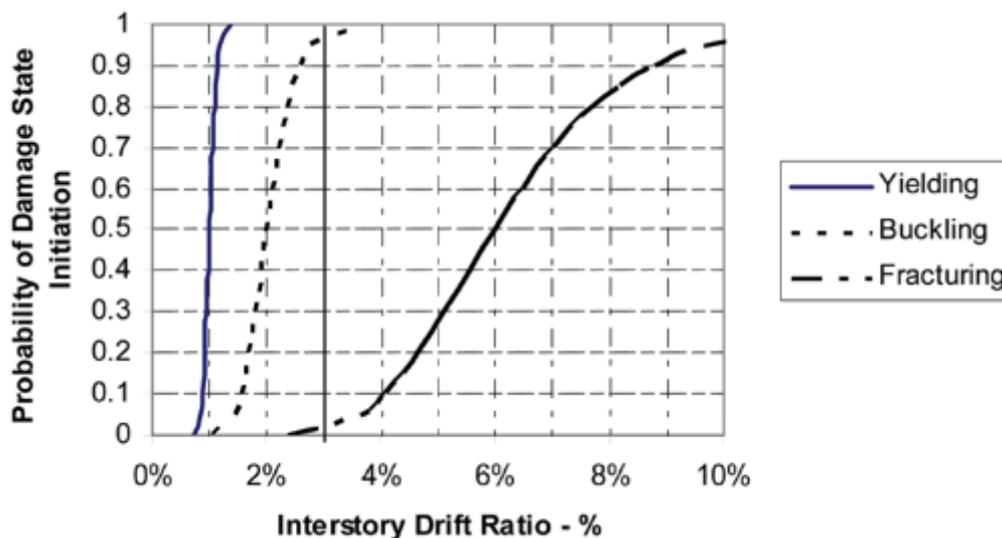


Figura C.4.: Ejemplo de función de fragilidad para el comportamiento de un nudo viga columna

Desarrollo de fragilidades no estructurales:

Este apartado tiene las mismas funciones y características que para elementos estructurales, pero vinculados a los sistemas y componentes no estructurales de la edificación.

Para componentes rígidos, la fragilidad puede ser formulada como una función directa de demanda estructural, como ser la deriva de entrepiso o, en su defecto, la aceleración pico de piso. Para componentes flexibles, la fragilidad será función de la respuesta de los elementos no estructurales, medida a través de análisis estructural. Por lo general, cada tipo de este apartado, como cielorrasos suspendidos, sistemas de extinción contra incendios, tabiques interiores, etc., tendrá diferentes funciones de fragilidad. Además de las funciones de fragilidad de los componentes no estructurales, también es necesario el desarrollo de las funciones de fragilidad de los sistemas no estructurales, tales como rociadores contra incendios, iluminación, construcción de sistemas de climatización, sistemas de fabricación, sistemas de procesamiento de datos, etc. Para desarrollar las funciones de fragilidad para tales sistemas, es necesario tener en cuenta las interrelaciones entre los componentes que conforman el sistema y comprender cómo son las fallas de los componentes y combinaciones de componentes individuales que afectan el rendimiento del sistema. [26]

ANEXO D: PÉRDIDAS ECONÓMICAS

MODELO DE CUANTIFICACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS DE HAZUS

Al consultar las distintas bibliografías disponibles, es posible encontrar informes sobre modelos de pérdidas disponibles para distintos casos y aplicables a zonas en particular. Por ejemplo, el modelo de pérdidas de Bommer (desarrollado para Turquía, y de uso en varios países de la zona), o el “Nuevo modelo de pérdidas”, que define un índice de desempeño para la estructura, expresado como un cociente y que tiene en consideración distintos valores de deriva total, elástico, etc. Este parámetro varía de 0 a 1 (1 significa que posee un diseño completamente satisfactorio). Para el presente trabajo, se optó por la utilización del modelo de pérdidas de Hazus, que se explicará a continuación. [24]

Al respecto de eso, y con el objetivo de realizar una cuantificación coherente de las pérdidas económicas, Hazus realiza tres clasificaciones a las edificaciones: en función de la tipología estructural, en función del uso o destino (categorizaciones ya utilizadas en este trabajo), y una tercera, en función del área de piso.

A modo de ejemplo, se presenta el siguiente gráfico: [46]

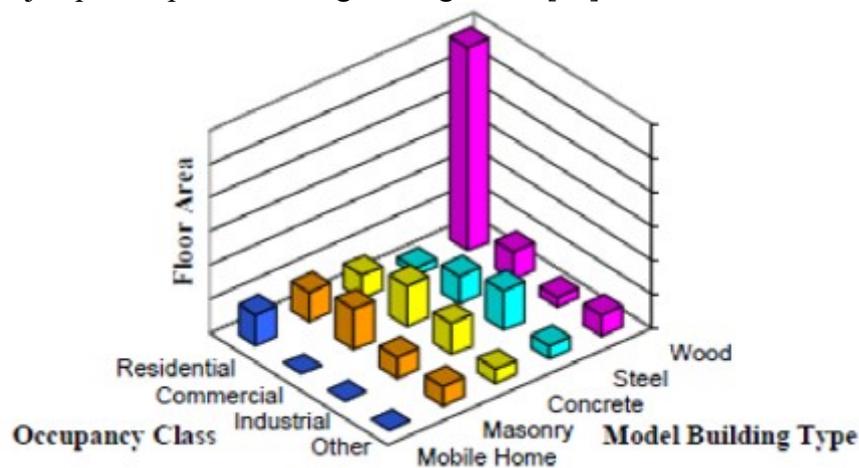


Figura D.1.: Inventario de relaciones para clases de edificios y ocupación

Estimación de pérdidas económicas directas

Hazus realiza la estimación de las pérdidas económicas directas con precios del año 1994. Se obtuvo otros rubros, como por ejemplo el costo de renta de locales, actualizados al año 1999. En general, los datos de ingreso para pérdidas económicas directas, consisten en la estimación del daño del edificio a partir del módulo de daño físico directo. Las estimaciones de daño se expresan en forma de probabilidad de ocurrencia en un estado de daño específico para cada tipo estructural o clase de ocupación del edificio. [24]

Las probabilidades del estado de daño se obtienen a partir del módulo de daño físico directo, tanto para el daño estructural, como no-estructural. Estas probabilidades de estado de daño son, luego, convertidas a pérdidas monetarias, usando información de las construcciones y datos económicos. Hazus, para realizar su análisis de pérdidas, clasifica de forma estandarizada a los edificios, dentro de tres amplias categorías de ocupación y uso: residenciales, comerciales y/o institucionales e industriales. Estas categorías sirven para determinar el componente no estructural de los edificios y la naturaleza y valor de sus contenidos. Para un más refinado análisis de pérdidas económicas se realiza una clasificación que categoriza a los edificios de acuerdo a su ocupación, (ver tabla D.1). [24]

No	Nivel	Clase de Ocupación	Descripción
Residencial			
1	RES1	Unifamiliar	Casa Techada
2	RES2	Casa Móvil	Casa Móvil
3	RES3	Multifamiliar	Apartamentos/Condominios
4	RES4	Hoteles	Hotel/Motel
5	RES5	Dormitorios Institucionales	Grupo de villas
6	RES6	Nursing Home	
Comercial			
7	COM1	Retail Trade	Tienda
8	COM2	Wholesale Trade	Bodegas
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	Estación de servicio/ Compras
10	COM4	Sev. Profesionales y Técnicos	Oficinas
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	
12	COM6	Hospitales	
13	COM7	Ofic. Médicas/Clinicas	Oficinas
14	COM8	Entretenimiento/recreación	Restaurantes/Bares
15	COM9	Teatros	Teatros
16	COM10	Parqueaderos	

