

ANALISIS SISMICO DE PUENTES DE HORMIGON BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

por

OSCAR DIP

Ingeniero Civil

Tesis Presentada como Requerimiento Parcial
Para Acceder al Grado Académico de
“MAGISTER EN INGENIERIA ESTRUCTURAL”
de la
Universidad Nacional de Tucumán

Dirigida por el Ing. ENRIQUE E. GALINDEZ

Laboratorio de Estructuras
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
San Miguel de Tucumán
Diciembre de 1999

.....
que naide me hable de penas
 porque yo penando vivo
y que naide se muestre altivo
 aunque en el estribo esté
 que suele quedarse a pie
 el gaucho más alvertido

.....
José Hernández (1834-1886)

A la Memoria de mi Padre

y

a mi Querida Familia

AGRADECIMIENTOS

Siempre es agradable poder expresar nuestra gratitud a aquellas personas que desinteresadamente nos han prestado su colaboración al emprender una ardua tarea, pero surge allí el temor de olvidar a alguien sin quererlo y herir así los sentimientos de seres caros a nuestros afectos, por un traspie o una pesada broma de nuestra endeble memoria.

Son muchas las personas a quienes deseo agradecer su colaboración y espero si de alguien me olvido sepa disculpar esta omisión.

Quiero agradecer especialmente:

Al Dr. Rodolfo Danesi, quien con su incansable labor hace posible la continuidad de este Posgrado, estando siempre dispuesto a dar una palabra de aliento cuando uno más la necesita y tratando de solucionar los más variados problemas, sin esperar más recompensa que un “muchas gracias Doctor”.

Al Ing. Enrique Galíndez, director de esta tesis, por su invalorable apoyo y aliento.

A todos los profesores del Magister en Ingeniería Estructural por compartir su conocimiento con paciencia y cariño.

A mis compañeras del V Magister que hicieron que me sintiera un “Bendito entre todas las Mujeres”, en especial a Marta Amani por brindarme su apoyo en el momento que más lo necesité.

A mi compañero y Amigo Luis Zanier, que aunque nos separe la distancia siempre tendrá un grato lugar en mis recuerdos.

A mi Amigo Carlos Rodríguez, por su desinteresada colaboración en el momento más difícil.

A los Amigos del I, II y III Magister con quienes compartimos las incursiones al bar y en especial a Domingo Sfer, quien desde mi llegada a este laboratorio supo ganarse mi afecto con sabrosos y muy bien elaborados asados.

A los “Mendoza Boys” y Amigos del IV Magister, Pablo y Alejandro, quienes estuvieron siempre dispuestos a brindar su voluntariosa colaboración.

A los “Niños” y Amigos del VI Magister, con quienes compartí gratos momentos en el poco tiempo libre que tuvieron.

Al personal de apoyo del Labest, Amelia, Teresa, Eduardo, Daniel, y Sergio, quienes alegraron todas las mañanas mi llegada con su humor.

A Clarita Pucheta, quien brindó toda su alegre disposición cuando se la requerí.

A los Docentes y Amigos del Laboratorio de Ensayo de Materiales que supieron tenerme paciencia y brindarme su ayuda cuando la necesité.

*En resumen y para no olvidarme de nadie, quiero agradecer a este **“Gran Grupo de Amigos”** del Laboratorio de Estructuras por la invaluable colaboración prestada tanto en lo académico como en lo personal.*

Quiero agradecer muy especialmente a mi novia Patricia por la paciencia y el aguante demostrado en estos últimos tiempos.

Finalmente quiero expresar mi más profundo agradecimiento a la Universidad Nacional de Tucumán, Honorable Institución sin la cual nada de esto hubiera sido posible.

RESUMEN

En esta tesis se presenta el método de Diseño Basado en los Desplazamientos para sistemas de un grado de libertad, y luego se extiende a sistemas de múltiples grados de libertad, como método alternativo para el diseño sismorresistente de puentes.

Se propone una forma de obtener los espectros de desplazamientos para la aplicación del método de Diseño Basado en los Desplazamientos a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificados, y se proporcionan dichos espectros para las distintas zonas sísmicas de la República Argentina para los tres tipos de suelos considerados por el INPRES-CIRSOC 103.

Se confeccionan diagramas para el dimensionado de columnas circulares teniendo en cuenta la deformación y distintos grados de confinamiento, aptos para ser utilizados en el dimensionado al aplicar el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

Además se realiza una comparación de códigos de diseño sísmico de puentes de hormigón armado de distintos países con historia sísmica.

ABSTRACT

The Displacement-Based Design method for single degree of freedom systems is presented in this dissertation and then extended to multiple degrees of freedom systems, as an alternative method for the seismic design of bridges.

A way of deriving the displacement response spectrum for the application of the Displacement-Based Design method from the acceleration response spectrum is proposed and those spectrum are given to the different seismic areas of the Argentine Republic for the three types of soil considered by INPRES-CIRSOC 103.

Charts for the design of circular columns are presented taking into account strain and different degrees of confinement to be used in the design when applying the Displacement-Based Design Method.

Furthermore, a comparison of seismic design codes for reinforced concrete bridges about different countries with seismic records is made in this dissertation.

NOTACION

α	Factor de seguridad según el Reglamento de Japón.
α	Relación entre carga horizontal que produce inestabilidad y la carga axial de la columna.
α	Angulo de flexión del apoyo de neopreno.
α	Factor por el que se multiplica la masa para obtener amortiguamiento proporcional en ANEXO B.
β	Factor de amplificación de la aceleración espectral según el Reglamento Europeo.
β	Factor por el que se multiplica la rigidez para obtener amortiguamiento proporcional en ANEXO B.
β_R	Resistencia de cálculo del hormigón.
β_s	Tensión de fluencia del acero de la armadura longitudinal.
β_{st}	Tensión de fluencia del acero para la armadura transversal.
δ	Distorsión en columnas.
δ_i	Distorsión en columna i .
δ_u	Desplazamiento último para falla por flexión según el Reglamento de Japón.
δ_y	Desplazamiento de fluencia para falla por flexión según el Reglamento de Japón.
Δ	Desplazamiento horizontal.
Δ	Distancia desde el punto de registro al epicentro del sismo.
Δ_i	Desplazamiento en cabeza de la columna i .
Δ_{ic}	Desplazamiento calculado en cabeza de la columna crítica.
Δ_{ij}	Forma desplazada de la columna i en el modo j .
Δ_m	Desplazamiento máximo en cabeza de columnas.
Δ_{mc}	Desplazamiento máximo en cabeza de la columna crítica.
Δ_{mi}	Desplazamiento máximo en cabeza de la columna i .
Δ_{sys}	Desplazamiento del sistema equivalente.
Δ_y	Desplazamiento de Fluencia.
Δ_{yi}	Desplazamiento de fluencia en cabeza de la columna i .

ε_b	Deformación específica del hormigón.
ε_c	Deformación longitudinal del hormigón confinado.
ε_{bmax}	Deformación específica límite del hormigón.
ε_o	Límite de deformación elástica del hormigón sin confinar.
ε_s	Deformación específica del acero.
ε_{sm}	Deformación del acero en la tensión máxima.
ε_{smax}	Deformación específica límite del acero.
ε_y	Deformación de fluencia de la armadura longitudinal.
ϕ_i	Vector de formas modales de la estructura para el i -ésimo modo de vibración.
Φ_j	Vector de forma del modo j
ϕ_{ij}	Vector modal del j -ésimo elemento estructural para el i -ésimo modo de vibración según el Reglamento de Japón.
ϕ_{ij}	Elemento i del vector de forma del modo j .
ϕ_m	Curvatura máxima.
ϕ_{mi}	Curvatura máxima columna i .
ϕ_y	Curvatura de fluencia.
γ	Angulo de distorsión del apoyo de neopreno.
γ_d	Coefficiente de Destino según el Reglamento Argentino NAA-80.
γ_e	Coefficiente estructural según las Normas Argentinas NAA-80.
γ_I	Factor de Importancia según el Reglamento Europeo.
η	Factor de corrección del amortiguamiento según el Reglamento Europeo.
φ	Angulo de giro del conjunto de apoyos con respecto a un eje baricéntrico vertical.
μ	Ductilidad de Desplazamiento.
μ_ϕ	Ductilidad de curvatura.
$\mu_{\phi i}$	Ductilidad de curvatura de la columna i .
μ_h	Ductilidad de Curvatura según el Reglamento Europeo.
μ_o	Cuantía geométrica de armadura longitudinal.
μ_{oi}	Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la columna i .
μ_p	Ductilidad de desplazamiento según el Reglamento Europeo.
μ_s	Ductilidad de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad según el Reglamento Europeo.
ρ_t	Cuantía volumétrica de armadura transversal con respecto al núcleo confinado.
σ_{adm}	Tensión admisible del suelo.

σ_{bc}	Tensión longitudinal del hormigón confinado.
σ'_{bc}	Resistencia máxima del hormigón confinado.
σ'_{bk}	Resistencia característica del hormigón sin confinar.
τ	Variable de integración en la integral de Duhamel.
ω	Frecuencia propia del oscilador sin amortiguamiento.
ω_D	Frecuencia amortiguada del oscilador.
ω_0	Cuantía mecánica.
ξ	Relación de amortiguamiento crítico en un oscilador.
ξ_i	Relación de amortiguamiento crítico del i -ésimo modo.
ξ_I	Amortiguamiento del espectro deseado.
ξ_j	Relación de amortiguamiento crítica para el j -ésimo elemento estructural según el Reglamento de Japón.
ζ	Relación de amortiguamiento efectiva utilizando el modelo de Takeda.
ζ_i	Amortiguamiento del elemento i .
ζ_{sys}	Amortiguamiento del sistema.
a_g	Aceleración de la gravedad según el Reglamento Europeo.
a_v	Aceleración vertical.
A_c	Area de la sección transversal de columna.
A_{max}	Máxima amplitud en micrones de un sismógrafo de Wood-Anderson a 100 Km de la fuente.
A_s	Sección total de armadura longitudinal en columnas.
A_v	Area de la sección transversal de viga.
b	Mínima longitud de apoyo que asegura una buena transmisión de la reacción vertical según el Reglamento Europeo.
b	Denominador del exponente del factor de transformación de espectros.
c	Profundidad del eje neutro, obtenida luego de diseñar la sección teniendo en cuenta la deformación máxima.
c_i	Profundidad del eje neutro de la columna i .
$[C]$	Matriz de amortiguamiento viscoso proporcional a la masa y a la rigidez.
C	Coefficiente sísmico de diseño según INPRES-CIRSOC 103 y NAA-80.
C_μ	Coefficiente de aceleración básica según el Reglamento de Nueva Zelanda.
C_{max}	Carga vertical máxima resistida por cada apoyo de neopreno.
C_{min}	Carga vertical mínima necesaria en cada apoyo de neopreno para evitar deslizamientos.

C_o	Coeficiente sísmico zonal según las Normas Argentinas NAA-80.
C_D	Factor de modificación por amortiguamiento según el Reglamento de Japón.
C_E	Coeficiente de fuerza horizontal básico para la estructura elástica según el Reglamento de Nueva Zelanda
C_G	Factor de modificación por condiciones del terreno según el Reglamento de Japón.
C_I	Factor de modificación por importancia según el Reglamento de Japón.
C_N	Carga de construcción incluidas las cargas sobre la estructura incompleta según el Reglamento de Nueva Zelanda.
C_T	Factor de modificación por respuesta estructural según el Reglamento de Japón.
C_Z	Factor de modificación por zona según el Reglamento de Japón.
d	Diámetro del apoyo circular de neopreno.
d_e	Desplazamiento sísmico efectivo del apoyo debido a la deformación de la estructura según el Reglamento Europeo.
db_l	Diámetro de las barras de armadura longitudinal.
db_{li}	Diámetro de las barras de armadura longitudinal de la columna i .
d_i	Desplazamiento del i -ésimo nodo debido a la carga $g.m_i$.
d_o	Desplazamiento sísmico del suelo según el Reglamento Europeo.
d_p	Desplazamiento en cabeza de pilas según el Reglamento Europeo.
d_u	Desplazamiento último según el Reglamento Europeo.
d_y	Desplazamiento de fluencia según el Reglamento Europeo.
D	Dimensión de la sección transversal de la columna según la dirección de flexión considerada.
D'	Distancia entre el baricentro de la barra de acero traccionada extrema y la fibra externa comprimida de hormigón.
D_i	Dimensión de la columna i en la dirección considerada.
D_r	Relación de desplazamiento.
DL	Peso propio incluida la superposición de cargas permanentes según el Reglamento de Nueva Zelanda
e	Base del logaritmo neperiano $e = 2,71828$.
E	Energía de deformación liberada por un sismo.
E	Módulo de elasticidad longitudinal.
E_b	Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón.
EP	Empuje de tierra según el Reglamento de Nueva Zelanda
EQ	Efectos sísmicos según el Reglamento de Nueva Zelanda.
f	Curvatura reducida.

f_A	Factor de amplificación dado por el INPRES_CIRSOC 103 para obtener espectros para amortiguamientos menores que 5% a partir del espectro del Código.
f_I	Factor de transformación para obtener un espectro para un amortiguamiento deseado a partir del espectro para un amortiguamiento del 5%.
F	Fuerza lateral sísmica según el Reglamento de Japón.
F_i	Fuerza del i -ésimo nodo según el Reglamento Europeo.
F_i	Fuerza aplicada en cabeza de columna i .
F_{km}	Fuerza sísmica en correspondencia con el grado de libertad k asociada al modo m .
F_{sh}	Fuerza sísmica horizontal según las Normas Argentinas NAA-80.
F_R	Fuerza de restitución horizontal en apoyos de neopreno.
F_{sys}	Fuerza global máxima.
g	Aceleración de la gravedad.
g_c	Peso propio por metro de las columnas.
g_v	Peso propio por metro de la superestructura.
G	Carga permanente según las Normas Argentinas NAA-80.
G	Módulo de elasticidad transversal.
h	Altura total de neopreno en el apoyo.
h'	Recubrimiento de armadura medido desde el baricentro de la armadura longitudinal.
h''	Ancho del núcleo de hormigón confinado medido desde la parte exterior del estribo.
h_i	Espesor del i -ésimo estrato de suelo según el Reglamento de Japón.
H	Altura de la pila o columna según el Código AASHTO.
H	Fuerza Horizontal de Corte en la Base según el Reglamento de Nueva Zelanda.
H_m	Esfuerzo de corte máximo en columnas al aplicar el método DBD.
H_{mi}	Esfuerzo de corte máximo en columna i .
H_y	Esfuerzo de corte de fluencia en columnas al aplicar el método DBD.
H_{yp}	Fuerza lateral crítica o esfuerzo de corte crítico que provoca inestabilidad en la columna.
I_{cr}	Momento de Inercia de la sección fisurada.
I_{eff}	Momento de Inercia efectivo de la sección.
I_{re}	Momento de Inercia de recarga de la sección.
I_t	Momento de inercia torsional.
I_{xx}	Momento de inercia con respecto al eje horizontal baricéntrico.
I_{yy}	Momento de inercia con respecto al eje vertical baricéntrico.
k	Factor para superposición de efectos sísmico según el Reglamento de Nueva Zelanda.

k_h	Coeficiente de fuerza lateral sísmica según el Reglamento de Japón.
k_j	Matriz de rigidez del j-ésimo elemento estructural según el Reglamento de Japón.
K	Matriz de rigidez total de la estructura.
$[K_\beta]$	Matriz de rigidez para cálculo de amortiguamiento proporcional
K_{eff}	Rigidez efectiva.
K_F	Rigidez al desplazamiento horizontal en apoyo de neopreno.
K_{ho}	Coeficiente de fuerza lateral sísmica de diseño estándar según el Reglamento de Japón.
K_{MV}	Rigidez frente al giro alrededor del eje vertical baricéntrico del conjunto de apoyos.
K_{RH}	Rigidez de flexión con respecto a un eje horizontal del apoyo de neopreno.
L	Altura de Columna.
L	Distancia entre juntas de dilatación según el Código AASHTO.
L	Altura de pila según el Reglamento Europeo.
L	Longitud del tramo de tablero según el Reglamento de Japón.
L_{clear}	Altura real de columna.
L_{eff}	Altura efectiva de columna.
L_h	Longitud de la articulación plástica según el Reglamento Europeo.
L_i	Altura de la columna i .
L_o	Longitud de onda de la onda sísmica según el Reglamento Europeo.
L_p	Longitud de la articulación plástica.
L_{ov}	Longitud mínima de asiento para prevenir pérdidas de apoyo según el Reglamento Europeo.
L_T	Longitud efectiva del tablero según el Reglamento Europeo.
m	Momento flector reducido.
m	Masa del oscilador.
m_i	Masa concentrada en el i -ésimo nodo.
M	Matriz de masa de la estructura
M	Masa dinámica total de la estructura.
$[M]$	Matriz diagonal de masa.
\mathcal{M}	Magnitud del sismo corregida por distancia desde el epicentro.
M_Δ	Magnitud del sismo calculada según la definición.
M_{ai}	Momento flector en cabeza de columna i .
M_{bi}	Momento flector en pie de columna i .
M_m	Momento flector máximo en columnas al aplicar el método DBD.

M_{mi}	Momento flector máximo en columna i .
M_{RH}	Momento de restitución alrededor de un eje horizontal en apoyos de neopreno.
M_y	Momento flector de fluencia en columnas al aplicar el método DBD.
n	Esfuerzo normal reducido.
N	Esfuerzo normal.
N	Longitud de asiento en apoyos según el Código AASHTO.
N_i	Esfuerzo normal en columna i .
N_{max}	Máxima carga vertical en los apoyos de neopreno.
N_{min}	Mínima carga vertical en los apoyos de neopreno.
OW	Presión de agua común y subpresión según el Reglamento de Nueva Zelanda.
p	Coefficiente de participación de la sobrecarga de servicio según las Normas Argentinas NAA-80.
p	Sobrecarga por metro de tablero.
$p(t)$	Fuerza aplicada sobre el oscilador en el tiempo t .
p_{max}	Máxima presión admitida sobre la superficie de hormigón ejercida por un apoyo de neopreno.
p_{min}	Mínima presión admitida sobre la superficie de hormigón ejercida por un apoyo de neopreno.
P	Sobrecarga móvil o de servicio según las Normas Argentinas NAA-80.
P	Carga axial en columna.
P_c	Peso propio de ensanche en cabeza de columnas.
P_d	Peso propio de los diafragmas de refuerzo de la viga cajón.
$P_{ef}(t)$	Carga efectiva.
P_j	Factor de participación del modo j .
q	Coefficiente de comportamiento estructural según el Reglamento Europeo.
q	Carga total por metro de tablero.
Q	Carga vertical total según las Normas Argentinas NAA-80.
Q_i	Factor que representa la Energía de Deformación en elemento i para el cálculo del amortiguamiento.
r	Radio de la sección transversal de columna.
\mathbf{r}	Relación entre la rigidez luego de la fluencia y la rigidez inicial.
\bar{r}	Vector de participación según la dirección considerada (generalmente todos sus elementos son iguales a la unidad).
rec	Recubrimiento medido desde el borde externo de la armadura longitudinal hasta el borde de la columna.

R	Factor de riesgo.
R	Factor de reducción de fuerzas según INPRES-CIRSOC 103.
R(T)	Ordenadas del espectro de pseudoaceleraciones según el Reglamento Europeo.
$R_a(T)$	Espectro de respuesta promedio del lugar según el Reglamento Europeo.
s	Separación de estribos medida desde el centro de la barra.
s	Coefficiente de influencia del terreno y del período fundamental de vibración libre de la estructura según las Normas Argentinas NAA-80.
S	Separación entre los centros de los apoyos de neopreno sobre los que asienta el tablero.
S	Factor de modificación de la aceleración pico por el tipo desuelo según el Reglamento Europeo.
S	Ordenadas del espectro para análisis modal según el Reglamento de Japón.
S_a	Ordenada del espectro de pseudoaceleraciones para un Período T dato.
$S_a(\xi, \omega)$	Pseudoaceleración espectral.
S_d	Ordenada del espectro de desplazamiento para un período T dato.
$S_d(\xi, \omega)$	Desplazamiento espectral.
S_{dj}	Desplazamiento Espectral correspondiente al período del modo j .
S_E	Longitud de apoyo según el Reglamento de Japón.
SG	Efectos de acotamientos según el Reglamento de Nueva Zelanda.
S_0	Espectro básico según el Reglamento de Japón.
ST	Asentamiento según el Reglamento de Nueva Zelanda.
$S_v(\xi, \omega)$	Pseudovelocidad espectral.
S_x	Area efectiva de corte en dirección x .
S_y	Area efectiva de corte en dirección y .
t	Espesor de cada capa en un apoyo de neopreno.
T	Período de la estructura.
T_1, T_2	Períodos que dependen del tipo de suelo.
T_{eff}	Período efectivo.
T_G	Valor característico del suelo según el Reglamento de Japón.
T_j	Período natural del modo j .
TP	Efecto de temperatura, totales y diferenciales según el Reglamento de Nueva Zelanda.
U	Carga de diseño para método de diseño por resistencia según el Reglamento de Nueva Zelanda.
$v(t)$	Desplazamiento relativo de un oscilador en el tiempo t .
$\ddot{v}_g(t)$	Aceleración del terreno en función del tiempo.

v_{max}	Máximo desplazamiento horizontal en los apoyos de neopreno.
V_m	Esfuerzo de corte en la base correspondiente al modo emésimo.
V_o	Esfuerzo de Corte en la Base para el método de las fuerzas estáticas equivalentes.
V_{si}	Velocidad de la onda de corte del i -ésimo estrato de suelo según el Reglamento de Japón.
W	Total de cargas permanentes que participan en el movimiento sísmico de la dirección considerada.
W_i	Carga gravitatoria concentrada en el grado de libertad i .
\bar{W}_m	Carga gravitatoria modal efectiva del modo m .
Z	Factor de zona según el Reglamento de Nueva Zelanda.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	<i>i</i>
RESUMEN	<i>iii</i>
ABSTRACT	<i>iii</i>
NOTACION	<i>iv</i>
INDICE.....	<i>xiii</i>
LISTA DE FIGURAS.....	<i>xx</i>
LISTA DE TABLAS.....	<i>xxviii</i>
CAPITULO I	<i>1</i>
I INTRODUCCION	<i>1</i>
I-1 RESEÑA HISTORICA.....	<i>1</i>
I-1.1 GENERALIDADES	<i>1</i>
I-1.2 PRIMERA ETAPA (Anterior a 1930).....	<i>2</i>
I-1.3 SEGUNDA ETAPA (1930-1950).....	<i>4</i>
I-1.4 TERCERA ETAPA (1950-1960).....	<i>6</i>
I-1.5 CUARTA ETAPA (1960-1990)	<i>6</i>
I-1.6 QUINTA ETAPA (1990 al presente).....	<i>8</i>
I-2 EL PUENTE COMO INSTRUMENTO INDISPENSABLE DE AUXILIO	<i>12</i>
I-3 OBJETIVOS Y CONTENIDO	<i>13</i>

CAPITULO II.....	15
II ESTUDIO COMPARATIVO DE CODIGOS DE DISTINTOS PAISES.....	15
II-1 INTRODUCCION	15
II-2 FILOSOFIA DE DISEÑO	16
II-2.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA.....	16
II-2.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA.....	17
II-2.3 REGLAMENTO DE JAPON	18
II-2.4 REGLAMENTO EUROPEO	19
II-2.5 REGLAMENTO ARGENTINO	19
II-3 ACCION SISMICA	20
II-3.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA.....	20
II-3.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA.....	22
II-3.3 REGLAMENTO DE JAPON.....	25
II-3.4 REGLAMENTO EUROPEO	29
II-3.5 REGLAMENTO ARGENTINO	31
II-4 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS	35
II-4.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA.....	35
II-4.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA.....	35
II-4.3 REGLAMENTO DE JAPON.....	37
II-4.4 REGLAMENTO EUROPEO	39
II-4.5 REGLAMENTO ARGENTINO	41
II-5 NIVELES DE DUCTILIDAD.....	42
II-5.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA.....	42
II-5.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA.....	44
II-5.3 REGLAMENTO DE JAPON.....	45
II-5.4 REGLAMENTO EUROPEO	46
II-5.5 REGLAMENTO ARGENTINO	49
II-6 CONCLUSIONES E INVESTIGACION NECESARIA	50
II-6.1 OBJETIVOS DE DISEÑO	50
II-6.2 PROTECCION FRENTE A LA SUPERACION DE LOS ESTADOS LIMITES.....	50
II-6.3 IMPORTANCIA DEL PUENTE	51
II-6.4 MOVIMIENTO SISMICO	51
II-6.5 ANALISIS.....	52
II-6.6 DISEÑO	53

CAPITULO III	56
III CRITERIO DE DISEÑO SISMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO	56
III-1 INTRODUCCION	56
III-2 LINEAMIENTOS GENERALES	57
III-3 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA DISEÑADA	58
III-4 ACCIONES SISMICAS DE DISEÑO	59
III-4.1 CONSIDERACIONES GENERALES	59
III-4.2 SISMO PARA EVALUACION DE SEGURIDAD	59
III-4.3 SISMO PARA EVALUACION DE FUNCIONALIDAD	60
III-5 NIVELES DE SERVICIO	60
III-5.1 NIVEL DE SERVICIO INMEDIATO	60
III-5.2 NIVEL DE SERVICIO LIMITADO	60
III-6 NIVELES DE DAÑO	60
III-6.1 DAÑO MINIMO	60
III-6.2 DAÑO REPARABLE	61
III-6.3 DAÑO SIGNIFICATIVO	61
III-7 METODOS DE DISEÑO	61
III-8 REQUISITOS DE DESEMPEÑO	61
III-8.1 REQUERIMIENTOS CONSIDERANDO DOS NIVELES DE EXCITACION	62
III-8.2 REQUERIMIENTOS CONSIDERANDO UN NIVEL UNICO DE EXCITACION	62
 CAPITULO IV	 63
IV METODO DE DISEÑO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS	63
IV-1 INTRODUCCION	63
IV-2 OBJETIVO DEL DISEÑO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS	64
IV-3 CONTROL DE DAÑO Y DESARROLLO DEL CRITERIO DE DEFORMACION	65
IV-3.1 ESTADO LIMITE DE SERVICIO	65
IV-3.2 ESTADO LIMITE DE CONTROL DE DAÑO	66
IV-3.3 ESTADO LIMITE ULTIMO	67
IV-4 SELECCION DE LA EXCITACION	67
IV-5 EXPLICACION GENERAL DEL METODO	68
IV-5.1 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD	68
IV-5.2 SISTEMAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD	76
IV-6 INVESTIGACION NECESARIA	86

IV-6.1 EXCITACION DE ENTRADA.....	86
IV-6.2 AMORTIGUAMIENTO.....	87
IV-6.3 VERIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS	87
CAPITULO V	88
V EXCITACION SISMICA.....	88
V-1 INTRODUCCION.....	88
V-2 CARACTERIZACION DE UN EVENTO SISMICO	89
V-2.1 MAGNITUD	89
V-2.2 INTESIDAD.....	91
V-2.3 ACELEROGRAMAS	93
V-3 ESPECTROS DE RESPUESTA	93
V-3.1 FUNDAMENTO TEORICO.....	93
V-3.2 OBTENCION DE LOS ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO	97
V-3.2.1 Obtención de los Espectros de Desplazamientos a Partir de Sismos Generados con los Espectros del INPRES-CIRSOC 103.....	98
V-3.2.2 Obtención de los Espectros de Desplazamientos Directamente de los Espectros de Pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103.....	99
CAPITULO VI.....	106
VI EJEMPLO DE DISEÑO APLICANDO EL METODO DBD.....	106
VI-1 INTRODUCCION	106
VI-2 GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA	106
VI-2.1 SUPERESTRUCTURA.....	107
VI-2.2 PILAS	108
VI-2.3 CORONAMIENTO DE COLUMNAS.....	108
VI-3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	109
VI-3.1 SUPERESTRUCTURA.....	109
VI-3.2 PILAS	109
VI-4 CARGAS Y SOBRECARGAS.....	109
VI-4.1 PESO PROPIO.....	109
VI-4.2 SOBRECARGAS	109
VI-5 ESTADO LIMITE CONSIDERADO.....	110
VI-6 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS UTILIZADOS	110
VI-7 MODELADO DE LA ESTRUCTURA	111

VI-7.1 DISCRETIZACION DE MASA.....	112
VI-7.2 MODELADO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO.....	113
VI-8 EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	117
VI-9 CONCLUSIONES	125
CAPITULO VII.....	126
VII ANALISIS DINAMICO NO LINEAL.....	126
VII-1 INTRODUCCIÓN	126
VII-2 MODELADO DE LA ESTRUCTURA.....	127
VII-3 SISMOS UTILIZADOS COMO EXCITACION.....	130
VII-4 RESULTADOS OBTENIDOS.....	132
VII-4.1 COLUMNA CENTRAL.....	132
VII-4.2 COLUMNAS LATERALES	134
VII-5 CONCLUSIONES	136
CAPITULO VIII	137
VIII APLICACION DE METODOS CODIFICADOS	137
VIII-1 INTRODUCCION.....	137
VIII-2 CONSIDERACIONES GENERALES.....	137
VIII-3 APLICACION DEL METODO ESTATICO.....	138
VIII-1.1 CARACTERISTICAS DEL PUENTE.....	138
VIII-1.2 COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO	138
VIII-1.3 ESFUERZO DE CORTE EN LA BASE.....	138
VIII-4 ANALISIS MODAL ESPECTRAL.....	138
VIII-4.1 MODELO VIBRATORIO DE ANALISIS	138
VIII-4.2 DISCRETIZACION DE MASAS.....	138
VIII-4.3 CARACTERISTICAS MODALES	139
VIII-4.4 CALCULO DE ESFUERZOS	140
VIII-4.5 ARMADURA EN COLUMNAS	142
VIII-5 CONCLUSIONES.....	142

