

**COMENTARIOS SOBRE HERRAMIENTAS Y PROCEDIMIENTOS
PARA LA VERIFICACIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO
UTILIZANDO ANÁLISIS LINEAL Y ANÁLISIS NO LINEAL**

Borrador de Versión 1



Subcomité de Objetivos de Desempeño

**3° Plenario Virtual de la Comisión Permanente Para el Desarrollo del Código
Modelo Sísmico AL&EC – 19 al 21 de abril de 2022**

Organizado por:

INSTITUTO DE LA CONSTRUCCIÓN – CHILE

Secretaría General de la Comisión Permanente



1 **A. Introducción**

2 En relación con el documento “Objetivos de Desempeño”, elaborado por este subcomité, y los
3 comentarios recibidos con respecto a su aplicación y alcance, se presenta este documento que
4 pretende delinear y plantear los aspectos básicos y fundamentales de los métodos disponibles para
5 evaluar el cumplimiento de un determinado Objetivo de Desempeño.

6 En el documento se describen los métodos más usuales para establecer la amenaza sísmica de
7 acuerdo al movimiento sísmico seleccionado, mediante espectros o registros de aceleraciones.
8 También se exponen las capacidades y limitaciones que el análisis lineal y no lineal tienen para estimar
9 la demanda sísmica sobre la estructura.

10 Este documento pretende ser una guía y un insumo que permita ordenar la discusión sobre los
11 procedimientos y recomendaciones mínimas que deben estar presentes en los capítulos que
12 corresponda del Código Modelo AL y EC.

13 **B. Tabla de contenido**

14	A.	Introducción	1
15	B.	Tabla de contenido	2
16	C.	Análisis lineal	3
17	C.1.	Limitaciones conceptuales del método	3
18	C.2.	Definición de espectros de diseño, aceleración y desplazamiento	4
19	C.3.	Análisis probabilístico	4
20	C.4.	Objetivos de desempeño para análisis lineal.....	6
21	C.5.	Sistema estructural y factores de reducción "R"	7
22	C.6.	Estimación de la demanda	8
23	C.6.1.	Análisis estático equivalente	9
24	C.6.2.	Análisis modal espectral	10
25	C.6.3.	Análisis tiempo historia	11
26	D.	Verificaciones de desplazamiento	12
27	D.1.	Verificaciones de resistencia	13
28	D.2.	Ductilidad y diseño por capacidad	14
29	E.	Análisis no lineal	19
30	E.1.	Ventajas y desventajas	19
31	E.2.	Consideraciones para modelación de elementos dúctiles y frágiles.....	19
32	E.3.	Definición de los registros.....	24
33	E.4.	Objetivos de desempeño para análisis no lineal.....	26
34	E.5.	Estimación de la demanda	26
35	E.5.1.	Análisis Pushover Monotónico.....	26
36	E.5.2.	Análisis pushover cíclico.....	27
37	E.5.3.	Análisis tiempo historia	27

38 C. Análisis lineal

39 C.1. Limitaciones conceptuales del método

40 En los inicios de la ingeniería sísmica, a finales del siglo XIX, los ingleses proponen considerar un
41 pequeño porcentaje del peso de los edificios como fuerzas horizontales para el diseño sísmico. A
42 principios del siglo XX los japoneses aceptan esta consideración y proponen el uso de un coeficiente
43 sísmico por el cual se multiplica el peso del edificio para obtener la fuerza horizontal de diseño.

44 En el terremoto de Messina del año 1908, se observó un buen comportamiento de las estructuras de
45 albañilería que se diseñaron usando la fuerza obtenida mediante el coeficiente sísmico y el análisis
46 elástico de la estructura, lo que llevó a Panetti a proponer recomendaciones de cómo distribuir la fuerza
47 horizontal de diseño en la altura. A pesar de que en las primeras décadas del siglo XX ya se entendía
48 que el problema era dinámico, la complejidad de resolverlo, sumado a la falta de medios tecnológicos,
49 hizo que el método de análisis estático utilizando un coeficiente sísmico del orden del 10% fuera el
50 especificado en la mayoría de los códigos de diseño sísmico.

51 El año 1940 se obtiene el primer registro sísmico del terremoto de El Centro, en EEUU. Con este registro
52 y el desarrollo de la computación, ingenieros mecánicos que habían trabajado en el diseño de centrales
53 nucleares comienzan a trabajar en dinámica de estructuras aplicada al diseño sísmico. Los primeros
54 resultados de estos análisis elásticos indicaban que las demandas sísmicas sobre las estructuras eran
55 del orden del 70% de su peso, lo que a primera vista era inconsistente con el buen desempeño en
56 terremotos de estructuras que se habían diseñado con un coeficiente del 10%. Para la conferencia
57 mundial de 1960 en Japón, se presentan varios trabajos que intentan explicar esta aparente
58 inconsistencia mediante el uso de análisis no lineal. Así, Veletsos, Newmark, Housner, Blume y Penzien
59 hacen ver que basta que las estructuras tengan incursiones moderadas en el rango no lineal para que
60 la demanda sísmica sea mucho menor que la calculada en los análisis lineales. Entonces, sería
61 suficiente diseñar para una fracción de la demanda elástica estimada, pero asegurando que la
62 estructura tenga una ductilidad que asegure un comportamiento adecuado en rango no lineal.

63 Para determinar el valor de las fuerzas de diseño se define un factor de reducción, “R”, por el que se
64 divide la demanda elástica estimada para definir la fuerza de diseño. Este valor permite hacer un diseño
65 elástico basado en la demanda de fuerzas.

66 Como se puede desprender de todo lo anterior, el método de análisis elástico descrito tiene la finalidad
67 de entregar un valor de diseño razonable con el cual se espera que las estructuras resultantes tengan
68 un buen comportamiento, pero en ningún caso este valor tiene relación con la demanda sísmica real.
69 Tampoco este método permite establecer el nivel de daño esperado, ni es capaz de establecer la
70 demanda real de deformaciones ni la magnitud del daño esperado, ni la seguridad de la estructura. A
71 lo largo de los años se ha intentado relacionar los valores del análisis elástico con las demandas reales
72 de deformaciones y fuerzas; así, se definen factores como C_d para estimar las demandas de
73 desplazamientos inelásticos esperados y los factores de sobre resistencia para tener una idea de las
74 demandas últimas de fuerzas sobre la estructura.

75 Se ha intentado explicar el valor de “R” como una combinación de la sobre resistencia de la estructura
76 y de la demanda de ductilidad, pero en realidad el factor proviene de razones de ingeniería para ajustar
77 los espectros de respuesta elástica a los valores de diseño usados en la práctica.

78 Una limitación del método en estructuras de hormigón armado es que los modelos suponen un
 79 comportamiento lineal elástico del hormigón, que no toma en cuenta la armadura ni la fisuración, y
 80 supone igual comportamiento en compresión y tracción. Entonces, los resultados obtenidos del análisis
 81 elástico sólo son válidos para los supuestos utilizados y no permiten predecir el comportamiento en
 82 rango no lineal. Esta limitación del modelo lineal comienza tempranamente con la fisuración, la cual
 83 alarga el período de la estructura, traslada la ubicación del eje neutro en las secciones, etc. Este método
 84 entrega un criterio que permite estimar la rigidez inicial de acuerdo a los supuestos utilizados en el
 85 modelo, con el cual se reparte la resistencia y demanda en la estructura a bajas deformaciones. En
 86 resumen, se trata de un método útil para diseñar estructuras, no para predecir comportamiento.

87 **C.2. Definición de espectros de diseño, aceleración y desplazamiento**

88 Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por M.A. Biot en el año 1932 y fueron
 89 ampliamente usados por G.W. Housner y por muchos otros investigadores. El espectro de respuesta
 90 se puede definir como la máxima respuesta, para distintos periodos fundamentales, que produce una
 91 acción dinámica determinada en una estructura u oscilador simple de un grado de libertad, bajo un
 92 mismo amortiguamiento. Estas máximas respuestas se representan en un gráfico con los periodos (o
 93 frecuencias) propios del oscilador de un grado de libertad en las abscisas y la respuesta máxima antes
 94 calculada en las ordenadas. Por lo tanto, los espectros de respuesta están definidos en función del
 95 periodo de vibración del oscilador y del amortiguamiento.

96 El espectro de desplazamiento se calcula derivando el espectro de aceleración y de forma análoga a
 97 como se realiza el espectro de desplazamiento, se puede construir la gráfica del espectro de respuesta
 98 de velocidad. Al derivar una vez la ecuación, se obtiene la respuesta del sistema en términos de la
 99 velocidad relativa. La máxima respuesta de velocidad, para una vibración y amortiguamiento dado, es
 100 el punto espectral que grafica la máxima velocidad para periodo T.

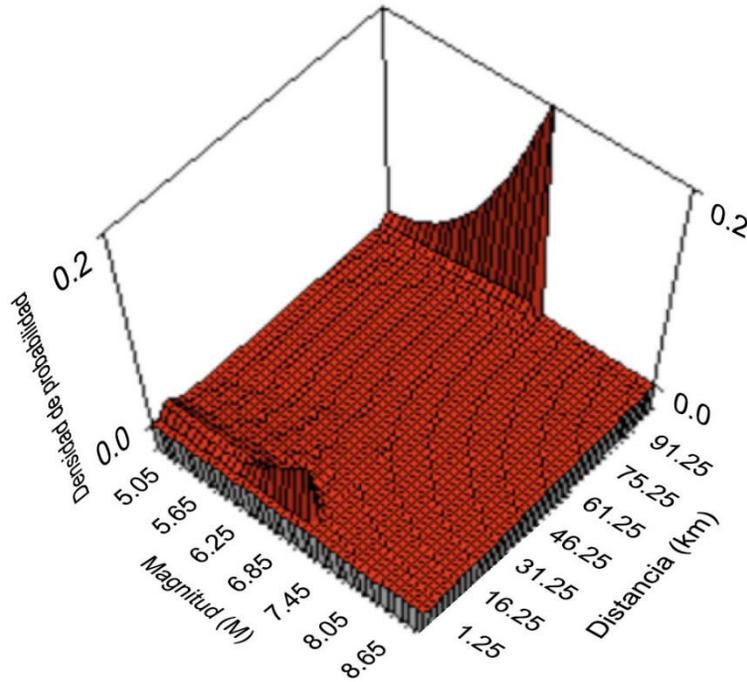
101 **C.3. Análisis probabilístico**

102 Un análisis probabilístico es una metodología para la estimación de la demanda sísmica en una zona,
 103 en la cual se toma en consideración la incertidumbre asociada a los eventos sísmicos, es decir, toma
 104 en consideración todos los posibles sismos (fuentes, magnitud, zona de ruptura) que pueden ocurrir en
 105 un cierto sitio. Para el uso de esta metodología se requiere conocer o estimar las características o
 106 propiedades para cada fuente sísmicas que influye en la amenaza sísmica de la zona de estudios, así
 107 como sus curvas de atenuación. Con esta información para cada fuente sísmica se calculan las curvas
 108 de peligro sísmico (probabilidad o tasa de excedencia anual). Típicamente, la curva de peligro sísmico
 109 se presenta la probabilidad de excedencia versus las aceleraciones espectrales.

110 Para lograr estimar de mejor manera la contribución de las distintas fuentes sísmicas, es decir, los
 111 sismos que aportan mayor probabilidad al peligro, en términos de distancia y magnitud, se genera lo
 112 que se llama el peligro desagregado para un cierto periodo en particular (consultar Figura 1).

