

# Diseño por desempeño



## Versión Borrador

Marzo de 2024

Secretaría General de la Comisión Permanente del Código Modelo Sísmico:

**INSTITUTO DE LA CONSTRUCCIÓN – CHILE**



# Contenido

1.	Introducción.....	4
1.1.	Aspectos generales.....	4
1.2.	Calificaciones del equipo de diseño .....	4
2.	Generalidades .....	5
2.1.	Objetivo.....	5
2.2.	Alcance .....	5
2.3.	Metodología .....	5
3.	Objetivos de desempeño .....	6
3.1.	Niveles de movimiento sísmico.....	6
3.2.	Niveles de desempeño .....	6
3.3.	Objetivos de desempeño.....	7
3.3.1.	Objetivos de desempeño básico.....	7
3.3.2.	Objetivos de desempeño superior.....	8
4.	Métodos de análisis sísmico.....	9
4.1.	Análisis lineal.....	9
4.1.1.	Limitaciones conceptuales del método .....	9
4.1.2.	Objetivos de desempeño para análisis lineal .....	10
4.1.3.	Sistema estructural y factores de reducción "R" .....	10
4.1.4.	Estimación de la demanda.....	11
4.2.	Análisis no lineal .....	14
4.2.1.	Ventajas y desventajas .....	14
4.2.2.	Consideraciones para modelación de elementos dúctiles y frágiles.....	15
4.2.3.	Definición de los registros.....	19
4.2.4.	Objetivos de desempeño para análisis no lineal .....	21
4.2.5.	Estimación de la demanda.....	22
5.	Procedimiento de análisis y diseño.....	24
5.1.	Generalidades .....	24
5.2.	Caracterización del movimiento del suelo .....	25
5.2.1.	Clasificación del suelo .....	25
5.2.2.	Definición de la amenaza sísmica.....	29
5.2.3.	Efectos de falla cercana.....	29
5.2.4.	Selección y modificación de los registros de movimientos sísmicos .....	29

5.3.	Requisitos para el análisis .....	30
5.3.1.	Propiedades de resistencia y rigidez .....	30
5.3.2.	Modelo matemático .....	31
5.3.3.	Modelos analíticos de los componentes.....	32
5.3.4.	Interacción Suelo – Estructura .....	32
5.3.5.	Amortiguamiento .....	33
5.4.	Ductilidad y diseño por capacidad.....	34
5.4.1.	Clasificación de las acciones estructurales.....	38
5.4.2.	Limitaciones del comportamiento no lineal .....	39
6.	Criterios de aceptación a nivel global y local .....	40

BORRADOR

# 1. Introducción

## 1.1. Aspectos generales

El diseño sísmico basado en desempeño es una filosofía de diseño que se basa en la definición de los objetivos de desempeño para una estructura ante solicitaciones sísmicas. Dichos objetivos se refieren a la seguridad de las personas, integridad estructural, funcionalidad y operabilidad de la estructura.

La diferencia con respecto al diseño sísmico tradicional, que se basa en el cumplimiento de los requisitos mínimos por resistencia y rigidez, radica en que el diseño sísmico basado en desempeño permite a los ingenieros diseñar estructuras que cumplan con los objetivos de desempeño deseados, incluso para eventos sísmicos severos, teniendo las siguientes ventajas:

- **Mayor seguridad:** Permite diseñar estructuras que tengan una mejor respuesta estructural ante eventos sísmicos extremos.
- **Mayor flexibilidad:** Permite a los ingenieros diseñar estructuras que cumplan con los objetivos de desempeño deseados.
- **Mayor eficiencia:** Conduce a diseños más eficientes, ya que los ingenieros pueden centrarse en los elementos estructurales más críticos de la estructura.

Los aspectos generales del diseño sísmico basado en desempeño son los siguientes:

- Definición de objetivos de desempeño
- Evaluación de la amenaza sísmica
- Análisis estructural
- Evaluación del desempeño

A pesar de las ventajas descritas anteriormente, los ingenieros que estén considerando utilizar este documento para el diseño de una estructura deben tener en cuenta el hecho de que una correcta implementación de estas recomendaciones requiere una profunda comprensión del riesgo sísmico, del comportamiento de los materiales estructurales y de la respuesta estructural dinámica no lineal.

## 1.2. Calificaciones del equipo de diseño

La correcta implementación de estos procedimientos requiere conocimientos de expertos en ingeniería estructural y sísmica, incluyendo los siguientes:

- Análisis de riesgo sísmico y selección de registros de aceleraciones.
- Comportamiento dinámico no lineal de estructuras y sistemas de fundaciones, incluyendo la construcción de modelos matemáticos capaces de predecir dicho comportamiento de manera confiable, utilizando herramientas de software apropiadas.
- Principios de diseño por capacidad.
- Detallamiento de elementos para resistir demandas inelásticas cíclicas, evaluación de la capacidad de resistencia, capacidad de deformación y deterioro de éstas bajo carga inelástica cíclica.

## 35 **2. Generalidades**

### 36 **2.1. Objetivo**

37 El presente documento, tiene por objetivo proporcionar un método alternativo basado en desempeño para el  
38 análisis y diseño de edificaciones con un comportamiento predecible y seguro frente a solicitaciones sísmicas.  
39 Estas disposiciones permiten identificar las demandas sísmicas más importantes sobre las estructuras de  
40 manera precisa que los tradicionales modelos lineales. En este sentido, se espera que la aplicación del  
41 procedimiento contenido en este documento tenga como consecuencia edificaciones que resistan las fuerzas  
42 sísmicas de manera efectiva y confiable.

### 43 **2.2. Alcance**

44 Este documento fue desarrollado principalmente para el diseño de edificios altos, los cuales generalmente  
45 quedan controlados por una respuesta de flexión. Sin perjuicio de esto, no hay impedimento para utilizarlo en  
46 el diseño de cualquier tipo de estructura, con la implementación de distintos tipos de materiales los cuales serán  
47 desarrollados en futuras versiones de este documento.

### 48 **2.3. Metodología**

49 El procedimiento contenido en este documento se basa en los principios de diseño por capacidad, seguido de  
50 una serie de verificaciones de diseño basados en el desempeño. En primer lugar, los principios del diseño por  
51 capacidad se aplican para diseñar una estructura que tenga un mecanismo o mecanismos de fluencia dúctil  
52 adecuados bajo deformaciones laterales. Para determinar la resistencia requerida por los distintos elementos  
53 estructurales, se puede utilizar el análisis lineal tradicional requerido por los códigos vigentes.

54 Posteriormente se deberá evaluar analíticamente el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos  
55 en la sección 3.3 del presente documento. Para esto se utilizarán modelos no lineales de acuerdo a lo indicado  
56 en la sección 4.2, a menos que se demuestre que la estructura permanece lineal para el nivel de demanda  
57 considerado (todos los elementos cumplen los requisitos para acciones controladas por resistencias indicadas  
58 en los códigos vigentes)

### 59 3. Objetivos de desempeño

#### 60 3.1. Niveles de movimiento sísmico

61 Cada país definirá los niveles de movimiento sísmico que considere pertinentes. Para efecto de este Código  
62 Modelo de Diseño Sísmico, para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras se definen cuatro niveles de  
63 movimiento sísmico, detallados a continuación y en la Tabla 1.

- 64 a) **Nivel 1 – Sismo de servicio:** Sismo frecuente y de baja intensidad. Se define como el movimiento sísmico  
65 cuya probabilidad de excedencia es de 50% en 30 años, con un período de retorno de 43 años.
- 66 b) **Nivel 2 – Sismo ocasional:** Sismo de mediana intensidad. Se define como el movimiento sísmico cuya  
67 probabilidad de excedencia es de 50% en 50 años, con un período de retorno de 72 años.
- 68 c) **Nivel 3 – Sismo de diseño:** Sismo de intensidad moderada a severa, que se espera que ocurra al menos  
69 una vez durante la vida útil de la estructura. Se define como el movimiento sísmico cuya probabilidad de  
70 excedencia es de 10% en 50 años, con un período de retorno de 475 años.
- 71 d) **Nivel 4 – Sismo máximo considerado:** Sismo de intensidad severa y baja probabilidad de ocurrencia.  
72 Corresponde al máximo sismo que se define según el código de diseño sísmico de cada país. Se define  
73 como el movimiento sísmico cuya probabilidad de excedencia es de 5% a 2% en 50 años\*, con un período  
74 de retorno de entre 975 y 2475 años\*, respectivamente. La razón por la cual se utiliza un rango de  
75 periodo de retorno en el sismo máximo considerado es que no existe consenso entre los diferentes  
76 países respecto a la definición de un periodo de retorno único.

Niveles de Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Sismo de Servicio	43 años	50% en 30 años
Sismo Ocasional	72 años	50% en 50 años
Sismo de Diseño	475 años	10% en 50 años
Sismo Máximo Considerado	975 a 2475 años*	5% a 2% en 50 años*

\*De acuerdo con el nivel que corresponda

77 Tabla 1. Definición de niveles de movimiento sísmico.

#### 78 3.2. Niveles de desempeño

79 Los Niveles de Desempeño son, en términos de la combinación de desempeño estructural y no estructural, los  
80 siguientes:

- 81 • Operacional (O)
- 82 • Ocupación inmediata (IO)
- 83 • Seguridad de vida (LS)
- 84 • Prevención de colapso (CP)

85 La Tabla 2 muestra la definición de los Niveles de desempeño de un edificio, los estados de daño y la descripción  
 86 de los daños asociados.

	Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción de los daños
	Operacional (O)	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas y vías de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
	Ocupación inmediata (Immediate Occupancy – IO)	Leve	Daño estructural despreciable. Daño leve en contenidos y elementos arquitectónicos. Aunque algunos equipos y sistemas no estén operacionales, estos se pueden reiniciar con facilidad. Los sistemas de seguridad y vías evacuación funcionan con normalidad.
	Seguridad de vida (Life Safety – LS)	Moderado	Daños moderados y reparables en elementos estructurales. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones. Sistemas arquitectónicos, eléctricos y mecánicos podrán presentar daños moderados, que no pongan en riesgo para la vida de las personas.
	Prevención de colapso (Collapse Prevention – CP)	Severo	Daños severos en elementos estructurales, pero elementos soportantes de cargas verticales funcionan adecuadamente. Daños generalizados de componentes y sistemas no estructurales y contenidos, con riesgo de caídas. Puede ser necesario demoler el edificio.

87 Tabla 2. Niveles de desempeño.

### 88 3.3. Objetivos de desempeño

89 Los objetivos de desempeño corresponden a los comportamientos esperados de un edificio sometido a  
 90 diferentes niveles de movimiento sísmico y se definen como uno o más pares de niveles de movimiento sísmico  
 91 y de niveles de desempeño, tal como se muestra en la Tabla 3.

92 Los objetivos de desempeño se agrupan en objetivos de desempeño básico y superior.

#### 93 3.3.1. Objetivos de desempeño básico

94 Están dirigidos a edificaciones de ocupación normal, tales como obras de habitación, oficinas, comercio o  
 95 industria y cualquier otra edificación no incluida en las edificaciones especiales (incluidas en la categoría de  
 96 objetivos de desempeño superior).