		Industrial	
17	IND1	Pesada	Fábrica
18	IND2	Liviana	Fábrica
19	IND3	Comida/Medicinas/P. Químicos	Fábrica
20	IND4	Metales/ Procesos con minerales	Fábrica
21	IND5	Alta Tecnología	Fábrica
22	IND6	Construcción	Oficinas
		Agrícola	
23	AGR	Agricultura	
		Religiosa	
24	REL	Iglesia	
		Gubernamental	
25	GOV1	Servicios Generales	Oficinas
26	GOV2	Respuesta Emergente	Policia/Bomberos
		Educativa	
27	ED1	Escuelas	
28	ED2	Colegios/Universidades	No Incluye residencias Estudiantiles

Tabla D.1.: Clases de ocupación de edificios

Si bien es cierto que en Hazus 99 se encuentran valores estándar, tanto de costos de reparación y reemplazo, como valores de contenido de edificios para diferentes ocupaciones, así como, costos de: ventas por ocupación, re-ubicación, e ingresos por arriendos; el usuario del programa (puesto que hay que recordar que existe un software disponible para la aplicación de la metodología) debe proveer valores más precisos, de acuerdo al lugar y tiempo en el que se realiza el estudio. [24]

Valores estándar para costos de reparación estructural de edificios

Las Tablas D.2 y D.3, muestran los valores estándar para los costos de reparación de edificios, dentro de la clasificación en 28 ocupaciones. Estos valores se pueden ajustar de acuerdo al sitio donde se requiere el estudio, de hecho, Hazus 99 muestra estos valores para varias ciudades de los Estados Unidos. [24]

Ocupación	Tipos de Sistema Estructural															
	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	CV	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
RES1	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	*
RES2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	11
RES3	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	*
RES4	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
RES5	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
RES6	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
COM1	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
COM2	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
COM3	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
COM4	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
COM5	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
COM6	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
COM7	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
COM8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
COM9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
COM10	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
IND1	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND2	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND3	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND5	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND6	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
AGR1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
REL1	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	0	17	17	17	17	17
GOV1	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	0	12	12	12	12	12
GOV2	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
EDU1	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
EDU2	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11

Tabla D.2.: Costos de reparación estructural para el estado de daño completo (dólares por pie cuadrado)

Ocupación Tipo	Tipos de Sistema Estructural															
	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
RES1	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	4.5	4.5	*
RES2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	3.3
RES3	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	3.3	3.3	*
RES4	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	3.3	3.3	3.3
RES5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	4.5	4.5	4.5
RES6	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	4.2	4.2	4.2
COM1	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	4.5	4.5	4.5
COM2	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	3.3	3.3	3.3
COM3	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	3.3	3.3	3.3
COM4	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	4.2	4.2	4.2
COM5	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	4.8	4.8	4.8
COM6	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	5.1	5.1	5.1
COM7	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	3.9	3.9	3.9
COM8	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	3.0	3.0	3.0
COM9	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	2.7	2.7	2.7
COM10	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	4.2	4.2	4.2
IND1	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
IND2	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
IND3	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
IND4	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
IND5	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
IND6	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	2.4	2.4	2.4
AGR1	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	1.8	1.8	1.8
REL1	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	0.0	8.5	8.5	5.1	5.1	5.1
GOV1	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	0.0	6.0	6.0	3.6	3.6	3.6
GOV2	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	5.1	5.1	5.1
EDU1	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	4.2	4.2	4.2
EDU2	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	3.3	3.3	3.3

Tabla D.3.: Costos de reparación estructural para el estado de daño extenso (dólares por pie cuadrado).

Costos de reparación y reemplazo de elementos no estructurales en edificios

Para establecer estimaciones de pérdidas económicas, en dólares; la probabilidad de ocurrencia de los diferentes estados de daño, debe ser convertida a su equivalente en pérdidas monetarias, quienes son debidas, tanto al daño estructural, como no estructural.

Para un estado dado de ocupación y daño, la reparación del edificio y los costos de reemplazo son estimados como producto de la sumatoria del área del piso de cada tipo de edificio, dentro de la ocupación dada, la probabilidad de que el tipo de edificio esté en el estado de daño especificado y, los costos de reparación del tipo de edificio por pie cuadrado, para dicho estado. Se puede demostrar que el monto real del daño de los edificios, es su pérdida de valor en el mercado, tomando en cuenta la edad del edificio, su depreciación y valores similares. [24]

Los valores que representan el costo del reemplazo de elementos estructurales y no estructurales, así como de edificios, son frecuentemente requeridos en un estudio de estimación de perdidas, ya que brindan un panorama inmediatamente comprensible acerca del monto económico que se requiere para brindar asistencia a la comunidad, lo cual es importante ya que, sobre esta base se puede canalizar la ayuda por parte de las instituciones encargadas.

Para realizar el cálculo de las pérdidas debidas a daño no estructural, se debe tomar en cuenta que el mismo se divide en daño sensitivo a la aceleración (daño a cubiertas, equipamiento que es una parte integral de la edificación, tales como equipamiento mecánico y eléctrico, tuberías y elevadores) y daño sensitivo a la deriva (paredes interiores y exteriores, ornamentaciones y vidrio). El daño no estructural, no incluye el daño a los contenidos tales como muebles y computadoras. Los costos de daño no estructural son calculados como sigue: [24]

$$CNSA_{ds,i} = CI \times FA_i \times PONS A_{ds,i} \times RCA_{ds,i}$$

$$CNSA_i = \sum_{ds=2}^5 CNSA_{ds,i}$$

$$CNSD_{ds,i} = CI \times FA_i \times PONS A_{ds,i} \times RCD_{ds,i}$$

$$CNSD_i = \sum_{ds=2}^5 CNSD_{ds,i}$$

Donde: $CNSA_{ds,i}$ es el costo de daño no estructural sensitivo a la aceleración (costos de reparación y reemplazo) para el estado de daño ds y ocupación i ; $CNSA_i$ es el costo de daño no estructural sensitivo a la aceleración (costos de reparación y reemplazo) para la ocupación i ; $CNSD_{ds,i}$ es el costo de daño no estructural sensitivo al drift (costos de

reparación y reemplazo) para el estado de daño ds y ocupación i ; $CNSD_i$ es el costo de daño no estructural sensitivo al drift (costos de reparación y reemplazo) para la ocupación i ; CI es el multiplicador del índice de costo regional; $FA_{i,j}$ es el área por piso para el grupo de ocupación i (en pies cuadrados); $PONSA_{ds,i}$ es la probabilidad de que la ocupación i esté en un estado de daño no estructural sensitivo a la aceleración ds ; $PONSD_{ds,i}$ es la probabilidad de que la ocupación i esté en un estado de daño no estructural sensitivo al drift ds ; $RCA_{ds,i}$ son los costos de reparación y reemplazo (por pie cuadrado) de elementos no estructurales sensitivos a la aceleración, por tipo de ocupación i y estado de daño ds (Tabla D.6.); $RCD_{ds,i}$ son los costos de reparación y reemplazo (por pie cuadrado) de elementos no estructurales sensitivos al drift, por tipo de ocupación i y estado de daño ds . [24]

Para determinar el costo total del daño no estructural por clase de ocupación i (CNS_i) se deben sumar:

$$CNS_i = CNSA_i + CNSD_i$$

Los costos de reemplazo (estado de daño = completo) son derivados de *Means Square Foot Costs 1994*, para edificios: Residenciales, Comerciales, Industriales e Institucionales. [24]

La publicación *Means* es una referencia aceptada a nivel nacional (en los Estados Unidos) sobre costos de construcción de edificios, es publicada anualmente y provee información de costos para modelos de edificios residenciales de baja altura y para 70 otros tipos de edificaciones: comerciales, residenciales, institucionales e industriales. Estos son presentados en un formato que muestra los costos típicos para cada modelo de edificio, exponiendo variaciones por tamaño, tipo de estructura y contenido del mismo. Una de estas variaciones se muestra como “típica” para el modelo, y se provee una subdivisión que muestra los costos y porcentajes de cada sistema, tanto para sus componentes estructurales como no estructurales. Finalmente, para cada modelo de edificio se prevé una variación de los costos de la base de datos. [24]