113 Finalmente, se define la frecuencia anual de excedencia a usar (Ejemplo: 10% de excedencia en 50
 114 años, es decir, 475 años de tasa de retorno), con la que se estimará un determinado parámetro
 115 (Ejemplo: aceleración máxima para una coordenada espectral T_n). El valor obtenido para el parámetro
 116 seleccionado toma en cuenta todos los posibles escenarios. Ahora, si se determina la aceleración
 117 máxima para cada una de las componentes espectrales T_n , considerando la misma probabilidad de

118 excedencia, se construye el espectro de peligro uniforme (Uniform Hazard Spectra - UHS), es decir,
119 este espectro de aceleración tiene igual probabilidad de ser excedido para todos sus periodos.



Periodo: PGA
Amplitud: 0.3
Peligro: 0.000231007
Magnitud media: 6.53
Distancia media: 78.54

120

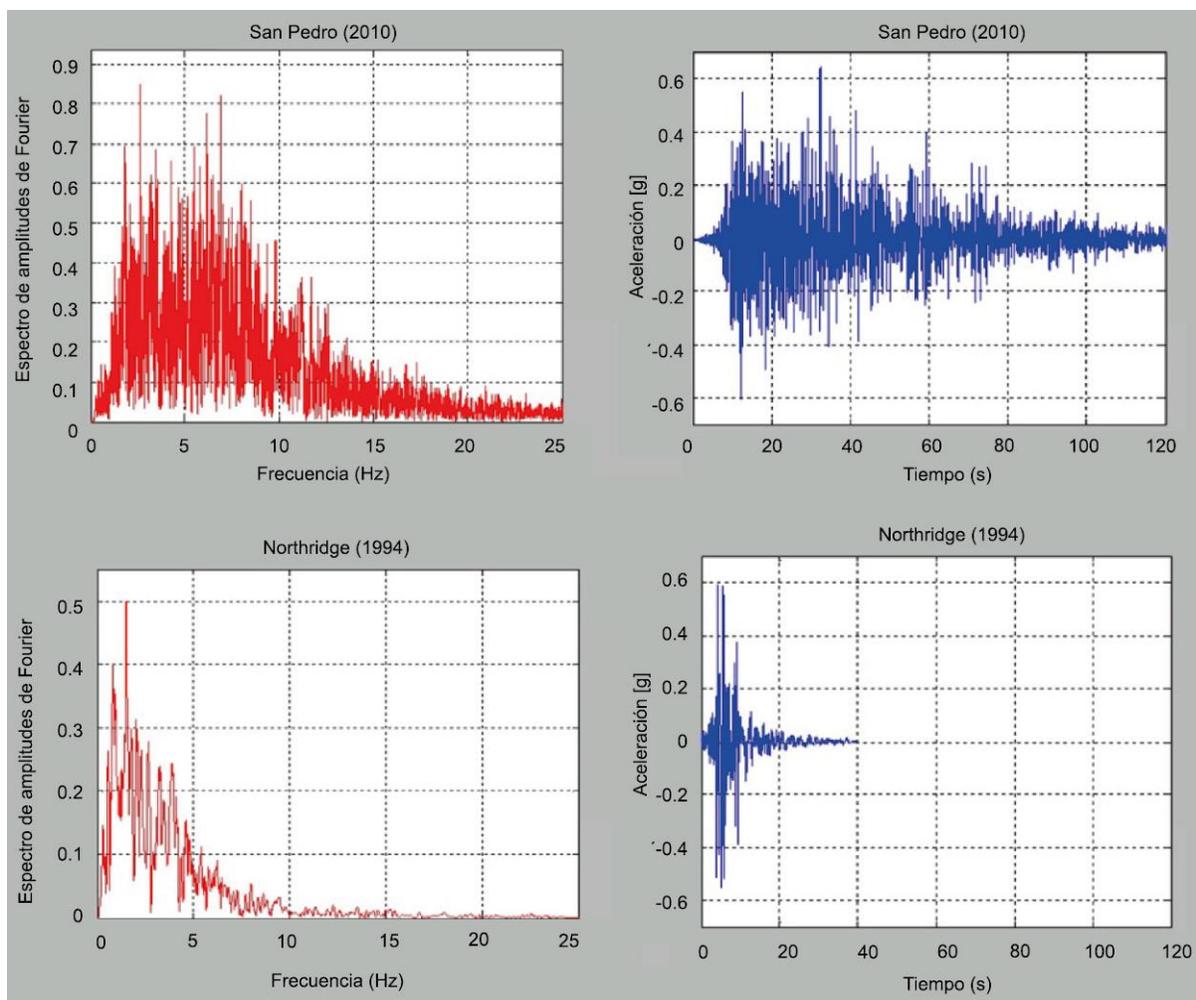
121

Figura 1. Curva de desagregación del periodo PGA.

122

Una manera que se puede emplear para verificar que efectivamente sea representativo el registro a utilizar es por medio de la intensidad de Arias y Fourier.

123



124

125 Figura 2. Espectros de amplitudes de Fourier para registros de aceleración (a), registros de aceleración (b).

126 **C.4. Objetivos de desempeño para análisis lineal**

127 Los objetivos de desempeño corresponden al comportamiento esperado de un edificio sometido a
 128 diferentes niveles de movimiento sísmico.

129 Para estructuras comunes, usualmente se busca obtener un desempeño que cumpla con los puntos a,
 130 f, k y p de la matriz de desempeño que se muestra más abajo, los cuales son denominados niveles de
 131 desempeño básicos.

132 Al usar análisis lineales muchos de estos puntos no se verifican explícitamente. En particular, al usar
 133 el análisis modal espectral, usualmente se proporciona una resistencia para un sismo de diseño
 134 reducido por un factor de reducción (en algunos países se denomina R, en otros Q, etc.), esto equivale
 135 a limitar el daño estructural a un nivel leve (fisuras en hormigón, comienzo de fluencia en armaduras)
 136 para un sismo aproximadamente de servicio (sismo de diseño dividido por el factor de reducción), es
 137 decir es similar a cumplir con el nivel de desempeño “f” de la matriz de desempeño. Para asegurar que
 138 la estructura no colapse para sismos mayores, se proporciona ductilidad a las secciones críticas de

139 manera que puedan incurrir en el rango inelástico de manera segura, lo que equivale a obtener un daño
 140 estructural moderado (fluencia de secciones críticas) para un sismo de diseño, es decir similar a cumplir
 141 con el nivel de desempeño “k” de la matriz de desempeño.

142 Mediante el análisis modal espectral (o cualquier otro análisis lineal), ninguna de las verificaciones de
 143 desempeño es explícita y existe una alta incertidumbre al respecto. Por un lado, el sismo de diseño
 144 dividido por el factor de reducción se dice que es similar al de servicio, pero dependiendo del factor de
 145 reducción usado (el cual usualmente depende del tipo de sistema sismo resistente), éste pudiese ser
 146 mayor o menor que el espectro que define el sismo de servicio. Por otro lado, si bien se proporciona
 147 una ductilidad a las secciones críticas, debido a las limitaciones del método lineal, las magnitudes de
 148 la incursión inelástica usualmente se determinan a través de expresiones aproximadas y no de manera
 149 directa, ocasionando cierta incertidumbre acerca de la efectividad de la ductilidad provista ya que los
 150 materiales, aunque estén detallados para ser dúctiles, tienen un límite de deformación plástica que
 151 pueden desarrollar antes de entrar en el rango en el cual se empieza a perder resistencia (fractura de
 152 barras, falla por compresión del hormigón, etc.).

153 En la siguiente tabla el óvalo naranja presenta los niveles de desempeño para estructuras básicas o
 154 comunes; y el óvalo azul presenta los niveles de desempeño para estructuras esenciales.

		Niveles de daño			
		Despreciable	Leve	Moderado	Severo
Niveles de Sismo	Ocasional (43 años)	a	b	c	d
	Servicio (72 años)	e	f	g	h
	Diseño (475 años)	i	j	k	l
	Máximo considerado (970 años)	m	n	o	p
		Operacional (O)	Ocupación inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
		Niveles de desempeño			

155
 156

Tabla 1. Objetivos de desempeño.

157 **C.5. Sistema estructural y factores de reducción “R”**

158 Para el diseño sísmico se definen objetivos de desempeño que relacionan el daño esperado en la
 159 estructura sometidas a diferentes solicitaciones; estos objetivos se expresan en la filosofía de diseño
 160 que típicamente establece que las estructuras deben soportar sin daño sismos menores, pueden
 161 presentar daño moderado en sismos medianos y no deben colapsar en sismo severos.

162 No es común que los códigos definan explícitamente los sismos ni todos los estados límites asociados
 163 a cada objetivo de desempeño, en cambio, exigen que las estructuras sean diseñadas para fuerzas
 164 reducidas que se obtienen dividiendo el espectro elástico por el factor de reducción “R”. Se supone que

165 con este procedimiento se otorga rigidez y resistencia a la estructura diseñada a bajos niveles de
 166 deformación (sismos moderados), siendo necesario evitar el colapso ante un sismo severo. Para ello
 167 es necesario dotarla de capacidad de deformación suficiente, seleccionando un mecanismo de colapso
 168 que maximice la capacidad de deformación y asegurando que la disipación de energía se desarrolle en
 169 secciones críticas preelegidas, manteniendo el resto de la estructura elástica. El sistema estructural y
 170 su diseño deben garantizar que las zonas de plastificación, o zonas críticas, se produzcan de acuerdo
 171 con el mecanismo de colapso seleccionado permitiendo el ingreso en rango plástico por flexión,
 172 evitando fallas frágiles prematuras, en flexión, corte, deslizamiento y fallas en los empalmes.

173 Los factores de reducción son definidos en los códigos de diseño de cada país y pueden diferir
 174 dependiendo del sismo escogido y de la experiencia local. Por otro lado, es usual que los valores de
 175 “R” se relacionen con el material de la estructura y el tipo de estructuración utilizado, así, para
 176 estructuras y materiales para lo que se supone una baja capacidad de respuesta dúctil se especifican
 177 valores menores que para aquellas estructuras en las que se supone una capacidad mayor de ductilidad
 178 en su respuesta.

179 Los sistemas estructurales de hormigón armado más usados son los muros, marcos y combinación de
 180 ambos. Las estructuras de muros, debido a su gran rigidez y resistencia, han demostrado un buen
 181 comportamiento en grandes terremotos como los de Valparaíso en 1985 y Maule en 2010, sin embargo,
 182 algunos edificios de mediana altura emplazados en suelos blandos tuvieron daños severos en muros.
 183 Se puede deducir que la demanda de deformación superó la capacidad de deformación que un muro
 184 puede tener dentro del rango elástico, pero esos muros no pudieron alcanzar la fluencia en flexión por
 185 fallas en sus bordes, atribuibles a alargamientos excesivos de las armaduras de borde y pandeo ante
 186 ciclos de cargas, destruyendo el hormigón circundante. También se detectaron fallas típicas en
 187 empalmes y aplastamiento del hormigón en bordes de muros de espesores relativamente delgados.
 188 Las estructuras de marcos, debido a su flexibilidad, tienen grandes demandas de deformación
 189 asociadas a demandas de rotación importantes en extremos de vigas, siendo difícil repararlas para
 190 recuperar la capacidad de deformación, como sucedió en el terremoto de Christchurch de 2011.
 191 Eventualmente, si el diseño de los marcos no considera la prescripción de columna fuerte viga débil, la
 192 rotación puede producirse en la columna induciendo plastificación y daño en los extremos de éstas,
 193 produciendo un mecanismo de colapso diferente al seleccionado.