CAPITULO IX.....	143
IX CONCLUSIONES E INVESTIGACION NECESARIA	143
IX-1 CONCLUSIONES	143
IX-1.1 CONCLUSIONES SOBRE CODIFICACION.....	143
IX-1.1.1 RECOMENDACIONES PARA LA FUTURA CODIFICACION	144
IX-1.2 CONCLUSIONES A CERCA DEL METODO DBD	145
IX-2 INVESTIGACION NECESARIA	146
ANEXO A.....	148
A ESPECTROS ELASTICOS DE DESPLAZAMIENTOS.....	148
A-1 INTRODUCCION.....	148
ANEXO B.....	155
B DESPCRIPCION DEL PROGRAMA DRAIN-3DX.....	155
B-1 INTRODUCCION	155
B-2 FORMA DE MODELAR LA ESTRUCTURA.....	155
B-2.1 MASA	155
B-2.2 AMORTIGUAMIENTO	156
B-3 TIPOS DE ANALISIS.....	156
B-4 CARGAS	158
B-5 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS.....	159
B-6 EFECTO P – DELTA	159
B-7 TOLERANCIAS EN LA DETERMINACION DEL LIMITE DEL EVENTO.....	160
B-8 BALANCE DE ENERGIA.....	160
B-9 ERROR DE EQUILIBRIO	160
B-10 DESPLAZAMIENTOS GENERALIZADOS.....	160
B-11 TIPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS EN ESTA TESIS	161
B-11.1 ELEMENTO TIPO 17.....	161
B-11.2 ELEMENTO TIPO 15.....	162
B-11.3 ELEMENTO TIPO 4.....	163

ANEXO C	165
C DIAGRAMAS PARA DIMENSIONADO DE COLUMNAS CIRCULARES.....	165
C-1 INTRODUCCION	165
C-2 MODELADO DE LA SECCION CIRCULAR.....	165
C-2.1 GENERALIDADES.....	165
C-2.2 CARACTERIZACION DEL HORMIGÓN.....	166
C-2.3 CARACTERIZACION DEL ACERO	168
C-3 FORMA DE UTILIZACION DE LOS DIAGRAMAS DE DIMENSIONADO....	168
C-4 DIAGRAMAS DE DIMENSIONADO.....	171
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	196

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO I

FIGURA I-1:	Puente Biwajima, Terremoto de Mino Owari, Japón 1891 ^[I-12]	2
FIGURA I-2:	Puente ferroviario Nagara Gawa, Terremoto de Mino Owari, Japón 1891 ^[I-12]	3
FIGURA I-3:	Puente Morito, Terremoto de Tokio, Japón 1923 ^[I-12]	3
FIGURA I-4:	Puente Yojokumi, Terremoto de Tokio, Japón 1923 ^[I-12]	4
FIGURA I-5:	Puente en Samastipur Darbhanga, terremoto de Bihar, India, 1934 ^[I-12]	5
FIGURA I-6:	Puente en North Lakhimpur, terremoto de Assam, India, 1950 ^[I-12]	5
FIGURA I-7:	Puente sobre el Río Negro, Terremoto de Chile, 1960 ^[I-12]	6
FIGURA I-8:	Enlace Ruta 201 / Interestatal 5, Terremoto de San Fernando, California 1971 ^[I-13]	7
FIGURA I-9:	Puente en Sruve Slough, Autopista 101, Terremoto de Loma Prieta, 1989 ^[I-14]	8
FIGURA I-10:	Segundo Tramo del puente 53-179 sobre la Interestatal-5, Terremoto de Northridge, California, 17 de Enero de 1994 ^[I-15]	10
FIGURA I-11:	Cuarto Tramo del puente 53-179 sobre la Interestatal-5, Terremoto de Northridge, California, 17 de Enero de 1994 ^[I-15]	10
FIGURA I-12:	Puente 53-2205, Ruta Estatal 118, Terremoto de Northridge, California, 1994 ^[I-15]	11
FIGURA I-13:	Puente Nishinomiya, Terremoto de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995 ^[I-16]	11
FIGURA I-14:	Autopista Hanshin, Terremoto de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995 ^[I-16]	12

CAPITULO II

FIGURA II-1:	Relación entre el factor de Riesgo R y el período de retorno del sismo considerado, según el código de Nueva Zelanda	18
FIGURA II-2:	Espectro de Aceleraciones según el código de AASHTO	21
FIGURA II-3:	Espectro de aceleraciones según el Código de CALTRANS	21
FIGURA II-4:	Coefficiente de aceleración básica según el Código de Nueva Zelanda, suelo normal	24
FIGURA II-5:	Coefficiente de Fuerza Lateral K_h según el Código de Japón	28
FIGURA II-6:	Coefficiente de influencia del terreno según la Norma Argentina NAA80	33
FIGURA II-7:	Espectro básico de aceleraciones según el Código de Japón	38
FIGURA II-8:	Gráfico para la obtención del factor de reducción de fuerzas según el código de CALTRANS	43

CAPITULO III

FIGURA III-1:	Diagrama de Flujo del Desarrollo del Criterio de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño	57
---------------	--	----

CAPITULO IV

FIGURA IV-1:	Diagrama de Flujo del Método de Diseño Basado en los Desplazamientos	70
FIGURA IV-2:	Obtención del Período Efectivo (T_{eff}) a Partir del Desplazamiento Máximo (Δ_m) del Amortiguamiento Efectivo (ζ_{eff})	71
FIGURA IV-3:	(a) Vista de Columna Real , (b) Modelo Supuesto	74
FIGURA IV-4:	Diagrama para la Obtención de la Carga Lateral Crítica para Efecto P- Δ	75
FIGURA IV-5:	Esquema del Diagrama de Dimensionado de Columnas	83

CAPITULO V

FIGURA V-1:	Esquema de un acelerómetro	89
FIGURA V-2:	Acelerograma Sismo “El Centro1940” Dirección Norte-Sur	93
FIGURA V-3:	Esquema de un Oscilador de Un Grado de Libertad	94
FIGURA V-4:	Espectro de Desplazamientos Obtenido a partir de Sismo Generado	98
FIGURA V-5:	Gráfica que Muestra la Relación entre b y el Amortiguamiento	100
FIGURA V- 6:	Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=10\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro Generado para $\xi=5\%$	101
FIGURA V- 7:	Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=15\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro Generado para $\xi=5\%$	101
FIGURA V-8:	Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=20\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro Generado para $\xi=5\%$	102
FIGURA V-9:	Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=25\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro Generado para $\xi=5\%$	102
FIGURA V-10:	Espectros Elásticos de Desplazamientos Obtenidos Directamente del Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103 (Zona 2, Suelo Tipo II)	103
FIGURA V-11:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II)	104

CAPITULO VI

FIGURA VI-1:	Vista Lateral del Puente	107
--------------	--------------------------	-----

FIGURA VI-2:	Vista de Columna Lateral y Sección Transversal de Superestructura	107
FIGURA VI-3:	Coronamiento de Columnas	108
FIGURA VI-4:	Espectro de Desplazamiento Utilizado para el Ejemplo de Diseño	111
FIGURA VI-5:	Esquema del Modelo, con Discretización de Masas y Numeración de Nodos	212
FIGURA VI-6:	Esquema del Conjunto de Apoyos Girando Alrededor de la Columna	116
FIGURA VI-7:	Esquema del Modelo para Análisis Transversal	118
 CAPITULO VII		
FIGURA VII-1:	Distribución de las Fibras en el Elemento No Lineal	128
FIGURA VII-2:	Diagramas de Tensiones–Deformaciones del Hormigón Confinado y del Hormigón Sin Confinar	129
FIGURA VII-3:	Diagrama de Tensiones-Deformaciones del Acero	129
FIGURA VII-4:	Acelerograma Generado a Partir de Espectros del INPRES-CIRSOC 103	130
FIGURA VII-5:	Acelerograma del Terremoto “El Centro (1940)”	131
FIGURA VII-6:	Acelerograma del Terremoto “Loma Prieta (1989)”	131
FIGURA VII-7:	Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo Generado a partir de Espectro del INPRES-CIRSOC 103, para Zona 2, Suelo Tipo II	132
FIGURA VII-8:	Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo de El Centro 1940 dirección Norte – Sur	133
FIGURA VII-9:	Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo de Loma Prieta 1989	133
FIGURA VII-10:	Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo Generado a partir de Espectro del INPRES-CIRSOC 103, para Zona 2, Suelo Tipo II	135
FIGURA VII-11:	Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo de El Centro 1940 dirección Norte – Sur	135

FIGURA VII-12:	Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo de Loma Prieta 1989	136
----------------	--	-----

CAPITULO VIII

FIGURA VIII-1:	Esquema Estructural Utilizado para Análisis Modal Espectral	139
----------------	---	-----

ANEXO A

FIGURA A-1:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 1-Suelo Tipo I)	149
FIGURA A-2:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 1 – Suelo Tipo II)	149
FIGURA A-3:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 1 – Suelo Tipo III)	150
FIGURA A-4:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo I)	150
FIGURA A-5:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 2–Suelo Tipo II)	151
FIGURA A-6:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 2–Suelo Tipo III)	151
FIGURA A-7:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 3–Suelo Tipo I)	152
FIGURA A-8:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 3–Suelo Tipo II)	152
FIGURA A-9:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 3–Suelo Tipo III)	153
FIGURA A-10:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 4–Suelo Tipo I)	153
FIGURA A-11:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 4–Suelo Tipo II)	154
FIGURA A-12:	Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 4–Suelo Tipo III)	154

ANEXO B

FIGURA B-1:	Modelo del Elemento TIPO 17	161
FIGURA B-2:	Modelo del Elemento TIPO 15	162
FIGURA B-3:	Propiedades para las Fibras de Hormigón	163
FIGURA B-4:	Modelo del elemento TIPO 4	164

ANEXO C

FIGURA C-1:	Discretización de la Sección Utilizada como Dato en el Programa BIAX	166
FIGURA C-2:	Diagramas Tensiones-Deformaciones del Hormigón para distintas relaciones h'/s	167
FIGURA C-3:	Diagrama de Tensiones-Deformaciones Utilizado para los Elementos de Acero	168
FIGURA C-4:	Esquema de Utilización de Diagrama de Dimensionado	170
FIGURA C-5:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.1$	172
FIGURA C-6:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.1$	173
FIGURA C-7:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.1$	174
FIGURA C-8:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.1$	175
FIGURA C-9:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.1$	176
FIGURA C-10:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.1$	177

FIGURA C-11:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.1$	178
FIGURA C-12:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.1$	179
FIGURA C-13:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.1$	180
FIGURA C-14:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.1$	181
FIGURA C-15:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.1$	182
FIGURA C-16:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.1$	183
FIGURA C-17:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.2$	184
FIGURA C-18:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.2$	185
FIGURA C-19:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.2$	186
FIGURA C-20:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.2$	187
FIGURA C-21:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.2$	188
FIGURA C-22:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.2$	189

FIGURA C-23:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.2$	190
FIGURA C-24:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.2$	191
FIGURA C-25:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.0$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.2$	192
FIGURA C-26:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.0025$; $h'/r = 0.2$	193
FIGURA C-27:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.005$; $h'/r = 0.2$	194
FIGURA C-28:	Diagrama de Dimensionado. Columnas Circulares de Hormigón Armado. Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$; $\rho_t = 0.01$; $h'/r = 0.1$	195

LISTA DE TABLAS

CAPITULO II

TABLA II-1:	Factor de Riesgo R según el Código de Nueva Zelanda	17
TABLA II-2:	Coficiente de Importancia CI según el Reglamento de Japón	18
TABLA II-3:	Coficiente de Destino γ_d según la Norma Argentina NAA-80	20
TABLA II-4:	Factor de Modificación por Zona según el Código de Japón	27
TABLA II-5:	Factor de Modificación por Condiciones del Terreno según el Código de Japón	27
TABLA II-6:	Factor de Modificación por Respuesta Estructural según el Código de Japón	28
TABLA II-7:	Coficiente Sísmico Zonal (C_o) según el Reglamento de Argentina NAA80	32
TABLA II-8:	Coficiente de Estructura (γ_e) según el Reglamento de Argentina NAA80	32
TABLA II-9:	Coficiente de Participación de la Sobrecarga (p) según el Reglamento argentino NAA80	33
TABLA II-10:	Factor de Participación de la Sobrecarga según el Reglamento Argentino NAA80	34
TABLA II-11:	Máximas Ductilidades Globales Adoptadas por el Código de Nueva Zelanda	36
TABLA II-12:	Descripción del Espectro Básico de Aceleraciones según el Código Neocelandés	38
TABLA II-13:	Factores de Reducción de Fuerzas según el Código AASHTO	42

TABLA II-14:	Factores de Comportamiento según el EUROCODE 8 PARTE 2	47
--------------	--	----

CAPITULO III

TABLA III-1:	Criterio de Desempeño Sísmico Recomendado (ATC 1996a)	62
--------------	---	----

CAPITULO V

TABLA V-1:	Escala de Intensidad de Mercalli Modificada	91
------------	---	----

CAPITULO VI

TABLA VI-1:	Características Modales del Puente obtenidas en la 1 ^{ra} Iteración	117
-------------	--	-----

TABLA VI-2:	Desplazamientos Probables obtenidos en la 1 ^{ra} Iteración	118
-------------	---	-----

TABLA VI-3:	Desplazamientos Máximos en Cabezas de Columnas para la 1 ^{ra} Iteración	119
-------------	--	-----

TABLA VI-4:	Detalles de Cálculos de la Primera Iteración	119
-------------	--	-----

TABLA VI-5:	Fuerzas Aplicadas y Esfuerzos Calculados en la Primera Iteración	121
-------------	--	-----

TABLA VI-6:	Resultados de Dimensionado de Columnas para la Primera Iteración	122
-------------	--	-----

TABLA VI-7:	Máximos Desplazamientos Según Criterio de Deformaciones Límites	123
-------------	---	-----

TABLA VI-8:	Valores Obtenidos en la Cuarta y Ultima Iteración	124
-------------	---	-----

CAPITULO VII

TABLA VII-1:	Desplazamiento Máximo y Curvatura en Columna Central	134
--------------	--	-----

TABLA VII-2:	Desplazamiento Máximo y Curvatura en Columnas Laterales	134
--------------	---	-----

CAPITULO VIII

TABLA VIII-1:	Características Modales	139
TABLA VIII-2:	Fuerzas a Aplicar Sobre Nudos para Obtener los Esfuerzos	142
TABLA VIII-3:	Esfuerzos Ultimos	142

CAPITULO I

I *INTRODUCCION*

I-1 *RESEÑA HISTORICA*

I-1.1 *GENERALIDADES*

Desde el comienzo mismo de la civilización los sismos causaron grandes desastres en la sociedad, debido tanto a la pérdida de vidas humanas como a las grandes pérdidas económicas que ocasionaron.

En realidad como dijera el Dr. Ing. Vitelmo V. Bertero ^[1-1] - “los sismos raramente matan, lo que realmente mata son las construcciones que el hombre coloca sobre el terreno” -, y por lo tanto se debe procurar que las mismas sean lo suficientemente seguras para garantizar que en lo posible no colapsen, preservando la vida de sus moradores. Este fue durante muchos años el principal objetivo del diseño sismorresistente. Esto se plasmó en los códigos de distintos países, bajo el precepto de “las estructuras podrán sufrir daño pero deberá evitarse el colapso de las mismas con el fin de resguardar la vida humana”.

Las experiencias en sismos destructivos han demostrado que luego de un evento devastador es de suma importancia poder acudir en ayuda de las víctimas lo antes posible, y por lo tanto, las vías de comunicaciones deben permanecer operables, por lo menos para vehículos de emergencia. De allí la importancia que adquieren los puentes como estructuras indispensables, en algunas circunstancias, para mantener operativa una vía de auxilio.

¿Quién podría garantizar que el sismo más intenso que puede ocurrir en una cierta región ya acaeció?. Esta sencilla pero certera pregunta pone de manifiesto las incertidumbres que existen en las ciencias que estudian estos fenómenos, y consecuentemente, en la ingeniería sismorresistente que tiene como base de sus análisis los registros sísmicos existentes pertenecientes a eventos que acontecieron en el pasado. De allí que la única forma de atacar este problema sea recurriendo a un tratamiento estadístico. La desventaja que se presenta es que muchas zonas sísmicamente activas de nuestro planeta carecen de registros fidedignos y más aún ni siquiera cuentan con registros. Lo más grave, es que tanto sus habitantes como sus entes

gubernamentales carecen por completo de una conciencia sísmica y hasta que no se produce un evento sísmico realmente destructivo no se dan cuenta del peligro que los acecha.

Un hecho que puede ser considerado como una constante en la evolución de la Ingeniería Sismorresistente, es que muchos de sus avances se producen generalmente luego que un sismo destructivo de características excepcionales, deja al descubierto algunas de sus falencias. Las estructuras dañadas por estos eventos se constituyen en ensayos a escala real, y sirven además de punto de partida para nuevas investigaciones sobre el tema y para ajustar los métodos ya existentes. Así podrían considerarse, según enuncia M. J. Kowalsky ^[1-2], cinco etapas en la historia de la ingeniería sísmica cuyas principales características se enuncian en los apartados siguientes.

I-1.2 PRIMERA ETAPA (Anterior a 1930)

Se puede tomar como primera etapa a la transcurrida hasta el año 1930. Durante este período no se consideró el efecto sísmico en el diseño estructural. Sin embargo en dicha época se sucedieron sismos que produjeron cuantiosos daños. Se pueden citar algunos ejemplos como el terremoto de Mino Owari, Japón, el 28 de Octubre de 1891 y el terremoto de Tokio, Japón, el 1 de Septiembre de 1923 con una magnitud de 8,19 ^[1-12]. Algunos puentes que sufrieron daño durante estos sismos se ilustran en las Figuras I- 1, I- 2, I- 3 y I-4.



FIGURA I- 1 : Puente Biwajima, Terremoto de Mino Owari, Japón 1891 ^[1-12]



FIGURA I- 2 : Puente ferroviario Nagara Gawa, Terremoto de Mino Owari, Japón 1891 ^[I-12]



FIGURA I- 3 : Puente Morito, Terremoto de Tokio, Japón 1923 ^[I-12]



FIGURA I- 4 : Puente Yojokumi, Terremoto de Tokio, Japón 1923 ^[I-12]

I-1.3 SEGUNDA ETAPA (1930-1950)

A partir del terremoto de Tokio en 1923, surge en California un gran interés por el estudio de los sismos ^[I-3], y se comienza a tener en cuenta su efecto calculando explícitamente una fuerza lateral, utilizando un procedimiento análogo al de cargas laterales debidas a viento. Esta fuerza lateral correspondía a un nivel de aproximadamente el 10 % de la aceleración de la gravedad, por lo que el diseño de las estructuras en su mayoría, seguía regido por la carga de viento ^[I-3].

Durante esta etapa entre los sismos más representativos se pueden citar: el terremoto de Napier, Nueva Zelanda, el 3 de Febrero de 1931; el terremoto de Long Beach, California, EEUU, Marzo de 1933; el terremoto de Bihar, India, Enero de 1934 con una magnitud de 8,3; el terremoto de Quetta, India (actual Pakistán) el 30 de mayo de 1935 con una magnitud de 7,5 y el terremoto de Assam, India el 15 de Agosto de 1950 con una magnitud de 8,6 ^[I-12].

Las Figuras I-5 y I-6, muestran fotografías de algunos puentes dañados durante éste período.



FIGURA I- 5: Puente en Samastipur Darbhanga, terremoto de Bihar, India, 1934 ^[I-12]



FIGURA I- 6 : Puente en North Lakhimpur, terremoto de Assam, India 1950 ^[I-12]

I-1.4 TERCERA ETAPA (1950-1960)

Durante este período se desarrollaron investigaciones en el área de la dinámica estructural que dieron como resultado el desarrollo de los espectros de respuesta y se comienza a vislumbrar la dependencia de la respuesta estructural con el período de la estructura.

La FIGURA I-7 muestra la caída del estribo de un puente en arco en el terremoto de Valdivia, Chile, en mayo de 1960.



FIGURA I- 7 : Puente sobre el Río Negro, Terremoto de Valdivia, Chile, 1960 ^[I-12]

I-1.5 CUARTA ETAPA (1960-1990)

Durante esta cuarta etapa de la ingeniería sísmica, se reconoció que las estructuras debían soportar niveles de excitaciones mayores que los correspondientes al nivel de respuesta elástica. Esto trajo aparejado el concepto de ductilidad. La mayoría de los códigos implementaron medidas para asegurar capacidad de ductilidad en las estructuras, que consistían en fijar

requerimientos máximos en armadura longitudinal y mínimos en armadura transversal. En esta etapa se reconoció la importancia fundamental de los desplazamientos.

Durante este período, investigaciones hechas por Priestley et al. ^[I-4] ponen énfasis en no solo fijar requerimientos restrictivos para asegurar la ductilidad, sino en la importancia de una valoración directa de la misma.

En un trabajo de Mander et al. ^[I-5] se establece una correlación directa entre la capacidad de deformación y la armadura transversal en elementos de hormigón armado.

Es en esta misma etapa de la ingeniería sísmica donde C. M. Uang y V. V Bertero ^[I-6] proponen el uso un método basado en la energía para el diseño de estructuras de acero y de hormigón armado. Este método determinaba la energía de entrada de un sismo particular, y la relacionaba con la capacidad de disipación de energía a cargas cíclicas de la estructura.

En esta etapa se producen algunos sismos muy destructivos, como el terremoto de San Fernando el 9 de Febrero de 1971, con una magnitud de 6,5. Este sismo se considera significativo por ocurrir en la época en que se reconoce la necesidad de proveer ductilidad a las estructuras. La FIGURA I-8 muestra un puente sobre la ruta interestatal 5, colapsado durante el terremoto de San Fernando.



FIGURA I- 8 : Enlace Ruta 201 / Interestatal 5,
Terremoto de San Fernando, California 1971 ^[I-13]

En este mismo período el sismo de Loma Prieta el 17 de Octubre de 1989 con una magnitud de 7,1 deja vislumbrar el carácter destructivo de los sismos impulsivos. La FIGURA I-9 muestra la rotura de un puente sobre la autopista 101 en Struve Slough durante este terremoto.



FIGURA I- 9 : Puente en Sruve Slough, Autopista 101
Terremoto de Loma Prieta, 17 de Octubre de 1989 [I-14]

I-1.6 QUINTA ETAPA (1990 al presente)

Esta etapa se ve signada por la ocurrencia de sismos altamente destructivos, incluso para estructuras diseñadas según la codificación vigente. Ejemplos claros son el terremoto de Northridge de , California, el 17 de Enero de 1994 con una magnitud de 6.69 y el terremoto de Kobe, Japón, el 17 de Enero de 1995 con magnitud de 7,2.

Esta quinta etapa considerada por Kowalsky se puede subdividir en dos períodos:

El primer período abarca desde 1990 hasta 1995, en el que ya no solo se hablaba de ductilidad, sino que también se comenzaba a insistir en el control de desplazamientos. Así en 1992 Moehle^[I-7] presentó un método para diseño basado en los desplazamientos de estructuras de hormigón armado, que consistía en verificar los desplazamientos luego de diseñar a partir del método basado en las fuerzas. En 1993 en un trabajo de Priestley^[I-8] se presentó un marco para un verdadero método de diseño basado en desplazamientos. En este trabajo se planteó la necesidad de un método que permita diseñar para un nivel de desplazamiento específico a partir de un espectro de respuesta para distintos niveles de amortiguamientos y para una relación de amortiguamiento histerético. En 1994, en un paper de Kowlsky et al.^[I-9] se implementó el procedimiento sugerido por Priestley para el diseño de columnas de puentes, solo aplicable a sistemas de un grado de libertad.

El segundo período abarca desde 1995 hasta nuestros días. Luego del terremoto de Kobe en 1995, y teniendo como antecedentes los terremotos de Northridge en 1994 y de Loma Prieta en 1989, se vio claramente la imposibilidad de los códigos de proveer seguridad frente a sismos de características impulsivas, ya que ante pulsos de tan corta duración, no puede desarrollarse la ductilidad prevista. Esto produjo un grave problema para la ingeniería sismorresistente. En busca de una solución, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, formó un comité para el estudio del problema y surgió así el reporte conocido como “Visión 2000”^[I-10], que sirvió de base para el “Criterio de Diseño Basado en el Comportamiento”. En esta filosofía de diseño se incluyen todos los aspectos de la estructura, desde el punto de vista de su comportamiento durante y luego de un sismo, incluyendo elementos no estructurales, controles de calidad global, mantenimiento, etc.

Actualmente se puede decir que la Ingeniería Sismorresistente se encuentra en una etapa de transición, ya que si bien se apunta al Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, como una herramienta de diseño válida para controlar el daño, perfectamente compatible con los lineamientos del criterio basado en el desempeño, no se ha encontrado aún una solución válida para el tratamiento de sismos impulsivos.

Las Figuras I-10, I-11, I-12, I-13 y I-14 muestran estructuras de puentes que sufrieron daño durante los sismos de Northridge en 1994 y de Kobe en 1995.



FIGURA I- 10 : Segundo Tramo del puente 53-179 sobre la Interestatal – 5, Terremoto de Northridge, California, 17 de Enero de 1994 [I-15]



FIGURA I- 11 : Cuarto Tramo del puente 53-179 sobre la Interestatal – 5, Terremoto de Northridge, California, 17 de Enero de 1994 [I-15]



FIGURA I- 12 : Puente 53-2205, Ruta Estatal 118, Terremoto de Northridge, California, 17 de Enero de 1994 ^[I-15]



FIGURA I- 13 : Puente Nishinomiya, Terremoto de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995 ^[I-16]



FIGURA I- 14 : Autopista Hanshin, Terremoto de Kobe, Japón, 17 de Enero de 1995 ^[I-16]

I-2 EL PUENTE COMO INSTRUMENTO INDISPENSABLE DE AUXILIO

En todos los países del mundo se reconoce la necesidad de acudir lo antes posible en auxilio de las víctimas en caso de sismos destructivos. Ante estos eventos los sistemas de transporte adquieren una importancia fundamental, y en la mayoría de los casos la operatividad de una vía de circulación depende del funcionamiento de los puentes, viaductos y distribuidores que sobre ella se encuentran emplazados. De allí que en caso de terremotos, los puentes se transforman en elementos indispensables para el auxilio de las víctimas.

No es extraño que los códigos de diseño sísmico de puentes de los distintos países exijan la operatividad de este tipo de estructura al menos para vehículos de emergencia, luego de la ocurrencia de un sismo de nivel similar al de diseño, y que esta sea una de las premisas fundamentales de la filosofía de diseño actual.

Muchos organismos de emergencia en países de gran actividad sísmica, se están preocupando por definir las “Líneas de Auxilio” en caso de catástrofes de este tipo, dictando lineamientos a tener en cuenta para el diseño o rehabilitación de puentes sobre dichas líneas. Un ejemplo es el

conjunto de medidas sugeridas por la “Federal Emergency Management Agency” FEMA-273 ^[I-11] de Estados Unidos, para orientar sobre los aspectos a tener en cuenta para el diseño o rehabilitación de estructuras construidas en zonas sísmicamente activas.

No queda ninguna duda de la importancia de los puentes antes y luego de la ocurrencia de un sismo destructivo. Sin embargo, algunos países, aún no se han dado cuenta de la necesidad de regular adecuadamente el diseño sismorresistente de este tipo de estructuras. Este es el caso de la República Argentina, donde el código vigente para el diseño sísmico de puentes NAA-80 data del año 1980. Si bien el actual código de construcciones INPRES-CIRSOC 103^[IV-14] en el apartado “1.2. Campo de Validez” extiende su aplicación a puentes y viaductos, no presenta ninguna prescripción específica para este tipo de estructuras.

I-3 OBJETIVOS Y CONTENIDO

Frente a los nuevos enfoques dados en todo el mundo al diseño sismorresistente de puentes, comprendiendo la importancia que adquieren estas estructuras luego de la ocurrencia de sismos destructivos, y ante la carencia de un código actualizado en nuestro país que brinde lineamientos claros a seguir para el diseño sismorresistente de puentes, el autor se propone:

- 1) Analizar y comparar las prescripciones, para el diseño de puentes, de códigos de distintos países con historia sísmica.
- 2) Presentar los lineamientos generales del Criterio de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño.
- 3) Presentar y explicar detalladamente el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos como método alternativo para el diseño sismorresistente de puentes de hormigón.
- 4) Estudiar mediante el diseño de las pilas de un puente tipo, la aplicabilidad del Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, verificando el cumplimiento de sus objetivos a través de un análisis dinámico no lineal en el tiempo.