Los costos típicos de *Means*, omiten los costos de la mano de obra en el sitio, pero incluyen el 15% de beneficios para los constructores o costos indirectos, y un valor para el impuesto de los arquitectos, que varía desde el 6% al 11% del costo de construcción, de acuerdo al tipo de ocupación, además un 15 % adicional ha sido añadido a los costos de *Means* para reflejar los costos de financiamiento, retrasos en la toma de decisiones y otros servicios de construcción adicionales, tales como costos de reparación y/o demolición. [24]

Para la metodología de estimación de pérdidas, los modelos seleccionados de *Means*, han sido escogidos de entre 70 que representan 28 tipos de ocupación. El amplio rango de costos mostrado, aún para un único modelo, enfatiza la importancia de comprender que los valores monetarios mostrados, deberían ser únicamente usados para representar costos grandes, es decir, cuando se considera una gran cantidad de edificios tipo. Si los costos para edificios simples o grupos pequeños (tales como un campus colegial) son usados, para un análisis más detallado de pérdidas, deberían ser los estimados de costos específicos del sitio donde se realiza el estudio. [24]

Los modelos de edificios de *Means* son clasificados por tipo de ocupación. Está claro que las variaciones de costos se relacionan mucho más a la ocupación, que al tipo de sistema estructural o al material. Es por esto que Hazus permite que el usuario ingrese un costo más actualizado para el edificio típico, dentro de la base de datos del programa. [24]

El costo del Estado de Daño es expresado como un porcentaje del Estado de Daño Completo Costo Total de Reparación, CTR). En la tabla D.4 se indican los costos de reparación de acuerdo al nivel de daño. [2]

Nivel de Daño	Costo de Reparación
Ligero	0.02 CTR
Moderado	0.10 CTR
Extensivo	0.50 CTR
Completo	CTR

Tabla D.4.: Costos de reparación de acuerdo a los niveles de daño

Los valores indicados en la tabla D.4 son aplicados de acuerdo a HAZUS 99, para elementos estructurales, no estructurales sensitivos a drift y no estructurales sensitivos a aceleración. [2]

Estos valores son consistentes con las definiciones de Rango de Daño y las correspondientes tasas de daño presentadas en ATC-13 (Earthquake Damage Evaluation Data for California). [2]

El costo total de reparación es mayor que el costo total de construcción debido a que implica hacer los trabajos con mayor detenimiento para no dañar otros elementos, implica la colocación de aditivos para pegar hormigones, por ejemplo, implica colocar elementos especiales en los sitios donde no es posible colocar material. [2]

El costo total de reparación CT es igual al costo de reparación de los elementos estructurales C_E más el costo de reparación de los elementos no estructurales sensitivos por Drift, (C_{DRIFT}) más el costo de reparación de los elementos no estructurales sensitivos por aceleración (C_{ACEL}). Se considera que la cimentación no se va a ver afectada por el sismo. [2]

$$CT = C_E + C_{DRIFT} + C_{ACEL}$$

$$C = (0,02 \times D_{IIG} + 0,1 \times D_{MOD} + 0,5 \times D_{EXT} + D_{COM}) \times A_T \times CTR$$

La ecuación anterior sirve para calcular C_E , C_{DRIFT} , o C_{ACEL} según el valor unitario de CTR sea para reparar elementos estructurales, elementos no estructurales por drift o elementos no estructurales por aceleración. A_T es el área total de construcción, D_{IIG} es el daño ligero, D_{MOD} es el daño moderado, D_{EXT} es el daño es daño extensivo, y D_{COM} es el daño completo que se obtienen de las curvas de fragilidad. [2]

Los porcentajes relativos de componentes no estructurales, para cada tipo de estructura, sumados y redondeados son los siguientes: [2]

Ocupación	Comp. No Estructurales Sensitivos a la aceleración (%)	Comp. No Estructurales Sensitivos al Drift (%)
Unifamiliar	35	65
Residencial	50	50
Comercial	60	40
Industrial	85	15
Agrícola	85	15
Religión	60	40
Adm. Gubernamental	60	40
Educación	35	65

Tabla D.5.: Porcentajes de costos de reparación para componentes no estructurales

No.	Nivel	Clase de Ocupación	Estado de Daño de Elementos no Estructurales Sensitivos a la aceleración			
			Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial						
1	RES1	Unifamiliar	0.3	1.7	5.1	17
2	RES2	Casa Móvil	0.3	1.7	5.1	17
3	RES3	Multifamiliar	0.7	3.5	10.5	35
4	RES4	Hoteles	0.7	3.5	10.5	35
5	RES5	Dormitorio Institucional	0.7	3.3	9.9	33
6	RES6	Nursing Home	0.6	3.1	9.3	31
Comercial						
7	COM1	Retail Trade	0.4	2.2	6.6	22
8	COM2	Wholesale Trade	0.3	1.4	4.2	14
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0.7	3.4	10.2	34
10	COM4	Profesional/Técnico/Serv. de negocios	0.7	3.5	10.5	35
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	1.2	6	18	60
12	COM6	Hospitales	1.2	6.2	18.6	62
13	COM7	Oficinas médicas/Clínicas	0.9	4.6	13.8	46
14	COM8	Entretenimiento/recreación	1.1	5.5	16.5	55
15	COM9	Teatros	0.8	3.9	11.7	39
16	COM10	Parqueaderos	0.1	0.5	1.5	5

Industrial						
17	IND1	Pesada	0.7	3.7	11.1	37
18	IND2	Liviana	0.7	3.7	11.1	37
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0.7	3.7	11.1	37
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0.7	3.7	11.1	37
21	IND5	Alta Tecnología	0.7	3.7	11.1	37
22	IND6	Construcción	0.7	3.7	11.1	37
Agrícola						
23	AGRI	Agricultura	0.1	0.6	1.8	6
Religiosa						
24	RELI	Iglesia	0.8	4.1	12.3	41
Gubernamental						
25	GOV1	Servicios Generales	0.7	3.3	9.9	33
26	GOV2		1.1	5.6	16.8	56
Educativa						
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0.5	2.4	7.2	24
28	EDU2	Colegios/Universid.	0.6	2.9	8.7	29

Tabla D.6.: Costos de reparación estructural para componentes no estructurales sensitivos a la aceleración

Podemos mencionar que los costos en la última columna de la tabla D.6 corresponden a los costos de reemplazo, dado que el estado de daño completo implica que la estructura debe ser reemplazada. [2]

Como ya se mencionó, el valor de reemplazo de la estructura es la suma de componentes estructurales y no estructurales, y es posible calcular de una forma más precisa a la presentada en los párrafos precedentes el costo de reemplazo total por pie cuadrado, para una ocupación particular: [2]

$$RC_i = CI \times (RCA_{5,i} + RCD_{5,i} + RCS_{5,i})$$

$$RCS_{5,i} = \sum_{j=1}^{36} RCMBT_{5,i,j} \times \frac{FA_{i,j}}{FA_i}$$

Donde: RC_i son los costos de reemplazo (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i ; CI es un multiplicador del índice de costo regional; $RCA_{5,i}$ es la reparación de componentes no estructurales sensitivos a la aceleración (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5; $RCD_{5,i}$ es la reparación de componentes no estructurales sensitivos al drift (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5; $RCS_{5,i}$ es el costo de reparación estructural (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5; $RCMBT_{5,i,j}$ es el costo de reemplazo estructural para el modelo tipo de edificio j y ocupación i en el estado de daño 5; $FA_{i,j}$ es el área de piso por modelo de edificio j en el grupo de ocupación i (en pies cuadrados); FA_i es el área de piso por grupo de ocupación i (en pies cuadrados). [2]

Pérdidas generadas al contenido de edificios

El contenido de los edificios se define como: muebles, computadores y equipamiento que no es parte integral de la estructura. El contenido no incluye a los componentes no estructurales, tales como: instalaciones de luz, cielorrasos, equipamiento mecánico y eléctrico y otras instalaciones. Se asume que la mayor parte del daño al contenido (volcamiento de gabinetes, repisas, equipos etc.), es una función de las aceleraciones del edificio. Por lo tanto, el daño no estructural sensitivo a la aceleración es considerado como un buen indicador del daño al contenido. Esto significa que, si no hay daño no estructural sensitivo a la aceleración, es muy improbable que exista también daño a los contenidos de los edificios. Estos costos se calculan como sigue: [24] [25]

$$CCD_i = CI \times CV_i \times \sum_{ds=2}^5 CD_{ds,i} \times RC_{ds,i}$$

$$RC_{ds,i} = \sum_{j=1}^{36} PMBTNSA_{ds,j} \times FA_{i,j} \times (RCA_{5,i} + RCD_{5,i} + RCMBT_{5,i,j})$$