194 El diseño de los elementos debe garantizar que la resistencia al corte sea suficiente para lograr que se
 195 desarrolle, al menos, la capacidad nominal de flexión, en la base de la estructura para los edificios de
 196 muros y en los extremos de las vigas y base de las columnas para los marcos. También se debe
 197 asegurar que no se produzcan plastificaciones que fuera de la zona crítica definida, de manera que el
 198 resto de la estructura permanezca elástica, evitándose la falla por corte, falla en los nudos y
 199 deslizamientos de las armaduras.

200 **C.6. Estimación de la demanda**

201 En el diseño de estructuras, uno de los pasos fundamentales corresponde al modelamiento y análisis
 202 de éstas. En el modelamiento, la estructura y sus diferentes componentes, tales como columnas, vigas,
 203 muros, losas, fundaciones, entre otras, son representados numérica o analíticamente considerando las
 204 dimensiones, materialidad y comportamientos esperados de estos, mediante metodologías como el
 205 análisis matricial con elementos tipo barras (frames), o elementos finitos con elementos tipo membrana,
 206 cascarón (Shell) o volumétricos para casos especiales. El análisis de estos modelos permite determinar
 207 y cuantificar las demandas o efectos locales y globales, tales como esfuerzos, desplazamiento,

208 tensiones y deformaciones, que las diferentes cargas, a las cuales esté sometido la estructura, podrían
209 producir sobre estas de acuerdo con las suposiciones incluidas en los modelos.

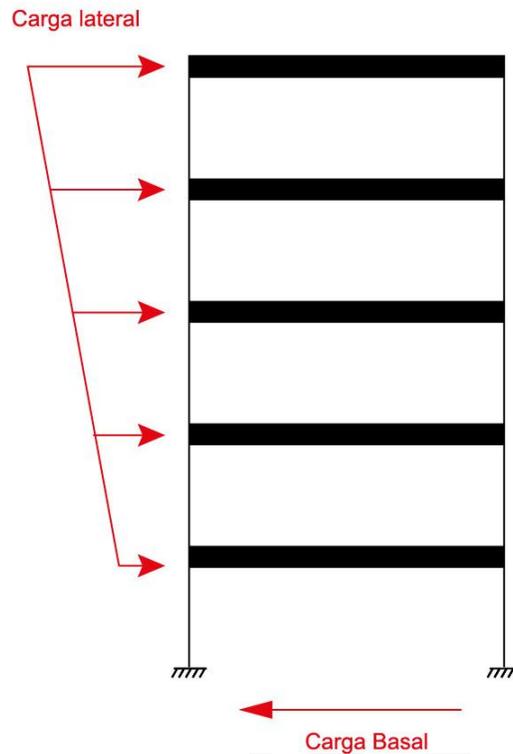
210 Típicamente, los modelos y análisis se pueden dividir principalmente en modelos y análisis lineales
211 elásticos o no lineales. En el caso de modelos y análisis lineales elásticos, se estudia la respuesta de
212 la estructura ante demandas estáticas y/o dinámicas considerando solo las propiedades elásticas de
213 los materiales y teoría de pequeñas deformaciones y desplazamientos. Por otro lado, en modelos y
214 análisis no-lineales se estudia la respuesta de las estructuras ante demandas estáticas y/o dinámicas
215 considerando el comportamiento debido a efectos de fluencia, fisuración, rotura y fatiga entre otros, así
216 como consideraciones de grandes desplazamientos y/o grandes deformaciones, no-linealidad
217 geométrica, lo cual típicamente requiere algoritmos iterativos y de funciones que representen las leyes
218 constitutivas complejas de los materiales.

219 A su vez, el análisis también depende del tipo de carga o representación de éstas al que las estructuras
220 están expuestas, es decir, cargas de tipo estático o dinámico. Las cargas estáticas son cargas
221 constantes, es decir, no dependientes del tiempo, por ejemplo, el peso propio, las cargas muertas y las
222 cargas vivas entre otras, las cuales generan en los modelos un valor único para cada esfuerzo o
223 demanda. Por otro lado, las dinámicas son cargas dependientes del tiempo, por ejemplo, terremotos,
224 viento u otros tipos de eventos climáticos, con los cuales se obtiene una respuesta para los esfuerzos
225 que no es única, sino variable en el tiempo.

226 En el diseño sísmico de estructuras a nivel latinoamericano, generalmente, es usado solo el análisis
227 lineal-elástico para la estimación de los esfuerzos y demandas que sufrirán las estructuras ante las
228 cargas sísmicas, para luego, usar estos valores en el diseño de las secciones de los elementos
229 estructurales, de acuerdo con las normas de cada país. Las cargas sísmicas son de tipo dinámico, pero
230 como se mencionó en las secciones anteriores, esta se puede representar de diferentes formas según
231 el tipo de análisis lineal a realizar. Los tres tipos de análisis lineales más usados para evaluar la
232 demanda sísmica, en el caso lineal-elástico, son:

233 **C.6.1. Análisis estático equivalente**

234 En este análisis se realiza una representación estática de las fuerzas sísmicas máximas que son
235 inducidas por el movimiento del suelo en cada nivel de la estructura. Para esto, típicamente se
236 determina un corte basal de acuerdo con la norma sísmica usada y luego este corte es distribuido en
237 la altura de la estructura siguiendo alguna ley de distribución. En estructuras bajas, en que el primer
238 modo de vibración es el predominante, comúnmente es usada una ley de triángulo invertido (ver Figura
239 3) para la distribución del corte basal en los distintos niveles; en casos en que la estructura aumenta
240 en altura, otros modos de vibrar empiezan a ganar importancia y otros tipos de distribución son
241 necesarios. Este método, es utilizado en diferentes normativas a nivel latinoamericano, pero está
242 limitado a estructuras bajas o donde la ley de distribución en los diferentes niveles es conocida y
243 compatible con los esfuerzos máximos esperados durante un terremoto para la estructura diseñada.



244

245

Figura 3. Análisis estático equivalente.

246

C.6.2. Análisis modal espectral

247

En este análisis la respuesta dinámica de una estructura de n grados de libertad acoplados ante cargas sísmicas, es representada por la respuesta de n osciladores de un grado de libertad, caracterizados cada uno de estos por una forma modal y un periodo de vibrar (ver Figura 4). Para cada uno de estos osciladores se determinan las máximas respuestas modales ante la carga sísmica de acuerdo con un espectro de respuesta (ver Figura 4), los que son posteriormente combinados usando alguna metodología como CQC o SRSS, para determinar la respuesta dinámica de la estructura (esfuerzos y deformaciones). Estas metodologías de combinación generan la pérdida de los signos en los esfuerzos y desplazamientos, por lo que cualquier operación matemática entre éstos (por ejemplo, restar los desplazamientos de entrepiso para obtener la deriva) debe ser realizada modalmente y posteriormente combinado con CQC u otro método, no sobre los valores ya combinados. Adicionalmente, a este análisis se aplican los factores de reducción (R) mencionados en la sección anterior para incorporar los efectos de disipación de energía y no-linealidad que experimentará la estructura durante un evento sísmico y se limita el corte de diseño a un valor mínimo que muchas veces es una fracción del corte obtenido con el análisis estático equivalente.

248

249

250

251

252

253

254

255

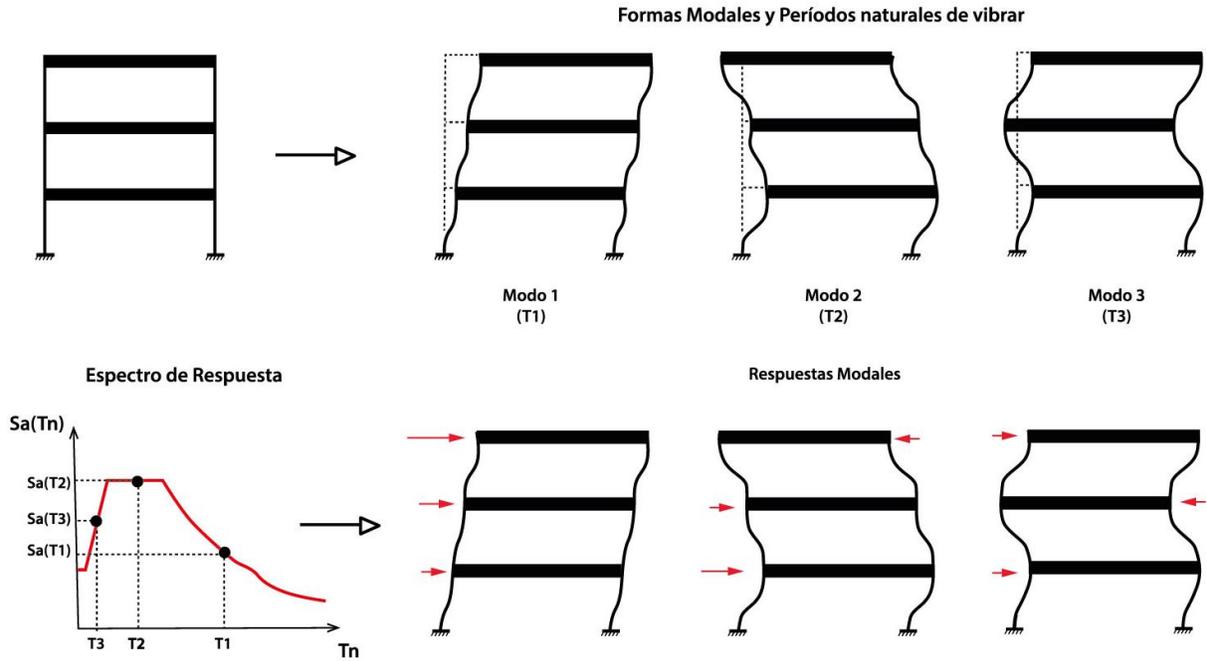
256

257

258

259

260



261

262

Figura 4. Análisis modal espectral.

263

C.6.3. Análisis tiempo historia

264

En este análisis la respuesta de la estructura (esfuerzos y deformaciones) ante cargas sísmicas se determina en el dominio del tiempo conservando la fase de la demanda, es decir, para cada instante de tiempo se conocen los signos de los distintos esfuerzos, deformaciones y desplazamientos. Para este análisis se utilizan metodologías numéricas de integración que pueden ser explícitas o implícitas, como Newmark, Diferencia Central, Runge-Kutta, Aceleración Lineal y Aceleración Promedio. Adicionalmente se requiere tener varios registros de aceleración de terremotos para poder analizar correctamente la variabilidad que ocurre en los registros.

265

266

267

268

269

270

271 **D. Verificaciones de desplazamiento**

272 La resistencia de los elementos estructurales y la ductilidad de las secciones críticas no son los únicos
273 aspectos que las normativas de diseño sísmico suelen verificar, sino que usualmente también se pide
274 proveer una rigidez mínima tal que las deformaciones, usualmente de entrepiso, para un sismo dado
275 no exceda cierto valor.

276 Existen varias razones para que las normas soliciten esto, las cuales van desde limitar el daño en
277 elementos no estructurales (por ejemplo, muros divisorios que son solidarios a losas de pisos
278 consecutivos) como también limitar el daño en la estructura misma y evitar problemas de inestabilidad
279 geométrica (efectos P-Delta) para estructuras muy esbeltas.