97 Para estas estructuras se pretende lograr el cumplimiento de los objetivos de desempeño básico dados por las  
 98 letras A, F, K y P de la matriz de la Tabla 3. Para esto, como mínimo, se debe verificar el cumplimiento de las  
 99 letras F y P.

100

### 3.3.2. Objetivos de desempeño superior

101 Estos objetivos están dirigidos a edificaciones importantes, críticas, esenciales o estratégicas, tales como  
 102 hospitales, estaciones de policía y bomberos, torres de control, edificaciones destinadas a funcionar en una  
 103 emergencia o que contienen equipos que deben permanecer funcionales en caso de emergencia.

104 Para estas estructuras, o aquellas a las que el propietario lo solicite, se pretende lograr el cumplimiento de los  
 105 objetivos de desempeño superior dados por las letras E, J y O de la matriz de la Tabla 3. Para esto, como  
 106 mínimo, se debe verificar el cumplimiento de las letras E y O.

		Niveles de daño			
		Despreciable	Leve	Moderado	Severo
Niveles de Sismo	Servicio (43 años)	A	B	C	D
	Ocasional (72 años)	E	F	G	H
	Diseño (475 años)	I	J	K	L
	Máximo Considerado (975 a 2475 años)	M	N	O	P
		Operacional (O)	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
		Niveles de desempeño			

107

Tabla 3. Objetivos de desempeño.

## 108 4. Métodos de análisis sísmico

### 109 4.1. Análisis lineal

#### 110 4.1.1. Limitaciones conceptuales del método

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

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

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

132 Para determinar el valor de las fuerzas de diseño se define un factor de reducción, "R", por el que se divide la  
133 demanda elástica estimada para definir la fuerza de diseño. Este valor permite hacer un diseño elástico basado  
134 en la demanda de fuerzas.

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

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

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

#### 155 **4.1.2. Objetivos de desempeño para análisis lineal**

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

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

161 Al usar análisis lineales muchos de estos puntos no se verifican explícitamente. En particular, al usar el análisis  
162 modal espectral, usualmente se proporciona una resistencia para un sismo de diseño reducido por un factor de  
163 reducción (en algunos países se denomina R, en otros Q, etc.), esto equivale a limitar el daño estructural a un  
164 nivel leve (fisuras en hormigón, comienzo de fluencia en armaduras) para un sismo aproximadamente de  
165 servicio (sismo de diseño dividido por el factor de reducción), es decir es similar a cumplir con el nivel de  
166 desempeño "f" de la matriz de desempeño. Para asegurar que la estructura no colapse para sismos mayores,  
167 se proporciona ductilidad a las secciones críticas de manera que puedan incurrir en el rango inelástico de manera  
168 segura, lo que equivale a obtener un daño estructural moderado (fluencia de secciones críticas) para un sismo  
169 de diseño, es decir similar a cumplir con el nivel de desempeño "k" de la matriz de desempeño.

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

#### 180 **4.1.3. Sistema estructural y factores de reducción "R"**

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

185 No es común que los códigos definan explícitamente los sismos ni todos los estados límites asociados a cada  
186 objetivo de desempeño, en cambio, exigen que las estructuras sean diseñadas para fuerzas reducidas que se  
187 obtienen dividiendo el espectro elástico por el factor de reducción “R”. Se supone que con este procedimiento  
188 se otorga rigidez y resistencia a la estructura diseñada a bajos niveles de deformación (sismos moderados),  
189 siendo necesario evitar el colapso ante un sismo severo. Para ello es necesario dotarla de capacidad de  
190 deformación suficiente, seleccionando un mecanismo de colapso que maximice la capacidad de deformación y  
191 asegurando que la disipación de energía se desarrolle en secciones críticas preelegidas, manteniendo el resto  
192 de la estructura elástica. El sistema estructural y su diseño deben garantizar que las zonas de plastificación, o  
193 zonas críticas, se produzcan de acuerdo con el mecanismo de colapso seleccionado permitiendo el ingreso en  
194 rango plástico por flexión, evitando fallas frágiles prematuras, en flexión, corte, deslizamiento y fallas en los  
195 empalmes.

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

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

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

#### 220 **4.1.4. Estimación de la demanda**

221 En el diseño de estructuras, uno de los pasos fundamentales corresponde al modelamiento y análisis de éstas.  
222 En el modelamiento, la estructura y sus diferentes componentes, tales como columnas, vigas, muros, losas,  
223 fundaciones, entre otras, son representados numérica o analíticamente considerando las dimensiones,  
224 materialidad y comportamientos esperados de estos, mediante metodologías como el análisis matricial con  
225 elementos tipo barras (frames), o elementos finitos con elementos tipo membrana, cascarón (Shell) o  
226 volumétricos para casos especiales. El análisis de estos modelos permite determinar y cuantificar las demandas

227 o efectos locales y globales, tales como esfuerzos, desplazamiento, tensiones y deformaciones, que las  
228 diferentes cargas, a las cuales esté sometido la estructura, podrían producir sobre estas de acuerdo con las  
229 suposiciones incluidas en los modelos.

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

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

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

#### 250 **4.1.4.1. Análisis estático equivalente**

251 En este análisis se realiza una representación estática de las fuerzas sísmicas máximas que son inducidas por  
252 el movimiento del suelo en cada nivel de la estructura. Para esto, típicamente se determina un corte basal de  
253 acuerdo con la norma sísmica usada y luego este corte es distribuido en la altura de la estructura siguiendo  
254 alguna ley de distribución. En estructuras bajas, en que el primer modo de vibración es el predominante,  
255 comúnmente es usada una ley de triángulo invertido (ver Figura #1) para la distribución del corte basal en los  
256 distintos niveles; en casos en que la estructura aumenta en altura, otros modos de vibrar empiezan a ganar  
257 importancia y otros tipos de distribución son necesarios. Este método, es utilizado en diferentes normativas a  
258 nivel latinoamericano, pero está limitado a estructuras bajas o donde la ley de distribución en los diferentes  
259 niveles es conocida y compatible con los esfuerzos máximos esperados durante un terremoto para la estructura  
260 diseñada.

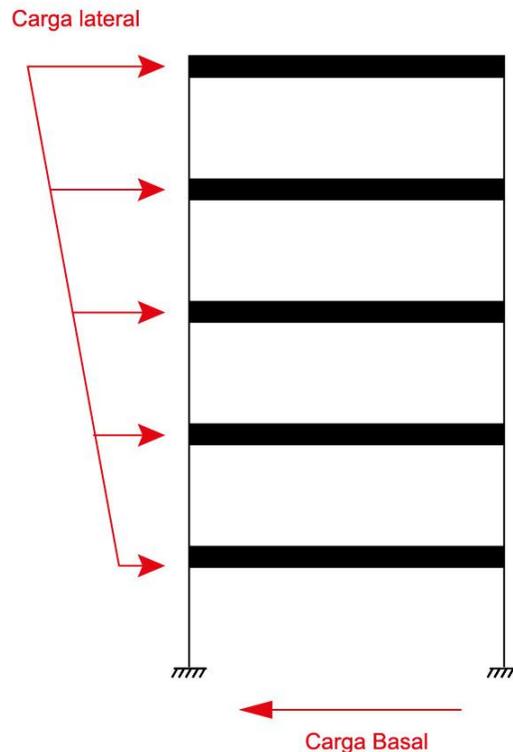


Figura 1. Análisis estático equivalente.

#### 4.1.4.2. Análisis modal espectral

264 En este análisis la respuesta dinámica de una estructura de  $n$  grados de libertad acoplados ante cargas sísmicas,  
 265 es representada por la respuesta de  $n$  osciladores de un grado de libertad, caracterizados cada uno de estos  
 266 por una forma modal y un periodo de vibrar (ver Figura 2). Para cada uno de estos osciladores se determinan  
 267 las máximas respuestas modales ante la carga sísmica de acuerdo con un espectro de respuesta (ver Figura 2),  
 268 los que son posteriormente combinados usando alguna metodología como CQC o SRSS, para determinar la  
 269 respuesta dinámica de la estructura (esfuerzos y deformaciones). Estas metodologías de combinación generan  
 270 la pérdida de los signos en los esfuerzos y desplazamientos, por lo que cualquier operación matemática entre  
 271 éstos (por ejemplo, restar los desplazamientos de entrepiso para obtener la deriva) debe ser realizada  
 272 modalmente y posteriormente combinado con CQC u otro método, no sobre los valores ya combinados.  
 273 Adicionalmente, a este análisis se aplican los factores de reducción ( $R$ ) mencionados en la sección anterior para  
 274 incorporar los efectos de disipación de energía y no-linealidad que experimentará la estructura durante un evento  
 275 sísmico y se limita el corte de diseño a un valor mínimo que muchas veces es una fracción del corte obtenido  
 276 con el análisis estático equivalente.

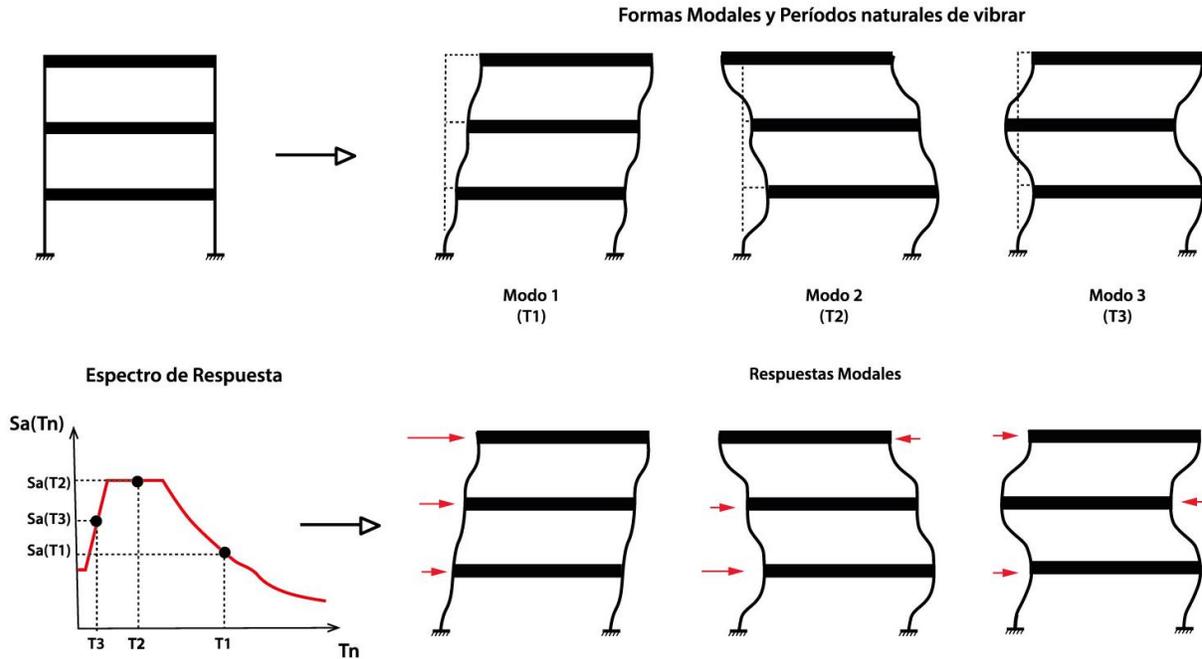


Figura 2. Análisis modal espectral.