Con el fin de cumplir los objetivos propuestos, en el Capítulo II de esta tesis se realiza un estudio comparativo de los códigos de diseño sísmico de puentes de Estado Unidos de Norteamérica, Nueva Zelanda, Japón, el Código Europeo, y las Normas NAA-80 de la República Argentina.

En el Capítulo III se presenta en forma sintética, el Criterio de Diseño Basado en el Desempeño con el objetivo de mostrar la tendencia actual en el diseño sismorresistente en general, y en el diseño de puentes en particular.

En el Capítulo IV se presenta el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, tanto para sistemas de uno como de múltiples grados de libertad, aplicado al caso particular de estructuras de puentes. Frente a la carencia de espectros de desplazamientos para poder aplicar este método en la República Argentina, en el Capítulo V se realiza un estudio para obtener dichos espectros y en el Anexo A de esta tesis se exponen los espectros de desplazamientos obtenidos para todas las Zonas Sísmicas y los Tipos de Suelos considerados en el Código INPRES_CIRSOC 103.

En el Anexo C de esta tesis se proporcionan diagramas de dimensionado para columnas circulares, teniendo en cuenta las deformaciones en el acero y en el hormigón, como así también el grado de confinamiento de las mismas, para ser utilizados con el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

Utilizando los espectros de desplazamientos obtenidos y los diagramas de dimensionado confeccionados, en el Capítulo VI se realiza un ejemplo numérico, dimensionando las pilas de un puente de hormigón de cuatro tramos aplicando el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos. En el Capítulo VII se ejecuta un análisis dinámico no lineal en el tiempo del mismo puente considerado en el Capítulo VI, y finalmente en el Capítulo VIII, con el fin de comparar resultados, se analiza nuevamente el puente, pero utilizando un análisis modal espectral.

Por último en el Capítulo IX se presentan las conclusiones y algunas sugerencias sobre investigación necesaria sobre el tema.

CAPITULO II

II ESTUDIO COMPARATIVO DE CODIGOS DE DISTINTOS PAISES

II-1 INTRODUCCION

La comparación de las reglamentaciones de distintos países sobre el diseño sismorresistente de puentes de hormigón muestra la existencia de considerables diferencias entre los mismos.

Entre los factores que contribuyen a la existencia de tales diferencias, se puede citar por una parte, la demora excesiva que presentan algunos países en implementar en los códigos las recientes investigaciones realizadas sobre el tema; por otra parte en otros países como es el caso de la República Argentina, se ve un total desinterés por parte de los organismos codificadores en el tema del diseño de puentes, y finalmente se puede adjudicar parte de estas diferencias a los distintos niveles de sismicidad y diferentes maneras de cuantificarla presentes en las distintas regiones analizadas.

En este capítulo se comparan los Conceptos Básicos de Diseño de los códigos vigentes en los Estados Unidos de Norteamérica, Nueva Zelanda, Japón, Europa y el reglamento vigente en nuestro País. Los Conceptos Básicos de Diseño incluyen:

- Filosofía y requerimientos de diseño (estados límites)
- Definición de las cargas sísmicas de diseño
- Procedimientos de análisis
- Definición de los niveles de ductilidad y factores de reducción de fuerzas.

A continuación se resumen las recomendaciones de los códigos citados para cada uno de estos puntos. En el caso de Estados Unidos se incluyen las recomendaciones de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y de CALTRANS (California Department of Transportation). Cabe destacar que actualmente, sobre todo en Estados Unidos se presenta una etapa de transición en lo que se refiere a codificación sísmica, ya que el Applied Technology Council (ATC) ^[III-1] completó un proyecto de revisión de los criterios de diseño sísmico contenidos en las normas. Al tratar los Códigos de Estados Unidos se hará mención a algunas de las recomendaciones efectuadas por el ATC.

II-2 FILOSOFIA DE DISEÑO

II-2.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

El Código AASHTO ^[II-2] establece que “Los puentes y sus componentes según las previsiones de este código, podrán sufrir daño, pero deberán tener una baja probabilidad de colapso debido a la acción sísmica. Frente a acción sísmica moderada y pequeña, deberán resistir en el rango elástico sin presentar daño significativo”.

El Código CALTRANS ^[II-3] no hace referencia en este sentido, pero sigue una filosofía similar, plasmada en documentos posteriores ^[II-4], en los que sostiene que para el diseño y adecuación sismorresistente de puentes “ordinarios” la filosofía primordial es prevenir el colapso durante sismos severos.

Importancia del Puente

AASHTO define dos categorías:

- 1) Puentes esenciales IC=I
- 2) Otros Puentes IC=II

Sin embargo solo requiere aplicar esta clasificación en zonas donde los coeficientes sísmicos son mayores que 0,29.

CALTRANS no considera coeficientes de importancias en nuevos diseños, pero para la adecuación de puentes existentes, considera 3 categorías.

- 1) Estructuras esenciales para la respuesta de emergencia.
- 2) Estructuras necesarias para recuperar.
- 3) Estructuras necesarias para operaciones normales.

ATC ^[II-1] recomienda considerar dos categorías bien diferenciadas

- 1) Puentes Importantes
- 2) Puentes Ordinarios

Definición de los Estados Límites

Ni AASHTO ni CALTRANS especifican lineamientos al respecto. Está implícito el hecho de que si ocurriera, la fluencia se producirá en las columnas.

AASHTO establece que la probabilidad de que los niveles de las fuerzas de diseño elásticas no sean excedidos en 50 años esté entre el 80 y 95 %

II-2.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA

Según la filosofía de Nueva Zelanda ^[II-5], el objetivo fundamental del diseño sísmico es que el puente pueda prestar servicio luego de un evento sísmico. Esto dependerá de la severidad del evento, y por lo tanto de su período de retorno . Según la importancia del puente se le asigna un factor de riesgo (ver TABLA II-1) que se relaciona con el período de retorno del sismo de diseño mediante el gráfico que se muestra en la FIGURA II-1.

TABLA II- 1
Factor de Riesgo R según el Código de Nueva Zelanda

Importancia del Puente	R = factor de Riesgo
1) Puentes con circulación mayor que 2.500 v.p.d.* Puentes sobre o bajo autopistas y vías férreas. Puentes sobre rutas nacionales	1,3
2) Puentes con circulación entre 250 y 2.500 v.p.d. Puentes sobre rutas provinciales no categorizadas en 1	1,1
3) Puentes con circulación menor de 250 v.p.d. Puentes provisorios	0,9

* v.p.d.: vehículos por día

Definición de los Estados Límites

Define tres **estados límites** según la intensidad del sismo:

- Luego de un sismo de período de retorno igual al de diseño, el puente deberá ser utilizado por vehículos de emergencias, aunque pueda sufrir daño, y requiera de alguna reparación rápida. Debe ser posible una reparación mayor para recuperar la capacidad de diseño tanto para cargas sísmicas como para el tránsito de vehículos.
- Luego de un sismo con período de retorno significativamente menor al de diseño, el daño debería ser ínfimo y no debería haber interrupción del tránsito.
- Luego de un sismo de período de retorno significativamente mayor que el de diseño, el puente no debería sufrir colapso, aunque el daño pueda ser importante. En estas condiciones, luego de una rápida reparación, el puente debería prestar servicio a vehículos de emergencia. Además debería ser posible recuperar sus niveles de seguridad originales luego de una reparación prolongada aunque a bajos niveles de carga.

Se supone que si se dimensiona para cumplir con a), se cumplirá también con b) y c).

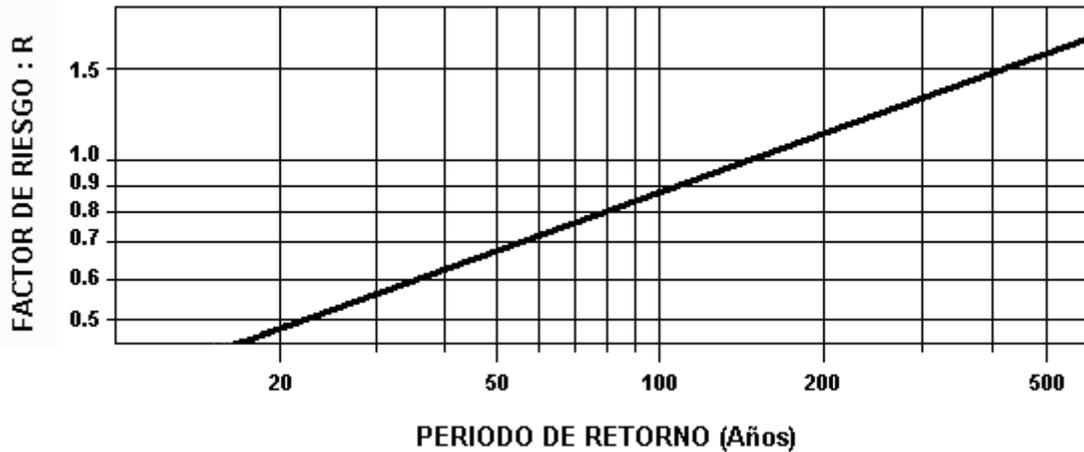


FIGURA II- 1 : Relación entre el factor de Riesgo R y el período de retorno del sismo considerado, según el código de Nueva Zelanda

II-2.3 REGLAMENTO DE JAPON

Según la filosofía de diseño japonesa [II-6], se tomaran en cuenta las características estructurales, topográficas, geológicas, las condiciones del suelo en el lugar, el daño sísmico en experiencias anteriores y la importancia del puente.

Importancia del Puente

Consideran dos categorías: 1ª Clase y 2ª Clase como se consigna en la TABLA II-2

TABLA II- 2

Coefficiente de Importancia C_I según el Reglamento de Japón

1ª Clase	Puentes sobre autopistas (acceso limitado), rutas nacionales y caminos principales de " Prefecturas " y puentes importantes sobre caminos de Prefecturas y municipales	$C_I = 1$
2ª Clase	Los no considerados en la 1ª Clase	$C_I = 0,8$

Estados Límites

Los puentes carreteros no sufrirán averías estructurales para evitar la suspensión del tráfico frente a sismos moderados o pequeños, y se diseñarán para no causar pérdidas catastróficas tales como la caída de la superestructura aún en grandes terremotos.

El diseño se basará en el método de las tensiones admisibles.

II-2.4 REGLAMENTO EUROPEO

Según el Eurocode 8 – Part 2 (EC8/2) ^[II-8], la filosofía de diseño se basa en las exigencias generales en que las comunicaciones deberán mantenerse, con una apropiada seguridad, luego del evento sísmico de diseño.

La definición del evento sísmico de diseño se basa sobre una aceptable baja probabilidad de ser superado durante la vida útil de la estructura. La vida útil de la estructura se define por ejemplo para un puente de importancia media entre 50 y 100 años.

Importancia del Puente

Reconoce 3 categorías de puentes:

- 1) Puentes de importancia mayor que la media $\gamma_I = 1,3$: puentes de importancia crítica para el mantenimiento de las comunicaciones, sobre todo luego de desastres. Puentes con una vida útil mayor que la normal.
- 2) Puentes de importancia media $\gamma_I = 1,0$
- 3) Puentes de importancia menor que la media $\gamma_I = 0,7$: puentes para los que se cumplen ambas de las siguientes condiciones:
 - No son críticos para las comunicaciones.
 - No se justifica económicamente diseñarlos para la probabilidad normal de exceder el sismo de diseño, o la vida útil de una estructura de importancia normal

Estados Límites y sus Probabilidades

El EC8/2 define dos requerimientos básicos.

- 1) Requerimiento de no colapso (Estado límite último): Luego de la ocurrencia del sismo de diseño, el puente deberá mantener su integridad estructural y una capacidad de resistencia residual, aunque pueda presentar daño considerable.
- 2) Minimización del Daño (Estado límite de servicio) : Luego de una acción sísmica con alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente, no deberá interrumpirse la comunicación y solo podrá ocurrir daño menor.

II-2.5 REGLAMENTO ARGENTINO

Según el código argentino NAA80 parte II ^[II-9], el proyecto de puentes se realizará de modo tal de asegurar la estabilidad, tanto de la obra en conjunto como de cada una de las partes, durante los movimientos sísmicos.

En el diseño se tienen en cuenta las tensiones admisibles.

Importancia del Puente

La importancia del puente se tiene en cuenta mediante un coeficiente de destino γ_d según se consigna en la TABLA II-3.

TABLA II- 3
Coeficiente de Destino γ_d según la Norma Argentina NAA-80

DESTINO DEL PUENTE	γ_d
Puentes para autopistas, intercambiadores, viaductos, pasos elevados, puentes para rutas nacionales, puentes para rutas provinciales primarias, puentes ferroviarios.	1,50
Puentes peatonales, puentes para rutas provinciales secundarias.	1,00
Alcantarillas y obras de arte menores.	0,80

Estados Límites

El código no hace referencia explícita a los estados límites. Sin embargo, hace referencia a que el criterio de proyecto debe prever que no se produzca el colapso parcial o total del puente, asegurando su uso inmediato después de ocurrido un terremoto destructivo, al menos para tránsito liviano. Así mismo se tenderán a evitar los daños que pudieran provocar sismos de menor intensidad y mayor frecuencia de ocurrencia.

II-3 ACCION SISMICA**II-3.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA**

Tanto el Código AASHTO como el CALTRANS utilizan espectros de respuesta en término de aceleraciones para el 5 % de amortiguamiento.

Los espectros utilizados por AASHTO son los mismos que para edificios. Según su mapa regional se da un espectro para cada aceleración máxima de suelo y presenta una curva para cada tipo de suelo. En la FIGURA II-2, a modo de ejemplo, se presenta el espectro para aceleraciones de Suelo de 0,4 g.

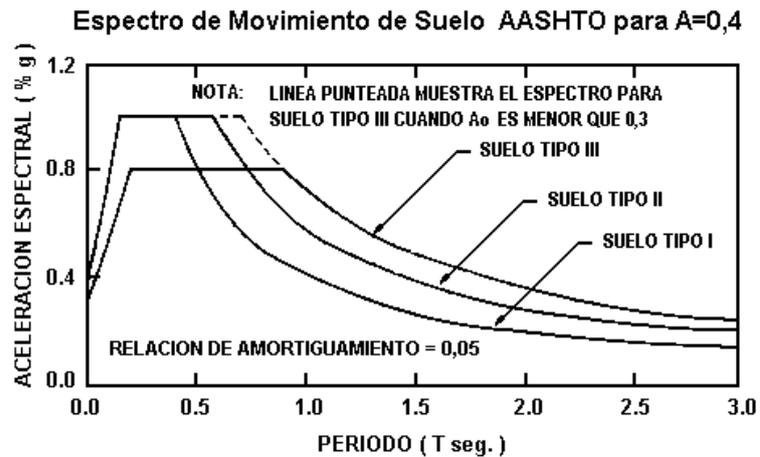


FIGURA II- 2 : Espectro de aceleraciones según el código de AASHTO

CALTRANS consigna los espectros con respecto a la aceleración en la roca madre y presenta distintos gráficos según el espesor de la capa de suelo que yace sobre la roca, cada gráfico presenta varias curvas y cada una corresponde a una aceleración máxima. En la FIGURA II-3 se muestra el espectro que corresponde a un manto de suelo aluvial entre 0 y 10 pies (0 y 3 metros).

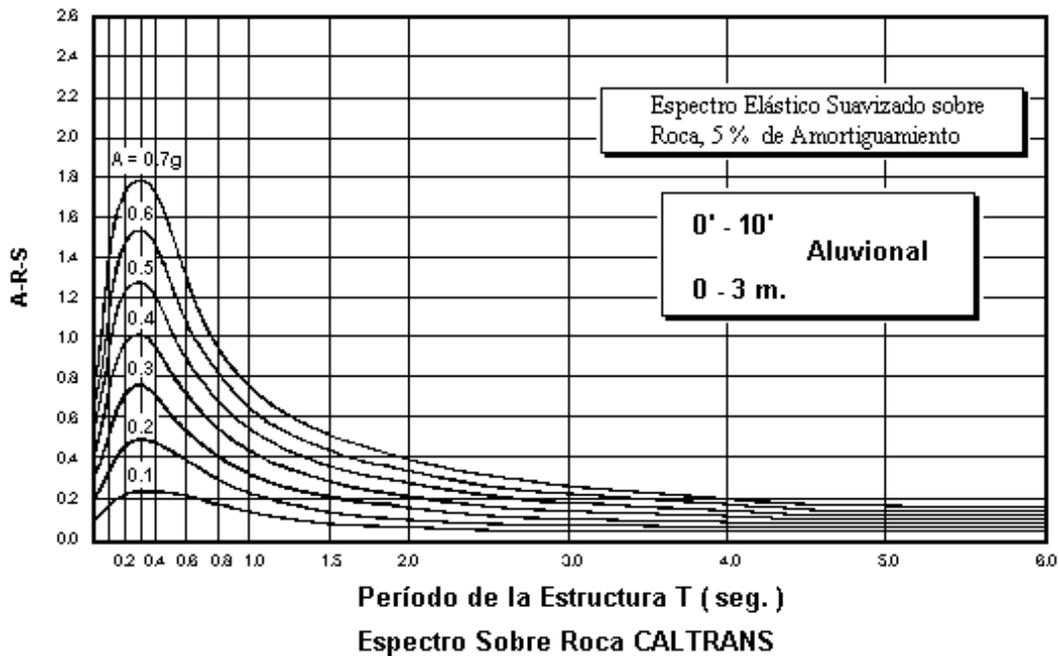


FIGURA II- 3 : Espectro de aceleraciones según el Código de CALTRANS

Condiciones del Suelo

AASHTO diferencia tres tipos de suelos

- Tipo I Roca o suelos rígidos.
- Tipo II Arcillas duras o suelos poco cohesivos.
- Tipo III Arcillas blandas o semiduras y arenas

CALTRANS define el movimiento en el manto rocoso y utiliza cuatro categorías para describir distintas profundidades de manto sedimentario (aluvional).

- 0 a 10 pies (0 a 3 m.).
- 10 a 80 pies (3 a 24 m.).
- 80 a 150 pies (24 a 45 m.).
- más de 150 pies (más de 45 m.).

Suposición del Movimiento de Suelo en la Base de Diferentes Pilas

Ambos códigos asumen igual movimiento en cada apoyo.

Tratamiento de las Aceleraciones Verticales

La aceleración vertical no está directamente especificada en ninguno de los dos códigos. Sin embargo ambos especifican requerimientos de sujeción para las fuerzas de levantamiento resultantes de las cargas sísmicas horizontales. Donde estas fuerzas verticales excedan el 50 % de la reacción de la carga permanente se proveerán dispositivos de sujeción. Cuando sean requeridos los dispositivos de sujeción, se calcularán para la mayor fuerza entre el 10 % de la reacción de peso propio o 1,2 veces la fuerza neta ascendente.

Combinación de Estados de Cargas

Caso I : 100% de fuerzas originadas por el sismo en una dirección con el 30% de las de la dirección ortogonal.

Caso II : 30 % de la fuerza originadas por el sismo en la dirección en que se consideró el 100% para el Caso I, combinadas con el 100% de las fuerzas en la dirección ortogonal.

II-3.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA

Para determinar la carga estática equivalente de diseño sísmico, se hace uso de un espectro de respuesta apropiado a las condiciones de suelo del lugar y a la ductilidad de la estructura, la que se tiene en cuenta mediante el factor de ductilidad calculado con

$$\mu = \Delta / \Delta_y \quad (\text{II-1})$$

donde:

Δ : desplazamiento horizontal máximo.

Δ_y : desplazamiento horizontal en el punto de fluencia.

Este Código presenta un diagrama para suelo normal y otro para suelo flexible, y un rango de ductilidades entre $\mu = 1$ (espectro elástico) y $\mu = 6$ máxima ductilidad admisible de diseño. A modo de ejemplo la FIGURA II-4 muestra el diagrama correspondiente a suelo normal.

La curva del espectro de respuesta elástico es para un amortiguamiento del 5 % y se obtuvo sometiendo al oscilador a tres sismos de los Estados Unidos y a tres de Japón, y luego considerando una curva suavizada.

Las características sísmicas de las distintas zonas del país se tienen en cuenta mediante un factor de zona que se obtiene de un mapa de zonificación. El método de aplicación depende del tipo de análisis adoptado.

Para el análisis de fuerza estática equivalente, la fuerza horizontal de corte en la base, se calcula con

$$H = C_{\mu} Z R W \geq 0,05 W \quad (\text{II-2})$$

donde:

C_{μ} : coeficiente de aceleración básica obtenido de FIGURA II-4 con (tipo de suelo, μ , y T)

Z : factor de zona obtenido de mapa de zonificación ($0,4 \leq Z \leq 0,8$)

R : factor de riesgo (según la importancia del puente de TABLA II-1).

W : total de cargas permanentes (unidades de fuerzas) que se asuma que participan en la dirección del movimiento sísmico.

Tipos de Suelos

Considera 2 tipos de suelos.

- 1) Suelo normal.
- 2) Suelo flexible: un puente se considera sobre suelo flexible, si por debajo el espesor de suelo excede los siguientes límites:
 - 6 m de suelo cohesivo con resistencia media al corte saturado menor de 50 kPa.
 - 8,5 m de suelo cohesivo con resistencia media al corte saturado menor de 100 kPa.
 - 12 m de suelo cohesivo con resistencia media al corte saturado menor de 200 kPa.
 - 15 m de arenas de baja cohesión o grava.

En caso de suelos que puedan sufrir licuefacción debe hacerse un estudio especial para determinar el probable comportamiento del mismo.

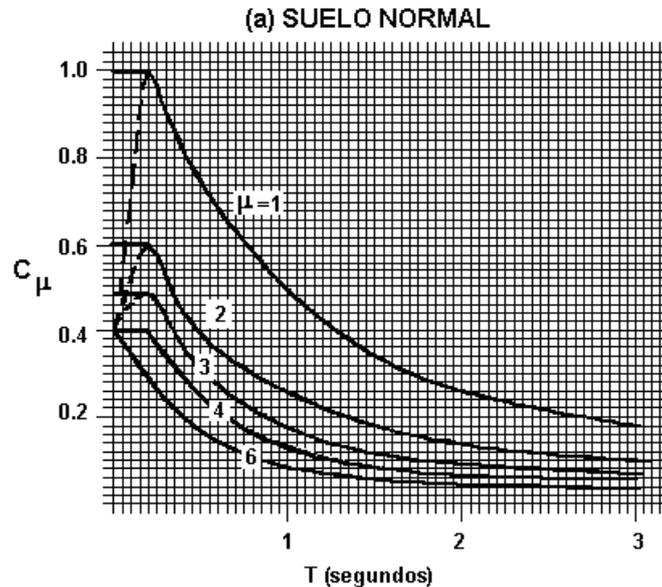


FIGURA II- 4 : Coeficiente de aceleración básica según el Código de Nueva Zelanda para suelo normal

Análisis Modal

Las cargas de diseño para el análisis modal, se obtienen del espectro de respuesta inelástico apropiado a las condiciones del lugar, multiplicado por el factor de zona Z y por el factor de riesgo R.

Análisis Inelástico en el Tiempo

Para este análisis deberán usarse datos sísmicos apropiados para el lugar. El espectro de respuesta elástico para el 5 % de amortiguamiento del registro utilizado, deberá compararse con el espectro elástico del código para las condiciones del lugar, multiplicado por el factor de zona y por el factor de riesgo. Las ordenadas del espectro de entrada no serán menores del 90 % de las del espectro de diseño codificado para el rango de los tres primeros períodos de vibración de la estructura en la dirección considerada.

El registro debe contener al menos 15 segundos de movimiento fuerte y no menos de 5 veces el período fundamental de la estructura.

Respuesta Sísmica Vertical

La superestructura del puente debe diseñarse para permanecer en el rango elástico bajo aceleraciones verticales tanto positivas como negativas.

La aceleración vertical pico para estructuras regulares se puede calcular con la siguiente expresión

$$a_v = 0,67 C_E Z R g \quad (\text{II-3})$$

donde:

C_E : coeficiente de fuerza horizontal básico para la estructura elástica (con $\mu=1$ y T = período natural para vibración vertical de espectro como el mostrado en FIGURA II-4).

Z : coeficiente de zona obtenido del mapa de zonificación ($0,4 \leq Z \leq 0,8$).

R : factor de riesgo (según la importancia del puente de TABLA II-1).

g : aceleración de la gravedad.

Combinación de Efectos de Cargas

Las combinaciones de cargas y factores de cargas para evaluar la resistencia requerida cuando se involucran cargas sísmicas se calculan con la que resulte más desfavorable de las siguientes ecuaciones

$$U = 1,00 \{ k \cdot DL + 1,35 (EP + OW) + SG + ST + EQ + 0,33 TP \} \quad (\text{II-4})$$

$$U = 1,35 \{ DL + EP + OW + SG + 0,33 EQ + 1,1 CN \} \quad (\text{II-5})$$

donde:

CN : carga de construcción incluidas las cargas sobre la estructura incompleta.

DL : peso propio incluida la superposición de cargas permanentes.

EP : empuje de tierra.

EQ : efectos sísmicos.

OW : presión de agua común y subpresión.

SG : efectos de acotamiento.

ST : asentamiento.

TP : efecto de temperatura, totales y diferenciales.

U : cargas de diseño para método de diseño por resistencia.

$k = 1,3$ o $0,8$ el más desfavorable para permitir aceleraciones verticales.

II-3.3 REGLAMENTO DE JAPON

El diseño se basa en el método de diseño de tensiones admisibles.

Combinación de Cargas

La combinación de cargas se hará incluyendo (**P**) carga principal (peso propio, fuerzas de pretensado, efectos de fluencia lenta, efectos de contracción, empuje de tierra, presiones de agua,

fuerzas de levantamiento) y **(EQ)** efecto sísmico (fuerzas de inercia, aumento de las presiones de tierra e hídricas). Deberá considerarse en el diseño los efectos de inestabilidad de subsuelo tales como suelos cohesivos débiles o licuefacción de suelos arenosos saturados. Las tensiones admisibles pueden incrementarse en un 50 % para la combinación de carga P+EQ.

La fuerza lateral debe calcularse mediante el método de la carga estática equivalente en la cual la fuerza lateral se determina multiplicando el peso **W** de la estructura por el coeficiente de fuerza lateral **k** como se muestra en la ecuación (II-6).

Acción Vertical

Generalmente no se tiene en cuenta, excepto para el diseño de los apoyos articulados, donde el coeficiente de fuerza vertical se considera 0,1.

Aplicación de la Fuerza Lateral Sísmica

Por encima de la superficie de base asumida, se aplicará la fuerza lateral sísmica a estructuras, suelos y aguas. Por debajo de la superficie de base asumida la fuerza sísmica en la estructura y en el agua se considera nula.

Fuerza Lateral

$$F = k_h W \quad (II-6)$$

donde:

$$k_h = k_{ho} C_Z C_G C_I C_T \quad (II-7)$$

W : peso de la estructura

k_{ho} : coef. de fuerza lateral sísmica de diseño estándar.

C_Z : factor de modificación por zona (TABLA II-4).

C_G : factor de modificación por condiciones del terreno (TABLA II-5).

C_I : factor de modificación por importancia (TABLA II-2).

C_T : factor de modificación por respuesta estructural (TABLA II-6).

La ecuación (II-7) para **k_h** se determinó sobre la base de un análisis estadístico de 394 registros sísmicos obtenidos sobre la superficie en Japón ^[II-10] y se estudiaron también los efectos de la superposición de las dos componentes ^[II-11].

Aunque **k_{ho}** se obtuvo de espectros de aceleraciones de respuestas, se tuvieron en cuenta para su definición las experiencias en sismos anteriores.

Zonas Sísmicas C_Z :

Considera tres zonas sísmicas según un mapa de zonificación.

TABLA II- 4

Factor de Modificación por Zona según el Código de Japón

Zona	C_Z
A	1,00
B	0,85
C	0,70

Condiciones del Terreno

Considera 3 tipos de terreno, según un valor característico en segundos, que tiene que ver con el tiempo en que la onda se desplaza por los distintos estratos como se consigna en la TABLA II-5.

El valor característico del suelo T_G en segundos, se evalúa con

$$T_G = \sum_i \frac{4h_i}{V_{si}} \tag{II-8}$$

donde:

h_i : espesor del i-ésimo estrato de suelo [m].

V_{si} : velocidad de la onda de corte del i-ésimo estrato de suelo [m/seg].

i : número de estratos subyacentes contados desde la superficie del terreno.

TABLA II- 5

Factor de Modificación por Condiciones del Terreno según el Código de Japón

Condiciones del Suelo	Definición	C_G
Grupo I - Rígido	$T_G < 0,2$ seg	0,8
Grupo II - Medio	$0,2 \leq T_G < 0,6$ seg	1,0
Grupo III - Blando	$0,6 \leq T_G$	1,2

Respuesta Estructural

Según el tipo de terreno y según el período de la estructura se obtiene el factor de respuesta estructural C_T de TABLA II-6

El código presenta un gráfico para k_h donde ya están incluido C_G (tipo de suelo), o sea que presenta 3 curvas para facilitar el cálculo, en función del período T en segundos FIGURA II-5.