280 Sin embargo, calcular el desplazamiento lateral de las estructuras, especialmente si son de concreto
281 reforzado, no es una tarea trivial. En primer lugar, el concreto reforzado tiende a agrietarse para niveles
282 de carga pequeños, por lo que su inercia efectiva y por ende su rigidez lateral cambia. En segundo
283 lugar, como se mostró en capítulos anteriores, las estructuras usualmente se diseñan de tal manera
284 que entrarán en el rango inelástico para sismos severos, por lo que obtener los desplazamientos
285 mediante modelos lineales y elásticos para dichos sismos es algo que no se puede hacer de manera
286 directa.

287 El agrietamiento del concreto en los modelos lineales suele considerarse como una reducción a la
288 inercia bruta. Dicha reducción dependerá de si se están evaluando cargas últimas o de servicio. En
289 particular, el código ACI318-14 permite considerar este efecto de dos maneras. La primera opción
290 consiste en disminuir la inercia bruta de los elementos estructurales en una proporción que depende
291 del tipo de elemento estructural (viga, columna, muro) en el cual en algunos de esos casos el factor a
292 considerar depende de si las fuerzas actuantes causarán efectivamente el agrietamiento del elemento
293 (es decir, provocarán una tensión de tracción en el concreto mayor a su capacidad). La segunda opción
294 corresponde a una simplificación de la primera, en la cual se toma un factor igual para todos los
295 elementos de 0.5, es decir, todos los elementos estructurales ven reducida su inercia en un 50%.

296 Una vez considerada la pérdida de rigidez producto del agrietamiento, se pueden obtener
297 desplazamientos sísmicos de manera más confiable. En la Figura 5 se puede observar la curva fuerza-
298 deformación de una estructura que fue diseñada para permanecer elástica y otra que ha sido diseñada
299 con un nivel de fuerzas lateral menor. Si la estructura es diseñada para permanecer elástica, el
300 desplazamiento lateral se puede obtener directamente del modelo computacional lineal (tomando en
301 cuenta las consideraciones relevantes al agrietamiento del concreto señaladas previamente si es que
302 se trata de una estructura de concreto) correspondiente a la línea segmentada. Sin embargo, como se
303 ha mencionado en otros capítulos, usualmente no es práctico ni económico diseñar las estructuras que
304 permanezcan elásticas, por lo que éstas incurrirán en el rango inelástico tal como se observa en la
305 curva roja. Esto trae una disminución de rigidez por la formación de mecanismos de plastificación de
306 las secciones críticas (y por ende un cambio en los períodos de los principales modos de vibrar) como
307 también aumentará el amortiguamiento debido a la energía histerética disipada.

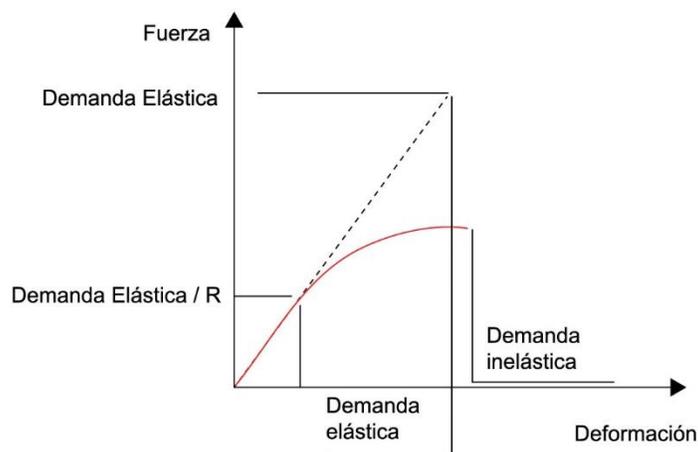


Figura 5. Curva de respuesta fuerza versus deformación.

308

309

310 Es razonable preguntarse cómo afectará esto al desplazamiento de la estructura y cómo se pueden
 311 estimar esta respuesta no lineal mediante métodos y modelos lineales. Las normas tienen distintas
 312 formas de abordarlo. Un principio usado muchas veces consiste en la regla de iguales desplazamientos.
 313 Esta regla propone que los desplazamientos inelásticos de una estructura serían iguales a los que
 314 tendría si permaneciera elástica. En este caso, los desplazamientos pueden ser obtenidos directamente
 315 del modelo lineal aplicando un set de fuerzas correspondiente a la demanda elástica.

316 El código ASCE7-16 (EEUU), multiplica los desplazamientos obtenidos para las fuerzas de diseño (es
 317 decir, los obtenidos en el modelo para un espectro reducido) por un factor C_d que depende del sistema
 318 estructural, con lo cual se llegan a desplazamientos similares a los obtenidos con la regla de iguales
 319 desplazamientos. En este caso, las derivas de entrepisos admisibles dependen de la categoría de
 320 riesgo de la estructura, donde para estructuras comunes la deriva admisible es de 2%.

321 La norma E030 (Perú) utiliza un enfoque similar, solo que el valor de C_d es $0.75R$ o $0.85R$ dependiendo
 322 de si se tienen irregularidades estructurales. La deriva admisible depende de la materialidad,
 323 especificando un límite de 0.7% para concreto reforzado, el cual es mucho más estricto que otras
 324 normas, pero a su vez no considera las secciones agrietadas, sino que las secciones con su inercia
 325 bruta.

326 La norma NCh433 (Chile) limita los desplazamientos directamente para el sismo reducido (sin amplificar
 327 por C_d), lo que conceptualmente vendría siendo equivalente a limitar los desplazamientos para un
 328 sismo de menor intensidad y por lo mismo, tiene un valor admisible menor, igual a un 0.2% en el centro
 329 de masas de cada planta y un 0.1% adicional a la deriva del centro de masa en las esquinas de la
 330 planta. Al igual que en el caso de la norma E030, este límite no considera el agrietamiento, sino que
 331 las secciones con su inercia bruta.

332 **D.1. Verificaciones de resistencia**

333 El diseño estructural de una estructura involucra determinar los estados de carga y otras condiciones
 334 de diseño que deben ser soportadas por la estructura. Luego, el análisis estructural permite calcular los
 335 esfuerzos internos en los elementos estructurales (esfuerzos de cortante, momento flector, compresión
 336 o tracción, momento torsional), como vigas, columnas, muros, losas, fundaciones, apoyos, conexiones

337 y otros miembros, producto de los estados de carga y otras condiciones de diseño. Finalmente, los
338 materiales y dimensiones de las secciones de los elementos y las conexiones deben seleccionarse de
339 forma que tengan la resistencia adecuada.

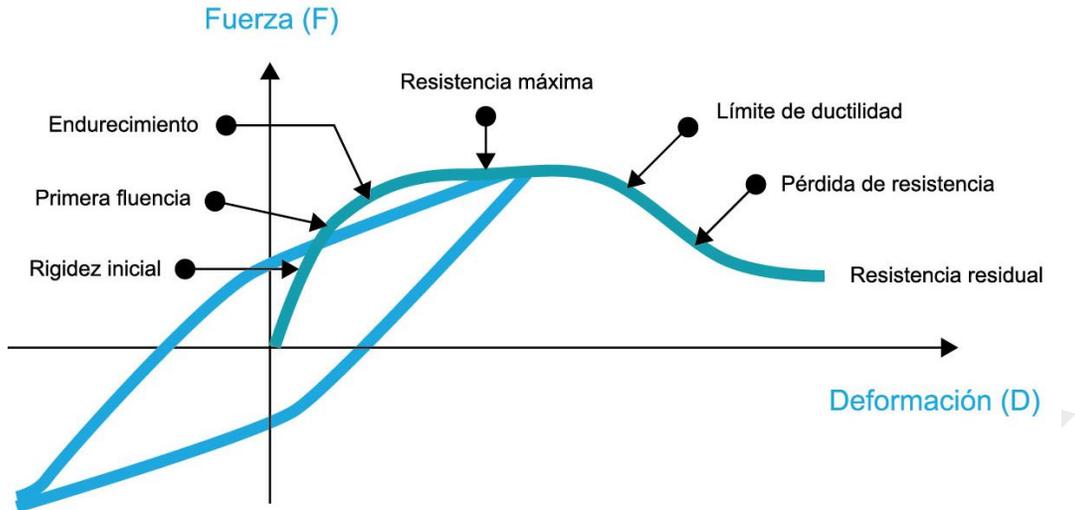
340 Existen dos métodos para verificar si la resistencia es adecuada. El método de diseño por tensiones
341 admisibles, que consiste en dimensionar los elementos estructurales tal que las tensiones máximas
342 producidas por los esfuerzos que resultan de las combinaciones de los estados de carga no excedan
343 las tensiones admisibles de diseño.

344 El método de diseño más usado actualmente es el método de los factores de carga y resistencia
345 (LRFD), que consiste en dimensionar los elementos estructurales tal que las resistencias requeridas
346 (R_u) no superen las resistencias (R_n) reducidas, es decir, $R_u \leq R_n$. Las resistencias requeridas se
347 obtienen multiplicando los esfuerzos producidos por cada estado de carga por factores cuyos valores
348 dependen de la incerteza en las cargas, la posibilidad de que los valores de las cargas cambien durante
349 la vida útil del elemento, su frecuencia, duración y la probabilidad de la simultaneidad de la ocurrencia
350 de los diferentes estados de carga. Las resistencias se calculan considerando el comportamiento no
351 lineal de los materiales que componen el elemento estructural. El factor de reducción R , que debe ser
352 menor o igual a uno, reduce la resistencia del elemento para considerar variaciones en las resistencias
353 de los materiales, dimensiones de las secciones, calidad de la construcción, y las consecuencias
354 negativas de la posible falla. Por ejemplo, las resistencias asociadas a modos de falla frágiles tienen
355 asociados factores de reducción con valores menores que para los modos de falla dúctiles.