277  
278

279

#### 4.1.4.3. Análisis tiempo historia

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

287

## 4.2. Análisis no lineal

288

### 4.2.1. Ventajas y desventajas

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

296

297

298

299

A pesar de las enormes ventajas de este método es necesario nombrar ciertas desventajas como la dificultad de implementarlo debido a los conocimientos necesarios, la gran cantidad de datos que se deben manejar y el tiempo de análisis y post proceso necesarios. También es necesario destacar que, aun cuando los resultados entregan información mucho más detallada y precisa que el análisis lineal, todavía no es posible anticipar la

300 respuesta de manera exacta. Esto se ha visto en varios concursos tipo “blind test” en los cuales se invita a  
301 varios equipos de profesionales e investigadores para que estimen la respuesta de estructura ensayadas en  
302 mesas vibratoras. Aun teniendo todos los datos de la estructura y los registros de la sollicitación, las  
303 estimaciones de la respuesta difieren enormemente entre los diferentes equipos y con respecto a la medida.

#### 304 **4.2.2. Consideraciones para modelación de elementos dúctiles y frágiles**

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

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

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

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

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

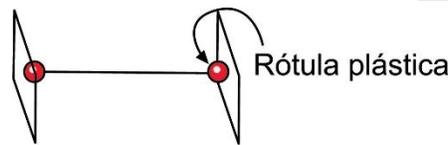
333 Ejemplos de acciones controladas por fuerza son el corte en los muros y vigas de concreto reforzado, la  
334 compresión en columnas de gravedad, flexión en vigas de transferencia, corte en el plano de diafragmas con  
335 transferencia entre distintas líneas resistentes, etc.

336 Por otro lado, las acciones controladas por deformación son aquellas en las que sí se permite la incursión  
337 inelástica, por lo que dicha acción no lineal debe ser incorporada en el modelo. Ejemplos de ésta son la flexión

338 en vigas de pórticos resistentes a momento, la flexocompresión en muros de concreto reforzado, la fluencia de  
339 los pernos de anclaje en columnas metálicas, etc.

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

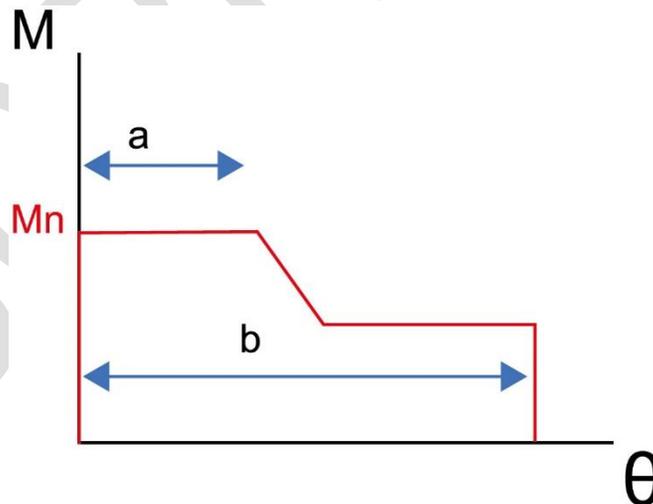
344 Los modelos de plasticidad concentrada se representan a través de rótulas plásticas y corresponden a rótulas  
345 que se colocan en serie con un elemento lineal de viga o columna. La rigidez inicial de dicha rótula plástica es  
346 infinita hasta que llega a su capacidad, donde su rigidez pasa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



351  
352

Figura 3. Rótula plástica concentrada.

353 La rótula plástica tiene información no solo de la resistencia del elemento, sino que también acerca de la  
354 capacidad de deformación o, dicho de otra manera, a qué niveles de deformación el daño es tal que su capacidad  
355 se ve disminuida. Esto es conocido como curva Fuerza – Deformación o “back-bone curve”. En la Figura 3 se  
356 puede observar un ejemplo de esto aplicado a la flexión de una viga.



357  
358

Figura 4. Curva de momento curvatura.

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

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

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

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

377 Un ejemplo se puede ver en la Figura 5, en donde el comportamiento a flexocompresión en el plano del muro  
378 ha sido modelado considerando plasticidad distribuida, mientras que tanto el corte como la flexión fuera del  
379 plano han sido consideradas como acciones controladas por fuerza y por ende modeladas mediante elementos  
380 de área elásticos en paralelo. En este caso, las secciones del muro de concreto reforzado han sido divididas en  
381 varias fibras tanto de concreto (gris) como de acero (negro), en las cuales el comportamiento uniaxial se obtiene  
382 a partir de las curvas tensión deformación ya sea del concreto o el acero y del área que de ellos exista en cada  
383 fibra.

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

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

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

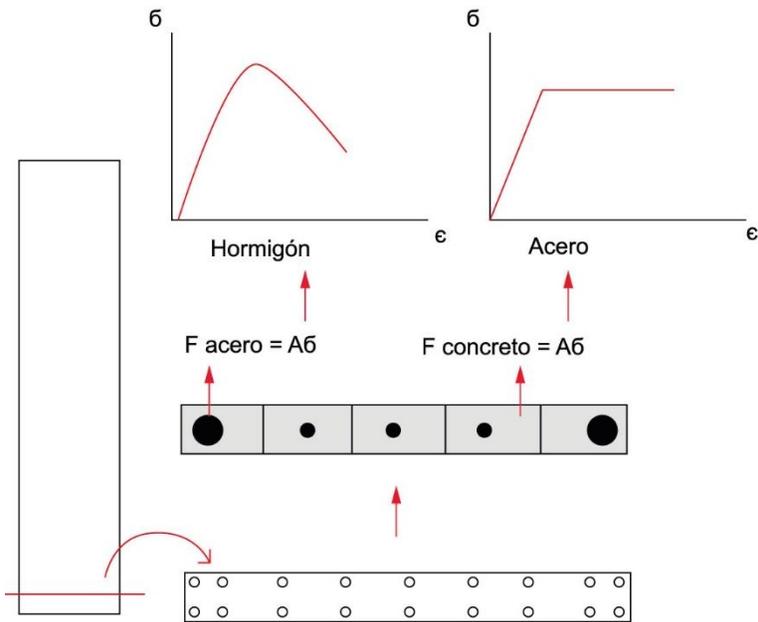


Figura 5. Ejemplo de modelo seccional de muro basado en fibras.

399  
400

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

405 Existen principalmente dos formas de considerar este amortiguamiento inherente: amortiguamiento de Rayleigh  
406 o amortiguamiento modal. En el primero de ellos, la matriz de amortiguamiento inherente “C” se obtiene  
407 mediante una suma ponderada de las matrices de masa y rigidez. Los factores de ponderación de cada una de  
408 ellas se definen de tal manera que el amortiguamiento en los modos relevantes (usualmente desde 0.2T hasta  
409 2.0T) no exceda un cierto valor (usualmente 2.5%). Un ejemplo de esto se ve en la Figura 6 en la cual se ha  
410 limitado el amortiguamiento a un valor menor de 2.5% entre los períodos 0.3s y 2.2s.

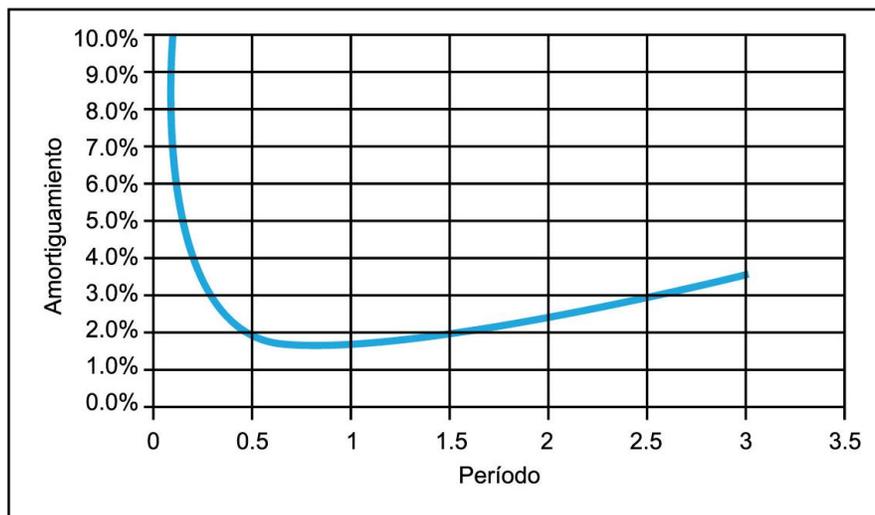


Figura 6. Amortiguamiento de Rayleigh.

411  
412

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

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

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

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

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

#### 430 **4.2.3. Definición de los registros**

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

438 Los registros para utilizar, para estudiar la respuesta sísmica de estructuras, deben ser seleccionados y  
439 escalados cuidadosamente. En general, se recomienda utilizar un mínimo de 3 registros para realizar un análisis  
440 dinámico. Estos registros deben representar el potencial de intensidad del sitio en estudio. Para la selección de  
441 las semillas iniciales se puede usar la base de datos del PEER Ground Motion Database del Pacific Earthquake  
442 Engineering Research Center definiendo como parámetros de busca magnitud, distancia a la falla, tipo de falla,  
443  $V_{s30}$ , similitud al espectro e intervalo de periodo a analizar.

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

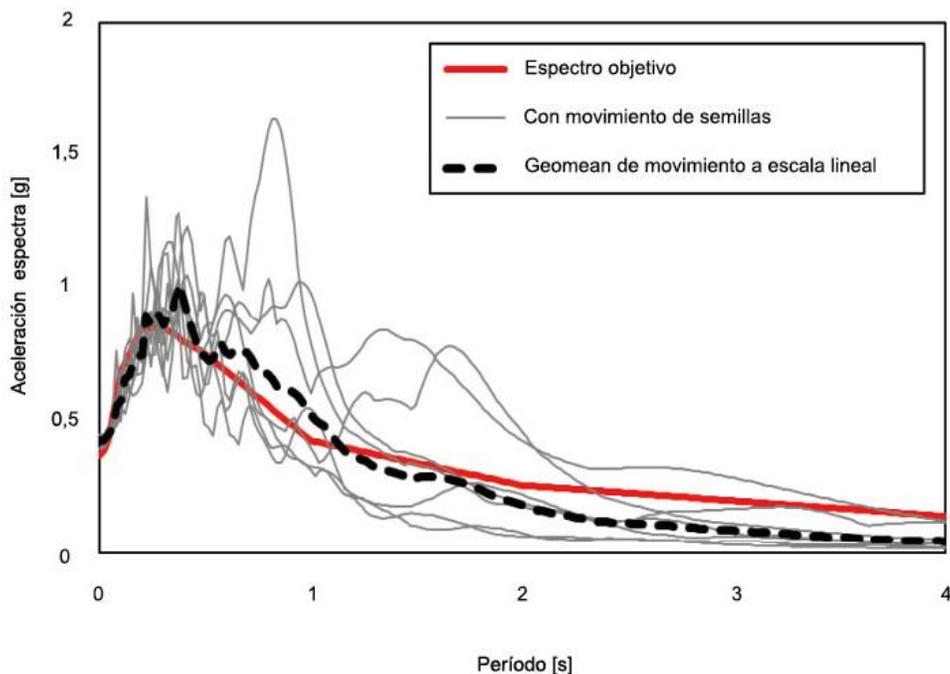
446 A partir de la selección de los registros semillas, comúnmente se utilizan 2 formas para escalar los espectros:  
447 Escalamiento Lineal (Linear Scaling) y Ajuste Espectral (Spectral Matching). En el primero, tal como indica su  
448 nombre, los registros son simplemente escalados linealmente para que el espectro de cada registro o el  
449 promedio de los registros seleccionados coincidan con el espectro de diseño en el intervalo de periodo de  
450 interés. Al escalar linealmente los espectros de respuesta de los registros, se hace coincidir la amplitud de los

451 registros seleccionados al espectro objetivo. El registro completo se escala por un factor constante. Se  
452 recomienda un factor de máximo 2. Factores muy altos pueden llevar a errores (Abrahamson, 2009).