Donde: CCD_i es el costo por daño a los contenidos por tipo de ocupación i ; CI es un multiplicador del índice de costo regional; CV_i es el valor de los contenidos por tipo de ocupación i (expresado como porcentaje de valor de reemplazo); $CD_{ds,i}$ es el porcentaje de daño al contenido por tipo de ocupación i en el estado de daño ds ; $RC_{ds,i}$ es el costo de reemplazo (en dólares) por tipo de ocupación i en el estado de daño ds ; $PMBTNSA_{ds,j}$ es la probabilidad de que el edificio modelo tipo j esté en un estado de daño no estructural sensitivo a la aceleración ds ; $FA_{i,j}$ es el área de piso para el modelo de edificio tipo j en el grupo de ocupación i (en pies cuadrados); $RCA_{5,i}$ es la reparación no estructural sensitiva a la aceleración (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5; $RCD_{5,i}$ es la reparación no estructural sensitiva al drift (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5; $RCMBT_{5,i,j}$ es el costo de reparación estructural (ppor pie cuadrado) para el modelo de edificio tipo j para el tipo de ocupación i en el estado de daño 5 [24]

La tabla D.7 muestra valores de contenido estándar, para cada tipo de ocupación, como un porcentaje del costo de reemplazo de la instalación. Esta tabla está basada en valores encontradas en la ATC-13 [ATC, 1985]. Para los porcentajes de daño al contenido de edificio se asume que, en el estado de daño completo, el 15 % del contenido puede ser recuperado. En la actualidad, el porcentaje de daño al contenido es el mismo valor para todos los tipos de ocupación. [2]

No	Nivel	Clase de Ocupación	Valor del Contenido (%)
Residencial			
1	RES1	Unifamiliar	50
2	RES2	Casa Móvil	50
3	RES3	Multifamiliar	50
4	RES4	Hoteles	50
5	RES5	Dormitorio Institucional	50
6	RES6	Nursing Home	50
Comercial			
7	COM1	Retail Trade	100
8	COM2	Wholesale Trade	100
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	100
10	COM4	Sev. Profesionales y Técnicos	100
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	100
12	COM6	Hospitales	150
13	COM7	Ofic.Médicas/Clinicas	150
14	COM8	Entretenimiento/recreación	100
15	COM9	Teatros	100
16	COM10	Parqueaderos	50
Industrial			
17	IND1	Pesada	150
18	IND2	Liviana	150
19	IND3	Comida/Medicinas/P.Químicos	150
20	IND4	Metales/ Procesos con minerales	150
21	IND5	Alta Tecnología	150
22	IND6	Construcción	100
Agrícola			
23	AGR	Agricultura	100
Religiosa			
24	REL	Iglesia	100
Gubernamental			
25	GOV1	Servicios Generales	100
26	GOV2	Respuesta Emergente	150
Educativa			
27	ED1	Escuelas	100
28	ED2	Colegios/Universidades	150

Tabla D.7.: Valor del contenido del edificio como porcentaje del valor de reemplazo del mismo

Pérdidas debidas al tiempo de reparación del edificio

Las descripciones del estado de daño, proveen una base para establecer una pérdida en función del tiempo en que deja de prestar servicio el negocio, vivienda o entidad que funcionaba en el edificio averiado debido a un sismo y el tiempo de reparación del mismo.

Se debe hacer una distinción entre la pérdida, debida al no funcionamiento, y el tiempo de reparación. Aquí la pérdida de función, es el tiempo que una empresa/industria no es capaz de producir o generar servicios y/o negocios. En general, ésta será más corta que el

tiempo de reparación, porque el negocio rentará espacios alternativos, mientras que se completa la reparación y reconstrucción. [44]

El tiempo para reparar puede ser dividido en dos partes: la construcción y el tiempo para limpieza; y el tiempo para obtener el financiamiento, los permisos y completar el diseño. Para los estados de daño bajos, el tiempo de construcción va a ser cercano al tiempo de reparación real. A niveles de daño mayor, se debe realizar un número de tareas adicionales, que por lo general incrementarán considerablemente el tiempo de reparación real. Estas tareas, pueden variar considerablemente tanto en tipo y tiempo entre proyectos individuales. [44]

Los tiempos de reparación y limpieza (de escombros) de edificios se presentan en la Tabla D.8. Estos tiempos representan estimados del tiempo medio para limpieza y reparación o construcción. Los tiempos de reparación difieren para estados similares de daño, esto depende del tipo de ocupación del edificio. Por lo tanto, mientras más pequeños y simples sean los edificios, tomará menos tiempo reparar, que los más complejos o con servicios que requieran de una mayor y más complicada logística. [2]

Sin embargo, el establecimiento de un tiempo de reparación más real no se traslada directamente dentro de la interrupción del negocio o del servicio. Para algunos negocios el tiempo de reparación de edificios es muy irrelevante porque estos negocios pueden rentar espacios alternativos o usar capacidad de almacenamiento industrial/comercial en algún otro lugar. [44]

Para ningún daño o ligero, la pérdida de tiempo se asume que es corta, con la limpieza hecha por el mismo grupo que trabaja dentro del edificio, el trabajo puede resumirse con apenas unas reparaciones. Para la mayoría de negocios comerciales e industriales que sufren daño moderado o extensivo el tiempo de interrupción del negocio se muestra como corto, bajo la presunción de que estos negocios encontrarán vías alternativas para continuar sus actividades.

Los valores en la tabla D.8 también reflejan el hecho de que una proporción de los negocios van a sufrir interrupciones más largas o aún la quiebra completa. Para residencias, sitios de entretenimiento, teatros, estacionamientos, iglesias, se asume que el tiempo de interrupción es igual al de reparación. [44]

N°	Ocupación		Tiempo de Reconstrucción				
	Tipo	Clase	Estado de Daño Estructural				
			Ninguno	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial							
1	RES1	Unifamiliar	0	2	30	90	180
2	RES2	Casa Móvil	0	2	10	30	60
3	RES3	Multifamiliar	0	5	30	120	240
4	RES4	Hoteles	0	5	30	120	240
5	RES5	Dormitorio Institucional	0	5	30	120	240
6	RES6	Nursing Home	0	5	30	120	240
Comercial							
7	COM1	Retail Trade	0	5	30	90	180
8	COM2	Wholesale Trade	0	5	30	90	180
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0	5	30	90	180
10	COM4	Profesional/Técnico/Serv. de negocios	0	5	30	120	240
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	0	5	30	90	180
12	COM6	Hospitales	0	10	45	180	360
13	COM7	Oficinas médicas/Clinicas	0	10	45	180	240
14	COM8	Entrenamiento/recreación	0	5	30	90	180
15	COM9	Teatros	0	5	30	120	240
16	COM10	Parqueaderos	0	2	20	80	160
Industrial							
17	IND1	Pesada	0	10	30	120	240
18	IND2	Liviana	0	10	30	120	240
19	IND3	Comida/Medicinas/Química	0	10	30	120	240
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0	10	30	120	240
21	IND5	Alta Tecnología	0	20	45	180	360
22	IND6	Construcción	0	5	20	80	160
Agrícola							
23	AGRI	Agricultura	0	2	10	30	60
Religiosa							
24	RELI	Iglesia	0	10	30	120	240
Gubernamental							
25	GOV1	Servicios Generales	0	10	30	120	240
26	GOV2		0	5	20	90	180
Educativa							
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0	10	30	120	240
28	EDU2	Colegios/Universid.	0	10	45	180	360

Tabla D.8.: Tiempo de limpieza y reconstrucción de edificios (en días)

Los modificadores de la tabla D.8 son multiplicados por los tiempos de construcción de edificio, como sigue:

$$LOF_{ds} = BCT_{ds} \times MOD_{ds}$$

Donde: LOF_{ds} es la pérdida debida al no funcionamiento, para el estado de daño ds ; BCT_{ds} es el tiempo de construcción y limpieza para el estado de daño ds ; MOD_{ds} es el tiempo de construcción modificado para el estado de daño ds . [2]

ANEXO E: PUSH OVER. REQUISITOS PARA SU APLICACIÓN

Para la aplicación de esta técnica, debe definirse el modelo de plasticidad a utilizarse, para simular el daño que sufrirán los elementos de la estructura ante una excitación sísmica cuando el momento actuante supere a M_A (momento que limita el tramo elástico de la estructura, y que se conoce como punto de agrietamiento). Además, los resultados del cálculo de la capacidad resistente sísmica de una estructura dependen del modelo de plasticidad que se use.