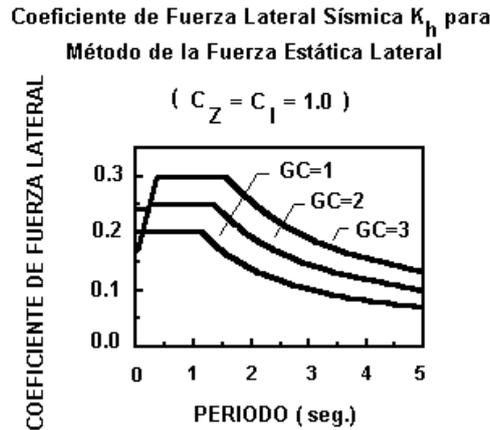


FIGURA II- 5 : Coeficiente de Fuerza Lateral K_h según el Código de Japón

Otras Acciones

Luego el código japonés da información detallada de cómo considerar el empuje de terreno durante el sismo, la presión hidrodinámica y la fuerza de inercia, para mayores detalles ver referencia [II-6] [II-12].

TABLA II- 6

Factor de Modificación por Respuesta Estructural según el Código de Japón

Tipo del Suelo	Coeficiente de Respuesta Estructural C_T		
	$T < 0,1$ $C_T = 2,69 T^{1/3} \geq 1,00$	$0,1 \leq T \leq 1,1$ $C_T = 1,25$	$1,1 < T$ $C_T 1,33 T^{-2/3}$
Grupo I			
Grupo II	$T < 0,2$ $C_T = 2,15 T^{1/3} \geq 1,00$	$0,2 \leq T \leq 1,3$ $C_T = 1,25$	$1,3 < T$ $C_T 1,49 T^{-2/3}$
Grupo III	$T < 0,34$ $C_T = 1,80 T^{1/3} \geq 1,00$	$0,34 \leq T \leq 1,5$ $C_T = 1,25$	$1,5 < T$ $C_T 1,64 T^{-2/3}$

Fuerzas de Inercia

Para la distribución de las fuerzas de inercia considera, según la estructura, varias unidades estructurales a las que aplica esa fuerza. Para ello indica la forma de calcular el período en función del desplazamiento de la estructura al aplicarle una carga horizontal equivalente al 80 % del peso de la infraestructura por encima del nivel de terreno, más el peso de la superestructura que sobre esa infraestructura reposa.

Para el cálculo de la fuerza de inercia considera dos casos:

- Unidades estructurales que constan de una infraestructura sobre la que asienta parte de la superestructura.
- Unidades estructurales formadas por varias infraestructuras.

Dirección de Análisis

Debe hacerse el análisis en dos direcciones independientemente; en la longitudinal y en la transversal.

Verificación

Luego debe verificarse la capacidad portante última de las pilas de hormigón armado frente a fuerzas laterales. La norma da en forma detallada la manera de verificar.

Interacción Suelo Estructura

Tiene en cuenta el efecto del suelo reemplazándolo por resortes con rigidez adecuada.

Licuefacción de Suelos

La tiene en cuenta reduciendo la rigidez del suelo, o directamente no considerándolo cuando la posibilidad de licuefacción es muy elevada, detalla específicamente la forma de considerarla.

II-3.4 REGLAMENTO EUROPEO

El EC8/2 considera la ocurrencia de sismos como fenómeno aleatorio gobernado por una distribución de Poisson, por lo tanto un método probabilístico que involucre el período de retorno del evento sísmico y la vida útil de la estructura, será apropiado para elegir el sismo de diseño.

Se considera al período de retorno como la inversa de la probabilidad de que el evento sea excedido en un año.

En la definición de la acción sísmica se deberá considerar:

- La caracterización del movimiento en un punto.
- La caracterización de la variabilidad espacial del movimiento.

Caracterización del movimiento

- Cuantificación de una componente del movimiento.
- Construcción de un modelo de 6 componentes (3 traslacionales y 3 rotacionales).

Cuantificación de una componente

La cuantificación de una componente del movimiento sísmico se llevará a cabo en términos de:

- Espectro de Respuesta.
- Función de Densidad Espectral de Potencia.
- Representación del movimiento en el tiempo.

Espectro de Respuesta:

En el EC8/2 se dan las siguientes ecuaciones para construir el espectro

$$\begin{array}{ll}
 0 < T < T_1 & R(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + T/T_1 (\eta \cdot \beta - 1)] \\
 T_1 < T < T_2 & R(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot \beta \\
 T > T_2 & R(T) = a_g \cdot \eta \cdot \beta \cdot (T_2/T)
 \end{array} \quad (\text{II-9})$$

donde:

a_g : aceleración de la gravedad.

S : factor de modificación de la aceleración pico por el suelo.

T : período de la estructura.

T_1, T_2 : períodos que dependen del suelo.

η : factor de corrección del amortiguamiento $> 0,7$.

β : factor de amplificación de la aceleración espectral.

Considera que $R(T) \geq 0,2 a_g$.

Función de Densidad Espectral de Potencia:

Puede describirse la acción sísmica mediante un proceso estocástico gaussiano estacionario.

Debe haber correspondencia entre la función de densidad espectral de potencia y el espectro de respuesta.

Representación en el Tiempo:

Puede definirse la acción sísmica mediante un grupo de acelerogramas generados artificialmente. Deberá disponerse de un número suficientemente grande de acelerogramas generados, y deberá haber coincidencia, dentro de un intervalo de confianza adecuado, entre el espectro de respuesta y la media muestral del valor extremo mayor de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, con frecuencia natural y amortiguamiento viscoso adecuado. Los acelerogramas generados podrán ser estacionarios o no.

Modelo de 6 componentes

Se desarrolla en principio a partir de las ondas P, S, de Rayleigh y Love en la vibración sísmica total.

Para el diseño, sin embargo, el EC8/2 sugiere **espectro de respuesta** constituido por 6 (seis) espectros mutuamente independientes, **función de densidad espectral de potencia** constituido por 6 (seis) espectrales de potencia mutuamente independientes.

En general no es necesario incluir en la acción sísmica las componentes rotacionales, salvo en condiciones geológicas muy especiales.

Efecto de las Condiciones del Suelo Local

La cuantificación de la acción sísmica presentada por el EC8/2 es aplicable a sitios con condiciones geológicas normales.

Si las características del sitio son tales que puedan amplificar la intensidad y/o cambiar el contenido de frecuencia del movimiento sísmico, la acción sísmica será objeto de un estudio especial.

Suposición del Movimiento de Suelo en la Base de Diferentes Pilas

El EC8/2 en principio para condiciones normales no considera la variabilidad espacial, pero debe tenerse en cuenta si las condiciones geológicas reinantes pueden producir un marcado asincronismo espacial.

Tratamiento de Aceleraciones Verticales

Para la componente vertical del movimiento sísmico, toma el espectro de respuesta horizontal del lugar multiplicado por 0,7.

II-3.5 REGLAMENTO ARGENTINO***Fuerza Sísmica Horizontal***

La fuerza sísmica horizontal de cálculo, se determinará mediante

$$F_{sh} = C \cdot Q \quad (II-10)$$

siendo :

$$C = C_o \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot S \quad (II-11)$$

$$Q = G + p \cdot P \quad (II-12)$$

en las que :

F_{sh} : Fuerza sísmica horizontal.

C : Coeficiente sísmico horizontal.

- C_o : Coeficiente sísmico zonal de TABLA II-7
- γ_d : Coeficiente de destino de TABLA II-3
- γ_e : Coeficiente de estructura., depende de la capacidad de disipación de la infraestructura TABLA II-8
- s : Coeficiente de influencia del terreno y del período fundamental de vibración libre de la estructura. FIGURA II-6
- Q : Carga vertical total, a la que no se deberá efectuar reducciones por efectos de flotación y/o subpresión.
- G : Carga permanente que actúa en el elemento o parte considerada del puente.
- P : Sobrecarga móvil o de servicio.
- p : Coeficiente de participación de la sobrecarga de servicio, que varía de acuerdo con lo establecido en la TABLA II-9.

TABLA II- 7

**Coeficiente Sísmico Zonal (C_o)
según el Reglamento de Argentina NAA80**

ZONA SISMICA	C_o
4	0,12
3	0,10
2	0,05
1	0,025
0	0

TABLA II- 8

**Coeficiente de Estructura (γ_e)
según el Reglamento de Argentina NAA80**

TIPO	CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	γ_e
1	Alta Capacidad de Disipación	1,0
2	Mediana Capacidad de Disipación	1,4
3	Baja Capacidad de Disipación	1,8

TABLA II- 9
Coefficiente de Participación de la Sobrecarga (p)
según el Reglamento argentino NAA80

Puentes	p	
	Dirección Longitudinal	Dirección Transversal
Ferrovianos	0	0,50
Carreteros	0	0,25
Peatonales	0,25	0,25

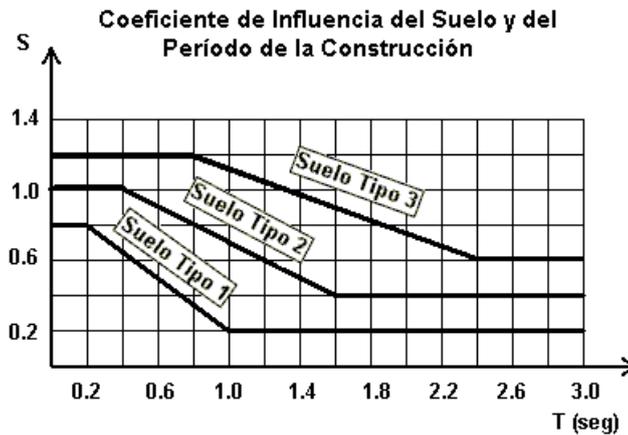


FIGURA II- 6 :Coeficiente de influencia del terreno según la Norma Argentina NAA80

Fuerza Sísmica Vertical

La fuerza sísmica vertical se determina multiplicando el coeficiente sísmico C utilizado para la fuerza sísmica horizontal por 0,5. La fuerza sísmica vertical se considerará en el sentido más desfavorable para la estabilidad de la estructura o de cada una de sus partes.

Simultaneidad de Estados de Cargas

El cálculo de la estructura del puente y de los distintos elementos que la componen, deberá realizarse sobre la base de la superposición de las sollicitaciones sísmicas con las provocadas por los otros estados de carga actuantes, con excepción de

- viento y sismo.
- máxima crecida probable y sismo.

Sobrecargas Móviles

A efectos de la superposición de las solicitaciones debidas a las sobrecargas móviles con las originadas por el sismo, se considerarán los porcentajes de la sobrecarga de servicio que se consignan en la TABLA II-10

TABLA II- 10
Factor de Participación de la Sobrecarga según el Reglamento Argentino NAA80

Tipo de Puente	% de la Sobrecarga de Servicio
Puentes ferroviarios	100 %
Puentes carreteros	50 %

Influencia de los Suelos

Considera tres tipos de suelo según su resistencia admisible

- Tipo I: $\sigma_{adm} \geq 5 \text{ Kg./ cm}^2$
- Tipo II: $5 \text{ Kg./ cm}^2 > \sigma_{adm} > 0,8 \text{ Kg./ cm}^2$
- Tipo III: $\sigma_{adm} \leq 0,8 \text{ Kg./ cm}^2$

Direcciones de Análisis

Las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con lo establecido anteriormente, se asumirán en general actuando en forma independiente, según las direcciones longitudinal y transversal del puente.

Superestructura

Se deberá verificar al vuelco la superestructura del puente, en la dirección transversal, ante la acción conjunta de las fuerzas sísmicas horizontales y verticales. A tal efecto, el coeficiente de seguridad no será inferior a 1,5.

Fuerzas Sísmicas a Considerar en la Infraestructura

En el cálculo de los elementos de la infraestructura (estribos y pilas), deberán considerarse las siguientes fuerzas originadas por la acción sísmica:

- las fuerzas sísmicas transmitidas por la superestructura,
- las fuerzas sísmicas debidas a la inercia de su propia masa,
- el incremento del empuje de suelos originado por la acción sísmica,
- las fuerzas hidrodinámicas originadas por la acción sísmica.

La norma específica detalladamente como se calcularán las fuerzas antes enunciadas

II-4 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

II-4.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

Estático Lineal. Ambos códigos permiten el uso del análisis estático lineal, pero restringen el uso del método de carga estática a estructuras simples donde un único modo de vibración en la dirección considerada pueda simular los resultados de un análisis modal simple.

Dinámico Lineal. Ambos códigos permiten el uso del análisis dinámico lineal. AASHTO especifica en mayores detalles el número de modos a considerar.

Análisis No Lineal. Ninguno de los códigos especifica el análisis no lineal, pero ambos aluden a este como un método posible sin dar mayores detalles.

Fundaciones (Estribos) e Interacción Suelo Estructura.

Ambos códigos reconocen la necesidad de considerar la rigidez de los estribos en el modelo analítico. CALTRANS asume un resorte lineal equivalente de 200 K/in por pie lineal de estribo, (115 MN/m por metro lineal de estribo) con una limitación de la fuerza máxima en los miembros móviles del estribo de 7,7 Ksf (368,8 kN/m²).

Las zapatas de las pilas, cuando están sobre roca, o pilotes, se consideran empotradas salvo que estén fundadas en suelos blandos.

Fundaciones con fustes de gran altura se analizan asumiendo resortes de suelo como apoyos laterales.

II-4.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA

Método de la Fuerza Estática Equivalente

Especifica la forma en que se debe considerar aplicada la masa, y establece como debe considerarse el efecto torsional cuando no coincide el centro de masa con el de rigidez.

Análisis Dinámico

El análisis dinámico se llevará a cabo cuando no pueda representarse la estructura como un oscilador de un grado de libertad, considerando como tales a los siguientes tipos de estructuras:

- Puentes donde la masa de cualquier pila (Incluyendo la contribución de cualquier efecto hidrodinámico) es mayor que el 20 % de la masa de la parte de la superestructura que contribuye a la carga de inercia sobre la pila.
- Para análisis transversal, donde el puente o una longitud independiente del mismo entre juntas, tiene cambios abruptos en la distribución de masa, rigidez horizontal o geometría a lo largo de su longitud, o si es sustancialmente asimétrico.
- Puentes que describen un arco horizontal subtendido más de 45°.

- Puentes en los cuales la resistencia a cargas sísmicas está provista por otros sistemas estructurales además de las pilas y estribos.
- Puentes sustentados por cables y puentes en arco.

El análisis debe realizarse en dos direcciones ortogonales. Los momentos y las fuerzas obtenidas deberán compararse con las obtenidas por el método de las fuerzas estáticas equivalentes basadas en el período del primer modo. Los momentos y las fuerzas de diseño deberán ser mayores que las encontradas en el análisis espectral, y del 80 % de las encontradas en el análisis estático equivalente. La respuesta modal se calcula del espectro de respuesta para la ductilidad estructural multiplicado por R (factor de riesgo ver TABLA II-1) y por Z (factor de zona).

Deben incluirse suficientes modos para asegurar que la masa incluida es al menos el 90 % de la de la estructura.

La respuesta máxima se obtiene usando un método de superposición modal adecuado, tal como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, teniendo en cuenta los modos cercanos.

TABLA II- 11

Máximas Ductilidades Globales Adoptadas por el Código de Nueva Zelanda

SISTEMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	μ
Estructuras dúctiles o parcialmente dúctiles (Tipo I), en las cuales las articulaciones plásticas se forman por encima del nivel de suelo o agua normal.	6
Estructuras dúctiles o parcialmente dúctiles (Tipo I), en las cuales las articulaciones plásticas se forman en zonas de razonable accesibilidad, por ejemplo menos de 2 metros por debajo del nivel de suelo, pero no debajo de nivel de agua normal.	4
Estructuras dúctiles o parcialmente dúctiles (Tipo I), en las cuales las articulaciones plásticas son inaccesibles, formándose a más de 2 metros por debajo del nivel de suelo o debajo del nivel de agua normal. Estructuras parcialmente dúctiles (Tipo II). Bases continuas diseñadas sobre roca (salvo que un valor mayor pueda justificarse específicamente)	3
Articulación formada en pilotes inclinados donde el sismo puede inducir grandes cargas axiales.	2
Estructuras estancas. Estructuras elásticas.	1

Análisis Inelástico en el Tiempo

Deberá llevarse a cabo utilizando 2 movimientos sísmicos por cada dirección y se tomará para el análisis los dos más apropiados para el diseño. El amortiguamiento global será del 5%. Las ductilidades globales máximas calculadas mediante el análisis inelástico y aceptadas para el diseño no deberán ser mayores que las indicadas en la TABLA II-11.

II-4.3 REGLAMENTO DE JAPON

Método de la Fuerza Estática Equivalente

Establece como método de cálculo el de la fuerza estática equivalente calculadas como se indicó en la sección II-3.3 y dimensiona por las tensiones admisibles, pero verifica la capacidad portante última de las pilas en forma detallada.

Análisis de la Respuesta Dinámica

Solo lo realiza para puentes con respuesta dinámica complicada y para nuevos tipos de puentes.

El análisis se hará mediante un análisis modal espectral de la respuesta, utilizando un modelo analítico que simule las características dinámicas del puente.

El espectro de aceleraciones para el análisis modal se determina según lo indicado por la siguiente ecuación:

$$S = C_Z C_1 C_D S_0 \text{ [cm/seg}^2\text{]} \quad (\text{II-13})$$

donde:

S_0 : espectro básico según el tipo de suelo (Ver TABLA II-12)

C_Z : factor de modificación por zona (Ver TABLA II-4)

C_1 : factor de modificación por importancia (Ver TABLA II-2).

C_D : factor de modificación por amortiguamiento, calculado como:

$$C_D = \frac{1.5}{40 \cdot \xi_i + 1} + 0.5 \quad (\text{II-14})$$

ξ_i : relación de amortiguamiento.

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n \phi_{ij}^T \cdot \xi_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i} \quad (\text{II-15})$$

donde:

ξ_j : relación de amortiguamiento crítica para el j-ésimo elemento estructural.

ϕ_{ij} : vector modal del j-ésimo elemento estructural para el i-ésimo modo.

k_j : matriz de rigidez del j-ésimo elemento estructural.

K : matriz de rigidez total de la estructura.

ϕ_i : vector modal de la estructura para el i-ésimo modo de vibración.

TABLA II- 12

Descripción del Espectro Básico de Aceleraciones según el Código Neocelandés

Tipo de Suelo	S_o [cm/seg ²]		
Grupo I	$T_i < 0,1$	$0,1 \leq T_i \leq 1,1$	$0,1 < T_i$
	$S_o = 431.T_i^{1/3} \geq 160$	$S_o = 200$	$S_o = 220 / T$
Grupo II	$T_i < 0,2$	$0,2 \leq T_i \leq 1,3$	$1,3 < T_i$
	$S_o = 427.T_i^{1/3} \geq 200$	$S_o = 250$	$S_o = 325 / T_i$
GrupoIII	$T_i < 0,34$	$0,34 \leq T_i \leq 1,5$	$1,5 < T_i$
	$S_o = 430.T_i^{1/3} \geq 240$	$S_o = 300$	$S_o = 450 / T_i$

Por razones de simplicidad el reglamento contiene un gráfico con el espectro de aceleraciones para $C_Z=C_I=C_D=1,0$ como el mostrado en la FIGURA II-7

Espectro de Aceleración de Diseño S_o para Análisis de Respuesta Dinámica

($C_Z = C_I = 1.0$ y $C_D = 1.0$ ($h_i = 0.05$))

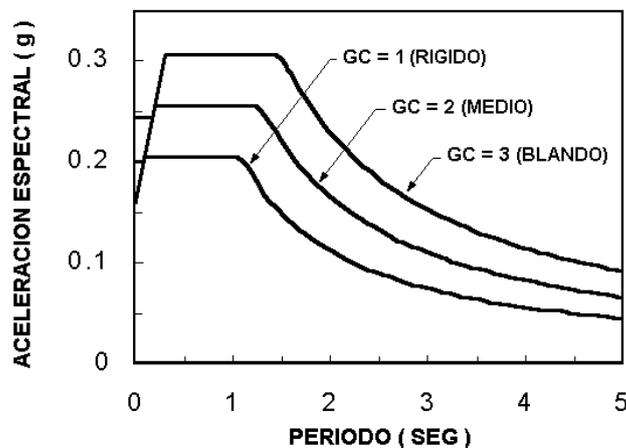


FIGURA II- 7 : Espectro básico de aceleraciones según el Código de Japón

Análisis en el Tiempo

Cuando se requiere un análisis en el tiempo se utilizarán registros sísmicos con características similares a las del espectro **S**. El código brinda tres registros básicos, los que deben ser modificados en el dominio de las frecuencias para que sus características coincidan con el **S₀** que corresponda al sitio.

II-4.4 REGLAMENTO EUROPEO

El EC8/2 presta una atención particular a los modelos a ser utilizados en el procedimiento de análisis.

El modelo debe tener en cuenta:

- Características relevantes del puente.
- Influencia de apoyos y dispositivos de choques.
- Suelo cerca de la fundación.
- Pilas.

Es suficiente utilizar en el análisis dos modelos separados, uno para idealizar el comportamiento en la dirección longitudinal y otro para la transversal.

Según la rigidez relativa de la pila y el tablero se proponen tres modelos:

- **Modelo de tablero rígido:** tablero muy rígido en comparación con las pilas.
- **Modelo de modo fundamental:** si el tablero no es muy rígido en comparación con las pilas, pero su flexibilidad puede tenerse en cuenta a través de una única forma modal.
- **Modelo dinámico puro:** si la flexibilidad del tablero es tal que deberán considerarse varios modos de vibración.

Además el EC8/2 impone el modelo dinámico puro si no se cumplen una o más de las siguientes condiciones:

- Las pilas son verticales o aproximadamente verticales.
- El eje longitudinal es recto o tiene una ligera curvatura.
- En caso de puente oblicuo, la oblicuidad es pequeña.
- Los tramos no son muy diferentes.

- Las rigideces de las pilas no son muy diferentes.
- La estructura es simétrica o cercanamente, con respecto al plano vertical que contienen su eje longitudinal.

El EC8/2 impone una relación de amortiguamiento del 5 % para puentes con pilas armadas o pretensadas y del 2 % para puentes con pilas de acero, mientras la masa considerada corresponde al valor medio de las cargas permanentes y a los valores cuasi permanentes de las cargas verticales.

Estático Lineal

- Modelo de Tablero rígido

Los efectos sísmicos se determinan aplicando en el centro de rigidez del tablero una fuerza estática horizontal F calculada según:

$$F = \frac{\gamma_I M \cdot R_a(T)}{q} \quad (\text{II-16})$$

γ_I : factor de importancia.

M : masa de la estructura del puente.

$R_a(T)$: espectro de respuesta promedio del lugar.

T : período fundamental del puente para la dirección considerada.

q : es el coeficiente de comportamiento de TABLA II-14.

- Modelo del Modo fundamental

Se supone que la masa de la estructura se concentra en un número apropiado de puntos. Los efectos sísmicos se determinan aplicando en esos puntos, las fuerzas horizontales estáticas calculadas con:

$$F_i = \frac{\gamma_I \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2 m_i \cdot d_i \cdot R_a(T)}{g \cdot q} \quad (\text{II-17})$$

F_i : fuerza del i -ésimo punto

γ_I : factor de importancia.

T : período natural del 1^{er} modo de vibración.

m_i : masa concentrada en el i -ésimo punto.

d_i : desplazamiento del i -ésimo punto debido a la carga $g \cdot m_i$.

$R_a(T)$: espectro de respuesta medio del lugar.

g : aceleración de la gravedad.

q : coeficiente de comportamiento de TABLA II-14.

Análisis Dinámico Lineal

Este modelo se utilizará en los casos antes citados, y en puentes con pilas muy altas en los cuales el período de los modos naturales de vibración en las pilas puede ser mayor que el período fundamental del tablero. Los resultados obtenidos mediante este modelo deben corregirse (reducirse) mediante factores de comportamiento adecuados.

Procedimiento de Análisis No Lineal

El código establece que los efectos de la acción sísmica pueden obtenerse, a través de un análisis no lineal realizado con un modelo apropiado del puente.

El propósito principal del análisis no lineal, es relacionar la ductilidad global con la ductilidad demandada a nivel elemento.

Fundaciones e Interacción Suelo Estructura

La interacción suelo estructura se trata aplicando la acción sísmica en la interfaz entre el puente y el suelo, sin embargo en algunos casos es necesario incluir en el análisis un volumen de suelo cerca de la fundación.

Pueden utilizarse distintas técnicas para modelar la transmisión de la acción sísmica a la estructura del puente:

- Las pilas se consideran como parte de la fundación: se utiliza para pilas cortas, o altas y flexibles, o cuando los desplazamientos debidos a la flexibilidad del suelo son muy pequeños.
- Las pilas se consideran perfectamente empotradas en las fundaciones en los grados de libertad traslacionales y elásticamente empotradas en los grados de libertad rotacionales: se utiliza para pilas altas y muy rígidas, o cuando los desplazamientos debidos a la flexibilidad del suelo no son muy pequeños.
- Un volumen de suelo próximo a las fundaciones se incluye en el modelo estructural del puente y la acción sísmica se aplica en el límite de la semiesfera en términos de un movimiento de cuerpo rígido: esta técnica solo se utiliza en puentes muy especiales

II-4.5 REGLAMENTO ARGENTINO

La NAA 80 solo considera el método de la fuerza estática equivalente para el caso de puentes, pero en lo que respecta al cálculo del período fundamental de vibración libre de un determinado puente, versa: “se evaluará preferentemente por medio de métodos basados en el análisis

dinámico de su estructura, o bien mediante el método de Rayleigh. En su defecto, podrá estimarse utilizando fórmulas empíricas surgidas de análisis estadísticos de puentes existentes.

II-5 NIVELES DE DUCTILIDAD

II-5.1 REGLAMENTO DE ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA.

Ambos códigos definen niveles de ductilidad en término de componentes específicos y de la configuración de la infraestructura.

Los límites de AASHTO varían de 0,8 a 5.

Los valores de reducción de CALTRANS alcanzan valores de hasta 8, asumiendo una ductilidad básica para columnas de 4 y un riesgo de hasta 2.

Ductilidad de Curvatura

No está especificada en ninguno de los dos códigos.

Ductilidad de Desplazamiento

No es realmente calculada. Se asume aproximadamente igual al factor de reducción.

Factores de Reducción de Fuerzas

AASHTO considera los factores de reducción de fuerza según se consigna en la TABLA II-13, CALTRANS mediante el gráfico que se muestra en la FIGURA II-8

TABLA II- 13

Factores de Reducción de Fuerzas según el Código AASHTO

INFRAESTRUCTURA	R	UNIONES	R
Pilas Tipo Pared	2	Superestructura con estribo	0,8
Pilotes de Hormigón Armado		Juntas de dilatación con abertura en la superestructura	0,8
a) Pilotes verticales	3		
b) Uno o más pilotes inclinados	2		
Columnas individuales	3	Columnas, Pilas o Pilotes con vigas de cabecera o superestructura	1,0
Pilotes de acero o de hormigón compuesto con acero		Columnas o Pilas con fundación	1,0
a) Pilotes verticales	5		
b) Uno o más pilotes inclinados	3		
Pilas con múltiples columnas	5		

Desplazamientos Máximos

Ninguno de los dos códigos de U.S.A. especifica desplazamientos máximos o limitaciones de los corrimientos.

AASHTO : especifica la forma de calcular los anchos mínimos de asiento para evitar descalzamientos utilizando las siguientes expresiones:

$$N = 8 + 0,02 L + 0,08 H \quad \text{Zona de baja sismicidad} \quad \text{(II-18)}$$

$$N = 12 + 0,03 L + 0,12 H \quad \text{Zona de alta sismicidad} \quad \text{(II-19)}$$

donde:

N : ancho de asiento en pulgadas.

L : distancia entre juntas de dilatación en pies (ft).

H : altura de la pila o columna en pies (ft)

CALTRANS : utiliza un ancho de asiento mínimo de 24 pulgadas en todos los puentes, recomendando un ancho de asiento adicional en caso de estribos oblicuos.

Efecto de Segundo Orden

AASHTO exige que se considere como parte de los casos de carga sísmica el aumento de los momentos y los efectos de debilitamiento.

Ninguno de los códigos requiere específicamente la consideración de otros efectos de 2º orden.