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

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

461 Es importante mencionar que existen diferentes investigadores que sostienen que el Ajuste Espectral no debería  
462 ser utilizado ya que puede producir efectos no deseados, debido a la manipulación en frecuencia de los registros,  
463 como que la respuesta no lineal usando registros con el método Ajuste Espectral entrega resultados no  
464 conservadores al compararlos con resultados de espectros con el método de escalamiento lineal (Bazzurro &  
465 Luco 2006; Carballo & Cornell 2000; Iervolino & De Luca 2010; Huang et al. 2011 and Seifried 2013) . Sin  
466 embargo, existe otro grupo de investigadores que no concluyen lo mismo (Hancock et al. 2008; Heo et al. 2010;  
467 Huang et al. 2011 and Grant & Diaferia 2013). Estas diferencias de visión y resultado pueden ser atribuibles a  
468 la gran dispersión de los espectros escalados linealmente como se ve en las siguientes imágenes para un  
469 periodo de interés de 0.02-2.0s.



470  
471

Figura 7. Escalamiento lineal.

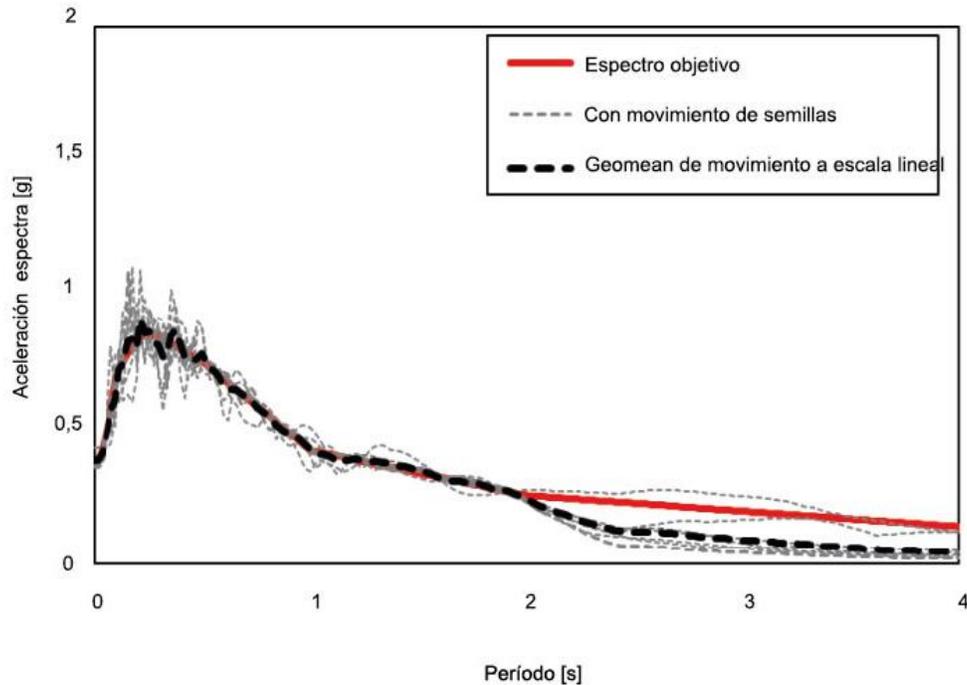


Figura 8. Ajuste espectral.

472  
473

474 En el espectro de la Figura 8 que se escaló con el método de Ajuste Espectral, este resulta en un espectro muy  
475 parecido al espectro objetivo, por lo tanto, es muy razonable asumir que generan una respuesta estructural  
476 consistente con la intensidad del movimiento esperado por el espectro objetivo (aunque por la naturaleza del  
477 método se modifica el contenido de las frecuencias). Lo mismo no puede ser dicho para el escalamiento lineal,  
478 aunque el espectro es bastante cercano al espectro objetivo en algunos rangos, en otros puede generar grandes  
479 demandas como se observa. Los peaks individuales de los espectros sobre el espectro objetivo representan  
480 una demanda sísmica mayor que la representada por el espectro objetivo y no son equivalentemente  
481 contrarrestados por los peaks bajo el espectro objetivo. Esto resulta en una respuesta promedio mayor para el  
482 escalamiento lineal que el espectro con el método de Ajuste Espectral.

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

#### 486 **4.2.4. Objetivos de desempeño para análisis no lineal**

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

494

#### 4.2.5. Estimación de la demanda

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

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

506

##### 4.2.5.1. Análisis Pushover Monotónico

507 Es uno de los métodos más usados para estimar la respuesta sísmica global de una estructura. Este análisis  
508 consiste en ejercer un patrón de carga lateral sobre la estructura, el cual se va incrementando para llegar a un  
509 desplazamiento objetivo (en este caso, el desplazamiento tiene un solo sentido), en un punto maestro de la  
510 estructura. También se puede usar como punto objetivo un esfuerzo máximo. Este análisis permite obtener la  
511 curva de capacidad de la estructura y además estimar los esfuerzos a los que ella será sometida a cierto nivel  
512 de deformación o carga. Durante este análisis, y a medida que las cargas van incrementando, el modelo va  
513 modificando o variando sus propiedades de rigidez de acuerdo con las leyes constitutivas y niveles de  
514 deformación en cada elemento. Uno de los factores más relevantes en este tipo de análisis es el patrón de carga  
515 a utilizar, el cual puede arrojar resultados que subestimen o sobreestimen la capacidad de la estructura, ya que  
516 son típicamente una representación única de la demanda sísmica sobre la estructura (carga máxima) y no  
517 pueden incorporar la variación de la demanda en el tiempo y tampoco, como es la interrelación entre la variación  
518 de la demanda según el cambio de las propiedades de la estructura. Por ejemplo, al igual que en el caso del  
519 análisis lineal con carga equivalente, uno de los patrones básicos utilizados para representar la carga sísmica  
520 es el triangular invertido, que se asemeja más al primer modo de una estructura, por lo que es conveniente usar  
521 en casos en que se estime que el comportamiento de la estructura estará dominado por el primer modo; pero  
522 si la estructura empieza a fluir o dañarse, esta carga ya no es representativa y pierde validez. Igualmente ocurre  
523 si se tienen estructuras en que otras formas de vibrar pueden intervenir en la respuesta dinámica de la  
524 estructura. Es por esto que se han desarrollado diversas metodologías para realizar este tipo de análisis. Uno  
525 de los enfoques que se han investigado es generar un patrón de cargas multimodal, en el cual se presenten  
526 combinados los efectos de los diversos modos, como el método presentado por Chopra y Goel (2002)  
527 denominado "Modal Pushover Analysis" o las modificaciones definidas por Chopra et. al. (2004), Kalkan y  
528 Kunnath (2006), Poursha y Amini (2015). Para este análisis, como no se producen ciclos de carga, se requiere  
529 solo conocer la envolvente de respuesta que representa el comportamiento de cada elemento o material  
530 modelado.

531

#### **4.2.5.2. Análisis Pushover Cíclico**

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

539

#### **4.2.5.3. Análisis Tiempo Historia**

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

551 **5. Procedimiento de análisis y diseño**

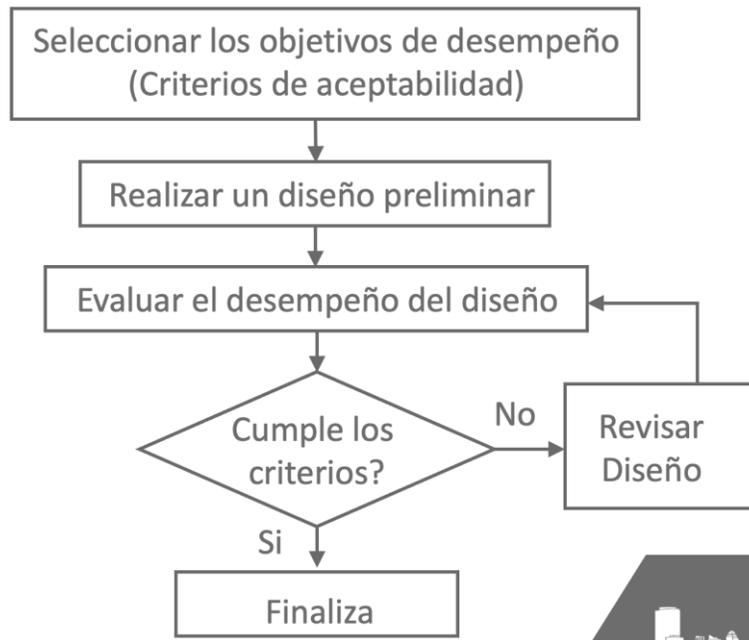
552 **5.1. Generalidades**

553 El análisis y diseño de las edificaciones se debe realizar de modo que la estructura tenga las siguientes  
554 características:

- 555 1. Un comportamiento inelástico bien definido, donde las acciones y elementos no lineales se encuentren  
556 claramente establecidos, y todos los demás elementos hayan sido diseñados de manera que sean más  
557 resistentes que la demanda impuesta por los elementos diseñados para experimentar un  
558 comportamiento no lineal (método de diseño por capacidad).  
559 2. Los sistemas estructurales y no estructurales del edificio deben responder de acuerdo con los objetivos  
560 de desempeño establecidos en la sección 3.3 del presente documento.  
561 3. Es importante que la estructura tenga una capacidad de deformación adicional para la eventualidad de  
562 un sismo mayor que el sismo máximo considerado (SMC).

563 Los pasos para el diseño basado en desempeño son los siguientes:

- 564 1. Definición de Objetivos de Desempeño. Capítulo 3.3.  
565 2. Definición del Sismo y Probabilidad de ocurrencia (Niveles de Sismo). Capítulo 3.1.  
566 3. Definición de los Daños Esperados (Niveles de Desempeño). Capítulo 3.2.  
567 4. Diseño Conceptual o Inicial: Diseño por Capacidad y Mecanismo de Colapso. Capítulo 5.4.  
568 5. Evaluación de los Objetivos de Desempeño y Criterios de Aceptación. Capítulo 6.  
569 6. Diseño Final  
570 7. Revisión por "Peer Review"



571  
572

Figura 9.