Existen varios modelos de plasticidad, el más simple en su formulación es el que se conoce como de Plasticidad Concentrada, en el que el daño se concentra en un solo punto, no contempla longitud de daño. Es un modelo muy sencillo, pero reporta buenos resultados. Si se requiere resultados más precisos en el que se considere la longitud de daño, se puede utilizar el modelo propuesto por el Dr. Roberto Aguiar en el año 2003, que se denomina, de Rigidez Constante Escalonada, y cuyas ecuaciones y proceso de cálculo se detallan en la bibliografía, y puede consultarse en el artículo “La Técnica del Push Over”, del citado autor. La formulación del Modelo de Plasticidad Concentrada, se basa en los principios básicos del Análisis Matricial de Estructuras, donde se considera que el modelo está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez $(EI)_a$ (Rigidez a Flexión en el nudo inicial), otro que tiene longitud L' de rigidez $(EI)_o$ (Rigidez a Flexión en el centro de luz), y por último el otro extremo de plasticidad con rigidez $(EI)_b$ (Rigidez a Flexión en el nudo final). Estos datos se obtienen del respectivo diagrama momento-curvatura. [5]

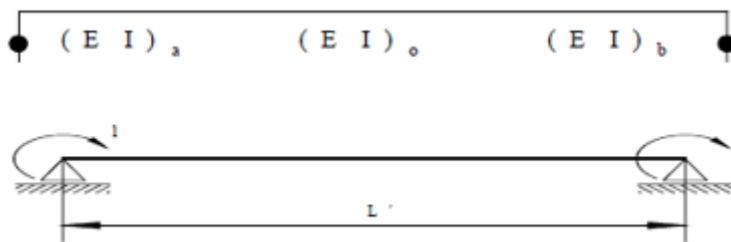


Figura E.1.: Modelo de plasticidad concentrada

Además, debe determinarse las relaciones momento curvatura en vigas y columnas, para cada incremento de carga lateral, esto debido a que en las columnas la carga axial va cambiando y el diagrama M-C es función de dicha carga, al contrario que en las vigas, en donde el diagrama inicial se mantiene constante. De estas curvas se obtienen datos como: las nuevas rigideces de los elementos, las deformaciones, los momentos que genera cada incremento de carga. Para esto se recomienda hacer uso de una computadora.

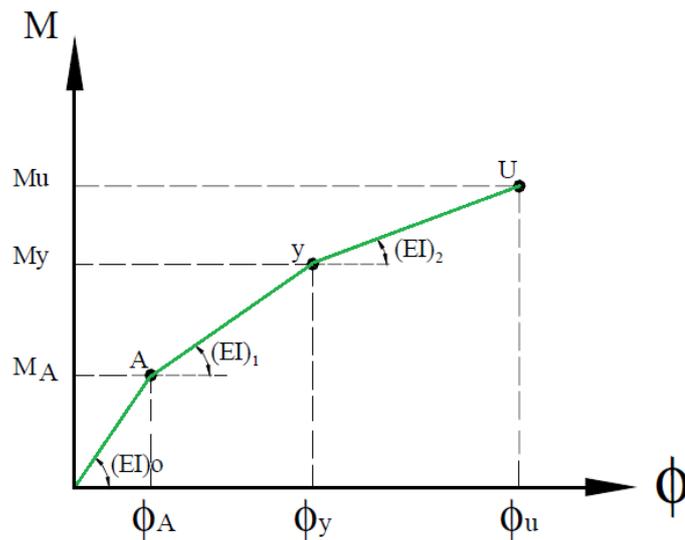


Figura E.2.: Diagrama Momento curvatura

Si el momento actuante es menor que M_A se tendrá la rigidez $(EI)_0$, si el momento actuante supera M_A pero es menor que M_y se trabajará con la rigidez $(EI)_1$. Finalmente, si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_y se deberá trabajar con $(EI)_2$.

$$(EI)_0 = \frac{M_A}{\Phi_A} = \frac{E \times b \times h^3}{12}$$

$$(EI)_1 = \frac{M_Y - M_A}{\Phi_Y - \Phi_A}$$

$$(EI)_2 = \frac{M_U - M_Y}{\Phi_U - \Phi_Y}$$

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura ($M-\Phi$), de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_θ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_θ , para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

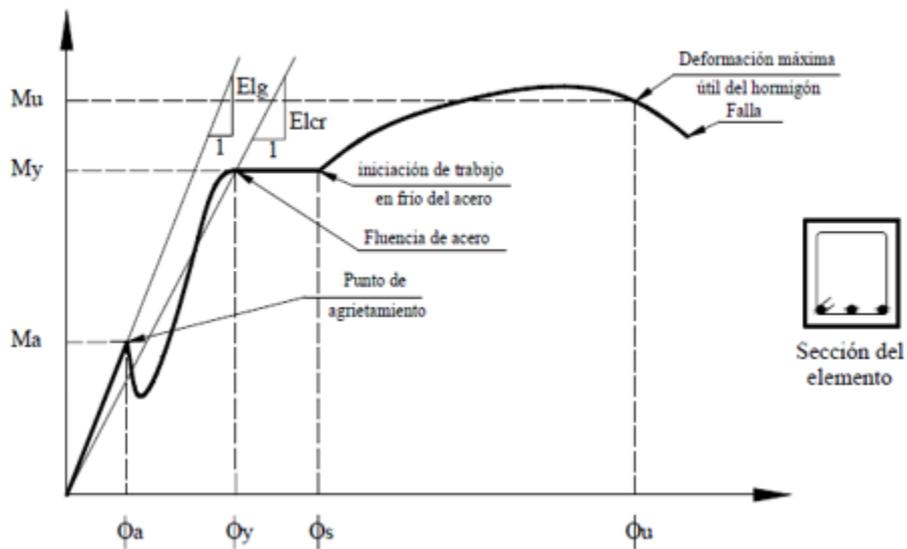


Figura E.3.: Relación momento curvatura de una viga

De los diagramas $M-\Phi$, se puede obtener la rigidez a flexión EI del elemento, la ductilidad por curvatura y la rigidez agrietada que los códigos definen como EI_{cr} . El diagrama Momento-Curvatura es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. Para encontrar valores más cercanos a la realidad de μ_{θ} es más recomendable utilizar el modelo de hormigón confinado propuesto por Park en el año 1982, y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia (Modelo Trilineal), (Figura E.4).