356 **D.2. Ductilidad y diseño por capacidad**

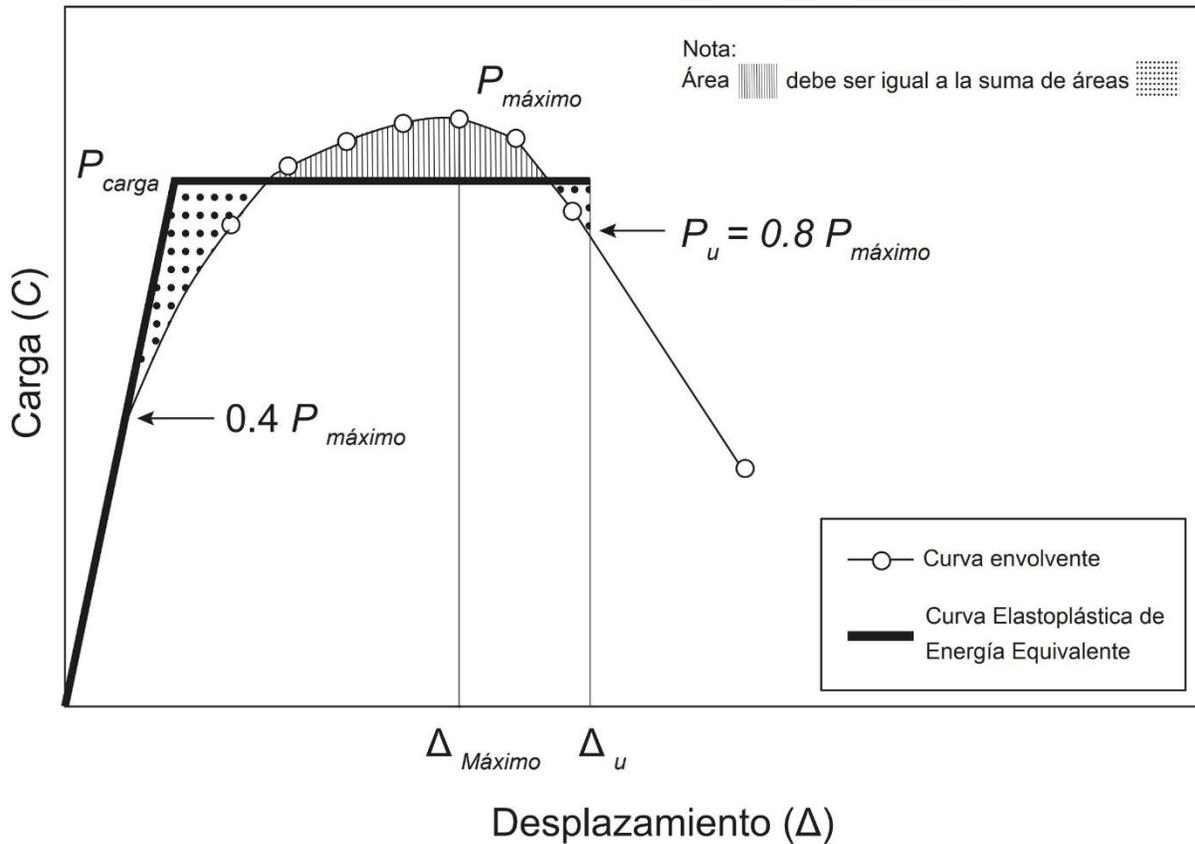
357 El objetivo de la ingeniería sísmica es diseñar estructuras que resistan las solicitaciones de los
358 terremotos. Las filosofías de diseño sísmico difieren de las filosofías de diseño que se adoptan para
359 otros tipos de acciones. En general, para cargas cuasiestáticas, como el peso propio y las cargas de
360 uso, el viento y la nieve, se espera que las estructuras se comporten prácticamente lineales, sin daño,
361 hasta las cargas máximas esperadas. Por otro lado, el diseño sísmico acepta que durante un sismo
362 ocurran incursiones en comportamiento inelástico de las estructuras, por lo que algún nivel de daño se
363 espera para esas cargas. Esto ya ha sido discutido anteriormente en la definición de los objetivos y
364 niveles de desempeño sísmicos esperados para una estructura. En cualquier caso, la seguridad
365 estructural ante acciones sísmicas depende principalmente de la ductilidad de la estructura y de cada
366 uno de los elementos que la componen.

367 La ductilidad (μ) representa la capacidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá
368 del límite elástico sin que se reduzca su capacidad de resistir cargas. En general, se define como la
369 razón entre la máxima deformación y la deformación correspondiente al inicio de la fluencia (ver Figura
370 6). Por ejemplo, a nivel de los materiales se define a partir de la relación tensión-deformación; en
371 elementos en flexión se define a partir de la curva momento-curvatura; y a nivel de un sistema
372 estructural queda definida por la relación fuerza-desplazamiento de la estructura.



395
396

Figura 7. Curva envolvente de una respuesta histerética medida.



397
398

Figura 8. Ejemplo de curva EEEP para determinar el punto de fluencia de una envolvente.

399 En ocasiones puede no ser factible proveer de ductilidad a todos los componentes de una estructura.
400 Esto puede ser por razones económicas o porque los modos de falla de varios elementos son de baja
401 o nula ductilidad (modos de falla frágiles). Por lo tanto, es necesario identificar los elementos que se
402 diseñarán como dúctiles para asegurar que estos elementos alcancen la fluencia, antes que los

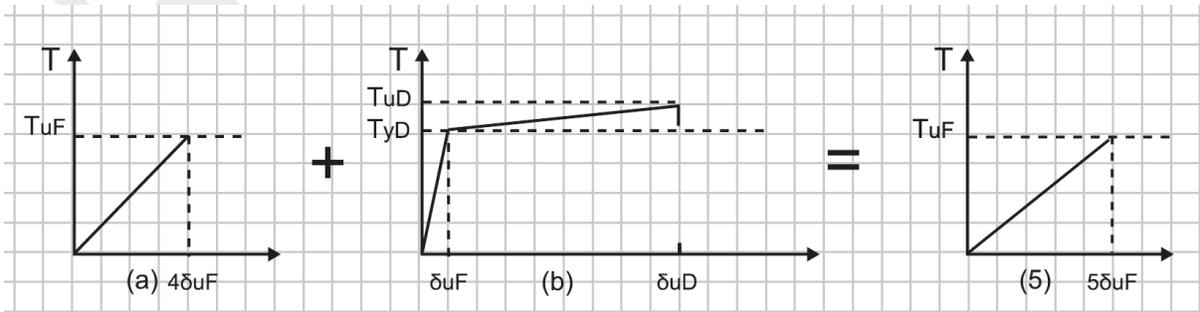
403 elementos frágiles alcancen su resistencia máxima. Este principio de diseño se llama Diseño por
 404 Capacidad.

405 El diseño por capacidad puede explicarse con el modelo de una cadena (ver Paulay y Priestley, 1992)
 406 sometida a tracción. La cadena representa un sistema estructural, mientras que los eslabones son los
 407 elementos estructurales del sistema, elementos frágiles y dúctiles (Figura 9). Los comportamientos
 408 (relaciones fuerza-desplazamiento) de los elementos frágiles y dúctiles de la cadena se pueden ver en
 409 la Figura 10 y Figura 11, respectivamente. En el caso del diseño tradicional, como todos los elementos
 410 de la cadena están sometidos a la misma fuerza T , la resistencia de diseño puede ser la misma para
 411 todos los elementos ($T_{uF} = T_{yD}$) y, por lo tanto, la fuerza máxima que se puede aplicar a la cadena
 412 sería $T_y = T_{uF} = T_{yD}$, como se puede ver en la Figura 10 y Figura 11. El alargamiento total de la cadena
 413 es igual a la suma de los alargamientos de cada eslabón. Al ocurrir la falla, el alargamiento en este
 414 caso resulta ser $4\delta u_F + \delta y = 5\delta y$. Se observa que la respuesta global de la cadena es frágil (Figura
 415 10).

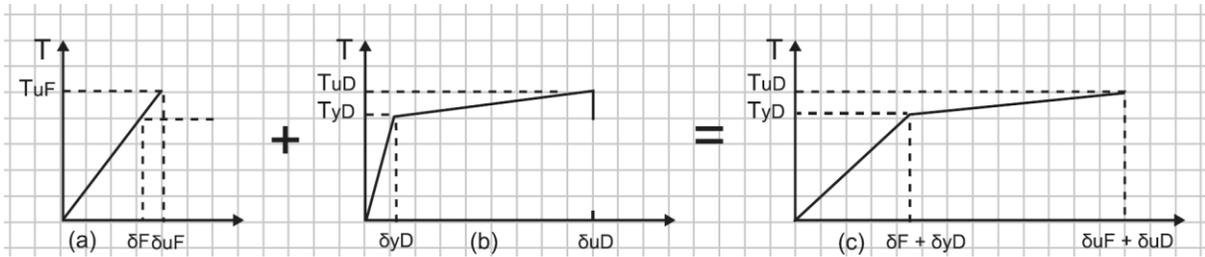
416 En el caso del diseño por capacidad, los elementos frágiles se deben diseñar de forma tal que tengan
 417 una resistencia mayor que la máxima resistencia que es capaz de desarrollar el elemento dúctil. En
 418 este ejemplo, se requiere que los eslabones frágiles cumplan con que su resistencia T_{uF} sea mayor
 419 que la máxima resistencia de los eslabones dúctiles T_{uD} , es decir $T_{uF} > T_{uD}$ (Figura 10 y Figura 11),
 420 de lo que resulta que la fuerza máxima que puede aplicarse a la cadena es T_{uD} . Notar que, dado que
 421 se ha definido un elemento dúctil con ductilidad $\mu = 8$ (ver en Figura 11 que $\delta u_D = 8 \delta y_D$), entonces el
 422 alargamiento máximo que puede alcanzar la cadena es $\delta u > 12 \delta y$. El comportamiento de la cadena
 423 diseñada por capacidad es dúctil, y la falla ocurre en el eslabón dúctil para un alargamiento de la cadena
 424 sustancialmente mayor que en el caso anterior, sin que sufran daño los elementos frágiles. El eslabón
 425 dúctil se comporta como un elemento de sacrificio o fusible, que concentra el daño y protege a los
 426 elementos frágiles.



427
 428 Figura 9. Cadena (estructura) compuesta de eslabones (elementos) frágiles y dúctiles.



429
 430 Figura 10. Comportamientos estructurales: (a) elementos frágiles (b) elemento dúctil (c) sistema con diseño
 431 tradicional.



432

433
434

Figura 11. Comportamientos estructurales: (a) elementos frágiles (b) elemento dúctil (c) sistema con diseño por capacidad.

435
436

Del ejemplo anterior se concluye que en la aplicación del Diseño por Capacidad a estructuras se deben considerar dos etapas del diseño:

437
438
439
440
441

a) Los elementos dúctiles se deben diseñar para las fuerzas obtenidas del análisis elástico de la estructura, de forma que se satisfaga que la resistencia sea mayor que la solicitación (por ejemplo, $\phi F_{n,dúctil} \geq F_u$ para diseño según LRFD). Además, se debe asegurar que cada elemento estructural tenga una ductilidad mínima requerida, lo que habitualmente se obtiene a través de detallamiento adecuado según los requerimientos del código que se esté usando.

442
443
444
445
446
447
448

b) La fuerza de diseño de los elementos frágiles se obtiene a través de un análisis de la estructura considerando ahora que las solicitaciones corresponden a las máximas fuerzas que pueden desarrollar los elementos dúctiles. Por lo tanto, la condición de diseño sería que $\phi F_{n,frágil} \geq \Omega F_{n,dúctil}$. El factor $\Omega > 1,0$ representa el que la resistencia real del elemento es mayor que la resistencia nominal calculada usando el código de diseño, debido principalmente a que las resistencias reales de los materiales son siempre mayores que las nominales y a efectos de endurecimiento del acero al ser sometido a altas deformaciones.

449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462

Hay tres aspectos importantes del Diseño por Capacidad que son fundamentales de recordar. En primer lugar, subestimar la resistencia real que se espera que puedan desarrollar los elementos dúctiles lleva a subestimar las solicitaciones que pueden producirse en los elementos frágiles, lo que terminaría en la falla frágil no deseada de la estructura. Por otro lado, usar en la construcción materiales con resistencias mayores que las especificadas en el proyecto puede llevar a la sobrecarga de los elementos frágiles, con su consecuente falla frágil. Por último, se debe asegurar que la ductilidad provista a los elementos dúctiles sea mayor que la ductilidad demandada por el sismo para así evitar la falla prematura de algún elemento resistente dúctil. Para controlar estos aspectos son necesarios un adecuado conocimiento de las resistencias reales esperadas de los diferentes materiales para estimar las resistencias máximas de los elementos dúctiles y las mínimas razonables de los elementos frágiles; modelaciones correctas de las relaciones tensión-deformación de esos materiales; buenas estimaciones de las demandas sísmicas reales esperadas de deformación (desplazamientos y rotaciones) de los elementos estructurales; resultados experimentales que confirmen el adecuado comportamiento dúctil de los detalles que el código requiera para asegurar comportamiento dúctil.