573

## 5.2. Caracterización del movimiento del suelo

574

### 5.2.1. Clasificación del suelo

575

La metodología para la clasificación sísmica de suelos tiene presente que la amplificación sísmica de un terreno no está directamente relacionada con propiedades y/o índices que se asocian a la resistencia de los suelos. En cambio, se reconoce que los parámetros que representan las propiedades de rigidez dinámica (o deformabilidad) del sitio, sí correlacionan con el fenómeno de amplificación del terreno. Adicionalmente, se plantea que un parámetro importante que proporciona información vital relativa a la amplificación sísmica corresponde al periodo o frecuencia fundamental de vibración de un sitio.

576

577

578

579

580

581

La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelos y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito es dependiente del parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores y se puede asociar a la velocidad de onda de corte en media armónica de los primeros 30 metros del suelo ( $V_{s30}$ ). Este parámetro se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

582

583

584

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n V_{s-i}}$$

585

586

Ecuación 1.

587

Dónde:

588

- $V_{s-i}$  Velocidad de ondas de corte del estrato  $i$ , en m/s

589

- $h_i$  Espesor del estrato  $i$ , en metros

590

- $n$  Número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

591

En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda al menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En caso de que la profundidad del sello de fundación ( $D_f$ ) más 15 metros resulte mayor que 30 metros, los parámetros geotécnicos requeridos en la Tabla 4 deben calcularse a la profundidad  $D_f + 15$  metros. En este caso el parámetro  $V_{s30}$  debe reemplazarse por en la expresión  $V_{s(D_f+15)}$ , en que  $n$  es igual al número de estratos en la profundidad  $D_f + 15$  metros superiores del terreno.

592

593

594

595

596

La velocidad de propagación de las ondas de corte debe ser medida por ensayos down-hole, cross-hole o sonda de suspensión o a partir de mediciones de ondas superficiales (ondas de Rayleigh), por métodos como SASW, MASW o ReMi. En estos casos se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se permite estimar  $V_s$  a partir de ondas  $V_p$ .

597

598

599

600

601

602

603

La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramientos rocosos y, por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación debe considerar unidades o niveles, que van desde el mejor comportamiento (suelo rocoso) al de mayor exigencia sísmica (suelo blando)

604

605

606

607 La clasificación sísmica del terreno de fundación se debe realizar de acuerdo con lo especificado en la Tabla #4.  
608 Se indican a continuación los requisitos para clasificar cada tipo de suelo.

#### 609 **5.2.1.1. Suelo tipo A**

610 Se incluyen en esta categoría rocas o suelos cementados. Se debe justificar el valor de  $V_{s30}$ , más RQD en roca  
611 y  $q_u$  en suelo cementado, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el  
612 perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/s, no será necesaria  
613 la justificación de RQD, ni  $q_u$ .

614 Cuando la estructura se apoya íntegramente en el basamento rocoso y este basamento cumple las  
615 características geotécnicas antes indicadas, independientemente de los materiales geotécnicos existentes sobre  
616 el sello de fundación, el sitio clasifica como suelo Tipo A.

#### 617 **5.2.1.2. Suelo tipo B**

618 Se incluyen en esta categoría rocas blandas o fracturadas, suelos muy densos o suelos muy firmes. Se debe  
619 justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas, y  $q_u$  en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares  
620 gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una detallada  
621 descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie  
622 natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

623 En el caso que solo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$   
624 aumenta monótonamente con la profundidad y, además, se cumple que  $V_{s30} > 500$  m/s, se puede clasificar  
625 automáticamente como suelo Tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

626 Una excepción son las gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros (medidos a partir de la superficie  
627 natural), las cuales clasifican como suelo Tipo B sin necesidad de medir  $V_s$ , ni presentar la descripción  
628 estratigráfica detallada. El sustento para establecer la presencia de gravas fluviales de espesor mayor o igual a  
629 30 metros puede ser de tipo geológico, o información confiable y demostrable de sectores del entorno  
630 inmediato.

#### 631 **5.2.1.3. Suelo tipo C**

632 Se incluyen en esta categoría suelos denso o suelo firme. Se debe justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas,  
633 y  $q_u$  en el caso de suelos finos.

634 En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá  
635 proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos desde la  
636 superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

637 En el caso que solo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$   
638 aumenta monótonamente con la profundidad y, además, se cumple que  $V_{s30} > 350$  m/s, se puede clasificar  
639 automáticamente como Suelo Tipo D, sin necesidad de mayores mediciones.

640

#### 5.2.1.4. Suelo tipo D

641 Se incluyen en esta categoría suelos medianamente densos. Se debe justificar Vs30, más N1 en caso de arenas,  
642 y Su en el caso de suelos finos.

643 En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones del índice de penetración, al menos cada  
644 un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que  $N1 \geq 30$  golpes/pie, se puede clasificar  
645 automáticamente el terreno como suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de  
646 medición del N-SPT se aceptan en total no más de 5 metros con N1 en el rango de 20 - 29 golpes/pie.

647 En el caso que sólo se disponga del perfil de Vs en profundidad y que dicho perfil indique claramente que Vs  
648 aumenta monótonamente con la profundidad y, además, se cumple que  $Vs30 > 180$  m/s, se puede clasificar  
649 automáticamente como suelo Tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

650

#### 5.2.1.5. Suelo tipo E

651 Se incluyen en esta categoría suelos blandos. Se debe justificar Vs30, más N1 en caso de arenas y Su en el  
652 caso de suelos finos.

653

#### 5.2.1.6. Suelo tipo F

654 Existen depósitos de suelos que por sus características geotécnicas singulares no permiten ser caracterizados  
655 sísmicamente dentro de los suelos tradicionales y, por tanto, requieren de estudios especiales como, por  
656 ejemplo, estudios de amplificación. En esta categoría podemos encontrar:

- 657 • Suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados,  
658 con índice de penetración estándar N1 menor que 30 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de  
659 sobrecarga de 0,10 MPa).
- 660 • Suelos susceptibles de densificación por vibración.
- 661 • Suelos colapsables.
- 662 • Suelos orgánicos.
- 663 • Suelos finos saturados con límite líquido superior a 80 y espesores superiores a 20 metros.
- 664 • Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10.

665 También, deben ser objeto de un estudio particular, aquellos terrenos con topografía irregular, donde pueda  
666 existir fenómenos de amplificación local.

667 Cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo, se  
668 debe optar por la clasificación sísmica que resulte en el caso más desfavorable.

Suelo Tipo		V <sub>s30</sub> (m/s)	RQD	q <sub>u</sub> (MPa)	(N <sub>1</sub> ) (golpes / pie)	S <sub>u</sub> (MPa)	T <sub>nak</sub> (s)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10 (e <sub>qu</sub> ≤ 2%)			< 0.15 (o H/V plano)
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o firme	≥ 500		≥ 0.40 (e <sub>qu</sub> ≤ 2%)	≥ 50		< 0.30 (o H/V plano)
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0.30 (e <sub>qu</sub> ≤ 2%)	≥ 40		< 0.40 (o H/V plano)
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05	< 1.0
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	< 0.05	/
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*	

Tabla 4. Clasificación del suelo

669

670 Donde:

- 671 • N<sub>1</sub>: Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa.
- 672 Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.
- 673 • RQD: Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032.
- 674 • q<sub>u</sub>: Resistencia a la compresión simple del suelo.
- 675 • e<sub>qu</sub>: Deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el
- 676 ensayo de compresión simple.
- 677 • S<sub>u</sub>: Resistencia al corte no-drenada del suelo.
- 678 • T<sub>nak</sub>: Periodo predominante del terreno estimado mediante la razón espectral H/V (método de
- 679 Nakamura).
- 680 • H/V plano: Razón espectral H/V sin un valor máximo definido.

681 Se deben investigar las propiedades dinámicas del suelo bajo la estructura. No obstante, lo señalado  
682 anteriormente, se pueden evaluar condiciones especiales, para ser aplicadas en proyectos de pequeña  
683 envergadura, donde exploraciones muy acuciosas hagan inviable el desarrollo de un estudio con dicho nivel de  
684 detalle, lo anterior mediante un marco conservador, que permita asegurar el correcto desempeño de la  
685 edificación.

686 Nota: La respuesta del suelo depende además de la intensidad, contenido de frecuencia y duración del sismo y  
687 son características importantes en cuanto a la destructividad de los terremotos o sismos.

### 688 **5.2.2. Definición de la amenaza sísmica**

689 La amenaza sísmica es la evaluación del nivel de intensidad (ejemplo: aceleración máxima de suelo) que puede  
690 ocurrir en un sitio o zona en un plazo de tiempo determinado, debido a las fuentes sísmicas activas que pueden  
691 afectar dicho sitio, representada en códigos de diseño sísmico por medio de una zonificación sísmica.

692 Para una buena estimación de la amenaza sísmica, es necesario, conocer detalladamente las características de  
693 todas las fallas activas (geometría, tasas de recurrencia según magnitud, distribución de la distancia y la fuente  
694 y el sitio y curvas de atenuación para la intensidad usada, que contienen las características de la fuente y el  
695 camino recorrido por las ondas sísmicas en la corteza) en la zona que puedan generar movimientos sísmicos  
696 relevantes para la estructura. La evaluación de la amenaza sísmica se puede desarrollar en forma determinística  
697 o probabilística, según las fuentes o fallas activas en la zona y el nivel de conocimientos sobre estas.

### 698 **5.2.3. Efectos de falla cercana**

699 Sitios ubicados a poca distancia de sismos de gran magnitud puede estar sujetos al fenómeno sísmico conocido  
700 como “pulso por directividad de la ruptura” y “salto de desplazamiento” presente en registros cercanos a la  
701 fuente sísmogénica (falla cercana). El capítulo 11 de la ASCE 7-16 define las siguientes condiciones para  
702 considerar los efectos de falla cercana:

- 703 • Fallas con distancias menores a 15 km para sismos con  $M_w > 7$
- 704 • Fallas con distancias menores a 10 km para sismos con  $M_w > 6$

705 Los movimientos del suelo en sitios sujetos a pulso por directividad de la ruptura, tienen una mayor probabilidad  
706 de tener características similares a pulsos de series velocidad – tiempo.

707 Cuando los resultados de desagregación indiquen que las fallas cumplen con los criterios anteriormente  
708 mencionados, se deberá considerar los efectos de falla cercana en el sitio.

709 Para sitios sujetos a efectos de falla cercana, se deben aplicar métodos apropiados para considerar los efectos  
710 por directividad de la ruptura en los espectros de respuesta de aceleración objetivo utilizados para la selección  
711 del movimiento del suelo, ya sea para el sismo de diseño o el máximo sismo considerado. También se  
712 considerarán las incertidumbres asociadas con los modelos de directividad alternativos, incluida la opción de  
713 ignorar la directividad.