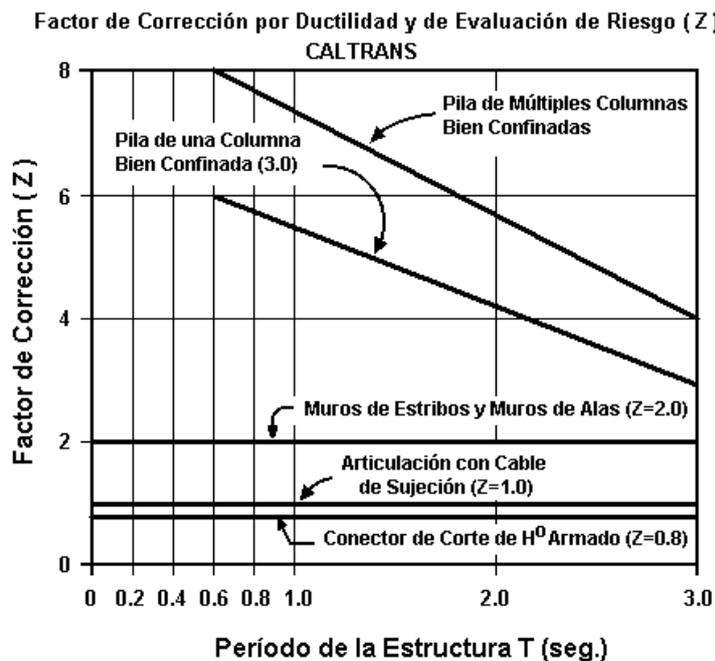


FIGURA II- 8 : Gráfico para la obtención del factor de reducción de fuerzas según el código de CALTRANS

II-5.2 REGLAMENTO DE NUEVA ZELANDA

El código neocelandés especifica un valor máximo admisible para el factor de ductilidad global, dependiente de la configuración estructural y de la facilidad de acceso para la reparación de las posibles articulaciones plásticas. Como orientación presenta ejemplos para tomar en cuenta, resaltando la necesidad de proveer los recaudos necesarios para que la ductilidad supuesta pueda ser desarrollada por la infraestructura. La TABLA II-11 muestra los valores especificados según el tipo de estructura.

El máximo de ductilidad global permitido es $\mu=6$

Desplazamientos Máximos

En la sección 5.5 el código neocelandés especifica las previsiones que deben tomarse con respecto a los desplazamientos de la estructura. Cuando la estructura pueda ser considerada como un sistema de un grado de libertad, el desplazamiento máximo en correspondencia con el centro de masa podrá calcularse con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \mu \cdot C_{\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \cdot Z \cdot R \quad (\text{II-20})$$

donde :

μ : factor de ductilidad

C_{μ} : coeficiente de aceleración básica (FIGURA II-4 para caso de suelo normal)

Z : factor de zona

R : factor de riesgo (TABLA II-1)

g : aceleración de la gravedad

T : período natural fundamental en segundos

Δ : desplazamiento máximo del centro de masa en metros.

Luego el código brinda ciertas previsiones que deben tomarse para tener en cuenta movimientos relativos entre distintas componentes de la estructura en lo que respecta a:

- Luz libre entre estructuras adyacentes.
- Juntas en tableros.
- Sistemas de Anclaje Horizontal

General: la seguridad frente a la pérdida de apoyo de los tramos frente al movimiento sísmico, debe preverse, tanto mediante la colocación de un sistema de anclaje, como mediante la previsión de un desplazamiento grande.

Prevé anclajes apretados y da las previsiones necesarias.

Prevé anclajes que permitan movimientos relativos en forma prevista.

Requerimientos de Solapes (Revanchas)

El código especifica valores mínimos de revancha en las dimensiones de asiento de apoyos, estribos y articulaciones para prevenir la pérdida de apoyo.

Las previsiones deben tomarse tanto en sentido longitudinal como transversal.

Dispositivos de Sujeción

Deberán proveerse en todos los apoyos y articulaciones donde la reacción vertical neta bajo el sismo de diseño sea menor que el 50 % de la reacción de carga permanente.

II-5.3 REGLAMENTO DE JAPON

El código japonés hace referencia al factor de ductilidad local disponible cuando verifica la capacidad portante de los elementos de hormigón. Sin embargo no establece la ductilidad, sino que la calcula según el modo de falla considerado para la verificación como sigue:

falla por flexión

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \quad (\text{II-21})$$

δ_u : desplazamiento último para falla por flexión.

δ_y : desplazamiento de fluencia para falla por flexión

α : factor de seguridad (=1.5)

falla por Corte

$$\mu = 1 \quad (\text{II-22})$$

Dispositivos para Prevenir la Falla de la Superestructura

El código japonés no especifica desplazamientos máximos limitados, pero sí da recomendaciones para prevenir daño entre tramos adyacentes y para prevenir la pérdida de apoyo de la superestructura.

- En apoyos móviles: se proporcionarán dispositivos para prevenir el desalojo de la parte superior de la estructura.
- En ambos extremos de la superestructura se utilizarán algunas de las siguientes medidas para prevenir el desalojo de la superestructura por pérdida de apoyo:
 - ◆ La distancia desde el borde de la superestructura hasta el borde de la infraestructura (longitud de asiento) S_E será mayor que el valor calculado con:

$$S_E = 70 + 0,5 L \quad [\text{cm}] \quad \text{para} \quad L \leq 100 \text{ m} \quad (\text{II-23})$$

$$S_E = 80 + 0,4 L \quad [\text{cm}] \quad \text{para} \quad L > 100 \text{ m} \quad (\text{II-24})$$

donde:

L : longitud del tramo en m

- ◆ Instalación de dispositivos para prevenir la pérdida de asiento.
 - Conexión entre tablero y infraestructura.
 - Saliente colocado en el tablero o en la infraestructura.
 - Conexión entre tramos adyacentes.

II-5.4 REGLAMENTO EUROPEO

Ductilidad de Curvatura

Las acciones sísmicas de diseño dependen de la ductilidad disponible de la estructura (ductilidad de curvatura y de desplazamiento) lo cual es una medida de la capacidad de disipación de la estructura.

El EC8/2 da muchas reglas específicas que apuntan a determinar un nivel mínimo de ductilidad de curvatura local en las articulaciones plásticas; las reglas tienen en cuenta: el confinamiento del hormigón, la armadura mínima, el anclaje de la armadura para estructuras dúctiles, y la accesibilidad para inspección y reparación de las zonas de disipación para estructuras potencialmente plásticas.

En casos especiales, la validez de la ductilidad estructural asumida puede verificarse directamente en base la ductilidad de curvatura disponible. En caso de pilas empotradas en la base y libres en cabeza (cantilever) la ductilidad de curvatura μ_h puede evaluarse a partir de la ductilidad local de desplazamiento utilizando la ecuación propuesta por Park y Paulay^[II-7]:

$$\mu_h = 1 + \frac{(\mu_p - 1)}{3 \left(1 - \frac{0.5L_h}{L} \right) \left(\frac{L_h}{L} \right)} \quad (\text{II-25})$$

donde:

μ_h : ductilidad de curvatura

μ_p : ductilidad de desplazamiento

L_h : longitud de la articulación plástica

L : longitud de la pila

TABLA II- 14
Factores de Comportamiento según el EUROCODE 8 PARTE 2

a) PUENTES CON PILAS DE HORMIGÓN ARMADO		Factor de Comportamiento q	
		Baja^(*) Ductilidad	Alta^(**) Ductilidad
TIPO DE PUENTE			
Puentes donde la energía del sismo se disipa principalmente por la deformación de flexión de las pilas		1,5	3,5
Puentes con pilas inclinadas		1,5	2,5
Puentes con pilas verticales bajas y anchas		1,5	1,5
Puentes donde la energía del sismo se disipa principalmente en los estribos		1,2	1,2
b) PUENTES CON PILAS DE ACERO		q	
Puentes con pilas sin arriostramientos		3	
Puentes con pilas con arriostramiento tradicional	Falla por flexión	2,0	
	Falla por fuerza axial	1,0	
Puentes con pilas con arriostramientos excéntricos		4,0	
Puentes donde la energía del sismo se disipa principalmente en los estribos		1,2	
c) OTRO TIPO DE PUENTES		q	
Puentes en Arco		1,0	

^(*)**Puentes de baja ductilidad:** son los diseñados según las provisiones del Eurocode 2.

^(**)**Puentes de alta ductilidad:** son los diseñados con según las provisiones especiales de armado del EC8/2 [II-8].

Ductilidad de Desplazamientos

Refiriéndose a un sistema equivalente de un grado de libertad, la ductilidad de la estructura se define como:

$$\mu_s = d_u / d_y \quad \text{(II-26)}$$

donde:

d_u : desplazamiento último que puede definirse como el que corresponde a una caída del 20% de la capacidad de carga, no excediendo sin embargo al que corresponde al comienzo de la falla de la armadura de confinamiento.

d_y : desplazamiento teórico de fluencia medido en el centro de masa.

Factores de Reducción de Fuerzas

Los diferentes valores para el factor de comportamiento q dados por el EC8/2 dependen principalmente de las diferentes relaciones entre las ductilidades de desplazamiento del tablero y las relaciones entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad en los elementos estructurales para los distintos tipos de puentes.

El factor de comportamiento para la dirección vertical se tomará siempre igual a la unidad.

Para las direcciones horizontales y según las características de la estructura se dan los factores de comportamiento q que serán utilizados para el cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes en el caso de tablero rígido y en los modelos del modo fundamental, los mismos se consignan en la TABLA II-14.

Desplazamientos Máximos

No establece límites específicos para los desplazamientos, pero se especifican medidas de seguridad para evitar pérdidas de apoyo (anclajes y longitudes de revancha) y el control de los desplazamientos en puentes de comportamiento no dúctil.

En ausencia de una estimación más exacta el EC8/2, calcula la mínima longitud de revancha a dejar en los apoyos con la ecuación siguiente:

$$L_{ov} = 2 d_o L_T / L_o + d_e + b \quad \text{con } L_T / L_o > 1,0 \quad (\text{II-27})$$

donde:

b : mínima longitud de apoyo que asegura una buena transmisión de la reacción vertical, no menor que 25 cm.

d_o : desplazamiento sísmico del suelo.

L_o : longitud de onda de la onda sísmica efectiva especificada por las autoridades de cada nación.

L_T : longitud efectiva del tablero estimada de la siguiente forma:

- para tableros conectados a las pilas ya sea totalmente o a través de uniones sísmicas, L es la distancia entre el apoyo y la pila unida al tablero. Si el tablero está unido a un grupo de pilas, L es la distancia entre el apoyo y el centro del conjunto de pilas
- para tableros conectados al estribo en el otro extremo a través de un anclaje sísmico, L es la longitud total del tablero.

d_e : desplazamiento sísmico efectivo del apoyo debido a la deformación de la estructura, estimado de la siguiente forma:

- para tablero unido a las pilas monolíticamente o a través de apoyos fijos que actúan como anclaje sísmico total, $d_e = d_p$, donde d_p es el desplazamiento sísmico de la cabeza de la pila.
- para tablero conectado a las pilas a través de dispositivos de anclajes con desplazamiento permitido igual a s , $d_e = d_p + s$.
- Para tablero conectado al estribo en el otro extremo a través de un anclaje con movimiento permitido s , $d_e = s$.
- En caso de que un extremo del tablero apoye sobre una pila intermedia, el d_e calculado como antes deberá incrementarse por el valor absoluto del desplazamiento sísmico de la cabeza de dicha pila.

Efectos de 2° Orden

Establece que los efectos de segundo orden han de tenerse en cuenta en la verificación de seguridad sísmica de pilas esbeltas.

II-5.5 REGLAMENTO ARGENTINO

En lo que respecta a niveles de ductilidad, esta norma no hace referencia explícita alguna, ya que se basa en tensiones admisibles. Sí tiene en cuenta la capacidad disipativa de la estructura mediante el coeficiente γ_e (coeficiente de estructura), incrementando la fuerza sísmica cuando menor sea la capacidad de disipación de la estructura como si se partiera de un Espectro de Respuesta para Diseño Inelástico.

Limitación de los Desplazamientos

A fin de evitar desplazamientos excesivos como consecuencia de sismos violentos, la superestructura deberá vincularse adecuadamente a las pilas o estribos mediante anclajes o topes. Estos dispositivos deberán:

- permitir desplazamientos tales, como los provocados por la acción de las cargas móviles, variaciones de temperatura, retracción, pretensado, etc.
- impedir más allá de los límites tolerados por los apoyos propiamente dichos, aquellos desplazamientos que, por su magnitud, hagan peligrar la estabilidad de la superestructura.

Dichos anclajes o topes deberán proyectarse para resistir solamente las fuerzas sísmicas horizontales, incrementadas en un 50 %, quedando destinadas a los apoyos la función de soportar las cargas verticales.

II-6 CONCLUSIONES E INVESTIGACION NECESARIA

II-6.1 OBJETIVOS DE DISEÑO

Se nota una tendencia general en que el diseño de puentes deberá tener en cuenta los dos estados límites: último y de servicio.

Por otra parte existe coincidencia en que, el estado límite último no debe asociarse con el colapso real del puente, sino más bien con la ocurrencia de un estado de daño, cuyo rango va de moderado a severo según los diferentes códigos, pero que permite en algunos casos una rehabilitación total y segura de la estructura.

Implícita con esta opción está la convicción de que una vez que a un puente se le confiere una protección adecuada frente a un estado límite de daño severo, tendrá automáticamente una capacidad de reserva suficiente para resistir sin colapso eventos extraordinarios de intensidades mayores, cercanas a las intensidades máximas de diseño.

Además podría definirse el estado límite de servicio como aquél que, permitiendo la continuidad de la carga de tránsito de diseño, restringe el daño a elementos secundarios tales como juntas del tablero, apoyos, etc.

A pesar de sus limitaciones, como únicos indicadores de los dos estados límites, no hay actualmente alternativas al utilizar como variables de control la ductilidad máxima para el estado límite último y el límite elástico para el estado límite de servicio.

II-6.2 PROTECCION FRENTE A LA SUPERACION DE LOS ESTADOS LIMITES

Una limitación, al menos conceptual, es que la seguridad está asociada esencialmente con la probabilidad de exceder el evento sísmico elegido para el diseño y no, como debiera ser, con la probabilidad de exceder el estado límite considerado. Por lo tanto, la contribución al riesgo debida a imperfecciones o errores en las reglas y procedimientos de diseño no es tenida en cuenta.

En lo que se refiere a la elección de las intensidades de diseño (PGA), CALTRANS hace uso de los llamados valores PGA (aceleraciones picos del terreno) máximos creíbles determinados sismológicamente, cuyos períodos de retorno pueden variar de cientos a muchos miles de años.

En Nueva Zelanda, la intensidad de diseño para el estado límite último, se define a través de un espectro de riesgo uniforme que tiene un período de retorno medio de 150 años (para un factor de riesgo $R = 1$).

Para Japón no es inmediato relacionar la protección sísmica con la aleatoriedad sísmica, ya que el diseño se hace utilizando un coeficiente lateral que depende del período, no escalado a un valor de aceleración pico preciso, y las tensiones resultantes han de ser comparadas con las que corresponden a los límites de trabajo, incrementados en un 50%.

El EC8/2 sigue las mismas pautas de Nueva Zelanda, pero el período de retorno queda a criterio de cada país.

II-6.3 *IMPORTANCIA DEL PUENTE*

Todos los países reconocen la necesidad de una diferenciación de la seguridad, la que se hace de acuerdo a varios criterios y lleva a establecer dos o tres categorías de puentes.

En todos los casos la “importancia” se tiene en cuenta, utilizando fuerzas mayores para diseñar frente a un estado límite último que permanece invariable independientemente de la importancia.

Esto implica la suposición que un incremento en la seguridad frente al estado límite último definido convencionalmente, influye favorablemente también sobre los otros dos estados límites relevantes, de servicio y de control de daño.

II-6.4 *MOVIMIENTO SISMICO*

La descripción del movimiento sísmico toma la misma forma para puentes que para edificios: uno o más espectros de respuesta elástica normalizados, convenientemente multiplicados por valores de diseño del PGA. Cuando se requiere un análisis dinámico temporal, los espectros derivados de los registros artificiales deben coincidir con los espectros codificados.

Los espectros ordinarios derivan de procesos estadísticos de datos homogéneos registrados y cuentan con diferencias substanciales en las características mecánicas y estratigráficas del suelo.

El número de categorías de suelo varía desde un mínimo de dos (Nueva Zelanda) a un máximo de cuatro (CALTRANS), con la mayoría (AASHTO, Japón, EC8, Argentina) utilizando tres clases.

La mayoría de los códigos analizados reconocen la posibilidad de realizar estudios específicos del lugar para determinar el movimiento superficial para casos especiales. Por ejemplo Nueva Zelanda habla solo en términos de incrementar la severidad del movimiento con respecto al estándar.

Un aspecto que tanto intuitivamente como físicamente debería aparecer como crucial, para estructuras que reciben la excitación en puntos discretos, más o menos distanciados entre sí, es la descripción de la variación del movimiento de suelo con la distancia.

Los modelos matemáticos basados en la propagación de onda o los basados en el campo estocástico, están disponibles, y para estos últimos alguna información estadística ha sido ya recolectada de los censos existentes en Taiwan y Japón. Los estudios sobre los efectos de la no-coherencia del movimiento sobre la respuesta de puentes se iniciaron antes de los sesenta, pero las recomendaciones están inconclusas.

Actualmente, los códigos adoptan movimientos de base rígidos para el propósito de determinar las fuerzas de inercias en la superestructura, con una advertencia (EC8) en que los movimientos diferenciales deberán tenerse en cuenta en casos de discontinuidades geológicas o características topográficas marcadas, tales como valles profundos.

CALTRANS, tiene en cuenta la existencia de movimientos diferenciales al establecer el ancho mínimo de apoyo para prevenir pérdidas de apoyo en los tableros.

II-6.5 ANALISIS

Cabe destacar que el análisis es un elemento esencial en el proceso de diseño sísmico, ya que debe ser capaz de simular el comportamiento de la estructura bajo movimientos intensos.

Los métodos estáticos pueden ser en algunos casos tan buenos como los dinámicos, y una serie de modelos parciales del puente pueden dar una descripción adecuada del comportamiento global.

Esto no es otra cosa que encarar la práctica de discretizar artificialmente la estructura con el fin de simplificar los modelos y/o el análisis, teniendo en cuenta que por otra parte se dispone actualmente de procedimientos estáticos o dinámicos automáticos fáciles de usar para el análisis de estructuras completas de puentes.

Los códigos analizados permiten el uso del análisis estático, pero se observa una tendencia creciente a requerir análisis dinámico, excepto para casos obvios de vigas simplemente apoyadas.

Esto queda claro a partir de las estrictas cláusulas contenidas, por ejemplo, en los códigos de Nueva Zelanda y en el EC8.

La interacción suelo estructura, deberá tenerse en cuenta en el análisis siempre y cuando no haya razones para excluirla.

La flexibilidad agregada por el suelo aumenta el período de la estructura, y por lo tanto reduce generalmente la respuesta en término de las aceleraciones; por el contrario, la respuesta en término de los desplazamientos aumenta con una cierta potencia de T (para la mayoría de los espectros de diseño esa potencia es 1,33). Este efecto puede ser especialmente importante para puentes no monolíticos, para los cuales una correcta evaluación de los desplazamientos máximos absolutos y relativos son la base del diseño de detalles importantes, tales como abertura de juntas, desplazamientos de apoyos, longitud de asiento en apoyos y elementos de anclaje.

Un efecto que puede tener importancia análoga a la de la interacción suelo estructura sobre la evaluación de los desplazamientos, es el uso de los valores apropiados de la rigidez de los distintos elementos estructurales. Aquí solo el Código de Nueva Zelanda contiene información detallada distinguiendo entre elementos más y menos solicitados y asignando a los primeros el valor de rigidez (EI) para la sección fisurada y a los últimos, el valor de rigidez (EI) para la sección neta. La posición opuesta parece ser tomada por CALTRANS y por la NAA-80, las que utilizan las propiedades de la sección sin dañar para todos los elementos, mientras el EC8 y el código japonés no hacen mención explícita a este problema.

Estudios utilizando modelos no lineales deberán intentarse para establecer una mejor definición de la rigidez media equivalente a ser utilizada para una evaluación exacta de los desplazamientos.

II-6.6 DISEÑO

La tendencia actual en el diseño de puentes, es hacer uso de la capacidad de la estructura para disipar energía mediante su comportamiento post-elástico, en lugar de obtener el nivel de daño que corresponde a la definición de los estados límites.

Este enfoque existió solo implícitamente en Japón hasta 1990, cuando se hizo un agregado al Código Sísmico para puentes, prescribiendo una verificación analítica de la ductilidad disponible en las pilas.

En puentes, se espera y desea que la disipación de energía sólo ocurra en las columnas, es decir en el tablero, en la fundación, y en los estribos.

El concepto se implementa en la práctica utilizando fuerzas de diseño obtenidas a partir de las que se adoptarían si la estructura se comportara elásticamente, dividiéndolas por un factor de reducción de fuerzas (FRF), generalmente dependiente del período. El valor a ser atribuido a este FRF, depende de la ductilidad seccional intrínseca, de la configuración estructural y de la geometría del puente.

La ductilidad de la sección puede gobernarse dentro de límites amplios mediante un dimensionado adecuado. En el código de Nueva Zelanda existe un procedimiento para determinar la cantidad de armadura transversal requerida para disponer de un factor de ductilidad de curvatura dado.

La evaluación de la ductilidad de la infraestructura es también en general un ejercicio directo, en el que se requiere una doble integración de la distribución de la curvatura a lo largo de la altura de las pilas. Esto puede evaluarse tanto para columnas empotradas-libres como para pórticos de múltiples columnas^[II-7].

Si el puente está constituido por un sistema de pilas independientes, cada una soportando una parte del tablero, conceptualmente el FRF coincidirá con la ductilidad de desplazamiento (dentro de un cierto rango de períodos), y posiblemente será variable de pila a pila.

Actualmente, los códigos proveen los valores máximos admisibles de los FRF, relacionando cualitativamente las ductilidades seccionales de las pilas y la configuración de las mismas, teniendo en cuenta además otros factores, tales como la accesibilidad de las zonas donde se espera que ocurra la fluencia.

El rango de valores propuestos por los códigos es bastante amplio, reflejando diferentes actitudes en las distintas regiones. Los máximos valores son: 8 según AASHTO, 5 según CALTRANS, 6 en Nueva Zelanda y 3,5 en Europa.

En Japón no hay un límite preciso: se requiere que la ductilidad disponible calculada de la pila sea compatible con un coeficiente sísmico definido apropiadamente.

En la Norma Argentina NAA-80 no se especifica un factor de reducción de fuerzas como tal, pero tiene en cuenta una posible disipación mediante un factor γ_e que varía entre 1 para estructuras con gran capacidad de disipación de energía, hasta 1,8 para estructuras con baja capacidad de disipación de energía. Es decir que el procedimiento es inverso al de los códigos mencionados, como si se partiera de un Espectro de Respuesta para Diseño Inelástico (ERDI), incrementando sus ordenadas para estructuras con baja ductilidad.

La gran diferencia entre el valor máximo de 3,5 propuesto en EC8 y todos los otros valores, que son apreciablemente mayores, puede explicarse al menos parcialmente por el hecho de que estos valores se intentan aplicar a una amplia categoría de formas geométricas de puentes, mayor tal vez que las que se intentan cubrir con las normas en U.S.A. y en Nueva Zelanda.

Es claro que en puentes de tablero continuo que presentan pilas adyacentes de distintas alturas, las pilas mas cortas, por ser más rígidas estarán sometidas a mayores demandas de

resistencia y ductilidad. Este fenómeno no puede ser anticipado utilizando un análisis dinámico lineal.

Para evitar el sobredimensionado de puentes con pilas regulares, se debería hacer una evaluación de los FRF que tenga en cuenta de alguna forma la diferencia de rigideces entre pilas adyacentes.

Los efectos de la interacción suelo estructura sobre la máxima ductilidad demandada, necesitan aún de una investigación sistemática.

Un principio de importancia fundamental en el diseño sísmico para comportamiento inelástico, es la aplicación adecuada de los llamados procedimientos de diseño por capacidad. Estos tienden a asegurar resistencia necesaria a los distintos elementos para evitar fallas no deseadas y forzar a que el mecanismo dúctil previsto se desarrolle en la ubicación deseada.

La misma filosofía básica es implementada en los Estados Unidos utilizando diferentes factores de reducción de fuerzas a lo largo de la estructura: mayores valores para los elementos destinados a ser disipativos, y menores valores para aquellos no destinados a fallar (ejemplo: apoyos, fundaciones, etc.).

En Nueva Zelanda y en Europa, en cambio, se utiliza un solo valor del FRF para toda la estructura, pero sus mecanismos y elementos son dotados de diferente protección, utilizando factores de reducción o amplificación según sea el caso.

A la luz de los distintos códigos analizados queda claro que en la República Argentina es necesario actualizar el código de diseño sísmico de puentes, ya que el mismo no concuerda en filosofía ni siquiera con la norma para edificios dictada posteriormente ^[III-13] INPRES-CIRSOC 103.

CAPITULO III

III CRITERIO DE DISEÑO SISMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO

III-1 INTRODUCCION

Según se indicó anteriormente, tanto para el diseño sismorresistente como para la adecuación de puentes existentes, la filosofía principal de diseño fue durante mucho tiempo, prevenir el colapso frente a excitaciones sísmicas con el objeto de preservar la vida humana.

Luego del terremoto de Loma Prieta de 1989, los ingenieros en puentes reconocieron la necesidad, para puentes importantes, de aplicar un criterio de diseño específico a cada proyecto según su lugar de emplazamiento, no solo considerando el no colapso, sino teniendo en cuenta otros aspectos.

El puente como estructura indispensable para mantener en funcionamiento las vías de auxilio en caso de sismos destructivos, no sólo no debe colapsar, sino como lo indican la mayoría de los códigos actuales, debe prestar servicio al menos para vehículos de emergencia. En consecuencia, surgió la necesidad de considerar además del aspecto estructural, un aspecto global en el comportamiento de las estructuras luego de un evento sísmico destructivo. Esto dió como resultado la formulación de un nuevo criterio de diseño que se denominó “Criterio de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño o en la Performance”, y más aún dando lugar a una nueva filosofía dentro de la ingeniería sísmica denominada “Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño”.

Este criterio de diseño, si bien no está incluido aún explícitamente en ningún código de diseño, fue aplicado en California (EEUU) por el Departamento de Transporte (CALTRANS) en cooperación con distintas agencias de emergencias, para la adecuación sísmica de varios puentes existentes ^{[III-1] [III-2]}.

Los informes ATC-32 y ATC-18 de la Applied Technology Council ^{[III-3] [II-1]}, brindan recomendaciones a tener en cuenta para una codificación futura sobre el tema, y sirven para dar una visión general sobre la filosofía de este criterio de diseño.

El objetivo de este capítulo, es presentar el Criterio de Diseño Basado en el Desempeño, y exponer algunas consideraciones sobre aspectos generales del mismo.

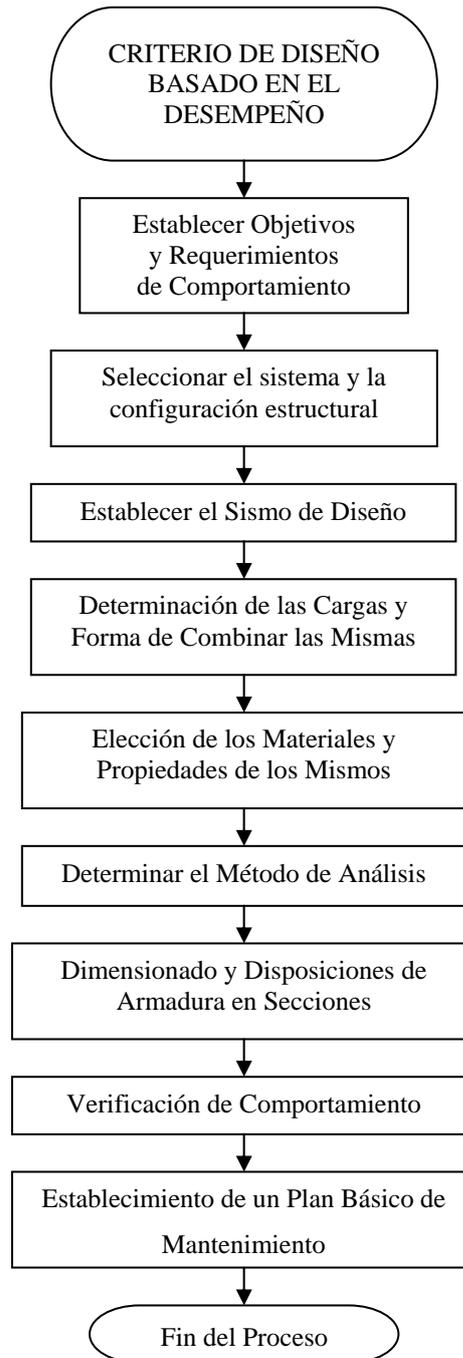


FIGURA III-1 : Diagrama de Flujo del Desarrollo del Criterio de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño ^[III-4]

o

III-2 LINEAMIENTOS GENERALES

Como se mencionó brevemente en el apartado anterior, el Criterio de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño, además de los aspectos estructurales, tiene en cuenta una serie de requisitos

relacionados con el desempeño global que se desea que tenga el puente luego de transcurrido un sismo de características previstas.