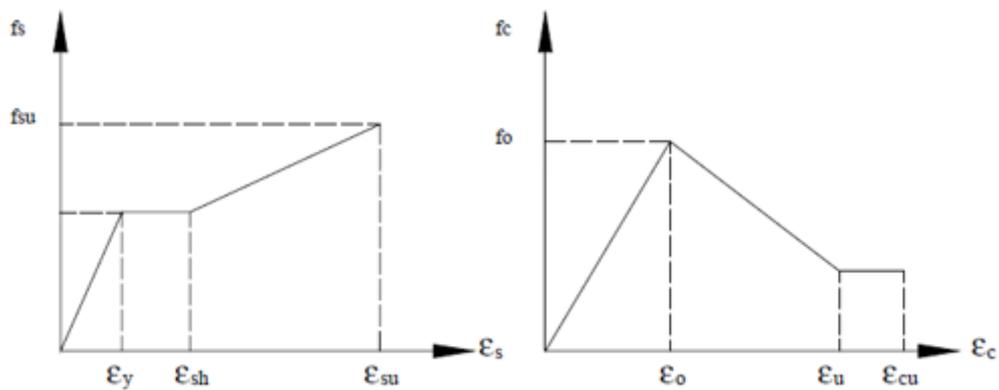


Figura E.4.: Modelo trilineal para el acero de Kent y Park para el hormigón confinado

Es necesario encontrar, en la relación momento curvatura, los puntos en los cuales se produce el cambio de pendiente (A, Y, U). [5]

La forma más sencilla de explicar la Técnica del Pushover es considerando un diagrama momento curvatura elasto-plasto para las vigas y columnas, como el que se muestra en la figura E.5. Por otra parte, se podría considerar (a modo de aproximación inicial) que el

diagrama momento curvatura para las columnas no depende de la carga axial. Todo esto, con el objeto de simplificar la explicación teórica.

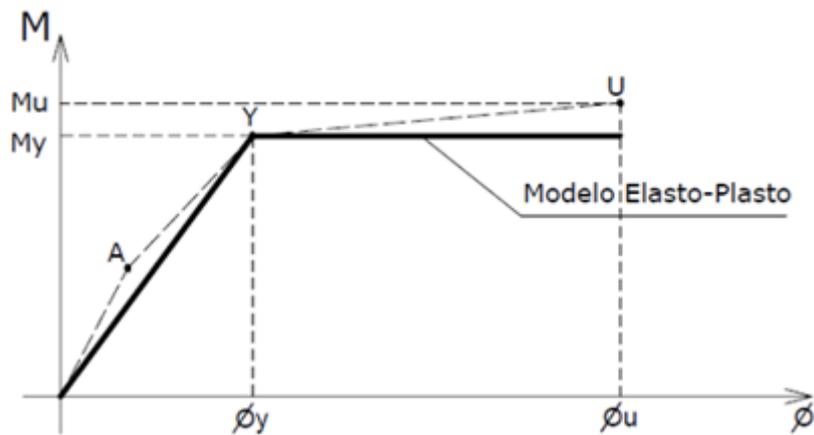


Figura E.5.: Modelo elasto plasto para el diagrama momento curvatura

En el modelo presentado en la figura E.5, se tiene en líneas entrecortadas los tres puntos notables del diagrama Momento Curvatura, A, Y, U; y en línea continua el modelo elasto-plasto. En este modelo, si se considerara que, cuando la sección alcance el momento de fluencia (M_y) se forma una articulación plástica en dicho punto, implicaría que no es capaz de resistir más momento, y la sección únicamente empezaría a rotar y a disipar energía. Pero, si se tuviera en cuenta el incremento de resistencia (una vez que se ha llegado al momento M_y), se estaría permitiendo que la sección llegue al momento último, M_u .

En la figura E.6 se indican las tres posibilidades de trabajo que tiene un elemento para la primera apreciación, y se observa un modelo simplificado, a la izquierda para cuando trabaja en el rango elástico, al centro cuando la sección llegó al momento de fluencia en el nudo final, y a la derecha, cuando se alcanzó el punto de fluencia en el nudo inicial. Esta información es utilizada como punto de partida para realizar un análisis matricial, que escapa al alcance de esta práctica supervisada. Por el modelo matemático con el que se está trabajando (elasto-plasto), cuando se llega a la fluencia, se tiene una rótula plástica en dicho punto. [7]

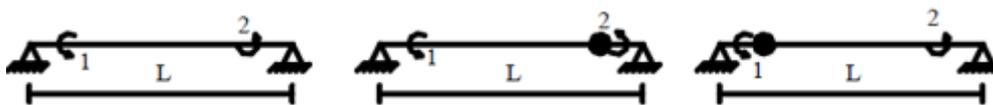


Figura E.6.: Condiciones de trabajo de un elemento

ANEXO F: AGENCIAS DEDICADAS Y RECOMENDACIONES EXISTENTES

En este apartado se intenta exponer, de forma muy breve, las publicaciones y recomendaciones disponibles en la web, y que son de gran utilidad, a la hora de intentar abordar el t3pico del dise1o basado en desempe1o:

- La agencia FEMA (nombrada as3, por sus siglas en ingl3s, “Federal Emergency Management Agency”) ha realizado una gran cantidad de publicaciones en los Estados Unidos de Norte Am3rica, para dar recomendaciones en lo referente a cuestiones de dise1o estructural. Es posible encontrar manuales de dise1o para diferentes acciones en su p3gina web (<https://www.fema.gov>).

Esta agencia tiene, como principal objetivo, preparar a la sociedad norteamericana ante diversos tipos de cat3strofes naturales, como son inundaciones, incendios, huracanes, tormentas, y sismos, que es el tema que compete a este trabajo.

- El proyecto HAZUS (que proviene de **Hazard**, o riesgo en ingl3s, **U.S.**) es un programa desarrollado por la Federal Emergency Management Agency (FEMA), junto con el National Institute of Buildings Sciences, en el a1o 1999 y luego tambi3n expuesto m3s detalladamente el a1o 2003, y es una metodolog3a, aplicable a los Estados Unidos, para la estimaci3n de p3rdidas por riesgos naturales, como son: terremotos, inundaciones, huracanes, tornados, tormentas de oleaje en la costa, tormentas invernales violentas, tormentas con truenos y granizo. Se pretende que las p3rdidas estimadas con HAZUS sean utilizadas por organismos oficiales locales, regionales y estatales, para que puedan planificar y estimular los esfuerzos de mitigaci3n para reducir p3rdidas, antes de que ocurra un terremoto y prepararse para una respuesta de emergencia y recuperaci3n de cara a terremotos posteriores. HAZUS, incorpora los siguientes elementos: riesgos potenciales de la Tierra, inventario de elementos expuestos al riesgo, da1os f3sicos directos, da1os f3sicos inducidos, p3rdidas econ3micas y sociales directas, y p3rdidas econ3micas indirectas. El grado de sofisticaci3n de la estimaci3n ir3, por tanto, 3ntimamente relacionado con la precisi3n y detalle de los datos disponibles. La metodolog3a se encuentra reflejada en un manual t3cnico, y permite ser implementada en una computadora, con un Sistema de Informaci3n Geogr3fica, y un software brindado por esta entidad para su correcta aplicaci3n y ahorro de esfuerzos.

La metodolog3a propuesta por HAZUS ha sido comprobada con una serie de terremotos pasados y contrastada por expertos, pero, al igual que todas las metodolog3as para obtener estimaciones, tiene inherentes una serie de incertidumbres, algunas debidas a lo limitado de los conocimientos cient3ficos de los terremotos, y otras debidas a la necesidad de simplificaci3n y aproximaciones propias del an3lisis.

Entre la informaci3n provista por HAZUS, se tienen las curvas de fragilidad, de 36 tipolog3as de edificios, para cuatro niveles de dise1o, denominados: pre-norma, bajo, moderado y alto, y para cada uno de estos niveles de dise1o se tiene un l3mite

de la deriva máxima de piso, para los cuatro niveles de daño antes mencionados: leve, moderado, severo y completo. [13]

- ATC (Applied Technology Council), es una asociación sin fines de lucro, establecida en 1971, gracias a los esfuerzos de la “Structural Engineers Association of California”. ATC es guiada por directores, representativos de la “American Society of Civil Engineers”. El propósito de esta entidad es asistir en el diseño práctico de la ingeniería estructural (y lo relativo a diseño resistente a acciones de viento, sismo, etc.). Al igual que HAZUS, nos brinda recomendaciones sobre los procedimientos para la evaluación estructural, amenaza sísmica, objetivos de desempeño y cuantificación de pérdidas, además de los consejos, ya mencionados, de diseño estructural en general, para estructuras de hormigón armado.