463 E. Análisis no lineal

464 E.1. Ventajas y desventajas

465 El análisis no lineal supone un avance importante para la verificación de la respuesta de la estructura
466 ante una sollicitación sísmica determinada, ya que, a diferencia del análisis lineal, permite que las
467 verificaciones de los objetivos de desempeño sean directas porque las demandas son modeladas
468 directamente a través de registros de aceleraciones compatibles con espectros asociados a los
469 períodos de retorno considerados y, por otra parte, la modelación no lineal del comportamiento de los
470 materiales permite obtener el nivel de daño directamente a través de la información de las
471 rotaciones de rótulas plásticas o de las deformaciones obtenidas en las fibras.

472 A pesar de las enormes ventajas de este método es necesario nombrar ciertas desventajas como la
473 dificultad de implementarlo debido a los conocimientos necesarios, la gran cantidad de datos que se
474 deben manejar y el tiempo de análisis y post proceso necesarios. También es necesario destacar que,
475 aun cuando los resultados entregan información mucho más detallada y precisa que el análisis lineal,
476 todavía no es posible anticipar la respuesta de manera exacta. Esto se ha visto en varios concursos
477 tipo “blind test” en los cuales se invita a varios equipos de profesionales e investigadores para que
478 estimen la respuesta de estructura ensayadas en mesas vibratorias. Aun teniendo todos los datos de
479 la estructura y los registros de la sollicitación, las estimaciones de la respuesta difieren enormemente
480 entre los diferentes equipos y con respecto a la medida.

481 E.2. Consideraciones para modelación de elementos dúctiles y frágiles

482 Para comprender la profundidad de la información requerida para construir un modelo no lineal, es
483 necesario en primer lugar tener claro cuál es el fin que buscamos mediante dicho modelo no lineal. Una
484 respuesta equivocada a esto, pero lamentablemente muy frecuente, es buscar obtener la respuesta
485 sísmica exacta de la estructura. Eso es imposible por diversas razones, entre ellas incertidumbre en la
486 capacidad, en la demanda, limitaciones propias de los métodos, etc. Sin perjuicio de toda esa
487 incertidumbre, lo que sí es posible es obtener parámetros de respuesta para utilizar en diseño que
488 provengan de modelos más robustos que los modelos lineales y con ello obtener un comportamiento
489 más confiable.

490 A diferencia de un modelo lineal, un modelo no lineal contiene mucha más información. Por un lado, el
491 modelo lineal incorpora información acerca de la geometría (dimensión, ubicación y conectividad de los
492 elementos estructurales), materialidad (usualmente definida únicamente como un módulo de
493 elasticidad), cargas y masas. Por su parte, el modelo no lineal, además de esto contiene información
494 acerca de la ubicación de rótulas plásticas (zonas de vigas o columnas en donde se espera que se
495 produzca incursión en el rango inelástico), la resistencia y capacidad de deformación de éstas, curvas
496 constitutivas de los materiales y no solo el módulo de elasticidad, secuencia de cargas y no estados de
497 carga separados, información acerca del amortiguamiento inherente y muchos otros factores que serán
498 profundizados posteriormente.

499 Se podría entonces decir que un modelo no lineal considera, entre otras cosas, la no linealidad del
500 material. Esto considera que las secciones no tienen una capacidad infinita para resistir las acciones
501 que el sismo le impone, sino que dicha capacidad tiene un límite y que posterior a ese límite se produce
502 un cambio en la estructura, usualmente una flexibilización.

503 Un paso previo necesario para establecer la cantidad de información a incorporar en el modelo no lineal
 504 está relacionado directamente con el diseño de la estructura y refiere a la definición de las acciones
 505 controladas por fuerza y las acciones controladas por deformación.

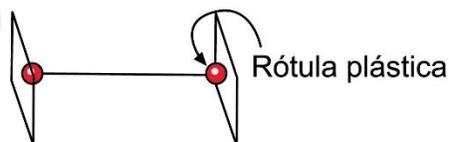
506 Las acciones controladas por fuerza son todas aquellas en los que se considera que el desarrollo de
 507 ductilidad no es adecuado y por ende se desea que permanezcan elásticas. Por la misma razón, dichas
 508 acciones serán modeladas elásticamente y posteriormente se debe validar que dicha hipótesis sea
 509 correcta, es decir, que la sollicitación no sobrepase su capacidad. Aplicar los principios del diseño por
 510 capacidad es una técnica que permitirá que estos elementos frágiles efectivamente no tengan una
 511 demanda de resistencia mayor a su capacidad.

512 Ejemplos de acciones controladas por fuerza son el corte en los muros y vigas de concreto reforzado,
 513 la compresión en columnas de gravedad, flexión en vigas de transferencia, corte en el plano de
 514 diafragmas con transferencia entre distintas líneas resistentes, etc.

515 Por otro lado, las acciones controladas por deformación son aquellas en las que sí se permite la
 516 incursión inelástica, por lo que dicha acción no lineal debe ser incorporada en el modelo. Ejemplos de
 517 ésta son la flexión en vigas de pórticos resistentes a momento, la flexocompresión en muros de concreto
 518 reforzado, la fluencia de los pernos de anclaje en columnas metálicas, etc.

519 Esto usualmente es considerado de dos formas distintas: plasticidad concentrada o plasticidad
 520 distribuida, dependiendo de si se trata de un elemento de línea (viga, columna), en donde usualmente
 521 se utilizan modelos de plasticidad concentrada, o si se trata de un elemento de área (muro), en donde
 522 usualmente se utilizan modelos de plasticidad distribuida.

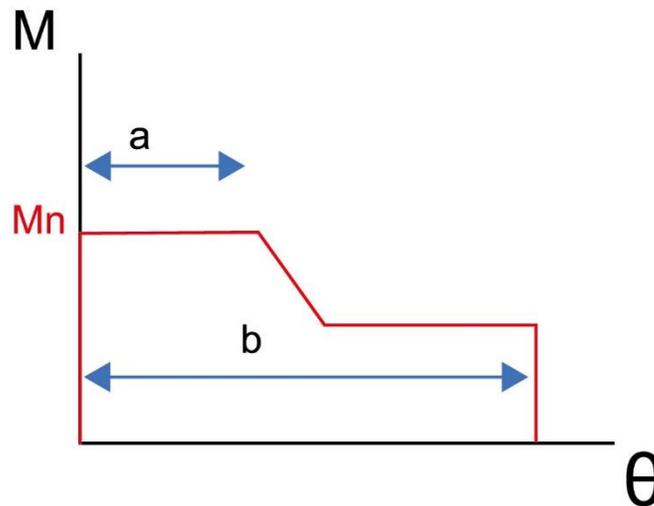
523 Los modelos de plasticidad concentrada se representan a través de rótulas plásticas y corresponden a
 524 rótulas que se colocan en serie con un elemento lineal de viga o columna. La rigidez inicial de dicha
 525 rótula plástica es infinita hasta que llega a su capacidad, donde su rigidez pasa a ser cercana a cero.
 526 Esto ocasiona que mientras la sollicitación en la rótula no llegue a su capacidad, el elemento tenga una
 527 rigidez igual a la que tendría sin la presencia de la rótula. Una vez que la sollicitación en la rótula llegue
 528 a su capacidad, el cambio de rigidez hará que dicha sección no tome más esfuerzos y que la rigidez
 529 del elemento cambie a la correspondiente a un extremo rotulado.



530
 531

Figura 12. Rótula plástica concentrada.

532 La rótula plástica tiene información no solo de la resistencia del elemento, sino que también acerca de
 533 la capacidad de deformación o, dicho de otra manera, a qué niveles de deformación el daño es tal que
 534 su capacidad se ve disminuida. Esto es conocido como curva Fuerza – Deformación o “back-bone
 535 curve”. En la Figura 13 se puede observar un ejemplo de esto aplicado a la flexión de una viga.



536

537

Figura 13. Curva de momento curvatura.

538 Esta curva fuerza-deformación básica queda definida por el valor de la resistencia (M_n en este caso) y
 539 los valores “a” y “b”, los cuales corresponden a los niveles de deformación en el cual la sección alcanza
 540 una degradación parcial y total de su resistencia respectivamente. Esta curva puede ser obtenida
 541 mediante ensayos o mediante documentos referenciales (ACI318 para la resistencia y ASCE41 para
 542 los valores “a” y “b”).

543 Por su parte, el componente lineal debe ser modelado con una rigidez que represente su rigidez efectiva
 544 para un nivel de deformación cercano a la fluencia, lo que muchas veces implica reducir la inercia a
 545 valores menores de la inercia bruta. Valores de rigideces apropiados para distintos tipos de elementos
 546 (vigas, columnas) y acciones estructurales (momento, corte, axial, etc.) pueden ser encontrados en el
 547 documento “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the
 548 Los Angeles Region”, publicado por el LATBSDC en junio 2020.

549 Finalmente, los programas comerciales de análisis no lineal usualmente permiten modificar el ciclo de
 550 histéresis para incorporar efectos que no se ven reflejados en la curva fuerza-deformación monotónica,
 551 como por ejemplo el estrangulamiento del ciclo de histéresis (llamado “pinching”) que bajo ciertas
 552 circunstancias puede ocurrir en secciones de concreto reforzado.

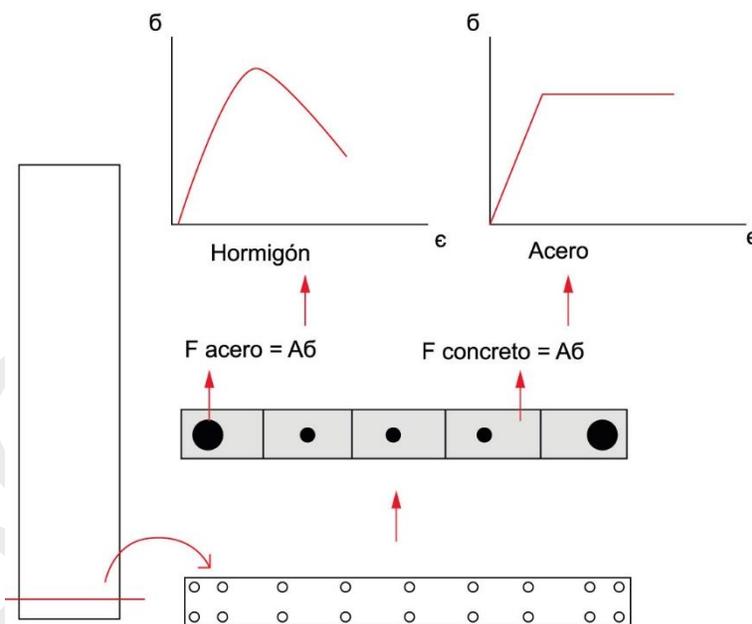
553 Por su parte, la plasticidad distribuida usualmente se considera a través del concepto de “fibras”, en el
 554 cual ciertas secciones en donde se supone que la hipótesis de Bernoulli se cumple (secciones planas
 555 siguen planas después de deformarse) se dividen en varios segmentos, a los cuales se les asignan
 556 fibras que representa el comportamiento uniaxial tanto del concreto como del acero (en el caso de
 557 concreto reforzado).