Frente al diseño de un puente específico, lo primero a establecer, como se indica en el diagrama de flujo mostrado en la FIGURA III-1, son los requerimientos del desempeño deseado luego de un sismo, los cuales deben ser estudiados cuidadosamente según la importancia del puente. A continuación debe adoptarse un sistema y una configuración estructural; deben determinarse las cargas sobre la estructura y la forma de combinar las mismas, y las características y propiedades de los materiales a ser utilizados. Una vez hecho esto, se debe aplicar un método de análisis adecuado para obtener los esfuerzos a los que estará sometida la estructura y realizar luego el dimensionado de la misma. Finalmente se debe controlar que el desempeño del puente proyectado, frente a las acciones sísmicas esperadas, cumpla con los requerimientos de comportamiento establecidos. Lo expuesto hasta aquí corresponde al trabajo de diseño propiamente dicho, pero el Criterio de Diseño Basado en el Desempeño como parte componente de la Metodología de la Ingeniería Sismorresistente Basada en el Desempeño, va más allá, ya que debe dejarse claramente establecidos los pasos de mantenimiento necesarios durante la vida útil de la estructura para que sea capaz de cumplir con el desempeño requerido mientras preste servicio. Esto se debe a que dentro de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, se da una importancia fundamental al control de calidad durante la construcción y al mantenimiento periódico de la estructura para asegurar que se comporte durante su vida útil según lo previsto en el diseño.

III-3 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA DISEÑADA

Una de las cuestiones principales para la aplicación del Criterio de Diseño Basado en el Desempeño, es establecer los requerimientos de comportamiento de la estructura según su importancia. Esto hace necesario, definir en forma clara y concisa la manera de clasificar los puentes.

En su reporte ATC-18 ^[II-1] la Applied Technology Council resalta la necesidad de implementar, para una codificación futura, una diferenciación sin ambigüedades entre puente **importante** y puente **común** u **ordinario**.

Un puente puede ser considerado como **“importante”** cuando cumple al menos una de las siguientes condiciones:

- El puente es requerido para proveer seguridad adicional, es decir que sirve de acceso obligado a hospitales, centrales de bomberos, o

cualquier organismo que en caso de sismo sea considerado indispensable.

- El tiempo de reparación luego de cerrado al tránsito crea un impacto económico importante en la comunidad.
- El puente está designado formalmente como crítico para un plan local de emergencia.

Estas son las condiciones sugeridas en California ^[III-4] para considerar un puente como importante, de lo que se deduce que cualquier puente que no necesite cumplir con al menos una de ellas deberá ser calificado como “ordinario”.

Es lógico aclarar que esta forma de evaluar la importancia puede ser discutida, y cada país establece la suya en su código, como se vio en el Capítulo II.

III-4 ACCIONES SISMICAS DE DISEÑO

III-4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño y la adecuación de puentes importantes debe realizarse considerando dos niveles de excitación: un nivel alto para evaluar la seguridad, y un nivel bajo para evaluar la funcionalidad. Se debe aplicar algún criterio para definir los sismos de cada nivel, que pueden ser definidos como **Sismo para Evaluación de Seguridad** y **Sismo para Evaluación de Funcionalidad** respectivamente.

III-4.2 SISMO PARA EVALUACION DE SEGURIDAD

Las características del sismo para este nivel de análisis dependerán del sitio donde se emplace la estructura y en muchos casos deberá hacerse un estudio específico del lugar para definir las características del movimiento.

Según el Departamento de Transporte de California (CALTRANS), se considera como Sismo para Evaluación de Seguridad a un evento con una período de recurrencia medio entre 1000 y 2000 años.

Christopher Rojahn et al. ^[III-5] recomienda como sismo para evaluación de seguridad, con vistas a una futura modificación del Código AASHTO, a un evento con una probabilidad de ser superado durante la vida útil del puente de aproximadamente 10%. Si se considera que la vida útil de una estructura de este tipo varía entre 100 y 250 años, tendremos un período de retorno entre 950 y 2.475 años aproximadamente.

Luego de un evento sísmico de estas características el puente deberá permanecer operativo para vehículos de emergencia

III-4.3 SISMO PARA EVALUACION DE FUNCIONALIDAD

CALTRANS considera como tal a un evento que tiene un período de retorno medio de 300 años con un 40% de probabilidad de ser superado durante la vida útil del puente.

Christopher Rojahn et al. ^[III-5] recomienda tomar como sismo para evaluación de funcionalidad a un evento con una probabilidad de ocurrencia de entre 30 y 50% durante la vida útil de la estructura. Según se considere la vida útil, este evento tendrá un período de retorno que oscilará entre 72 y 250 años.

El puente deberá permanecer en servicio luego de un evento del nivel del sismo para evaluación de funcionalidad, pudiendo sufrir daño reparable con un impacto mínimo en la funcionalidad de su estructura. Las molestias ocasionadas al tránsito deberán ser similares a las que se producen al realizar mantenimiento de rutina.

III-5 NIVELES DE SERVICIO

Con el fin de establecer los requerimientos del desempeño, se deben definir distintos niveles de servicio para la estructura. A continuación se expone el criterio sugerido para la codificación AASHTO.

III-5.1 NIVEL DE SERVICIO INMEDIATO

El acceso de vehículos se restablece casi inmediatamente después del sismo (dentro de horas). Puede ser necesario permitir 24 horas para inspección del puente.

III-5.2 NIVEL DE SERVICIO LIMITADO

El acceso de vehículos se ve limitado sólo a vehículos de emergencia y vehículos de transporte público durante algunos días luego de producido el sismo. El servicio completo debe restablecerse dentro del mes.

III-6 NIVELES DE DAÑO

Todavía se requiere de bastante investigación para dar una definición razonable para los niveles de daño específico en columnas, vigas cajón, estribos y muros de retención, relacionando el daño con los niveles de ductilidad o con niveles de deformación del acero o del hormigón. A continuación se indican los criterios de daño establecidos por el ATC-32^[III-3].

III-6.1 DAÑO MINIMO

A pesar de que la respuesta pueda incursionar en el campo inelástico, solo se observarán en el hormigón pequeñas fisuras de flexión. No se apreciarán deformaciones permanentes.

III-6.2 DAÑO REPARABLE

Podrá ocurrir repuesta fuera del campo elástico, dando como resultado fisuración en el hormigón, fluencia en las armaduras y una pérdida menor de recubrimiento. La extensión del daño será lo suficientemente reducida como para que se pueda recuperar totalmente la condición de la estructura a su estado original sin que fuera necesario el reemplazo de ningún elemento estructural.

III-6.3 DAÑO SIGNIFICATIVO

Aunque no se produzca el colapso, se producirán fisuras en el hormigón, fluencia en las armaduras, y una pérdida importante de recubrimiento. Estos daños podrán requerir un cierre del puente para reparación, y en algunos casos podrá ser necesario el reemplazo total o parcial de la estructura o de alguno de sus elementos.

III-7 METODOS DE DISEÑO

Para el diseño pueden ser considerados dos niveles de excitación, nivel alto y nivel bajo, o simplemente adoptarse para el diseño un solo nivel.

Pueden aplicarse distintos procedimientos de diseño según los niveles de excitación considerados, o decidirse por la aplicación de un método único.

Para zonas de alta sismicidad se recomienda ^[III-5], al menos para puentes importantes, adoptar distintos requerimientos de diseño según los niveles de excitación considerados. Para niveles de excitación bajos, los requerimientos de diseño deberían basarse en los principios del diseño elástico con el fin de asegurar que no se produzca daño. Para los niveles de excitación altos el diseño debería realizarse utilizando un método de análisis basado en la deformación, que tenga en cuenta el comportamiento no lineal.

Si se utiliza un único método, sería recomendable que el método de diseño incluya un análisis estático no lineal como parte del procedimiento.

III-8 REQUISITOS DE DESEMPEÑO

Para cada caso particular de diseño, se deberá evaluar cuidadosamente el desempeño requerido. El desempeño requerido se establecerá dependiendo del enfoque adoptado, es decir si se consideran dos niveles de excitación o si sólo se considera un único nivel.

En caso de diseñarse teniendo en cuenta dos niveles de excitación los requerimientos de desempeño podrán ser más específicos de lo que serían si sólo se adoptara un nivel.

III-8.3 REQUERIMIENTOS CONSIDERANDO DOS NIVELES DE EXCITACION

Si se adoptan dos niveles de excitación para el diseño, a modo de guía pueden considerarse los requisitos de desempeño sugeridos por el ATC-32 ^[III-3] y mostrados en la TABLA III-1, según la importancia del puente.

TABLA III-1
Criterio de Desempeño Sísmico Recomendado (ATC 1996a)

Movimiento Sísmico	Puentes Ordinarios	Puentes Importantes
Sismo para Evaluación de Funcionalidad	- Nivel de Servicio Inmediato - Nivel de Daño Reparable	- Nivel de Servicio Inmediato - Nivel de Daño Mínimo
Sismo para Evaluación de Seguridad	- Nivel de Servicio Limitado - Nivel de Daño Significativo	- Nivel de Servicio Inmediato - Nivel de Daño Reparable

III-8.4 REQUERIMIENTOS CONSIDERANDO UN NIVEL UNICO DE EXCITACION

Los requisitos de desempeño para el caso de considerar un único nivel de excitación, no podrán ser tan específicos como en el caso anterior, ya que el comportamiento frente a un evento sísmico de nivel inferior, se inferirá de los requerimientos impuestos para el nivel superior.

Como guía para el diseño podrán preverse los siguientes requisitos de desempeño:

- 1) Para un sismo de nivel bajo, deberá presentarse solo daño mínimo.
- 2) Para puentes ordinarios, frente a un sismo significativo, el colapso deberá prevenirse pero podrá ocurrir daño significativo en zonas visibles y de fácil acceso.
- 3) Para puentes importantes, frente a un sismo significativo, solo se esperará daño reparable y un acceso total al tránsito será posible dentro de los tres días de ocurrido el evento.

CAPITULO IV

IV METODO DE DISEÑO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS

IV-1 INTRODUCCION

De la observación de puentes dañados o colapsados en distintos sismos a través de la historia, se observa que en muchos casos el colapso se produce por pérdida de apoyo del tablero, en otros casos se debe a falla de pilas o estribos y en los menos debido a problemas de licuefacción del suelo sobre el que se apoyan las bases. En la actualidad con el aumento del uso del pretensado en estructuras de puentes, muchos tableros se comportan como simplemente apoyados lo que hace sumamente necesario prever un ancho de apoyo suficiente para evitar descalzamientos. Esto hace necesario disponer de una herramienta de diseño que tenga en cuenta de alguna manera el control de los desplazamientos desde el mismo proceso de diseño.

Por otra parte, como se mencionó en el Capítulo III dentro del Criterio de Diseño Basado en el Desempeño, se recomienda para niveles de excitación altos realizar el diseño utilizando métodos de análisis basado en las deformaciones, que tengan en cuenta el comportamiento no lineal de las estructuras. Un método que parece cubrir estas necesidades es el método de “Diseño Basado en los Desplazamientos”.

El método denominado “Diseño Basado en los Desplazamientos” (DBD) es un procedimiento de diseño sismorresistente en el cual se tiene en cuenta el control de daño y el comportamiento inelástico de la estructura desde el mismo proceso de diseño.

Los primeros desarrollos del método consistieron en el análisis de sistemas de un grado de libertad, específicamente una pila de puente, de tal manera que la misma pudiera ser diseñada para alcanzar niveles de desplazamientos especificados ^[IV-1] ^[IV-2]. Para ello se desarrolló un primer procedimiento y se aplicó a columnas con diferentes configuraciones. Luego se realizó la verificación de los resultados, a través del análisis dinámico inelástico en el tiempo. El siguiente paso consistió en un estudio paramétrico con el fin de observar el efecto P- Δ y la influencia de la forma del espectro sísmico ^[IV-3] ^[IV-4]. A continuación, el procedimiento fue modificado para ajustar el diseño, de forma que los desplazamientos máximos se correspondan con un criterio de

deformación del acero y del hormigón, representativo de un estado límite dado ^[IV-5]. Finalmente el método fue modificado para el diseño de puentes de múltiples columnas.

En este capítulo, se presentan los lineamientos generales del procedimiento de Diseño Basado en los Desplazamientos, se detalla el mismo para casos de estructuras de uno y múltiples grados de libertad, y finalmente se hace referencia a algunos puntos que requieren aún de investigación.

IV-2 OBJETIVO DEL DISEÑO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS

Es práctica común en el diseño sismorresistente de estructuras recurrir a métodos simplificados, tales como el de la Fuerza Estática Horizontal Equivalente (FEHE). Sin embargo, son reconocidas las limitaciones del mismo, en cuanto a que es sólo aplicable a estructuras regulares, y en realidad no representa fielmente lo que acontece durante la ocurrencia de un sismo.

En casi todos los códigos de diseño, para el método de FEHE se consignan espectros de pseudoaceleraciones elásticos que permiten, conociendo el período de oscilación de la estructura, obtener la máxima aceleración, y por lo tanto las fuerzas estáticas que deberán aplicarse sobre la estructura. De esta manera se determinan los esfuerzos que servirán para el dimensionado de la misma.

Los desplazamientos obtenidos en la estructura al aplicar estas fuerzas estáticas equivalentes, en realidad no representan en absoluto los desplazamientos a los que estará sometida la estructura durante la ocurrencia de un sismo, debido a que dichas fuerzas se obtienen suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

Debido a que los códigos de diseño permiten que se produzca daño en la estructura durante un sismo importante, las fuerzas de respuesta elástica determinadas a partir de los espectros elásticos, se reducen mediante un factor de reducción de fuerzas para tener en cuenta el comportamiento inelástico. Generalmente estos factores de reducción de fuerzas dependen de la forma estructural y de la ductilidad de la misma. La ductilidad se establece en base a la tipología estructural, o mediante un análisis riguroso de las secciones, dependiendo del código de diseño que se considere.

A pesar de que el método FEHE se ha utilizado durante muchos años, presenta muchas deficiencias. En primer lugar, no considera directamente la naturaleza inelástica del problema en caso de estructuras sometidas a sismos severos. Como segunda observación, requiere el uso de FRF en muchos casos difíciles de evaluar. Finalmente como observación más importante, el método de FEHE no provee un nivel adecuado de protección frente a la superación de los

estados límites establecidos, ya que en general no se consideran los niveles de desplazamientos a que se verá sometida la estructura, es decir, se ignora la real causa de los daños.

El objetivo fundamental del método de diseño basado en los desplazamientos, es diseñar estructuras que alcancen, bajo la acción sísmica de diseño, niveles de desplazamientos admisibles, y por lo tanto niveles de daño controlado.

Los desplazamientos de diseño se obtienen a partir de los criterios de deformación del hormigón y del acero, con relación a un estado límite particular. La deformación es un buen indicador de daño potencial, y las relaciones entre desplazamientos y deformaciones son en muchos casos fáciles de obtener ^[IV-5].

IV-3 CONTROL DE DAÑO Y DESARROLLO DEL CRITERIO DE DEFORMACION

Reconocida la importancia del control de daño en el proceso de diseño, es necesario discutir el desarrollo de un criterio de daño por deformación para los estados límites especificados. Se considerarán tres estados límites: (1) Estado Límite de Servicio, (2) Estado Límite de Control de Daño, y (3) Estado Límite Ultimo.

Cabe señalar que según los condicionantes del diseño podemos adoptar como variable de control del estado límite el desplazamiento en cabeza de columna, la distorsión en la columna crítica, o directamente la deformación del acero o del hormigón según corresponda. Debe quedar claro que, de adoptarse como variable de control un desplazamiento o una distorsión, deberá verificarse que las deformaciones límites del acero y del hormigón no sean superadas. A continuación se proponen criterios de deformación para controlar los estados límites.

IV-3.1 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Las deformaciones límites para el estado de servicio, deben limitarse de forma tal que la estructura no requiera reparación luego de producida una excitación de este nivel. Generalmente, las fisuras residuales para el nivel de servicio, no deberían ser mayores que 1 mm en condiciones normales de exposición. El ancho de fisuras residuales puede relacionarse con la **deformación del acero**, suponiendo una separación para las fisuras de tracción por flexión. A partir de resultados experimentales, se observa que el desplazamiento residual para columnas excitadas a niveles bajos es de 1/3 del desplazamiento máximo del ciclo. Por lo tanto, si se asume que el ancho de fisura residual es proporcional al desplazamiento, el ancho de fisura residual de 1 mm corresponde a un ancho de fisura pico de 3 mm. Generalmente, para columnas de puentes, las fisuras de tracción por flexión, se encuentran espaciadas en aproximadamente 200 mm. De esto puede deducirse que la deformación específica máxima del acero será aproximadamente

$3/200=0,015$ ^[IV-6]. En cuanto a la **deformación del hormigón** preestablecida, el criterio de deformación tendrá como base evitar la pérdida de recubrimiento. Un valor de $\varepsilon_b=0,004$ puede considerarse una estimación de deformación para la cual puede ocurrir una incipiente pérdida de recubrimiento para hormigón normal ^[IV-7].

IV-3.2 ESTADO LIMITE DE CONTROL DE DAÑO

Para el estado límite de control de daño es probable que las deformaciones del hormigón sean las que condicionen el diseño. Debido a que las deformaciones últimas del hormigón pueden relacionarse directamente con los niveles de armadura transversal, se pueden estimar dichas deformaciones haciendo uso del método de balance de energía de Mander ^[I-5]. La deformación máxima del hormigón para este estado límite puede calcularse, según la propuesta de Paulay y Priestley ^[IV-8], en función de la cuantía volumétrica de armadura transversal utilizando la ecuación:

$$\varepsilon_{bmax} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot \rho_t \cdot \beta_{st} \cdot \varepsilon_{sm}}{\sigma'_{bc}} \quad (IV-1)$$

donde:

ε_{bmax} : máxima deformación del hormigón para el estado límite de control de daño

ρ_t : cuantía volumétrica de armadura transversal con respecto al núcleo confinado.

β_{st} : tensión de fluencia del acero para la armadura transversal

ε_{sm} : deformación del acero en la tensión máxima.

σ'_{bc} : resistencia máxima del hormigón confinado ^[I-5].

Parece lógico basar la deformación del hormigón propuesta sobre un valor práctico de armadura transversal máximo. La relación volumétrica máxima de armadura transversal recomendable está cercana al 1% y coincide con una deformación del hormigón de aproximadamente 0,020. Para relaciones volumétricas en un rango de entre 0,007 a 0,008, la capacidad de deformación última correspondiente estaría en aproximadamente 0,015.

Para la **deformación admisible del acero** se estima conveniente fijar un valor de aproximadamente 50% de la deformación correspondiente a la tensión máxima de la armadura para daño cíclico, lo que resulta en una deformación del acero cercana a **0,060**. En ambos casos estos niveles de deformación son consistentes con la filosofía del estado límite de control de daño, es decir que si bien ocurrirá daño, éste será fácilmente reparable.

IV-3.3 ESTADO LIMITE ULTIMO

En lo que respecta a las **deformaciones admisibles del hormigón**, teniendo en cuenta que el método de balance de energía de Mander, provee una estimación conservativa en aproximadamente un 50 % de la capacidad de deformación del hormigón, se puede adoptar como deformación máxima para este estado límite la correspondiente a **1,5 veces la obtenida para el estado límite de control de daño**.

Como **deformación máxima del acero** para este estado límite se puede considerar, una reserva del 33 % antes de la deformación que corresponde a la máxima tensión con lo que se tendría aproximadamente una deformación del acero de **0,09**.

IV-4 SELECCION DE LA EXCITACION

Para la aplicación del método se hace necesario disponer de espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos. Si se tiene en cuenta que para cada estado límite propuesto se necesitan distintos niveles de excitación, se hace imprescindible definir algún criterio para obtener una excitación acorde a cada estado límite.

Como guía se puede citar el criterio aplicado por Paulay y Priestley ^[IV-8], quienes consideran como sismos de nivel de servicio, de control de daño y de estado límite último, a los que presentan aproximadamente 50, 500 y 5.000 años respectivamente de período de recurrencia.

De lo dicho anteriormente se observa que la selección del espectro de desplazamientos debe ser consistente con el estado límite considerado. Se ve claramente que no es admisible utilizar el mismo espectro para todos los niveles de diseño, sin embargo, por razones prácticas es necesario encontrar una relación sencilla entre ellos.

Debido a que la mayoría de los espectros codificados están basados en niveles últimos de diseño, se sugiere relacionarlos con los otros estados límites mediante un factor de escala. Utilizando una relación propuesta por Paulay y Prestley ^[IV-8], para regiones de sismicidad alta, un sismo de nivel de servicio con un período de retorno de 50 años resulta de aplicar un factor de 0,4 al sismo de nivel de control de daño.

Para el caso en que se utilice este criterio para el diseño, en conjunto con los criterios de deformaciones preestablecidas previamente definidos, el nivel de control de daño siempre gobernará el diseño. Se encontró que el factor crítico, donde los criterios de control de daño y de servicio gobiernan mutuamente el diseño, corresponde a valores entre 0,45 y 0,50. En caso en que la intensidad del sismo de servicio exceda 0,5 veces el sismo de control de daño, será el criterio de servicio el que gobierne el diseño ^[I-2].

IV-5 EXPLICACION GENERAL DEL METODO

En esta sección se dará una explicación de cómo aplicar el método DBD al diseño de pilas de puentes. En primer lugar se considera un sistema de un grado de libertad, y luego se extenderá el método para sistemas de múltiples grados de libertad.

Antes de describir la forma de aplicación del método conviene señalar que el método DBD involucra en gran parte al método de la “Estructura Sustituta”, desarrollado por Gulkan y Sozen ^[IV-9] para simplificar el cálculo de la respuesta inelástica de estructuras de hormigón armado sometidas a movimientos sísmicos. Este método consiste en reemplazar una estructura de comportamiento inelástico, por una estructura elástica equivalente. Las propiedades de esta estructura sustituta (Rigidez efectiva, Período efectivo y Amortiguamiento efectivo), serán calculadas de forma que la misma se comporte de igual manera que la estructura inelástica original en el punto de máximo desplazamiento.

IV-5.1 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

El desarrollo del método para sistemas de un grado de libertad se muestra en forma general en el diagrama de flujo de la FIGURA IV-1, y se describe paso a paso a continuación

1) Selección del Estado límite: Debe definirse un estado límite de diseño, según lo establecido anteriormente.

2) Selección del Espectro de Desplazamiento: Debe adoptarse algún criterio para obtener los espectros de desplazamientos para los distintos amortiguamientos, y para los distintos estados límites, según las condiciones del sitio donde se emplazará la estructura. En el Capítulo V se discutirá con mayor extensión esta cuestión.

3) Estimación Inicial de los Desplazamientos: En esta etapa se deben definir los desplazamientos máximos. Esto dependerá del criterio a aplicar, es decir, si se quiere limitar los desplazamientos, las distorsiones, o las deformaciones. Esto debe entenderse claramente, ya que en algunos casos, puede por alguna razón tenerse un límite de desplazamientos que sea mucho más estricto que el que corresponde a los criterios de deformaciones para los distintos estados límites, y lo mismo puede ocurrir con las distorsiones. Para comenzar el procedimiento, debe estimarse un desplazamiento máximo y un desplazamiento de fluencia. En el comienzo del diseño solo se conoce la masa de la estructura, la altura de columna, y se puede tener una idea de las secciones, pero si no se la tuviera, esto no impedirá comenzar el procedimiento. Como guía pueden considerarse los siguientes valores de desplazamiento:

Desplazamiento de fluencia: sin importar el estado límite considerado, el desplazamiento de fluencia puede estimarse como:

$$\Delta_y = 0,01 L \quad (IV-2)$$

Desplazamiento máximo: los desplazamientos máximos pueden estimarse como una primera aproximación, dependiendo del estado límite considerado, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_m = 0,02 L \quad (\text{Estado límite de Servicio}) \quad (IV-3)$$

$$\Delta_m = 0,04 L \quad (\text{Estado límite de Control de Daño}) \quad (IV-4)$$

$$\Delta_m = 0,06 L \quad (\text{Estado límite Último}) \quad (IV-5)$$

donde L es la altura de columna.

4) Cálculo de la Ductilidad de Desplazamiento Inicial: La ductilidad de desplazamiento se calcula con:

$$\mu = \Delta_m / \Delta_y \quad (IV-6)$$

5) Cálculo del Amortiguamiento Efectivo: Utilizando el modelo de Takeda ^[IV-10], el amortiguamiento efectivo se calcula con la ecuación siguiente^[1-9]:

$$\zeta = 0,05 + \frac{\left[1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right]}{\pi} \quad (IV-7)$$

donde r representa la relación entre la rigidez luego de la fluencia y la rigidez inicial. Para el Hormigón Armado se recomienda un valor de $r = 0,05$.

6) Cálculo del Período Efectivo: Utilizando el espectro de desplazamiento, ingresando con el desplazamiento máximo y el amortiguamiento efectivo, se obtiene el período efectivo según se indica en la FIGURA IV-2 con línea llena.

7) Cálculo de la Rigidez Efectiva: Considerando un oscilador de un grado de libertad, se puede calcular la rigidez efectiva utilizando las relaciones de la Dinámica como:

$$K_{eff} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T_{eff}^2} \quad (IV-8)$$

donde:

M : Masa de la estructura

T_{eff} : Período efectivo obtenido en el paso anterior.

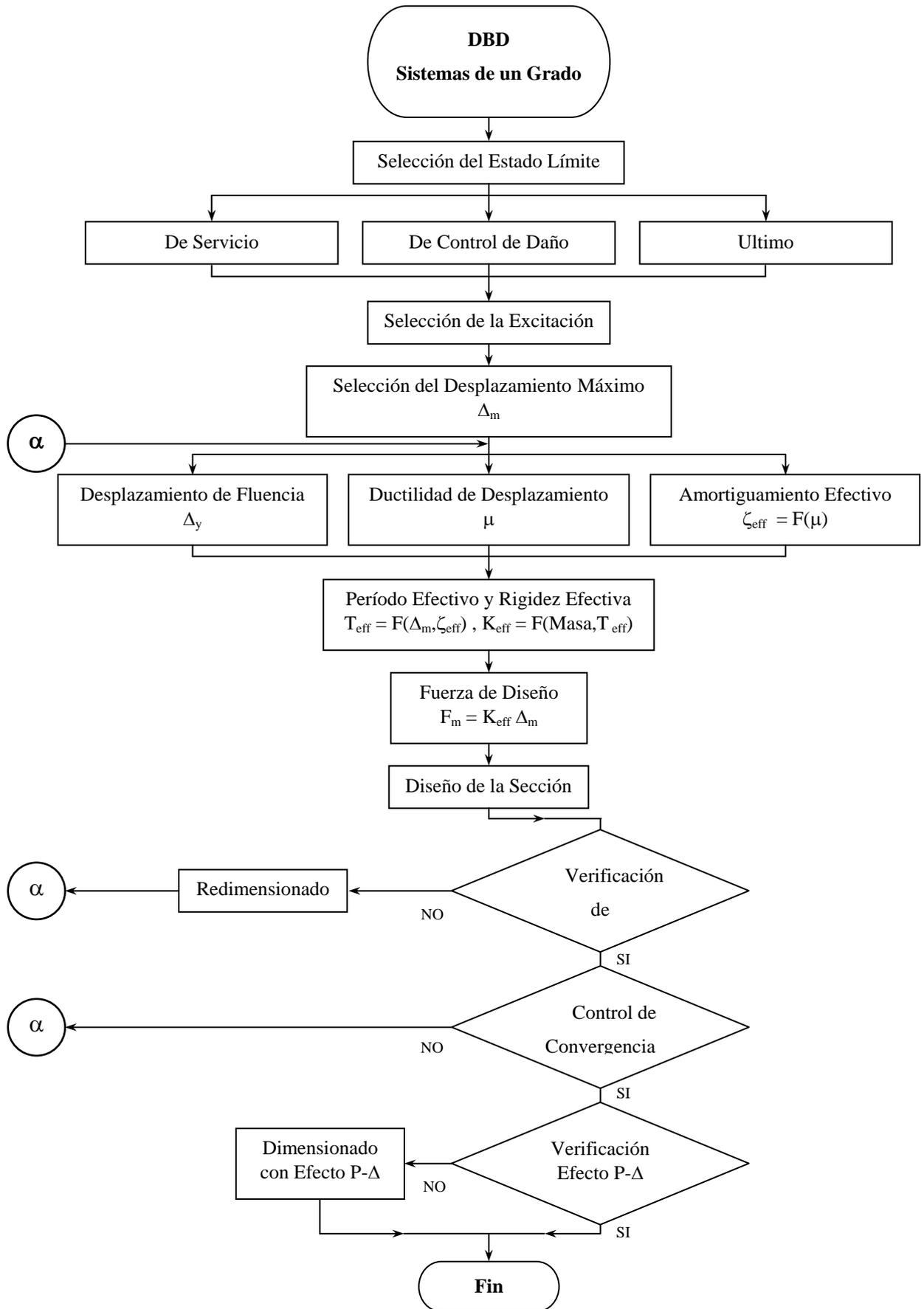


FIGURA IV-1: Diagrama de Flujo del Método de Diseño Basado en los Desplazamientos

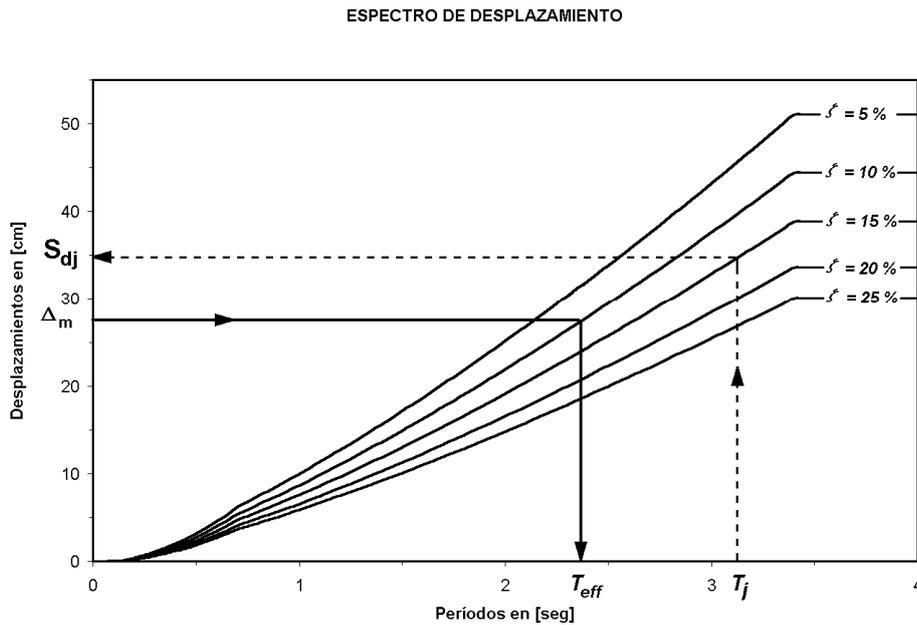


FIGURA IV-2: Obtención del Período Efectivo (T_{eff}) a Partir del Desplazamiento Máximo (Δ_m) del Amortiguamiento Efectivo (ζ_{eff})

8) Cálculo de las Fuerzas y Momentos Flectores Máximos y de Fluencia: La fuerza máxima H_m , se obtiene a partir de la rigidez efectiva, y del desplazamiento máximo:

$$H_m = K_{eff} \cdot \Delta_m \tag{IV-9}$$

La fuerza de fluencia H_y se obtiene a partir de la fuerza máxima, de la ductilidad de desplazamiento y de la relación r entre la rigidez luego de la fluencia y la rigidez inicial con la ecuación siguiente:

$$H_y = \frac{H_m}{r \cdot \mu - r + 1} \tag{IV-10}$$

$$M_m = H_m \cdot L \tag{IV-11}$$

$$M_y = H_y \cdot L \tag{IV-12}$$

9) Elección de las Dimensiones de la Sección de Columna: Distintas dimensiones transversales de columnas podrán satisfacer los requerimientos de diseño. Al variar las dimensiones cambiará la cantidad de armadura necesaria y el estado de deformación. Es posible que se elija una sección de columna que sea la mínima que satisfaga los requerimientos de diseño, en cuyo caso sería recomendable un incremento en las dimensiones. Por el contrario podría elegirse una sección de columna que sea la mayor posible para cumplir con dichos requerimientos, en cuyo caso sería recomendable reducir sus dimensiones.