Una vez descriptos los apartados anteriores, podemos presentar la siguiente información:

- Se ha propuesto un significativo número de métodos para evaluar de manera rápida el nivel de riesgo sísmico de los edificios. Una importante recopilación y evaluación comparativa de estos métodos se presenta en el ATC-21 que recomienda un formato verdaderamente simplificado, de fácil implementación, y que ha servido de base para el levantamiento de información en diversos estudios. De la misma manera, ATC-20 presenta una metodología para la evaluación de la seguridad de edificios después de un evento sísmico, que ha sido aplicada a diversas instalaciones esenciales entre las que destacan hospitales, edificios gubernamentales, etc. [11]
- En cuanto al desempeño, diseño y reforzamiento sísmico de componentes no estructurales, se destacan las iniciativas tomadas por la legislación norteamericana, como consecuencia de los cuantiosos daños debidos al sismo de San Fernando, 1971 para reducir el riesgo ante daños significativos en instalaciones esenciales, tales como Hospitales. A través de una sucesión de disposiciones legales se define una política de adecuación de la infraestructura existente, fundamentada en diferentes estándares de desempeño sísmico estructural y no estructural, que persigue, como objetivo principal, elevar el desempeño sísmico de “todas las instalaciones de salud” para garantizar, antes del año 2.008, la seguridad de la vida de todos sus ocupantes y, antes del año 2.030, la capacidad de las instalaciones de permanecer operativas después de un evento sísmico.[11]
- En esta línea, diferentes iniciativas han sido desarrolladas en reconocimiento de la necesidad de fomentar una nueva generación de procedimientos de diseño que garantice el apropiado desempeño sísmico de las edificaciones y, en particular, de las edificaciones esenciales. Una descripción y comparación de las diferentes metodologías se desarrolla en el reporte final del llamado *Comité VISION 2000*, donde, entre otras cosas, se puntualiza la definición de los niveles de desempeño, los niveles de la acción sísmica y los objetivos de diseño para instalaciones básicas, esenciales y críticas. Un enfoque similar es desarrollado por el ATC-40, con la particularidad de que, en él, la definición del nivel de desempeño sísmico

de la edificación es función del nivel de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales que le integran. Ambos enfoques exigen lo que se ha denominado un diseño por multi-objetivo, donde se espera la satisfacción de determinados niveles de desempeño para diferentes niveles de excitación sísmica. [11]

En lo que respecta a códigos de diseño:

- Chile: cuentan con múltiples estados de cargas y estándares de diseño, pero las normativas de este país no incluyen procedimientos de PBSB.
- Indonesia: sus nuevas normativas incluirán recomendaciones de PBSB, pero no códigos de cumplimiento obligatorio.
- China: este país introdujo un código que incluye PBSB en 1989, requerido para edificaciones altas, irregulares o de gran importancia.
- Filipinas: incluye lineamientos de PBSB, como enfoques de diseño alternativos.
- Corea: sus normativas están basados en ASCE 7-05. No incluyen lineamientos PBSB.
- Argentina: actualmente se utiliza el reglamento CIRSOC 103 (diseño por capacidad), cuya última versión fue aprobada en el año 2013, pero no posee lineamientos PBSB.
- Japón: uno de los países más desarrollados en lo referente a reglamentos de diseño estructural. PBSB se requiere para edificios de alturas superiores a 60 metros.
- Estados Unidos: Los actuales códigos son, el ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers) y el “International Building Code 2012”. Permiten PBSB como un enfoque de diseño aproximado, pero no está adherido directamente. [14]

Borrador de código, basado en desplazamientos, para diseño sísmico de edificios:

- El libro dedicado al método de diseño por desplazamientos de Nigel Priestley (“Displacement based seismic design of structures”), hace mención al procedimiento PBSB en diversos pasajes del mismo, y en su último capítulo presenta un borrador de código sísmico, basado en desplazamientos, que podría ser muy útil para los diseñadores. Es un aporte positivo, en vistas de una mayor aplicación, con el paso del tiempo.

ANEXO G: OTROS RESULTADOS DEL MÉTODO POR DESPLAZAMIENTO

FÁBRICA (CASO A) – SISMO MUY RARO

Pórtico: **P4y**

Deriva Lím. (Θ_c): **0,053**
(Nivel de daño completo)

$f_y = 420$ Mpa

$\Delta_c = \Delta_1 = 0,1749$

$$\Delta_i = \Delta_c \times \frac{\delta_i}{\delta_c} \quad \delta_i = \frac{4 H_i}{3 H_n} \times \left(1 - \frac{H_i}{4 H_n}\right)$$

$\delta_c = \delta_1 = 0,216$

Nivel	H_i [m]	δ_i [adim.]	Δ_i [m]	m_i [Tn]	$m_i \times \Delta_i^2$ [Tnxm ²]	$m_i \times \Delta_i$ [Tnxm]	$m_i \times \Delta_i \times H_i$ [Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,1749	70	2,141	12,243	40,402
P2	6	0,379	0,3065	120	11,274	36,781	220,684
P3	8,7	0,529	0,4278	120	21,958	51,332	446,589
P4	11,4	0,666	0,5387	120	34,822	64,642	736,920
P5	14,1	0,790	0,6393	120	49,038	76,711	1081,622
P6	16,8	0,901	0,7295	120	63,858	87,538	1470,640
P7	19,5	1,000	0,8094	60	39,305	48,562	946,960
Σ					222,395	377,809	4943,818

Tabla G.1.

$\Delta_d = 0,589$ m (desplazamiento de diseño del SDOF)

$H_e = 13,085$ m (altura equivalente)

$m_e = 641,83$ Tn (masa equivalente)

$\epsilon_y = 0,00231$

$\theta_{y1} = 0,01242$
 $\theta_{y2} = 0,01328$ (Deriva de fluencia para cada tramo)

$\theta_y = 0,01285$ (Deriva de fluencia)

$\Delta y = 0,1681$ (Desplazamiento de fluencia)

$\mu = 3,501$ (ductilidad de diseño, del SDOF)

$\xi_{eq} = 0,1785$

$R\mu = 0,5938$ ($\alpha = 0,5$)

$T_c = T_L = 8,00$ seg (período de esquinia, o límite)

$\Delta c_{0,05} = 1,211$ m (desplazamiento de esquina elástico, amort. 0,05)

$\Delta L = \Delta c = 0,719$ m (desplazamiento de esquina, o límite, inelástico)

$T_e = 6,55$ seg (período efectivo)

$K_e = 589,88$ (rigidez efectiva)

$V_b = 347,23$ (corte basal)

Nivel	H_i [m]	Δ_i [m]	m_i [Tn]	F_i [Tn]
P1	3,3	0,1749	70	11,25
P2	6	0,3065	120	33,80
P3	8,7	0,4278	120	47,18
P4	11,4	0,5387	120	59,41
P5	14,1	0,6393	120	70,50
P6	16,8	0,7295	120	80,45
P7	19,5	0,8094	60	44,63
$\Sigma =$				347,23 = V_b

Tabla G.2.

HOSPITAL – SISMO MUY RARO

Pórtico: **P4y**

Deriva Lím. (Θ_c): **0,0067**

$f_y = 420$ Mpa



$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,02211$$

$$\delta_c = \delta_1 = 0,216$$

Nivel	H _i	δ _i	Δ _i	m _i	m _i x Δ _i ²	m _i x Δ _i	m _i x Δ _i x H _i
	[m]	[adim.]	[m]	[Tn]	[Tnxm ²]	[Tnxm]	[Tnxm ²]
P1	3,3	0,216	0,0221	70	0,034	1,548	5,107
P2	6	0,379	0,0387	120	0,180	4,650	27,898
P3	8,7	0,529	0,0541	120	0,351	6,489	56,456
P4	11,4	0,666	0,0681	120	0,556	8,172	93,158
P5	14,1	0,790	0,0808	120	0,784	9,697	136,733
P6	16,8	0,901	0,0922	120	1,020	11,066	185,911
P7	19,5	1,000	0,1023	60	0,628	6,139	119,710
Σ					3,554	47,761	624,973

Tabla G.3.