### 714 **5.2.4. Selección y modificación de los registros de movimientos sísmicos**

715 Esta representación alternativa de la demanda sísmica, por medio de registros tiempo historia de aceleración  
716 utilizados para estudiar la respuesta sísmica de estructuras, debe ser seleccionada, generada y/o escalada  
717 cuidadosamente, ya que puede producir efectos no deseados, debido a la manipulación en frecuencia de los  
718 registros. Los mismos pueden ser seleccionados a partir de registros reales que reflejen correctamente las  
719 propiedades de las fuentes sísmicas (magnitud y tipo de falla), capas de suelo y topografía del proyecto en  
720 estudio (en caso de existir); por medio de semillas de registros de magnitud menor que luego son escaladas y  
721 modificadas; o registros artificiales. En general, el mínimo de registros exigido para realizar un análisis dinámico

722 es 3, sin embargo, los códigos incentivan el uso de una mayor cantidad (usualmente 7 u 11 registros)  
 723 considerando la respuesta promedio de ellos en vez de la máxima. Los registros deben representar el potencial  
 724 de intensidad del sitio en estudio (fuentes sísmicas, efectos del suelo y topográficos).

725 En casos de condiciones especiales tanto de las fuentes sísmicas locales como de suelos especiales,  
 726 condiciones topográficas u otra consideración, se deben realizar estudios de amenaza sísmica particulares para  
 727 el sitio, donde se determinen los espectros de demanda o alternativamente los registros de aceleración (tiempo  
 728 historia) para el proyecto particular.

729 **5.3. Requisitos para el análisis**

730 **5.3.1. Propiedades de resistencia y rigidez**

731 Los modelos estructurales deben incorporar estimaciones realistas de rigidez y resistencia considerando el nivel  
 732 anticipado de excitación y daño. Se deben utilizar las propiedades esperadas de los materiales a diferencia de  
 733 las propiedades nominales o especificadas. En vez de una justificación detallada, se pueden utilizar los valores  
 734 proporcionados en las Tablas 5 y 6 para las resistencias esperadas de los materiales y las estimaciones de la  
 735 rigidez de los componentes, respectivamente.

Material		Resistencia esperada
Resistencia a la fluencia para		Resistencia
Acero estructural	Perfiles y barras estructurales laminadas en caliente	
	ASTM A36/A36M	1,5 $F_y$
	ASTM A572/A572M Grado 42 (290)	1,3 $F_y$
	ASTM A992/A992M	1,1 $F_y$
	Todos los demás grados	1,1 $F_y$
	Secciones estructurales huecas	
	ASTM A500, A501, A618 y A847	1,3 $F_y$
	Tuberías de acero	
	ASTM A53/A53M	1,4 $F_y$
	Placas	1,1 $F_y$
	Todos los demás productos	1,1 $F_y$
	Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo	1,17 veces el $f_y$ especificado
	Resistencia máxima para el hormigón	1,3 veces el $f'_c$ especificado

736  
737

Tabla 5. Resistencias esperadas de los materiales.

Elemento	Rigidez a usar
Muros estructurales	Flexión – 1,0 $E_c^{*}$ ** Corte – 0,5 $A_g$
Muros subterráneo	Flexión – 0,8 $I_g$ Corte – 0,8 $A_g$
Vigas de acople	Flexión – 0,2 $I_g$ Corte – 1,0 $A_g$
Diafragmas (en el plano)	Flexión – 0,25 $I_g$ Corte – 0,25 $A_g$
Vigas de pórtico resistentes a momento	Flexión – 0,35 $I_g$ Corte – 1,0 $A_g$
Columnas de pórtico resistentes a momento	Flexión – 0,7 $I_g$ Corte – 1,0 $A_g$

Tabla 6. Propiedades de rigidez del hormigón armado.

738  
739

740 \*El módulo de elasticidad se basa en las siguientes ecuaciones:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{para } f'_c \leq 41 \text{ MPa}$$

741

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa} \quad \text{para } f'_c > 41 \text{ MPa (de acuerdo a ACI 363R-92)}$$

742 \*\*Los elementos de fibra no lineales responden automáticamente por la fisuración del hormigón, puesto que  
743 las fibras del hormigón tienen menor resistencia a tracción. La rigidez a flexión de cualquier elemento  
744 modelado con fibras requiere ser modificada.

### 745 5.3.2. Modelo matemático

#### 746 5.3.2.1. Generalidades

747 Se deben usar modelos matemáticos tridimensionales de la estructura física que representen la distribución  
748 espacial de la masa y rigidez de la estructura hasta donde sea adecuado para calcular los aspectos significativos  
749 de la respuesta dinámica del edificio. Los modelos estructurales deben incorporar cálculos realistas de la rigidez  
750 y amortiguamiento considerando los niveles previstos de excitación y daño (Tablas 5 y 6).

751 Cuando sea significativo, se debe incluir explícitamente en el análisis dinámico no lineal, la contribución al efecto  
752  $P-\Delta$  de todas las cargas permanentes de la edificación.

753 Además de los elementos y componentes del sistema resistente a fuerzas laterales, en el modelo matemático  
754 se deben incluir todos los otros elementos y componentes que combinados contribuyan o afecten  
755 significativamente la rigidez local o total de la estructura.

#### 756 5.3.2.2. Unión viga – columna de marcos metálicos

757 En el análisis de marcos resistentes a momento de acero se debe considerar la flexibilidad de los nudos,  
758 incluyéndose la sección panel determinada por la intersección de las vigas que llegan a ellos. Como alternativa  
759 a un modelo explícito de la zona panel viga – columna, se puede modelar la viga sin cacho rígido (largo flexible  
760 hasta el eje de la columna)

761

### **5.3.2.3. Diagrama de piso**

762 Si fuera necesario, en el modelo matemático se deben incluir los diafragmas de piso usando propiedades de  
763 rigidez realistas. Independientemente de la rigidez o flexibilidad relativa de los diafragmas de piso, la flexibilidad  
764 de los diafragmas con transferencia de fuerzas significativa (por ejemplo, niveles de trancamiento donde se  
765 produce un cambio brusco de resistencia y rigidez por la adición de nuevos ejes resistentes) se debe incluir  
766 explícitamente en el modelo matemático. En el diseño de los diafragmas se deben considerar tanto los esfuerzos  
767 de corte como los de flexión. En las discontinuidades de los diafragmas, como aberturas y esquinas entrantes,  
768 se debe evaluar la disipación o transferencia de fuerzas de los colectores a los ejes resistentes.

769 En el caso de no considerar la no linealidad en diafragmas de piso fuera del plano, se debe reducir la rigidez  
770 fuera del plano para reproducir resultados concordantes con la capacidad del diafragma.

771

### **5.3.2.4. Bases de columnas**

772 Se deben usar suposiciones realistas para representar la fijación de la base de las columnas. Se puede  
773 considerar que una base de columna está empotrada cuando la conexión de la base de la columna a la fundación  
774 es capaz de transferir las fuerzas y deformaciones de la columna hacia la fundación con una rotación  
775 insignificante de la unión, considerando la flexibilidad de la fundación.

776

## **5.3.3. Modelos analíticos de los componentes**

777

### **5.3.3.1. Elementos no lineales**

778 Las curvas constitutivas e histeréticas de todos los componentes no lineales deben estar basadas ya sea en  
779 experiencia documentada que apoye los supuestos considerados o en ensayos específicos del componente.

780 Para efectos de determinar las resistencias de las secciones críticas, se deben utilizar las expresiones indicadas  
781 en el código del material vigente usando los valores de resistencia esperados indicados en la tabla 5 y un factor  
782 de minoración de resistencia  $\phi=1.0$ .

783

### **5.3.3.2. Dispositivos para la modificación de la respuesta**

784 Si se usan dispositivos para modificar la respuesta sísmica (como aislación sísmica o disipadores de energía),  
785 se deben incluir en el análisis las propiedades de dichos dispositivos, las cuales deben estar respaldadas  
786 mediante ensayos de laboratorio. Si las propiedades de estos dispositivos varían significativamente, las  
787 simulaciones de respuesta de la estructura deben usar modelos adicionales que incorporen las condiciones de  
788 borde superiores e inferiores de dichas propiedades. Si los dispositivos tienen un límite funcional más allá del  
789 cual dejan de operar (por ejemplo, un límite de desplazamiento) debe estar representado en el modelo analítico  
790 (siempre cuando dicho límite sea superado).

791

## **5.3.4. Interacción Suelo – Estructura**

792 Con el fin de evaluar la respuesta del sistema de fundación se podrá usar los métodos de interacción suelo -  
793 estructura. Para lo cual se definen dos tipos de modelación:

794 “Substructure approach”: en este modelo la respuesta del suelo es representada mediante resortes orientados  
795 verticalmente en la mayoría de los casos, aunque puede ser incorporados resortes horizontales que permiten  
796 evaluar la respuesta horizontal de la fundación.

797 “Direct analysis approach”: en este modelo la respuesta del suelo y de la estructura, cinemática e inercialmente,  
798 son modeladas mediante elementos finitos. Este modelo requiere una cantidad importante de parámetros de  
799 entrada para garantizar un análisis de respuesta confiable o acorde a las condiciones de un sitio. Su uso  
800 habitualmente se limita a proyectos de gran envergadura.

801 Los efectos de la respuesta sísmica de una estructura analizados mediante SSI generalmente son analizados de  
802 manera desacoplada, mediante lo cual se identifica la variación en la respuesta sísmica de un sistema de  
803 fundación respecto de la respuesta en campo libre para un tipo de suelo determinado. Por lo cual el efecto de  
804 interacción se puede dividir en una componente de **interacción cinemática**, la cual permite evaluar la respuesta  
805 sísmica considerando sólo el efecto de la rigidez del sistema de fundación; y en una componente **interacción**  
806 **inercial** que permite evaluar la respuesta considerando la sollicitación inercial de la estructura, así como las  
807 deformaciones que ella produce en el sistema de fundación producto de la rigidez del suelo.

808 **Interacción cinemática:** principalmente lo componen dos tipos de efectos, “base slab averaging” y “embedment  
809 effects”.

810 **Interacción inercial:** principalmente lo componen tres tipos de efectos, “period lengthening”; “radiation  
811 damping” y “soil damping”.

812 Nota: Los criterios anteriormente mencionados para el análisis y diseño de estructuras considerando interacción  
813 suelo – estructura, se encuentran detallados en el documento anexo titulado “**Recomendaciones para análisis**  
814 **de interacción suelo – estructura, y amplificación por efectos locales**”

### 815 **5.3.5. Amortiguamiento**

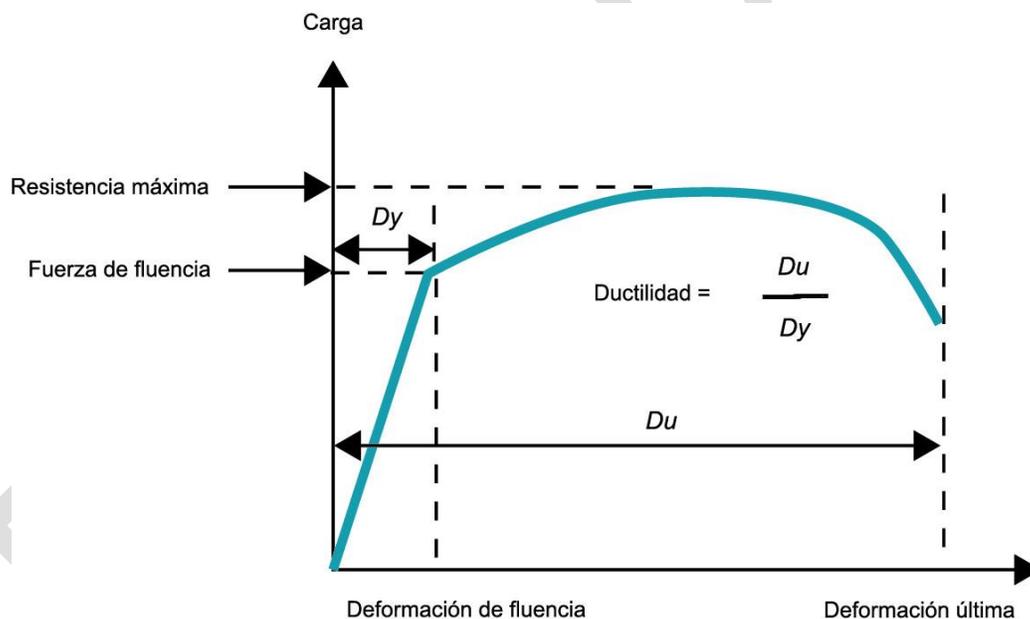
816 Gran parte de la disipación de energía se capturará mediante la modelación explícita del ciclo histerético de los  
817 elementos inelásticos. De todos modos, se puede incluir un pequeño amortiguamiento viscoso equivalente o un  
818 amortiguamiento proporcional a una combinación de masa y rigidez para representar el amortiguamiento  
819 inherente de la estructura. El amortiguamiento inherente adicional no debe exceder el 2.5% del amortiguamiento  
820 crítico en los modos principales.