10) Diseño de la Sección: Lo primero que debe especificarse son las propiedades de resistencia de los materiales, es decir la tensión característica del hormigón σ'_{bk} , la tensión de fluencia del acero β_s y sus respectivas deformaciones específicas. Luego como se conocen los esfuerzos, y la deformación máxima según el estado límite que se considere, es posible dimensionar la sección y obtener la cantidad de armadura requerida. Debe ponerse especial atención en el hecho de que el dimensionado debe tener en cuenta la deformación máxima establecida, por lo que es necesario utilizar alguna herramienta de dimensionado que establezca relaciones explícitas entre el momento flector, el esfuerzo normal y las deformaciones del acero y del hormigón; por supuesto que también dicha herramienta debe tener en cuenta las características de los materiales y el confinamiento del hormigón a través de la cuantía de armadura transversal.

En el Anexo C se proporcionan una serie de diagramas para el dimensionado de columnas circulares.

Kowalsky ^[I-2] recomienda que si la cuantía de armadura longitudinal obtenida es menor que 0,75 % las dimensiones transversales de la columna deben reducirse, y si la cuantía es mayor del 4 % dichas dimensiones deben incrementarse. Estos límites son a título informativo, y deberán ser adaptados a los límites que impongan los códigos en cada caso.

Para el **Estado Límite de Servicio**, deberá dimensionarse con el momento flector de fluencia dado por la ecuación (IV-12), para una deformación del hormigón menor que 0,004, controlando que la deformación del acero no supere 0,015; para el **Estado Límite de Control de Daño**, deberá dimensionarse con el momento flector máximo dado por la ecuación (IV-11), para una deformación del hormigón menor que 0,015, controlando que la deformación del acero no supere 0,06, y para el **Estado Límite Último** deberá dimensionarse con el momento máximo dado por la ecuación (IV-11), para una deformación del hormigón menor que 0,022, controlando que la deformación del acero no supere 0,09. Es menester señalar que las deformaciones antes citadas se obtienen de aplicar el criterio establecido en el punto IV-3. Si por alguna razón no se aplicara este criterio, deben adaptarse las deformaciones límites.

11) Cálculo del Desplazamiento Máximo Admisibles: Teniendo en cuenta el criterio de deformación según el estado límite considerado, debe calcularse un desplazamiento máximo admisible utilizando el menor de los obtenidos entre las siguientes ecuaciones propuestas por Kowalsky et al. ^[IV-5]:

$$\Delta_m = \left(\frac{\varepsilon_{bmax}}{c} - \phi_y \right) \cdot L_p \cdot L_{clear} + \frac{D_r \phi_y \cdot L_{eff}^2}{6} \quad (IV-13a)$$

$$\Delta_m = \left(\frac{\varepsilon_{smax}}{D'-c} - \phi_y \right) \cdot L_p \cdot L_{clear} + \frac{D_r \phi_y \cdot L_{eff}^2}{6} \quad (IV-13b)$$

donde:

ε_{bmax} : deformación límite del hormigón.

ε_{smax} : deformación límite del acero.

L_{clear} : altura libre de columna, ver FIGURA IV-3 (a).

L_{eff} : altura efectiva de columna que tiene en cuenta la penetración de la deformación de la armadura en la base, calculada según Priestley ^[IV-6] con la ecuación (IV-14)

L_p : longitud de la articulación plástica, calculada con el mayor valor entre las ecuaciones (IV-15) y (IV-16) ^{[IV-6] [IV-11]}

D_r : relación de desplazamiento, $D_r=1$ para columnas empotradas en cabeza y pie.

$D_r=2$ para columnas empotradas en pié y libres en cabeza.

D' : distancia entre el baricentro de la barra de acero traccionada extrema y la fibra externa comprimida de hormigón. Calculada con la ecuación (IV-17)

c : profundidad del eje neutro, obtenida luego de diseñar la sección teniendo en cuenta la deformación máxima.

ϕ_y : curvatura de fluencia, calculada con las ecuaciones (IV-18) o (IV-19) propuestas por Prestley ^[IV-6] según se trate de columna circular o rectangular respectivamente.

$$L_{eff} = L_{clear} + 0,044 \cdot \beta_s \cdot db_l \quad (IV-14)$$

$$L_p = 0,08 \cdot L_{eff} + 0,022 \cdot \beta_s \cdot db_l \quad (IV-15)$$

$$L_p = 0,044 \cdot \beta_s \cdot db_l \quad (IV-16)$$

$$D' = D - rec - \frac{db_l}{2} \quad (IV-17)$$

$$\phi_y = \frac{2,45 \cdot \varepsilon_y}{D} \quad (\text{Sección Circular}) \quad (IV-18)$$

$$\phi_y = \frac{2,14 \cdot \varepsilon_y}{D} \quad (\text{Sección rectangular}) \quad (IV-19)$$

donde:

β_s : tensión de fluencia de la armadura longitudinal en Mpa.

db_l : diámetro de las barras de armadura longitudinal en m.

D : dimensión de la sección transversal de la columna según la dirección de flexión considerada.

rec : recubrimiento medido desde el borde externo de la armadura longitudinal hasta el borde de la columna.

ε_y : deformación de fluencia de la armadura longitudinal.

La ecuación (IV-13a) da el desplazamiento correspondiente a la máxima deformación en el hormigón, y la (IV-13b) da el desplazamiento correspondiente a la máxima deformación en el acero.

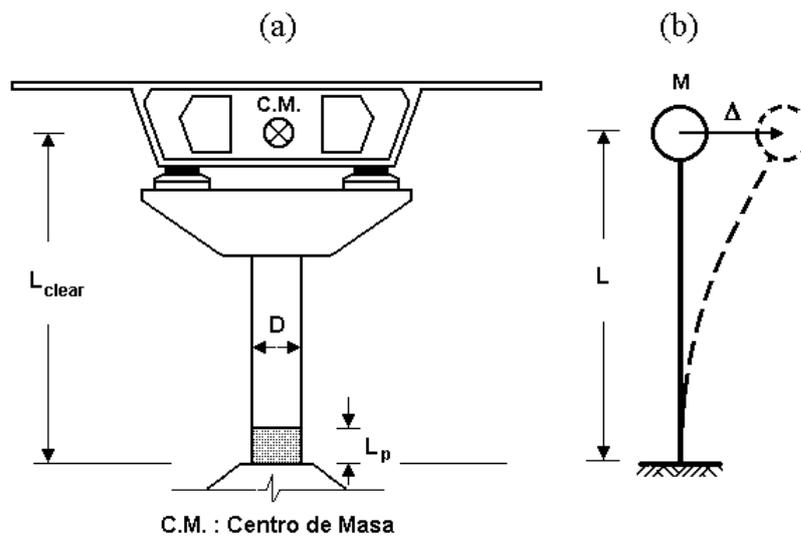


FIGURA IV-3: (a) Vista de Columna Real (b) Modelo Supuesto

12) Evaluación del Desplazamiento de Fluencia: El desplazamiento de fluencia puede obtenerse a través de la curvatura de fluencia con:

$$\Delta_y = D_r \frac{\phi_y \cdot L^2}{6} \tag{IV-20}$$

donde:

L : altura de columna, ver FIGURA IV-3 (b).

13) Control del Estado de Deformación: La mejor forma de controlar el progreso de la solución, es evaluando la deformación real para el desplazamiento obtenido. Para poder calcular las deformaciones, se debe conocer la ductilidad de curvatura, la que se obtiene a partir de la ecuación siguiente propuesta por Kowalsky ^[1-2]:

$$\mu_\phi = \frac{\mu + \frac{6 \cdot L_p \cdot L_{clear}}{L_{eff}^2 \cdot D_r} - 1}{6 \cdot L_p \cdot L_{clear}} L_{eff}^2 \cdot D_r \quad (IV-21)$$

La curvatura máxima, la deformación en el hormigón y en el acero serán respectivamente:

$$\phi_m = \mu_\phi \cdot \phi_y \quad (IV-22)$$

$$\varepsilon_b = \phi_m \cdot c \quad (IV-23)$$

$$\varepsilon_s = \phi_m \cdot (D' - c) \quad (IV-24)$$

Comparando estos valores con los preestablecidos, puede controlarse el progreso en cada iteración.

14) Iterar hasta la Convergencia: Retornando al paso 4) con el menor de los desplazamientos Δ_m obtenidos con las ecuaciones (IV-13a) y (IV-13b), y el desplazamiento de fluencia calculado con la ecuación (IV-20), debe iterarse hasta alcanzar convergencia. Si aplicamos el criterio de deformación límite, la convergencia se controlará con el desplazamiento máximo, y si prefijamos el desplazamiento o la distorsión en la columna con las deformaciones calculadas con las ecuaciones (IV-23) y (IV-24). Es decir que se detiene el proceso cuando en dos iteraciones consecutivas estos valores no cambian dentro de un rango de error aceptable.

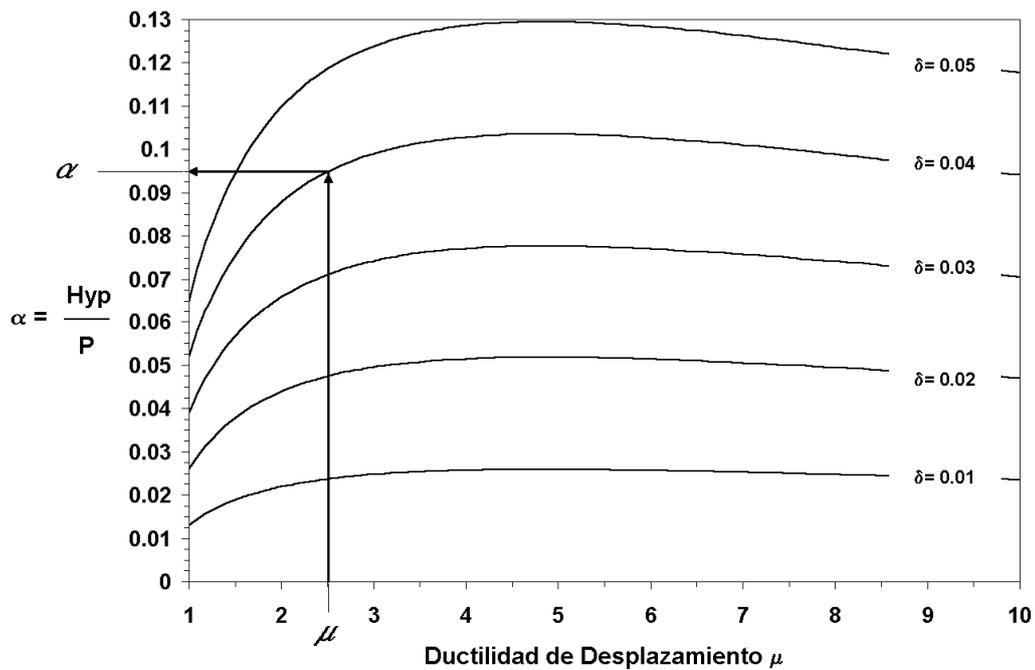


FIGURA IV-4: Diagrama para la Obtención de la Carga Lateral Crítica para Considerar el Efecto P-Δ

15) Control del Efecto P - Δ: Utilizando el desplazamiento máximo obtenido luego de la última iteración, o el prefijado según corresponda, se puede calcular la distorsión de la columna con:

$$\delta = \frac{\Delta_m}{L} \quad (IV-25)$$

donde:

L : altura de la columna. Ver FIGURA IV-3 (b).

Luego entrando en el gráfico de la FIGURA IV-4 ^[I-2] con la ductilidad de desplazamiento μ y cortando la curva de la distorsión calculada, obtenemos la relación α entre la carga lateral crítica que provocará inestabilidad, H_{yp} , y la carga axial de la columna, P . La fuerza lateral crítica se obtiene con:

$$H_{yp} = \alpha \cdot P \quad (IV-26)$$

donde:

P : carga axial en la columna.

Si la fuerza H_y calculada en el paso 8) es mayor que la fuerza H_{yp} obtenida con la ecuación (IV-26) el diseño es satisfactorio, en caso contrario, debe redimensionarse la columna siguiendo los lineamientos del cálculo por resistencia con la fuerza lateral H_{yp} .

IV-5.2 SISTEMAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

La aplicación del método DBD para estructuras de múltiples grados de libertad, se basa en reducir el sistema, a un sistema equivalente de un único grado de libertad. Para poder reducir el sistema, deben tenerse en cuenta cuatro aspectos fundamentales: a) La consideración de las formas modales para calcular una forma desplazada global, b) La relación entre el amortiguamiento de los elementos y el amortiguamiento del sistema equivalente, c) La relación entre el desplazamiento de los elementos y el desplazamiento del sistema equivalente, y d) La distribución de la fuerza lateral obtenida para el sistema equivalente sobre el sistema real.

1) Determinación de las Características del Puente: Con el fin de comenzar el proceso se deben estimar la masa de la superestructura, las longitudes de los tramos y las alturas de columnas.

2) Selección del Estado Límite: De la misma forma que para sistemas de un grado de libertad, debe definirse un estado límite de diseño según lo establecido anteriormente adoptando

un criterio para los estados límites, ya sea fijando un criterio de deformación, una distorsión máxima en columnas, o un desplazamiento considerado como límite.

3) Selección del Espectro de Desplazamiento: Al igual que para sistemas de un grado de libertad, debe seleccionarse un espectro de desplazamiento según el estado límite correspondiente y el lugar de emplazamiento de la estructura.

4) Elección de las Propiedades de los Materiales: Las propiedades de los materiales, acero y hormigón, deben elegirse independientemente del proceso de diseño, e incluso podrían sufrir modificaciones durante el proceso si fuera necesario.

5) Obtención de las Propiedades Modales: Para poder obtener las formas modales de la estructura, es necesario conocer las rigideces de los elementos. Debido a que en la primera iteración las secciones de columnas no son conocidas, se puede optar por dos caminos, uno sería realizar un predimensionado para poder calcular las formas modales y los períodos modales para comenzar el proceso, el otro suponer una forma modal lógica y con ella comenzar el proceso. Los vectores de formas modales Φ_j , pueden obtenerse utilizando algún programa de cálculo dinámico de estructuras, o en caso de estructuras no muy complejas calcular los autovectores de la matriz de rigidez dinámica del sistema.

También son necesarios: los períodos modales T_j ; el desplazamiento modal espectral Sd_j correspondiente al período de cada modo considerado y para el amortiguamiento correspondiente (5% para la 1^{ra} iteración); y el cálculo de los factores de participación modal P_j , que puede hacerse según la siguiente expresión:

$$P_j = \frac{\Phi_j^T M \bar{r}}{\Phi_j^T M \Phi_j} \quad (\text{IV-27})$$

donde

Φ_j : vector de forma del modo j

M : matriz de masa de la estructura

\bar{r} : vector de participación según la dirección considerada (generalmente todos sus elementos son iguales a la unidad).

El desplazamiento espectral Sd_j que corresponde a cada modo se obtiene ingresando al espectro de desplazamientos con el período modal T_j y cortando la curva de amortiguamiento correspondiente como se indica en la FIGURA IV-2 con línea de trazo.

6) Obtención de los Desplazamientos Probables: Una vez calculas las características modales en el paso 5), se puede estimar una forma desplazada probable.

La forma desplazada de cada columna i en el modo j ($\Delta_{i,j}$), puede obtenerse a partir del elemento i del vector de forma del modo j (ϕ_{ij}), el factor de participación del modo j (P_j) y el desplazamiento espectral del modo j (Sd_j) con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{i,j} = |\phi_{i,j} P_j| \cdot Sd_j \quad (IV-28)$$

La forma desplazada de la columna i (Δ_i) se calcula mediante superposición de las anteriores, pudiéndose utilizar el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), o la suma de las anteriores como:

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^n \Delta_{i,j} \quad (IV-29)$$

Cabe señalar que lo que reviste interés no es la magnitud de Δ_i , sino el desplazamiento relativo entre columnas.

7) Estimación del Desplazamiento de Fluencia de las Columnas: De igual manera que para el caso de un grado de libertad, el desplazamiento de fluencia de cada columna Δ_{yi} , se calcula con la ecuación (IV-20), a partir de la curvatura de fluencia ϕ_{yi} [ecuación (IV-18) o (IV-19)]. Si en la primera iteración no se conocen las dimensiones de la columna, el desplazamiento de fluencia puede estimarse como:

$$\Delta_{yi} = 0,005L_i \quad (IV-30)$$

donde

L_i : representa la altura de cálculo de la columna, es decir la distancia entre la base de columna y el centro de masa considerado. Ver FIGURA IV-3 (b).

8) Obtención de los Desplazamientos Máximos en Columnas: Los desplazamientos máximos en columnas dependerán, por una parte, del criterio adoptado para definir el estado límite (deformación admisible, máxima distorsión o máximo desplazamiento), y por otra, de la forma desplazada probable.

Es lógico pensar que al menos una de las columnas deberá alcanzar el estado límite propuesto, pero las columnas restantes, se desplazarán de acuerdo a las formas modales, por lo que no siempre estarán controladas por el criterio de deformación preestablecido.

En primer lugar se debe encontrar la columna crítica. Para ello se expresa el desplazamiento probable de cada columna en término de las distorsiones de columnas δ_i a partir de los desplazamientos calculados en el paso 6) como se indica en la ecuación siguiente:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i}{L_i} \quad (IV-31)$$

donde:

Δ_i : desplazamiento calculado en el paso 6) para la columna i .

L_i : altura de cálculo de la columna i , es decir la distancia entre la base de columna y el centro de masa considerado. Ver FIGURA IV-3 (b).

La columna que tenga mayor distorsión será considerada crítica. Se ve claramente que puede haber más de una columna crítica, en caso de que sus distorsiones coincidan y sean máximas. Luego se calcula el máximo desplazamiento de la columna crítica (Δ_{mc}) multiplicando su altura por la distorsión que corresponde al estado límite propuesto.

Si se adoptan las deformaciones como variable de control del estado límite, el desplazamiento máximo de la columna crítica puede estimarse como una primera aproximación, al igual que lo indicado para sistemas de un grado de libertad, utilizando las ecuaciones (IV-3), (IV-4) y (IV-5), dependiendo del estado límite que corresponda, y para las restantes iteraciones se coloca como máximo desplazamiento al menor de los obtenidos con las ecuaciones (VI-13a) y (IV-13b). Si para controlar el estado límite se impone directamente una distorsión, esta será fija para todas las iteraciones.

Para las columnas restantes se obtienen los desplazamientos máximos a partir del máximo desplazamiento de la columna crítica, aplicando la ecuación siguiente:

$$\Delta_{mi} = \frac{\Delta_i}{\Delta_{ic}} \Delta_{mc} \quad (IV-32)$$

donde

Δ_{mi} : desplazamiento máximo de la columna i .

Δ_{mc} : desplazamiento máximo de la columna crítica.

Δ_i : desplazamiento calculado en el paso 6) para la columna i .

Δ_{ic} : desplazamiento calculado en el paso 6) para la columna crítica.

L_i : altura de cálculo de la columna i , es decir la distancia entre la base de columna y el centro de masa considerado. Ver FIGURA IV-3 (b).

9) Determinación de la Ductilidad y Amortiguamiento de los Elementos: Una vez determinado el desplazamiento máximo de cada columna, y el desplazamiento de fluencia, podemos determinar la ductilidad de desplazamiento del elemento (μ_i) con la ecuación (IV-6), y el amortiguamiento de cada elemento (ζ_i) se calcula utilizando el modelo de Takeda ^[IV-10] con la ecuación (IV-7) según se indicó anteriormente para sistemas de un grado de libertad.

10) Determinación de las Propiedades del Sistema Equivalente: Utilizando las propiedades de los elementos de la estructura, se puede determinar las del sistema equivalente. El desplazamiento del sistema equivalente Δ_{sys} puede calcularse como:

$$\Delta_{sys} = \frac{\sum m_i \Delta_{mi}^2}{\sum m_i \Delta_{mi}} \quad (IV-33)$$

donde

m_i : masa que influye en el nudo i donde se mide el desplazamientos de la columna i .

Δ_{mi} : desplazamiento máximo en la columna i , calculado en el paso 8) ecuación (IV-32).

El amortiguamiento efectivo del sistema, se obtiene ponderando el amortiguamiento de cada elemento en base a la energía disipada por el mismo según lo indica la siguiente ecuación^[IV-2]:

$$\zeta_{sys} = \sum_i \left(\frac{Q_i}{\sum Q_i} \zeta_i \right) \quad (IV-34)$$

donde:

$$Q_i = \frac{L_i}{6(EI_{eff})_i} (M_{ai}^2 + M_{bi}^2 - M_{ai}M_{bi}) \quad (IV-35)$$

donde

E : modulo de elasticidad del elemento

I_{eff} : momento de inercia efectivo del elemento i , calculado con la ecuación (IV-46)

M_{ai} : momento flector en cabeza de columna i .

M_{bi} : momento flector en pie de columna i .

Pudiéndose optar para el caso de columnas empotradas en la base y libres en la cabeza, por la ecuación:

$$Q_i = F_i \cdot \Delta_i \quad (IV-36)$$

donde:

F_i : fuerza aplicada en el centro de masa del tablero en correspondencia con la columna i .

Δ_i : desplazamiento del centro de masa del tablero en correspondencia con la columna i .

Para la primera iteración, como no se conocen los momentos flectores en cabeza y pie de columnas, y por lo tanto no es posible calcular los Q_i , puede tomarse un promedio de los ζ_i .

11) Determinación del Período Efectivo y de la Rigidez del Sistema: Utilizando el desplazamiento del sistema Δ_{sys} y el amortiguamiento efectivo del sistema ζ_{sys} se entra al espectro de desplazamiento y se obtiene el período efectivo de la estructura equivalente T_{eff} . Teniendo en cuenta que el sistema equivalente tiene un grado de libertad, se puede determinar la rigidez efectiva con la ecuación (IV-8) teniendo en cuenta que M será en este caso la masa total de la estructura.

12) Determinación de la Fuerza de Diseño del Sistema: La fuerza global máxima puede obtenerse multiplicando la rigidez efectiva por el desplazamiento del sistema equivalente como muestra la ecuación siguiente:

$$F_{sys} = K_{eff} \cdot \Delta_{sys} \quad (IV-37)$$

13) Distribución de la Fuerza en Columnas: La fuerza global obtenida en el paso anterior es análoga a la fuerza de corte en la base que se obtiene para el caso de estructuras de edificios por aplicación del método de FEHE, por lo que debe distribuirse según un criterio acertado que permita obtener la fuerza que se aplicará a la estructura en el nudo correspondiente a cada columna. Una forma lógica de distribuir dicha fuerza es haciéndola proporcional a la masa involucrada con el nudo correspondiente al extremo superior de cada columna y al desplazamiento del mismo. Siguiendo este criterio, la fuerza máxima a aplicar en el centro de masa correspondiente a cada columna se obtiene a partir de:

$$F_i = \frac{m_i \cdot \Delta_{mi}}{\sum_i m_i \cdot \Delta_{mi}} F_{sys} \quad (IV-38)$$

donde

m_i : masa que influye en el nudo i , extremo superior de la columna i .

Δ_{mi} : desplazamiento máximo en nudo i .

14) Determinación de los Esfuerzos de Diseño en Columnas: Aplicando a la estructura las fuerzas calculadas en el paso anterior, en los nudos correspondientes, se obtienen los esfuerzos de corte máximos (H_{mi}) y los momentos flectores máximos para cada una de las columnas (M_{mi}).

15) Dimensionado de la Sección de cada Columna:

Armadura Transversal

Con el esfuerzo de corte, la carga axial y el momento flector, se debe determinar la armadura transversal necesaria para cada columna ^[IV-12] siguiendo los principios del diseño por capacidad.

Cabe señalar que solo se adoptará esta armadura si resulta superior a la requerida para alcanzar el estado límite propuesto, la que puede ser evaluada utilizando la ecuación (IV-1).

Armadura Longitudinal

Debe determinarse la sección de armadura longitudinal necesaria para resistir los esfuerzos de flexión determinados en el paso 14). Cabe destacar que en el dimensionado de la armadura longitudinal de las columnas, debe controlarse que las máximas deformaciones del acero y del hormigón no sean superadas.

Debe quedar claro que no puede dimensionarse utilizando los Diagramas de Interacción, ya que los mismos por un lado fueron confeccionados para deformaciones de acero y hormigón preestablecidas mucho menores que las que se utilizan en este método según el estado límite considerado, y por otro no tienen en cuenta el efecto del confinamiento en las columnas.

Debido a la carencia de una herramienta sencilla y adecuada para el dimensionado con este método, fue necesario confeccionar los Diagramas de Dimensionado para Secciones Circulares, que se presentan en el Anexo C de esta tesis, y cuya forma de uso se detalla a continuación.

Como datos para el uso de los diagramas debe conocerse: el momento flector (M_{mi}), el esfuerzo normal (N_i), la curvatura máxima (ϕ_{mi}), la tensión de fluencia del acero (β_s), la geometría de la sección transversal de la columna (para el caso de columnas circulares el radio r), la relación de recubrimiento (h'/r) y la cuantía volumétrica de armadura transversal (ρ_t). Cada diagrama corresponde a un tipo de acero, a un esfuerzo normal reducido (n), a una cuantía volumétrica de armadura transversal y a una relación de recubrimiento específica.

Para poder adoptar la armadura longitudinal necesaria, se debe calcular la curvatura máxima de la columna ϕ_{mi} , como se indicó anteriormente para sistemas de un grado de libertad, con la ecuación (IV-22) donde μ_{ϕ} es la ductilidad de curvatura calculada con la ecuación (IV-21), en este caso se agrega el subíndice i para indicar que corresponde a una de las múltiples columnas de la estructura.

Con el momento flector M_{mi} se calcula el momento reducido (m) como:

$$m = \frac{M_{mi}}{r^3 \beta_R} \quad (IV-39)$$

donde:

M_{mi} : Momento flector máximo.

r : Radio de la sección transversal de la columna.

β_R : Resistencia de cálculo del hormigón.

Con el esfuerzo normal N se calcula un normal reducido (n) como:

$$n = \frac{N}{r^2 \beta_R} \tag{IV-40}$$

N : Esfuerzo normal.