$$\Delta_d = 0,074 \text{ m} \quad (\text{desplazamiento de diseño del SDOF})$$

$$H_e = 13,085 \text{ m} \quad (\text{altura equivalente})$$

$$m_e = 641,83 \text{ Tn} \quad (\text{masa equivalente})$$

$$\epsilon_y = 0,00231$$

$$\begin{aligned} \theta_{y1} &= 0,01242 \\ \theta_{y2} &= 0,01328 \end{aligned} \quad (\text{Deriva de fluencia para cada tramo})$$

$$\theta_y = \mathbf{0,01285} \quad (\text{Deriva de fluencia})$$

$$\Delta_y = 0,1681 \quad (\text{Desplazamiento de fluencia})$$

$$\mu = 0,443 \quad (\text{ductilidad de diseño, del SDOF})$$

$$\xi_{eq} = -0,1766$$

Este caso también implica que el corte basal no debe ser reducido.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bertero, R. D. “Diseño Sismorresistente Basado en la Performance”.
- [2] Dr. Roberto Aguar Falconí (Agosto 2003) – “Análisis sísmico por desempeño”.
- [3] Leandro M. Morillas Romero – “Proyecto sismorresistente basado en prestaciones utilizando métodos energéticos aplicado a pórticos con sistemas de control pasivo”.
- [4] Aguiar, R., 2.003 - “Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países latinoamericanos”, *Conferencia ofrecida en el XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, Mendoza, Argentina.
- [5] Dr. Ing. Raul D. Bertero (UBA – UTN FRGP) – “diseño sísmico basado en la performance, estado actual”.
- [6] Javier A. Danna, Gustavo A. Pérez – “Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes”.
- [7] Safina Melone, Salvador- Tesis de doctorado para la Universidad Politécnica de Catalunya “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico”.
- [8] Bertero, V. V. (1992). “Tall reinforced concrete building: Conceptual earthquake – resistance design methodology”. Report N° UCB/EERC-92/16. EERC. University of California at Berkeley. USA.
- [9] Hamburger, R.O. (1997). “A framework for performance-based earthquake design”.
- [10] Collins, K., and Stojadinovic, B. (2000). “Limit States for Performance-Based Design. *Proceedings of 12 WCEE*. Auckland, New Zealand.
- [11] Ing. Luisa Paulina Viera Arroba – Tesis Para la maestría en ingeniería estructural sismorresistente, Universidad Técnica de Ambato.
- [12] Calvi, Priestley, Kowalsky – “Displacement based seismic design of structures”, artículo publicado en <http://www.researchgate.net/publication/254850548>, en el año 2008.
- [13] FEMA 445 (2008) - “*Next generation Performance based seismic design guidelines*”.
- [14] M.J.N. Priestley – “Performance Based Seismic Design”, Artículo presentado en “*Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering Auckland, New Zealand 2000 (12WCEE 2000)*”.
- [15] Dr. Roberto Aguar Falconí– “Análisis sísmico por desempeño” (Agosto 2003), primera edición, Universidad de Fuerzas Armadas, Escuela Politécnica del Ejército, Centro de

investigaciones científicas. Descargado del sitio web:
<http://www.researchgate.net/publication/280627456>.

[16] E. Mistakidis, R. Vacareanu, A. Kappos – “Performance based evaluation and risk analysis”, 2010 – Laboratorio de tecnología del hormigón armado y estructuras. Departamento de ingeniería civil. Aristotle University of Thessaloniki, Greece.

[17] Dalal Sejal P., Vasanwala S. A., Desai A. K. – “Performance Based Seismic Design of Structure: a review”, research article, International Journal of Civil and Structural Engineering volume 1, N° 4, 2011.

[18] Alberto Sánchez Badillo, Amador Terán Gilmore – Revista de ingeniería sísmica N° 78 47-71: “Diseño por Desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado, ubicadas em la zona del lago del distrito federal: ejemplo de aplicación”. (2008).

[19] Dalal Sejal P., Vasanwala S.A., Desai A.K. – Artículo de investigación: “Performance based seismic design of structure: A review”, International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 1, N° 4, 2011.

[20] Dra., Inga. Safina Melone, Salvador – Tesis doctoral para la Universidad Politécnica de Catalunya, titulada: “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico”.

[21] Radomir Folic – “Performance Based Seismic Design of Concrete Buildings Structures – Bases” – Universidad de Atenas, Grecia, 2015.

[22] Jorge Gustavo Martínez Alfaro Valdivia – Tesis para optar al título de ingeniero civil en obras civiles: “Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, Región de los Ríos”, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles, Chile, 2012.

[23] Ron Klemencic, Guo-Qiang Li, J. Andrew Fry – “Performance-based seismic design- State of practice 2012”, 9° Congreso mundial, realizado en 2012, CTBUH (Council on Tall Buildings and Urban Habitat).

[24] Inga. Luisa Paulina Viera Arroba – Tesis en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato para optar por el título de Master en ingeniería Estructural Sismo-Resistente, titulada “Diseño Sísmica Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado”, año 2004.

[25] Jorge Gustavo Martínez Alfaro Valdivia – Tesis para optar al título de ingeniero civil en obras civiles: “Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, Región de los Ríos”, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles, Chile, 2012.

[26] “Hazus MR4”, FEMA, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Director, Mitigation Division, Washington D.C. - Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model. Año 2003.

- [27] Roberto Aguiar, Carlos Bobadilla – “Curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado y comparación con Hazus”, 2006.
- [28] ATC-40: “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume I”. Año 1996
- [29] “Hazus Methodology”, apunte para curso de grado, ingeniería civil – National Technical University of Athens (NTUA), extraído de la página web: [dspace.Lib.ntua.gr](https://dspace.lib.ntua.gr) (año 2004).
- [30] Apunte de la Universidad nacional de la Plata (UNLP), Facultad de ciencias astronómicas y geofísicas (FCAG) – “Riesgo sísmico”.
- [31] Dr. Ing. Santiago Reyna – Conferencia brindada en la Universidad Nacional de Córdoba sobre “Las inundaciones”, y apuntes de la materia Obras hidráulicas, titulado “Riesgo y Vulnerabilidad”, año 2014.
- [32] Dra., Inga. Safina Melone, Salvador – Tesis doctoral para la Universidad Politécnica de Catalunya, titulada: “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico”.
- [33] Lía Orosco y Mika Haarala Orosco – “Estimación de la peligrosidad sísmica que afecta a la ciudad de Salta”.
- [34] Javier A. Danna, Gustavo A. Pérez – “Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes”.
- [35] M. N. J. Priestley, G. M. Calvi, y M. J. Kowalsky – “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, 2007.
- [36] A. Ospina, H. Urrego, J.C. Botero – “Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado”, 2013.
- [37] H. Urrego - “Un Nuevo Enfoque para el Análisis y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado,” in *II Seminario de Ingeniería Sísmica*. Medellín: Universidad de Medellín, 2007.
- [38] ———, “Distribución de Fuerzas Sísmicas por el Método basado en Desplazamientos,” in *III Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica*, Universidad del Valle. Cali: Universidad Del Valle, 2005.
- [39] FEMA 273
- [40] ATC-40: “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume I”. Año 1996
- [41] Julio Edwin Delgadillo Alnya – “Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030”, Tesis para optar por el grado de maestro con mención en ingeniería estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Sección de Posgrado, Enero de 2005.
- [42] Victor Adolfo Gálvez Chunas – “Evaluación del desempeño sismorresistente, usando análisis no lineal en el tiempo”, Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Agosto de 2011.
- [43] “Hazus Methodology”, apunte para curso de grado, ingeniería civil – National Technical University of Athens (NTUA), extraído de la página web: [https://dspace.Lib.ntua.gr](https://dspace.lib.ntua.gr) (año 2004).

[44] “Hazus MR4”, FEMA, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Director, Mitigation Division, Washington D.C. - Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model. Año 2003.

[45]Roberto Aguiar, Carlos Bobadilla – “Curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado y comparación con Hazus”, 2006.

[46] “Hazus Metodology”, apunte para curso de grado, ingeniería civil – National Technical University of Athens (NTUA), extraído de la página web: dspace.Lib.ntua.gr (año 2004).

[47] Reglamento Argentino CIRSOC 103, PARTE I.