558 Un ejemplo se puede ver en la Figura 14, en donde el comportamiento a flexocompresión en el plano
 559 del muro ha sido modelado considerando plasticidad distribuida, mientras que tanto el corte como la
 560 flexión fuera del plano han sido consideradas como acciones controladas por fuerza y por ende
 561 modeladas mediante elementos de área elásticos en paralelo. En este caso, las secciones del muro de
 562 concreto reforzado han sido divididas en varias fibras tanto de concreto (gris) como de acero (negro),
 563 en las cuales el comportamiento uniaxial se obtiene a partir de las curvas tensión deformación ya sea
 564 del concreto o el acero y del área que de ellos exista en cada fibra.

565 Esto permite obtener de manera directa la resistencia a flexocompresión del elemento mediante el
 566 aporte de cada fibra, la cual a su vez está limitada por la resistencia del material que la compone. Sin
 567 embargo, a diferencia de los modelos de plasticidad concentrada, podría ser difícil capturar ciertos
 568 modos de fallas distintos a la fluencia completa de la sección, por ej. pandeo local o global, por lo que
 569 se debe verificar que esto tiene pocas probabilidades de ocurrir siguiendo las recomendaciones que
 570 existen en los códigos para este propósito (espesores mínimos, separación máxima de elementos de
 571 amarre, etc.).

572 Por otra parte, los modelos de plasticidad distribuida consideran de manera directa el agrietamiento del
 573 concreto en tracción, por lo que no es necesario asumir una inercia efectiva como sí hay que hacerlo
 574 en los elementos de plasticidad concentrada o en las capas de un muro que se modelan lineales (flexión
 575 fuera del plano y corte en el plano).

576 Los modelos de plasticidad distribuida pueden presentar problemas de localización de deformaciones
 577 si es que alguna fibra entra en el rango de respuesta en el cual pierde resistencia. Si esto ocurre, es
 578 necesario calibrar las curvas constitutivas del hormigón mediante un proceso llamado regularización,
 579 de lo contrario la deformación inelástica quedará concentrado en un solo elemento, lo cual puede llevar
 580 a una rápida degradación de resistencia la cual es un efecto de la modelación (tamaño del elemento) y
 581 no necesariamente un fenómeno físico real.



582

583

Figura 14. Ejemplo de modelo seccional de muro basado en fibras.

584 Ambos modelos consideran de manera directa la disipación de energía por histéresis y su efecto en la
 585 variación de la demanda sísmica que ello implica. Sin embargo, se debe considerar el amortiguamiento
 586 inherente de la estructura, el cual corresponde al amortiguamiento “no modelado”, pero que se sabe
 587 experimentalmente que existe en las estructuras, de lo contrario éstas quedarían vibrando eternamente.

588 Existen principalmente dos formas de considerar este amortiguamiento inherente: amortiguamiento de
 589 Rayleigh o amortiguamiento modal. En el primero de ellos, la matriz de amortiguamiento inherente “C”

590 se obtiene mediante una suma ponderada de las matrices de masa y rigidez. Los factores de
 591 ponderación de cada una de ellas se definen de tal manera que el amortiguamiento en los modos
 592 relevantes (usualmente desde $0.2T$ hasta $2.0T$) no exceda un cierto valor (usualmente 2.5%). Un
 593 ejemplo de esto se ve en la Figura 15 en la cual se ha limitado el amortiguamiento a un valor menor de
 594 2.5% entre los períodos 0.3s y 2.2s.

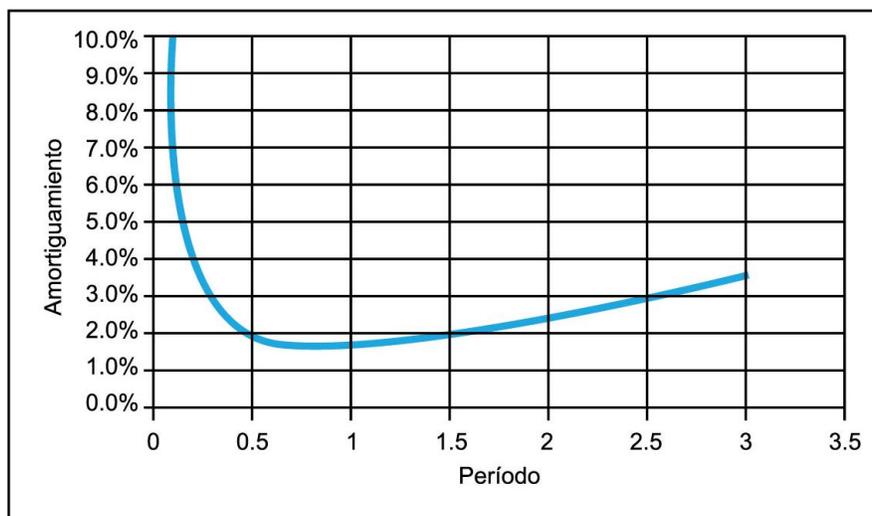


Figura 15. Amortiguamiento de Rayleigh.

595
 596

597 Otra alternativa es usar amortiguamiento modal, en el cual se construye la matriz de amortiguamiento
 598 de tal forma que el amortiguamiento modal que se desprende de ella sea un valor predeterminado
 599 (usualmente 2.5%).

600 Ambas opciones tienen limitantes. Por un lado, el amortiguamiento de Rayleigh puede distorsionar los
 601 resultados si es que la estructura entra significativamente en el rango inelástico (y por ende la matriz
 602 de rigidez K varía mucho). Por otro lado, al usar solamente amortiguamiento modal, modos superiores
 603 a los considerados por el análisis pueden quedar sub amortiguados e incidir en la respuesta más de lo
 604 que el juicio ingenieril sugiere.

605 La solución a esto es usar una mezcla de amortiguamiento modal (2.4%) más una pequeña fracción de
 606 Rayleigh (solo proporcional a la rigidez) que amortigüe los modos superiores.

607 Otra fuente de no linealidad corresponde a la no linealidad geométrica, la cual es el denominado efecto
 608 P-Delta. Usualmente los programas comerciales consideran esto mediante la construcción de la matriz
 609 de rigidez geométrica, la cual tiende a flexibilizar los elementos comprimidos y rigidizar los elementos
 610 traccionados. Esto es directo si es que se tienen todos los elementos comprimidos incorporados en el
 611 modelo. Si parte de ellos se han omitido, por ej. las columnas de gravedad se deben ingresar "columnas
 612 falsas" para tomar en cuenta el aporte de dicha carga de compresión en la flexibilización lateral de la
 613 estructura ante cargas sísmicas.

614 Finalmente, se debe tener en cuenta que, en el análisis no lineal, el principio de superposición no es
 615 válido, por lo que las cargas gravitacionales (usualmente cargas muertas más un porcentaje de cargas
 616 vivas) deben ser aplicadas al modelo previo a la aplicación del registro sísmico.

617 E.3. Definición de los registros

618 Debido a que en Latinoamérica existen muchos países que no cuentan con la cantidad de registros
619 necesarios para poder usarlos como input certero (registro semilla inicial), para la evaluación directa de
620 la respuesta sísmica de estructuras, es conveniente presentar diferentes metodologías de selección y
621 escalamiento de registros a utilizar. Es fundamental que la semilla inicial a usar sea lo más
622 representativa para cada caso (características geotécnicas y geográficas) y de acuerdo con el
623 escenario de cada país (fuentes sísmicas). Sin embargo, existen países como Chile que tienen gran
624 cantidad de registros, lo cual permite que la norma chilena sea definida de forma más bien
625 determinística que probabilística.

626 Los registros para utilizar, para estudiar la respuesta sísmica de estructuras, deben ser seleccionados
627 y escalados cuidadosamente. En general, se recomienda utilizar un mínimo de 7 registros para realizar
628 un análisis dinámico. Estos registros deben representar el potencial de intensidad del sitio en estudio.
629 Para la selección de las semillas iniciales se puede usar la base de datos del PEER Ground Motion
630 Database del Pacific Earthquake Engineering Research Center definiendo como parámetros de busca
631 magnitud, distancia a la falla, tipo de falla, Vs30, similitud al espectro e intervalo de periodo a analizar.

632 Adicionalmente, se puede emplear la intensidad de Arias y Fourier para verificar que efectivamente los
633 registros son representativos de la sismicidad local analizada.

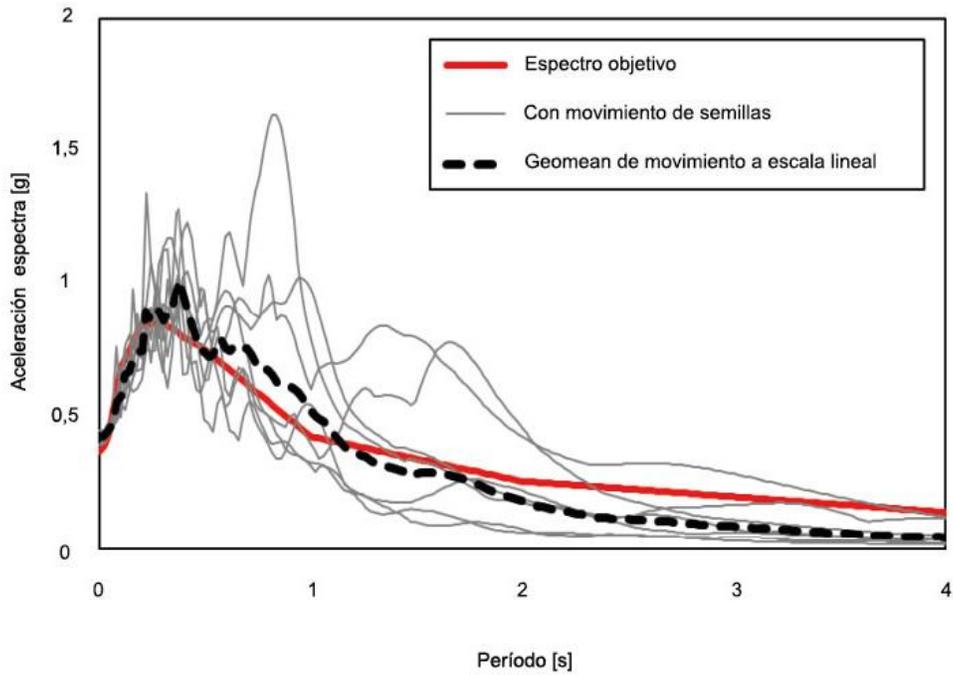
634 A partir de la selección de los registros semillas, comúnmente se utilizan 2 formas para escalar los
635 espectros: Escalamiento Lineal (Linear Scaling) y Ajuste Espectral (Spectral Matching). En el primero,
636 tal como indica su nombre, los registros son simplemente escalados linealmente para que el espectro
637 de cada registro o el promedio de los registros seleccionados coincidan con el espectro de diseño en
638 el intervalo de periodo de interés. Al escalar linealmente los espectros de respuesta de los registros, se
639 hace coincidir la amplitud de los registros seleccionados al espectro objetivo. El registro completo se
640 escala por un factor constante. Se recomienda un factor de máximo 2. Factores muy altos pueden llevar
641 a errores (Abrahamson, 2009).