821 Mediante un amortiguamiento viscoso equivalente se puede considerar el efecto del amortiguamiento de los  
822 elementos estructurales que no se hayan incorporado en el modelo de análisis (por ejemplo, columnas estáticas  
823 si éstas no fueron modeladas), del efecto de la interacción suelo – estructura y de los componentes no  
824 estructurales. La cantidad de amortiguamiento viscoso debe basarse en las características específicas del diseño  
825 del edificio y puede quedar representado por el amortiguamiento modal, por amortiguamiento viscoso modelado  
826 explícitamente, o por un amortiguamiento proporcional a la rigidez y a la masa (por ejemplo, amortiguamiento  
827 Rayleigh). En la sección 2.4 de ATC-72 (ATC 2009) se discute y se dan recomendaciones sobre como considerar  
828 en el análisis el amortiguamiento viscoso en el análisis de edificios altos.

## 5.4. Ductilidad y diseño por capacidad

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

839 La ductilidad ( $\mu$ ) representa la capacidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite  
 840 elástico sin que se reduzca su capacidad de resistir cargas. En general, se define como la razón entre la máxima  
 841 deformación y la deformación correspondiente al inicio de la fluencia (ver Figura 10). Por ejemplo, a nivel de  
 842 los materiales se define a partir de la relación tensión-deformación; en elementos en flexión se define a partir  
 843 de la curva momento-curvatura; y a nivel de un sistema estructural queda definida por la relación fuerza-  
 844 desplazamiento de la estructura.



845

846

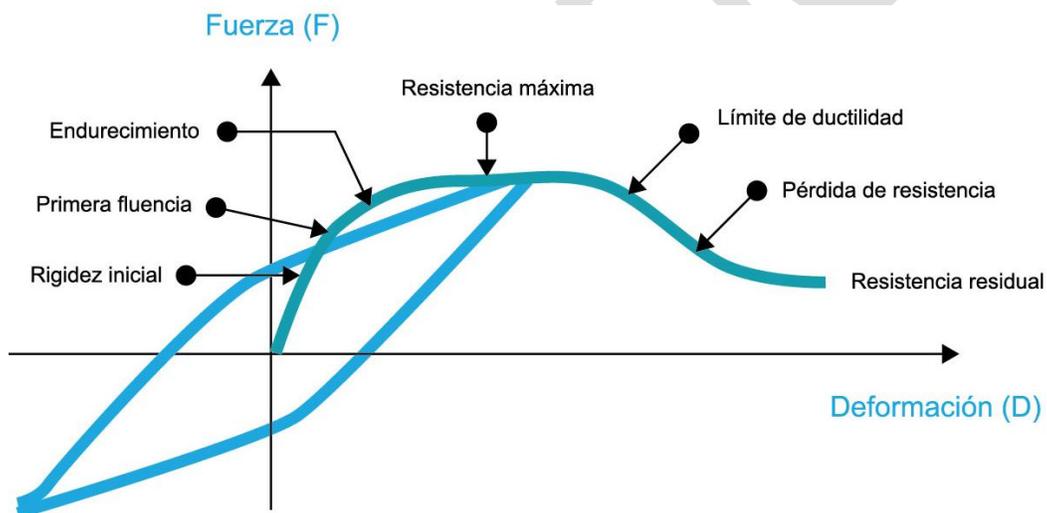
Figura 10. Definición de ductilidad.

847 El nivel de ductilidad de una estructura queda definido por la cantidad de elementos estructurales que tienen un  
 848 comportamiento dúctil. Para asegurar el comportamiento dúctil de la estructura, los modos de falla frágiles  
 849 deben de tener un factor de seguridad respecto de los elementos dúctiles, de forma que la fluencia de estos  
 850 siempre preceda la ocurrencia de los anteriores.

851 Los principales efectos de la existencia de ductilidad en una estructura son:

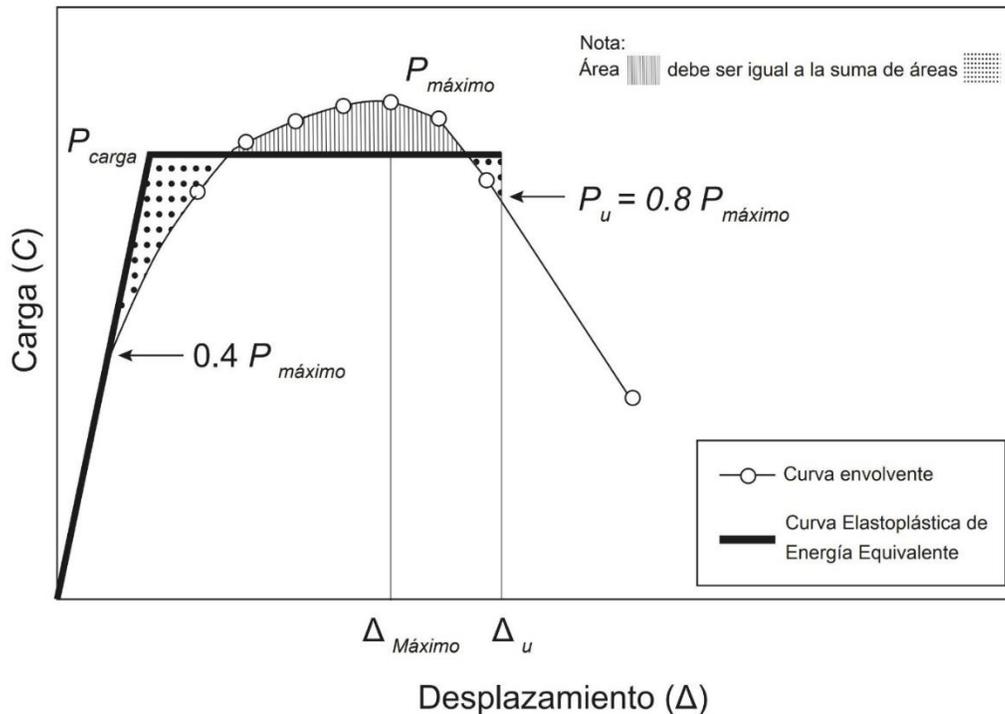
- 852 e) Es una indicación de inicio de la falla o de daño excesivo.
- 853 f) Redistribución de esfuerzos internos en estructuras hiperestáticas.
- 854 g) Reducción de esfuerzos internos en elementos restringidos de estructuras hiperestáticas.
- 855 h) Aumento de la capacidad total de la estructura.
- 856 i) Disipación de energía en estructuras sometidas a cargas por sismo.

857 En elementos o sistemas estructurales sometidos a cargas cíclicas y que tienen respuesta histerética, es posible  
858 definir la ductilidad a través de representar la respuesta global por una curva envolvente (Figura 11), para la  
859 cual se pueden encontrar un punto de fluencia y un desplazamiento último que representa el estado límite de  
860 falla. Por ejemplo, un método para determinar el punto de fluencia consiste en representar la curva envolvente  
861 por una curva elasto-plástica de energía equivalente, (EEEP). La curva EEEP se define de forma que el área bajo  
862 ella sea igual al área bajo la curva envolvente obtenida anteriormente, considerando la rigidez elástica y calculado  
863 hasta el desplazamiento último de la curva envolvente (Figura 11). El desplazamiento último es el máximo  
864 desplazamiento medido, pero no debe ser mayor que el valor de desplazamiento asociado a una fuerza igual a  
865 80% de la resistencia máxima de la envolvente, como se muestra en la Figura .



866  
867

Figura 11. Curva envolvente de una respuesta histerética medida.



868  
869

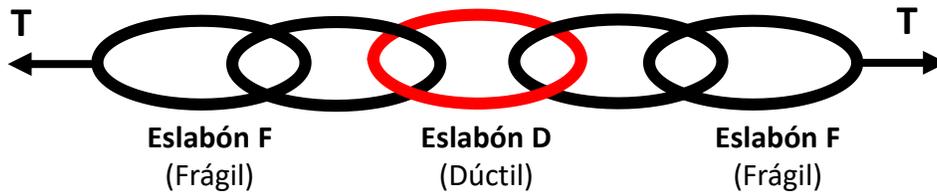
Figura 12. Ejemplo de curva EEEP para determinar el punto de fluencia de una envolvente.

870 En ocasiones puede no ser factible proveer de ductilidad a todos los componentes de una estructura. Esto  
871 puede ser por razones económicas o porque los modos de falla de varios elementos son de baja o nula ductilidad  
872 (modos de falla frágiles). Por lo tanto, es necesario identificar los elementos que se diseñarán como dúctiles  
873 para asegurar que estos elementos alcancen la fluencia, antes que los elementos frágiles alcancen su resistencia  
874 máxima. Este principio de diseño se llama Diseño por Capacidad.

875 El diseño por capacidad puede explicarse con el modelo de una cadena (ver Paulay y Priestley, 1992) sometida  
876 a tracción. La cadena representa un sistema estructural, mientras que los eslabones son los elementos  
877 estructurales del sistema, elementos frágiles y dúctiles (Figura ). Los comportamientos (relaciones fuerza-  
878 desplazamiento) de los elementos frágiles y dúctiles de la cadena se pueden ver en la Figura 14 y Figura ,  
879 respectivamente. En el caso del diseño tradicional, como todos los elementos de la cadena están sometidos a  
880 la misma fuerza  $T$ , la resistencia de diseño puede ser la misma para todos los elementos ( $T_uF = T_yD$ ) y, por lo  
881 tanto, la fuerza máxima que se puede aplicar a la cadena sería  $T_y = T_uF = T_yD$ , como se puede ver en la Figura  
882 14 y Figura 15. El alargamiento total de la cadena es igual a la suma de los alargamientos de cada eslabón. Al  
883 ocurrir la falla, el alargamiento en este caso resulta ser  $4\delta u_F + \delta y = 5\delta y$ . Se observa que la respuesta global de  
884 la cadena es frágil (Figura ).