642 El segundo método mencionado, que corresponde al Ajuste del Espectro de Respuesta, el espectro
643 puede ser escalado a la amplitud objetivo para cada una de las frecuencias analizadas o definidas. En
644 esta forma de escalar, el contenido de frecuencias y las fases de los registros seleccionados son
645 manipulados para cuadrarlos con un espectro objetivo suavizado. El concepto detrás de esta forma de
646 escalar es modificar los registros de tiempo historia originales para calzar el rango completo del
647 espectro objetivo con mínima alteración de los registros de velocidad y desplazamiento (Yeong Heo et
648 al. 2011).

649 Ambos métodos son ampliamente usados en la práctica, también es común combinar ambos métodos,
650 es decir, escalar con el método Ajuste Espectral después de haber hecho el escalamiento lineal.

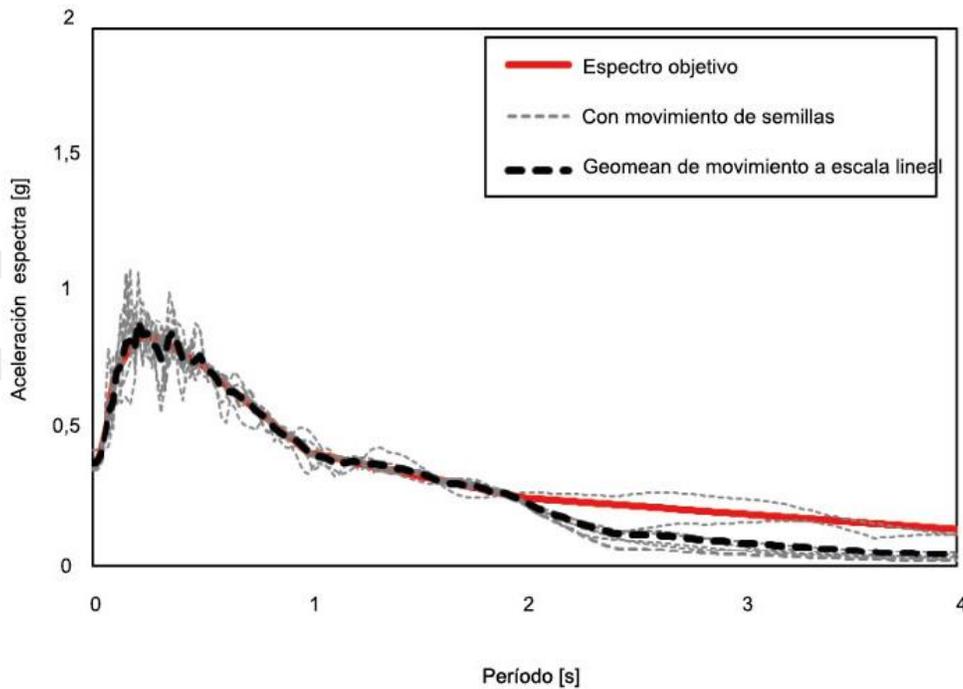
651 Es importante mencionar que existen diferentes investigadores que sostienen que el Ajuste Espectral
652 no debería ser utilizado ya que puede producir efectos no deseados, debido a la manipulación en
653 frecuencia de los registros, como que la respuesta no lineal usando registros con el método Ajuste
654 Espectral entrega resultados no conservadores al compararlos con resultados de espectros con el
655 método de escalamiento lineal (Bazzurro & Luco 2006; Carballo & Cornell 2000; Iervolino & De Luca
656 2010; Huang et al. 2011 and Seifried 2013) . Sin embargo, existe otro grupo de investigadores que no
657 concluyen lo mismo (Hancock et al. 2008; Heo et al. 2010; Huang et al. 2011 and Grant & Diaferia

658 2013). Estas diferencias de visión y resultado pueden ser atribuibles a la gran dispersión de los
659 espectros escalados linealmente como se ve en las siguientes imágenes para un periodo de interés de
660 0.02-2.0s.



661
662

Figura 16. Escalamiento lineal.



663
664

Figura 17. Ajuste espectral.

665 En el espectro de la Figura 17 que se escaló con el método de Ajuste Espectral, este resulta en un
666 espectro muy parecido al espectro objetivo, por lo tanto, es muy razonable asumir que generan una
667 respuesta estructural consistente con la intensidad del movimiento esperado por el espectro objetivo
668 (aunque por la naturaleza del método se modifica el contenido de las frecuencias). Lo mismo no puede
669 ser dicho para el escalamiento lineal, aunque el espectro es bastante cercano al espectro objetivo en
670 algunos rangos, en otros puede generar grandes demandas como se observa. Los peaks individuales
671 de los espectros sobre el espectro objetivo representan una demanda sísmica mayor que la
672 representada por el espectro objetivo y no son equivalentemente contrarrestados por los peaks bajo el
673 espectro objetivo. Esto resulta en una respuesta promedio mayor para el escalamiento lineal que el
674 espectro con el método de Ajuste Espectral.

675 Por ende, esto no es una base para decir que el método Ajuste Espectral es mejor, simplemente, los
676 dos procedimientos dan una respuesta distinta y por razones de su forma de construirse el Ajuste
677 Espectral da una respuesta más cercana al espectro objetivo.

678 **E.4. Objetivos de desempeño para análisis no lineal**

679 En los análisis no lineales, las verificaciones de los objetivos de desempeño son directas. Las
680 demandas son modeladas directamente a través de registros de aceleraciones compatibles con
681 espectros asociados a los períodos de retorno considerados. Por otra parte, la modelación no lineal del
682 comportamiento de los materiales permite obtener el nivel de daño directamente. Cuando se utiliza
683 análisis no lineal para estructuras comunes, usualmente se verifican de manera explícita los niveles de
684 desempeño “f” y “p”. Para obtener un desempeño superior, usualmente, se opta por aceptar menos
685 daño para el mismo nivel de demanda sísmica, lo cual equivale a moverse en la dirección horizontal de
686 la matriz de desempeño, es decir, la verificación de “e” y “o”.

687 **E.5. Estimación de la demanda**

688 Como se mencionó en la estimación de la demanda para el caso lineal elástico y en la sección anterior
689 sobre la generación del modelo no-lineal, la representación numérica o analítica de la estructura y de
690 las componentes de ésta puede considerar tanto sus características elásticas como no lineales según
691 los materiales que la componen, consideraciones de grandes desplazamientos y deformaciones ante
692 diferentes tipos de cargas, los que requieren algoritmos de solución iterativos que permitan converger
693 a la estimación de los esfuerzos y demandas sobre la estructura.

694 En el diseño sísmico de estructuras, como se indicó anteriormente, los métodos lineales son los más
695 usados para la determinación de las fuerzas para el diseño de las dimensiones de las secciones y de
696 las cuantías de estos. Sin embargo, es cada vez más común usar métodos no-lineales como
697 herramientas de verificación de los estados de servicio o diseño y último. Entre los diferentes tipos de
698 análisis, según el tipo de representación de la carga sísmica, los más usados o aceptados por diferentes
699 normas o estándares son:

700 **E.5.1. Análisis Pushover Monotónico**

701 Es uno de los métodos más usados para estimar la respuesta sísmica global de una estructura. Este
702 análisis consiste en ejercer un patrón de carga lateral sobre la estructura, el cual se va incrementando
703 para llegar a un desplazamiento objetivo (en este caso, el desplazamiento tiene un solo sentido), en un
704 punto maestro de la estructura. También se puede usar como punto objetivo un esfuerzo máximo. Este

705 análisis permite obtener la curva de capacidad de la estructura y además estimar los esfuerzos a los
706 que ella será sometida a cierto nivel de deformación o carga. Durante este análisis, y a medida que las
707 cargas van incrementando, el modelo va modificando o variando sus propiedades de rigidez de acuerdo
708 con las leyes constitutivas y niveles de deformación en cada elemento. Uno de los factores más
709 relevantes en este tipo de análisis es el patrón de carga a utilizar, el cual puede arrojar resultados que
710 subestimen o sobreestimen la capacidad de la estructura, ya que son típicamente una representación
711 única de la demanda sísmica sobre la estructura (carga máxima) y no pueden incorporar la variación
712 de la demanda en el tiempo y tampoco, como es la interrelación entre la variación de la demanda según
713 el cambio de las propiedades de la estructura. Por ejemplo, al igual que en el caso del análisis lineal
714 con carga equivalente, uno de los patrones básicos utilizados para representar la carga sísmica es el
715 triangular invertido, que se asemeja más al primer modo de una estructura, por lo que es conveniente
716 usar en casos en que se estime que el comportamiento de la estructura estará dominado por el primer
717 modo; pero si la estructura empieza a fluir o dañarse, esta carga ya no es representativa y pierde
718 validez. Igualmente ocurre si se tienen estructuras en que otras formas de vibrar pueden intervenir en
719 la respuesta dinámica de la estructura. Es por esto que se han desarrollado diversas metodologías para
720 realizar este tipo de análisis. Uno de los enfoques que se han investigado es generar un patrón de
721 cargas multimodal, en el cual se presenten combinados los efectos de los diversos modos, como el
722 método presentado por Chopra y Goel (2002) denominado “Modal Pushover Analysis” o las
723 modificaciones definidas por Chopra et. al. (2004), Kalkan y Kunnath (2006), Poursha y Amini (2015).
724 Para este análisis, como no se producen ciclos de carga, se requiere solo conocer la envolvente de
725 respuesta que representa el comportamiento de cada elemento o material modelado.

726 **E.5.2. Análisis pushover cíclico**

727 Este tipo de análisis es similar al anterior, sin embargo, se diferencia en que se definen diferentes
728 desplazamientos objetivos con signo contrario, que generan desplazamientos en el modelo con cambio
729 de sentido, es decir, generando ciclos que pasan por cero. Esto permite estudiar efectos producto del
730 ciclado como fatiga y pandeo. En este tipo de modelamiento se requiere conocer la respuesta completa
731 que representa el comportamiento que tendrán los elementos o materiales del modelo de la estructura
732 cuando esta sea cargada y descargada durante el análisis (curva de histéresis, es decir, envolvente y
733 comportamiento ante carga y descarga). Esto genera mayor demanda computacional y problemas de
734 convergencia.

735 **E.5.3. Análisis tiempo historia**

736 Este análisis, que es similar al caso cuando el modelo es lineal elástico, permite calcular la respuesta
737 de la estructura (esfuerzos y deformaciones) ante cargas sísmicas en el dominio del tiempo
738 conservando la fase de la demanda, es decir, para cada instante de tiempo conserva los signos de los
739 distintos esfuerzos, deformaciones y desplazamientos, pero adicionalmente, sigue la evolución no-
740 lineal de la rigidez, de las tensiones y deformaciones de los diferentes componentes y de los parámetros
741 globales de la estructura. Este tipo de análisis es el más acertado para estimar el comportamiento, los
742 estados de demanda y la reducción de rigidez de la estructura ante un evento sísmico. Sin embargo, el
743 gran problema de este análisis es la gran demanda de recursos computacionales que requiere.
744 Adicionalmente, se necesita un conjunto de registros que pueda representar de buena forma la
745 demanda sobre la estructura durante un próximo terremoto, al igual de conocer la curva de histéresis
746 completa (curva envolvente y curvas de carga y descarga) de los materiales o elementos estructurales
747 usados en el modelamiento de la estructura.

748 Algunas referencias donde se puede encontrar información sobre estos métodos de modelamiento y
749 análisis son:

750 a) ASCE (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17

751 b) ASCE (2016) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
752 ASCE/SEI 7-16

753 c) Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC 2014), An Alternative Procedure
754 for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region, Los
755 Angeles, CA.

BORRADOR