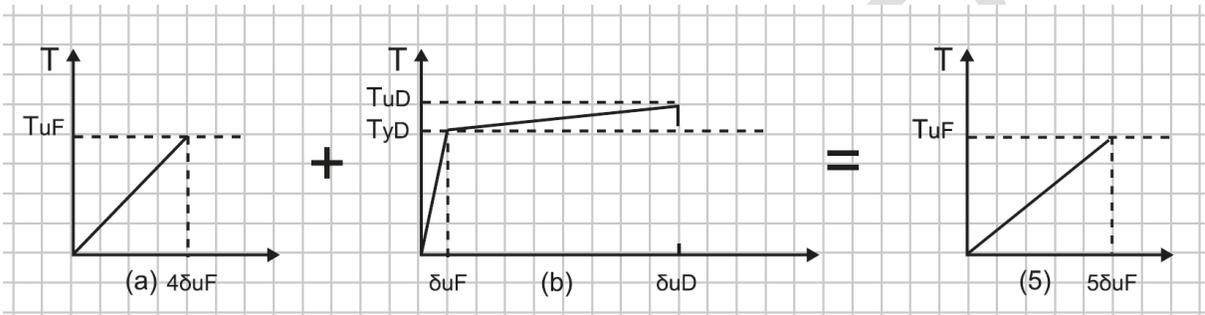
885 En el caso del diseño por capacidad, los elementos frágiles se deben diseñar de forma tal que tengan una  
886 resistencia mayor que la máxima resistencia que es capaz de desarrollar el elemento dúctil. En este ejemplo, se  
887 requiere que los eslabones frágiles cumplan con que su resistencia  $T_uF$  sea mayor que la máxima resistencia  
888 de los eslabones dúctiles  $T_yD$ , es decir  $T_uF > T_yD$  (Figura y Figura ), de lo que resulta que la fuerza máxima  
889 que puede aplicarse a la cadena es  $T_yD$ . Notar que, dado que se ha definido un elemento dúctil con ductilidad  
890  $\mu = 8$  (ver en Figura 15 que  $\delta u_D = 8 \delta y_D$ ), entonces el alargamiento máximo que puede alcanzar la cadena es  
891  $\delta u > 12 \delta y$ . El comportamiento de la cadena diseñada por capacidad es dúctil, y la falla ocurre en el eslabón  
892 dúctil para un alargamiento de la cadena sustancialmente mayor que en el caso anterior, sin que sufran daño

893 los elementos frágiles. El eslabón dúctil se comporta como un elemento de sacrificio o fusible, que concentra  
 894 el daño y protege a los elementos frágiles.



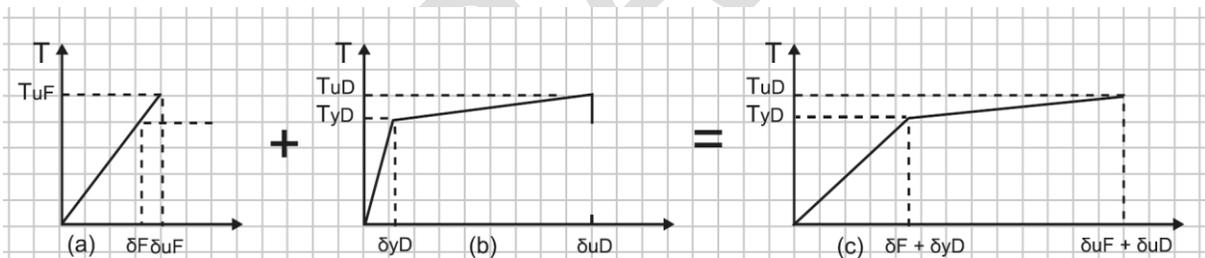
895  
896

Figura 13. Cadena (estructura) compuesta de eslabones (elementos) frágiles y dúctiles.



897

898 Figura 14. Comportamientos estructurales: (a) elementos frágiles (b) elemento dúctil (c) sistema con diseño  
 899 tradicional.



900

901 Figura 15. Comportamientos estructurales: (a) elementos frágiles (b) elemento dúctil (c) sistema con diseño  
 902 por capacidad.

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

- 905 a) Los elementos dúctiles se deben diseñar para las fuerzas obtenidas del análisis elástico de la estructura,  
 906 de forma que se satisfaga que la resistencia sea mayor que la sollicitación (por ejemplo,  $\phi F_{n,dúctil} \geq F_u$   
 907 para diseño según LRFD). Además, se debe asegurar que cada elemento estructural tenga una ductilidad  
 908 mínima requerida, lo que habitualmente se obtiene a través de detallamiento adecuado según los  
 909 requerimientos del código que se esté usando.
- 910 b) La fuerza de diseño de los elementos frágiles se obtiene a través de un análisis de la estructura  
 911 considerando ahora que las sollicitaciones corresponden a las máximas fuerzas que pueden desarrollar  
 912 los elementos dúctiles. Por lo tanto, la condición de diseño sería que  $\phi F_{n,frágil} \geq \Omega F_{n,dúctil}$ . El factor  $\Omega >$   
 913 1,0 representa el que la resistencia real del elemento es mayor que la resistencia nominal calculada  
 914 usando el código de diseño, debido principalmente a que las resistencias reales de los materiales son

915 siempre mayores que las nominales y a efectos de endurecimiento del acero al ser sometido a altas  
916 deformaciones.

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

#### 930 5.4.1. Clasificación de las acciones estructurales

931 Todas las acciones (fuerzas, momentos, deformaciones unitarias, desplazamientos u otras deformaciones)  
932 deben ser clasificadas ya sea como acciones controladas por resistencia o controladas por deformación. Las  
933 acciones controladas por deformación son aquellas donde el comportamiento es dúctil y pueden alcanzar  
934 deformaciones inelásticas confiables sin pérdidas sustanciales de resistencia. Las acciones controladas por  
935 resistencia son aquellas en las que el comportamiento es más frágil y no se pueden alcanzar deformaciones  
936 inelásticas confiables.

937 El factor de utilización de las acciones controladas por deformación será el cociente entre la deformación  
938 solicitante y la deformación resistente, mientras que para las acciones controladas por resistencia será el  
939 cociente entre la fuerza (momento) solicitante vs la fuerza (momento) resistente. En la figura 16 se muestran  
940 dos ejemplos, un factor de utilización de una rótula plástica a flexión considerada dúctil (controlada por  
941 deformación) y un factor de utilización de una sección bajo esfuerzos de corte considerada frágil (controlada  
942 por resistencia).

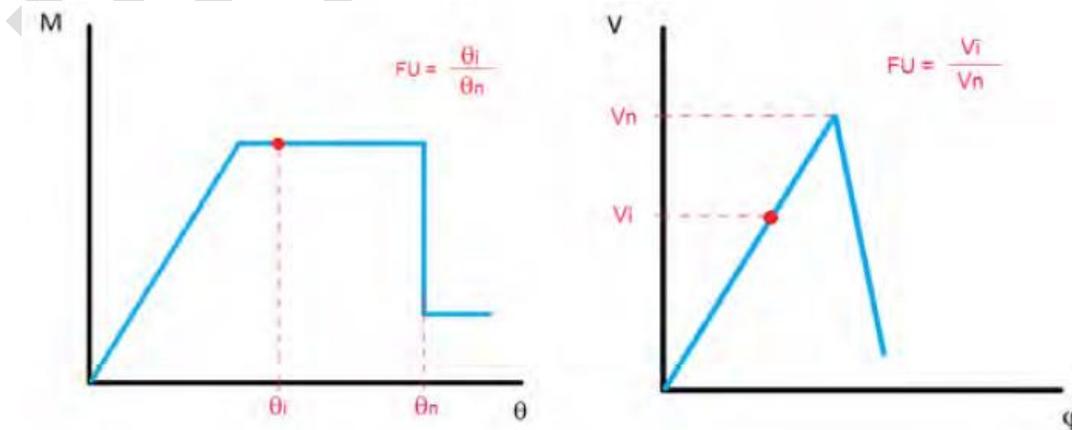


Figura 16. Factor de utilización de acciones controladas por deformación y resistencia.

945

#### **5.4.2. Limitaciones del comportamiento no lineal**

946 En el caso de modelos y análisis no lineales, se estudia la respuesta de las estructuras ante demandas estáticas  
947 y/o dinámicas, tomando en cuenta el comportamiento debido a efectos de fluencia, fisuración, rotura y fatiga  
948 entre otros, así como consideraciones de grandes desplazamientos y/o grandes deformaciones (no linealidad  
949 geométrica), lo cual típicamente requiere algoritmos iterativos y de funciones que representen las leyes  
950 constitutivas complejas de los materiales o componentes estructurales.

951 Estas leyes constitutivas de los materiales o componentes de las estructuras deben ser respaldadas con la  
952 información y datos necesarios (por ejemplo, respaldo experimental o guías de análisis) para fundamentar la  
953 respuesta no lineal completa (curva envolvente y curvas de carga y descarga, según se requiera).

BORRADOR

## 954 **6. Criterios de aceptación a nivel global y local**

955 Se definen las condiciones a nivel local (elementos) y global (estructura) que se deben cumplir para verificar  
956 que una estructura satisfaga un nivel de desempeño predeterminado. Notar que algunas de estas condiciones  
957 solo pueden ser verificadas mediante análisis no lineal.

958 Los criterios de aceptación se pueden resumir en los siguientes tres criterios:

959 c) El desplazamiento esperado del sistema estructural debe ser menor que los valores aceptados para dicho  
960 sistema y el nivel de desempeño que corresponde.

961 d) Los elementos dúctiles se deben detallar para resistir las deformaciones estimadas, incluidas las  
962 deformaciones plásticas. Para esto se puede realizar un análisis no lineal o se puede utilizar un análisis  
963 de mecanismo simplificado que permita estimar las demandas de deformación plástica.

964 e) Los elementos frágiles deben diseñarse para tener la resistencia requerida para las fuerzas que se  
965 desarrollan cuando la estructura alcanza los niveles de desempeño esperado.

966 Por ejemplo, para edificios de hormigón armado, las condiciones que se deben cumplir para cada nivel de  
967 desempeño son las siguientes:

### 968 **Operacional (O)**

- 969 • Nivel global: derivas máximas de entrepiso  $\leq 0.002$
- 970 • Nivel local: ningún elemento ve superada su capacidad, es decir, permanecen en el rango elástico

### 971 **Ocupación Inmediata (IO)**

- 972 • Nivel global: Derivas máximas de entrepiso  $\leq 0.005$  según ASCE 41-17
- 973 • Nivel local: Los definidos en ASCE 41-17 para el estado de Ocupación Inmediata

### 974 **Seguridad a la vida (LS)**

- 975 • Nivel global: Derivas máximas de entrepiso  $\leq 0.02$  según ASCE 41-17.
- 976 • Nivel local: Los definidos en ASCE 41-17 para el estado de Seguridad de Vida

### 977 **Prevención de Colapso (CP)**

- 978 • Nivel global: Derivas de entrepiso  $\leq 0.035$  según ASCE 41-17.
- 979 • Nivel local: Los definidos en ASCE 41-17 para el estado de Prevención de Colapso