Finalmente con la curvatura máxima ϕ_{mi} se calcula la curvatura adimensional (f) como:

$$f = \phi_{mi} r \tag{IV-41}$$

donde:

ϕ_{mi} : Curvatura máxima calculada con la ecuación (IV-22).

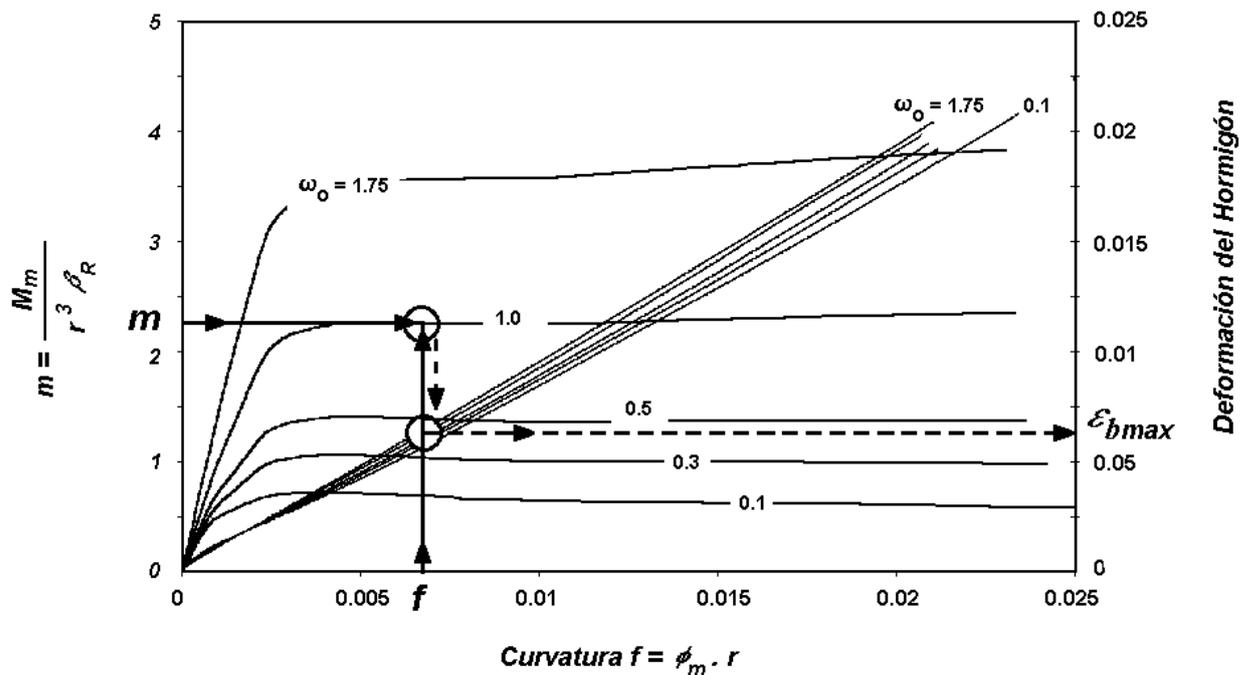


FIGURA IV-5: Esquema del Diagrama de Dimensionado de Columnas

Con el normal reducido (n), la cuantía volumétrica de armadura transversal (ρ_t), la tensión de fluencia del acero (β_s) y adoptando una relación de recubrimiento se escoge un Diagrama de Dimensionado como el que se ilustra en la FIGURA IV-5. Se ingresa al Diagrama con el momento flector reducido m y con la curvatura adimensional f como se indica en la FIGURA IV-5 con línea llena y en la intersección de ambos valores, se obtiene la cuantía mecánica necesaria ω_b , luego desplazándose verticalmente hasta cortar la línea de deformaciones

correspondiente a esa cuantía mecánica, sobre el eje de las ordenadas izquierdo se obtiene la máxima deformación del hormigón, como se indica en la Figura IV-5 en línea de trazos.

Con la deformación máxima de la fibra extrema ε_{bmax} , se puede calcular la profundidad del eje neutro c_i utilizando:

$$c_i = \frac{\varepsilon_{bmax}}{\phi_{mi}} \quad (IV-42)$$

la deformación máxima del acero ε_{smax} con:

$$\varepsilon_{smax} = \phi_{mi} \left(D_i - c_i - rec - \frac{db_{li}}{2} \right) \quad (IV-43)$$

donde

D_i : dimensión de la columna i en la dirección considerada.

c_i : profundidad del eje neutro de la columna i .

rec : recubrimiento medido desde el borde externo de la armadura longitudinal de la columna i hasta el borde externo de la misma

db_{li} : diámetro de las barras de armadura longitudinal de la columna i

Debe verificarse que las deformaciones máximas calculadas recientemente, no superen a las que corresponden al estado límite considerado.

Con la cuantía mecánica obtenida, se calcula la cuantía geométrica de armadura longitudinal necesaria con la ecuación:

$$\mu_o = \frac{\omega_o}{\left(\frac{\beta_s}{\beta_R} \right)} \quad (IV-44)$$

Finalmente debe verificarse que la cuantía geométrica de armadura longitudinal μ_o esté dentro de los límites especificados por el código que corresponda aplicar según el emplazamiento de la estructura.

Siguiendo los lineamientos del INPRES-CIRSOC 103 ^[IV-13], si μ_{oi} resulta ser inferior al 1%, las dimensiones transversales de la columna deben reducirse, y de ser superior al 6%, dichas dimensiones deben incrementarse.

Nótese que en este apartado se describió la determinación de la armadura longitudinal para el caso de una sección de columna circular. En caso de ser otro tipo de sección se puede proceder de idéntica forma, pero deberá utilizarse un diagrama de dimensionado adecuado para la sección transversal que corresponda.

16) Determinación de las Características de la Sección fisurada: Para evaluar las características de la sección fisurada, como se conoce la curvatura de fluencia calculada en un paso anterior, y la cuantía mecánica de armadura longitudinal, se puede a partir de los diagramas mostrados en la FIGURA IV-5, obtener el momento flector de fluencia para cada columna M_{yi} , y se puede conocer el momento de inercia para la sección fisurada, I_{cr} , cuando comienza la fluencia, dado por:

$$I_{cr} = \frac{M_y}{E_b \cdot \phi_y} \quad (IV-45)$$

donde:

E_b : modulo de elasticidad longitudinal del hormigón.

El momento de inercia efectivo I_{eff} se obtiene con:

$$I_{eff} = \frac{M_m}{E_b \cdot \phi_m} \quad (IV-46)$$

y el momento de inercia correspondiente a la rigidez degradada, I_{re} , se calcula utilizando el modelo de Takeda ^[IV-10], considerando $n = 0.5$, de la siguiente manera:

$$I_{re} = \frac{I_{cr}}{\mu^{0.5}} \quad (IV-47)$$

17) Desplazamiento de Fluencia Actualizado: Con la curvatura de ecuaciones (IV-18) o (IV-19), como se indicó previamente, se puede determinar el desplazamiento de fluencia revisado, aplicando la ecuación (IV-20).

18) Máximos Desplazamientos Según Criterio de Deformación: Utilizando el criterio de deformación correspondiente al estado límite considerado, se puede calcular el máximo desplazamiento permitido para cada columna, en base a la máxima deformación admisible para el acero y para el hormigón, aplicando las ecuaciones (IV-13a) y (IV-13b). Al igual que lo señalado para sistemas de un grado de libertad, si se diseña para obtener los desplazamientos máximos, el menor de los desplazamientos obtenidos con las ecuaciones (IV-13a) y (IV-13b), será el nuevo desplazamiento máximo de la columna crítica para la iteración siguiente. Si por el contrario se fija una distorsión máxima, o un desplazamiento máximo admisible para controlar el estado límite, debe verificarse que no supere al menor de los calculados con las ecuaciones (IV-13a) y (IV-13b).

19) Determinación de las Formas Modales Efectivas: Utilizando las propiedades de sección para recarga, obtenidas en el paso 16), se obtienen las formas modales, los períodos modales efectivos, y los factores de participación de igual forma que en el paso 5).

20) Actualización de los Desplazamientos: Utilizando el mismo método que en los pasos 6), 7) y 8) se obtienen a partir de las nuevas formas y períodos modales efectivos los valores de desplazamientos actualizados.

21) Retorno al Paso 9): Utilizando los datos actualizados, se retorna al paso 9) y se itera hasta la convergencia sobre las formas desplazadas.

22) Control del Efecto P - Δ: Utilizando el desplazamiento máximo obtenido o el prefijado, según corresponda, se puede calcular la distorsión para cada columna de igual forma que para un grado de libertad, con la ecuación (IV-25). Luego entrando en el gráfico de la FIGURA IV-4 con la ductilidad de desplazamiento μ y cortando la curva de la distorsión calculada, se obtiene la relación α entre la carga axial de la columna y la carga lateral crítica que provocará inestabilidad. Aplicando la ecuación (IV-26) se obtiene dicha fuerza lateral. El esfuerzo de corte de fluencia, H_y , se calcula como:

$$H_y = \frac{2 \cdot M_y}{D_r \cdot L} \quad (IV-48)$$

donde:

M_y : momento flector de fluencia del elemento verificado.

D_r : relación de desplazamiento, $D_r=1$ para columnas empotradas en cabeza y pié.

$D_r=2$ para columnas empotradas en pié y libres en cabeza.

L : longitud del elemento considerado, en este caso altura de columna.

Si el esfuerzo de corte H_y es mayor que la fuerza H_{yp} obtenida con la ecuación (IV-26) el diseño es satisfactorio, en caso contrario, debe redimensionarse la columna siguiendo los lineamientos del cálculo por resistencia con la fuerza lateral H_{yp} , teniendo en cuenta que al ser mayores los esfuerzos de dimensionado se garantiza que las deformaciones serán menores a las especificadas.

IV-6 INVESTIGACION NECESARIA

IV-6.1 EXCITACION DE ENTRADA

Como se expuso en el apartado anterior para la aplicación del método DBD es indispensable disponer de espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos, acordes a las características del lugar donde se emplace la estructura.

Esto plantea la necesidad de encontrar a partir de la historia sísmica de cada región los espectros de desplazamientos correspondientes. En el Capítulo V de esta tesis se propone una forma alternativa de obtener dichos espectros a partir de los espectros de pseudoaceleraciones correspondientes al reglamento INPRES-CIRSOC 103^[IV-14].

IV-6.2 AMORTIGUAMIENTO

Al explicar el desarrollo del método DBD, se utilizó para el cálculo del amortiguamiento de cada elemento, el modelo de Takeda^[IV-10]. Este modelo, calcula la relación de amortiguamiento del elemento a partir de la ductilidad de desplazamiento y a la relación entre la rigidez de posfluencia y la rigidez elástica.

El amortiguamiento resultante, puede considerarse formado por dos componentes, una correspondiente al amortiguamiento propio del elemento, y la otra al amortiguamiento dependiente de la disipación que se produce al entrar el elemento en el rango no lineal. Frente a sismos de características impulsivas, los materiales se comportan como frágiles, por lo que es necesario establecer un modelo de amortiguamiento que tenga en cuenta de alguna manera la característica impulsiva de este tipo de sismos, ya que para este caso no siempre se podrá considerar disipación debido a la no linealidad.

Esto requiere un análisis más profundo, ya que según la región, habrá que evaluar la probabilidad de ocurrencia de un sismo de características impulsivas, pero debe recalcarse que si existe esta posibilidad, deberá evaluarse el amortiguamiento de alguna otra manera.

IV-6.3 VERIFICACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS

Al presentar el método DBD se dijo que mediante el mismo se podía controlar el daño, controlando los desplazamientos, y tener en cuenta el comportamiento no lineal desde el mismo proceso de diseño.

Es necesario verificar si realmente se logran los objetivos y si el método de Diseño Basado en los Desplazamientos es una herramienta válida para el diseño sismorresistente de puentes de hormigón. Para ello será necesario diseñar una estructura de puente aplicando este método, y luego hacer un análisis dinámico no lineal en el tiempo para verificar si los desplazamientos obtenidos se corresponden a los establecidos con el DBD.

CAPITULO V

V EXCITACION SISMICA

V-1 INTRODUCCION

En el Capítulo IV se remarcó la necesidad de disponer de espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos con el objeto de poder aplicar el método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

Los espectros de desplazamientos buscados podrían ser construidos a partir de los registros sísmicos de cada región utilizando el análisis computacional como herramienta básica. Sin embargo, para ello, se deberá disponer de la historia sísmica de la región considerada, y esto no siempre es posible.

Los códigos, en general, dan espectros elásticos de pseudoaceleraciones correspondientes a sismos con un cierto período de retorno que depende del código considerado, por lo que otra forma de obtener los espectros de desplazamiento podría ser a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificados.

En el caso de puentes las normas aún vigentes en la República Argentina son Las Normas Argentinas NAA-80, pero cabe consignar que las mismas están desactualizadas tanto en lo que respecta a filosofía, como a acciones sísmicas. Debido a esto y teniendo en cuenta que el INPRES-CIRSOC 103 es una normativa más actual, que tiene vigencia para el caso de edificios y que en todos los países se adoptan los mismos espectros para puentes y edificios, se utilizarán estos espectros de pseudoaceleraciones para obtener los espectros de desplazamientos.

En este capítulo se presenta un resumen de los fundamentos para caracterizar la excitación sísmica, y luego una forma de obtener los espectros de desplazamientos a partir de los espectros de pseudoaceleraciones dados por el INPRES-CIRSOC 103.

V-2 CARACTERIZACION DE UN EVENTO SISMICO

Desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica, el aspecto más importante de un sismo es el efecto que tiene sobre las estructuras, es decir las tensiones y deformaciones a las que la estructura se verá sometida durante el transcurso del sismo.

El daño que el movimiento cause sobre las estructuras dependerá, de las características de las mismas, de las características del suelo sobre el que asientan y en gran medida de las características del evento sísmico.

Para registrar un movimiento sísmico existen distintos tipos de instrumentos pero fundamentalmente pueden dividirse en dos grandes grupos, *acelerómetros* y *medidores de desplazamientos*. Estos instrumentos son en realidad osciladores amortiguados como se muestra en la FIGURA V-1, y lo que registran es el desplazamiento relativo de una masa con respecto a su gabinete que se mueve solidario al suelo. Comúnmente se utilizan instrumentos que registran las aceleraciones en función del tiempo y se denominan *sismógrafos*.

Para caracterizar un movimiento sísmico existen distintos indicadores usados para diferentes propósitos. Entre ellos los más utilizados son *magnitud* e *intensidad*

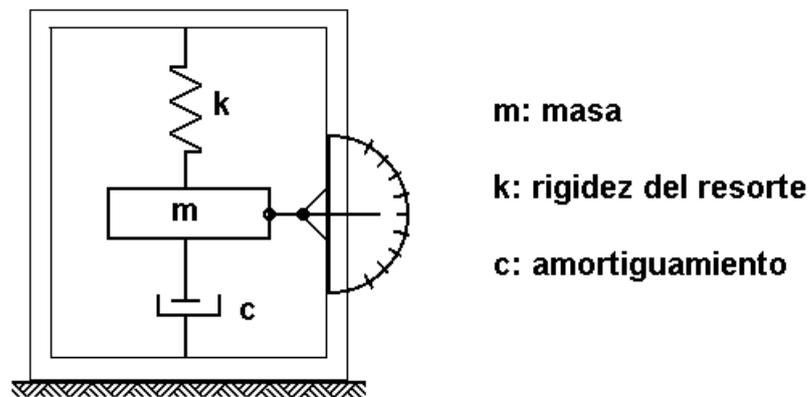


FIGURA V-1: Esquema de un Acelerómetro

V-2.1 MAGNITUD

Desde el punto de vista de los sismólogos, la medida más importante del “tamaño” de un sismo es la cantidad de energía de deformación liberada en la fuente, y cuantitativamente se indica con la *magnitud* ^[V-1]. Por *magnitud* de un sismo, según C. F. Richter, se entiende al logaritmo decimal de la máxima amplitud en micrones (10^{-6} m.) registrada por un sismógrafo del tipo Wood-Anderson (amplificación 2,8 ; período natural 0,8 seg., coeficiente de amortiguamiento 0,8) ubicado a 100 Km. de la fuente como se indica en la siguiente ecuación:

$$M_{\Delta} = \log_{10} A_{max} \quad (V-1)$$

donde:

M_{Δ} : magnitud del sismo calculada según la definición.

A_{max} : máxima amplitud en micrones de un sismógrafo de Wood-Anderson a 100 Km de la fuente.

Cuando la distancia desde la fuente al sismógrafo es distinta a la dada por definición, debe efectuarse la corrección indicada por la ecuación siguiente ^[V-2]:

$$M = M_{\Delta} + 1,73 \log_{10} \frac{100}{\Delta} \quad (V-2)$$

donde:

M : magnitud del sismo.

M_{Δ} : magnitud calculada con la ecuación (V-1).

Δ : distancia desde el epicentro en Km.

La magnitud se relaciona empíricamente con la cantidad de energía liberada E mediante la ecuación:

$$\log_{10} E = 11,8 + 1,5M \quad (V-3)$$

donde:

E : energía de deformación liberada medida en ergios.

Sismos con magnitud menor que 5 en la escala de Richter raras veces causan daño estructural. Sismos con magnitud entre 5 y 6 pueden causar daño en las zonas cercanas al epicentro. Para sismos con magnitud entre 6 y 7 el área de daño potencial es considerablemente mayor, como ejemplo el sismo de San Fernando en 1971 (M 6,4) causó daño en estructuras ubicadas en una zona de aproximadamente 2.000 Km². Movimientos con magnitudes entre 7 y 8 pueden causar daño sobre un área de hasta aproximadamente 10.000 Km². Sismos con magnitudes mayores que 8, llamados frecuentemente “grandes sismos”, son capaces de causar daño en áreas de aproximadamente 100.000 Km² ^[IV-8].

Cabe señalar que desde el punto de vista ingenieril este indicador no tiene mucha importancia. La onda sísmica se amortigua con la distancia, y por definición, la magnitud de un sismo será la misma sin importar cuán lejos del epicentro se lo registre. Por destructivo que sea en las cercanías de su epicentro, no lo será a una distancia considerable, lo que transforma a la magnitud en un indicador de poco interés para la Ingeniería. Además el daño estructural

dependerá también de la duración del evento sísmico, y la misma, por definición, no es tenida en cuenta dentro de la magnitud del sismo.

V-2.2 INTENSIDAD

La intensidad de un sismo es un indicador sumamente subjetivo que representa mediante una escala numérica los efectos locales percibidos. La escala más utilizada es la de **Mercalli Modificada**, que fue originalmente desarrollada por Mercalli en 1902, modificada por Wood y Neumann en 1931 y refinada por Richter en 1958. La TABLA V-1 muestra la Escala de Intensidad de Mercalli Modificada

TABLA V-1

Escala de Intensidad de Mercalli Modificada

INTENSIDAD	EFECTOS PERCIBIDOS
I	No se percibe el movimiento. Algunas personas pueden observar efectos marginales sin identificarlos como causados por sismo, tales como movimiento lento de árboles, agua en un estanque o puertas que oscilan muy lentamente.
II	El movimiento es percibido por personas en reposo, sobre todos las que están acostadas sobre el suelo o en pisos superiores
III	Lo perciben las personas ubicadas en interiores. Algunos pueden estimar la duración del sacudón, pero muchos pueden no reconocer el movimiento como causado por un sismo, ya que es similar al paso de un camión liviano.
IV	Los objetos colgados oscilan. Golpeteo en puertas y ventanas. Paredes y pórticos de madera crujen.
V	Lo perciben todas las personas en interiores. Muchos pueden estimar la duración del sacudón, pero aún no lo reconocen como producido por un sismo. El sacudón es como el producido por el paso de un camión pesado. Algunos pueden sentir una vibración como cuando una pelota pesada golpea sobre un muro. Los objetos colgados oscilan. Los autos estacionados se balancean. La vajilla golpetea, los vasos tintinean. Las puertas se abren, cierran u oscilan y las ventanas golpetean.
VI	Percibido por las personas en interiores y por la mayoría en exteriores. Muchos estiman la duración, y dirección del movimiento. Nadie duda sobre su causa. Despierta a personas que duermen. Los objetos colgados se balancean. Persianas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes se detienen, comienzan a moverse o alteran su movimiento. Los autos estacionados se balancean. La vajilla golpea, los vasos tintinean. Produce disturbio en líquidos, algunos se derraman. Objetos pequeños e inestables se desplazan o vuelcan. Se producen fisuras en paredes débiles de mampostería tipo D****. Rompe vidrios de ventanas. Las puertas se cierran, abren u oscilan.

TABLA V-1

Escala de Intensidad de Mercalli Modificada

INTENSIDAD	EFECTOS PERCIBIDOS
VII	<p>Percibido por todos. Muchos se asustan y corren hacia el exterior. Las personas caminan con dificultad.</p> <p>Tañen campanas pequeñas. Los cuadros se sueltan de los muros. Adornos y libros caen de las repisas. Rompe vajilla y vasos. Mueve y vuelca muebles. Arboles y arbustos se sacuden visiblemente, o se los escucha crujir.</p> <p>Daña la mampostería Tipo D^{****}, Produce fisuras en mampostería tipo C^{***}. Quiebra chimeneas débiles a nivel de techo. Caen molduras de yesos, ladrillos débiles, rocas, azulejos, cornisas, parapetos flojos y ornamentos arquitectónicos. Daña canales de irrigación construidos en hormigón.</p>
VIII	<p>Dificulta el estar parado. El movimiento es notado por los conductores de vehículos. Tañen campanas de gran tamaño. Produce olas en estanques, enturbia el agua con lodo. Produce pequeños deslizamientos en bancos de arena y de grava. Causa fuerte daño en mampostería Tipo C^{***} con colapso parcial, produce algún daño en mampostería tipo B^{**} pero no en mampostería tipo A[*]. Voltea el revoque y algunos muros de mampostería. Torsiona o produce falla en chimeneas, monumentos, torres y tanques elevados. Mueve de sus bases casas de maderas, si no produce su colapso. Voltea paneles de mampostería débiles. Quiebra pilotes deteriorados. Quiebra ramas de árboles</p>
IX	<p>Pánico general. Destruye mampostería tipo D^{****}, daña fuertemente la mampostería tipo C^{***} a veces con colapso total, daña seriamente la mampostería tipo B^{**}. Daño general en fundaciones. Voltea o saca de sus bases a estructuras de maderas. Fisura pórticos. Provoca grietas en el suelo. Quiebra cañerías enterradas.</p>
X	<p>Destruye la mayoría de las construcciones de mampostería y de las estructuras aporricadas con sus fundaciones. Destruye algunas estructuras bien construidas de madera y algunos puentes. Produce daño en diques, presas y muelles. Provoca grandes deslizamientos de lodo. Arroja el agua sobre las orillas de canales, ríos y lagos. Traslada horizontalmente arena y lodo sobre playas y terrenos llanos. Tuerce levemente los rieles del ferrocarril.</p>
XI	<p>Tuerce fuertemente los rieles del ferrocarril. Deja totalmente fuera de servicio los conductos y cañerías subterráneas</p>
XII	<p>Daño cercano a total. Desplaza grandes masas de roca. Distorsiona el nivel y la línea de visual. Lanza objetos al aire.</p>

- * Mampostería Tipo A: mampostería bien construida, con mortero y buen diseño. Mampostería encadenada. Diseñada para resistir fuerzas laterales.
- ** Mampostería Tipo B: mampostería con mortero bien construida, reforzada pero no diseñada para resistir fuerzas laterales.
- *** Mampostería Tipo C: mampostería construida normalmente con mortero, sin debilidades extremas como falla en las uniones de esquinas, pero sin armadura y no diseñadas para resistir fuerzas horizontales.
- **** Mampostería Tipo D: materiales débiles, tales como adobe, mortero pobre, etc.^[IV-8]

La *intensidad* de un sismo es un indicador limitado por ser sumamente subjetiva su evaluación y no ser un indicador claro del comportamiento estructural.

V-2.3 ACELEROGRAMAS

La forma más objetiva de caracterizar localmente un sismo, es registrando las aceleraciones del suelo en función del tiempo, según la dirección longitudinal, transversal y vertical con respecto al desplazamiento de la onda sísmica. Como no se sabe de antemano cual será esa dirección se registra según las direcciones norte-sur, este-oeste y vertical.

Ese registro continuo de aceleraciones a lo largo del tiempo se denomina *acelerograma* y representa fielmente la excitación a la que estará sometida cualquier estructura ubicada en el mismo sitio donde se realizó el registro. A modo de ejemplo la FIGURA V-2 muestra el acelerograma del sismo El Centro 1940 según la dirección Norte-Sur.

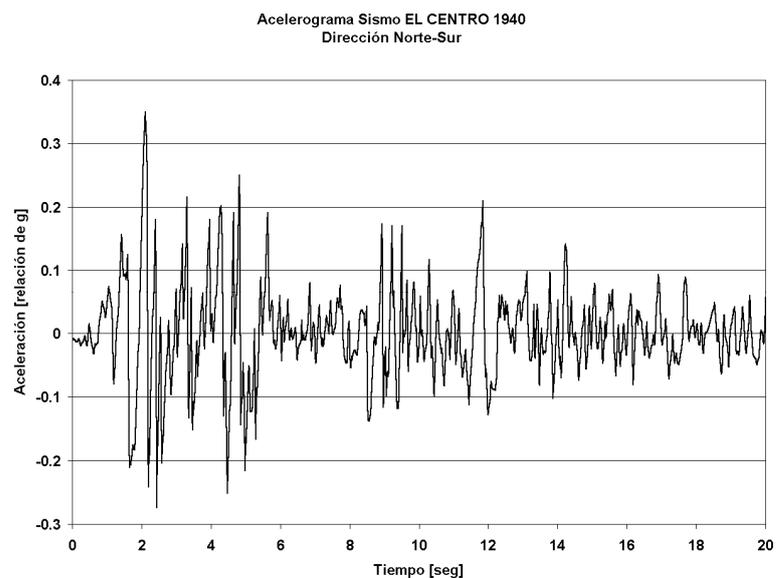


FIGURA V-2: Acelerograma Sismo “El Centro1940” Dirección Norte-Sur

V-3 ESPECTROS DE RESPUESTA

V-3.1 FUNDAMENTO TEORICO

Desde el punto de vista ingenieril, como se dijo anteriormente, lo que interesa es la respuesta de las estructuras al ser solicitadas por el sismo, por lo que una buena medida de la “intensidad” de un movimiento de suelo puede obtenerse evaluando la respuesta que produce sobre un oscilador de un grado de libertad tal como el pórtico esquematizado en la FIGURA V-3.

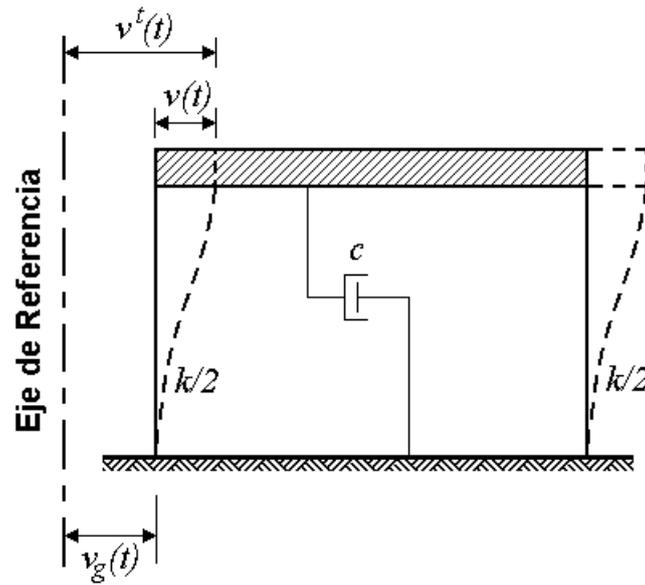


FIGURA V-3: Esquema de un Oscilador de Un Grado de Libertad

Si suponemos a este pórtico sometido a una aceleración de suelo denotada con $v_g(t)$, el desplazamiento de respuesta puede expresarse con la *integral de Duhamel*, conocida en la dinámica estructural para encontrar la respuesta de un oscilador elástico sometido a una carga que varía en el tiempo, dada por la siguiente expresión:

$$v(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega_D(t-\tau) \cdot d\tau \quad (\text{V-4})$$

donde:

$v(t)$: desplazamiento relativo del oscilador en el tiempo t .

m : masa del oscilador

$p(t)$: fuerza aplicada sobre el oscilador en el tiempo t .

e : base del logaritmo neperiano $e = 2,71828$.

ξ : relación de amortiguamiento.

ω : frecuencia propia del oscilador sin amortiguamiento.

ω_D : frecuencia amortiguada del oscilador.

τ : variable temporal de integración.

Teniendo en cuenta que la carga efectiva estará dada por:

$$p_{ef}(t) = -m\ddot{v}_g(t) \quad (V-5)$$

donde $\ddot{v}_g(t)$ denota la aceleración del suelo, y que la frecuencia amortiguada puede expresarse como:

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad (V-6)$$

Para relaciones de amortiguamiento menores del 20%, la frecuencia propia del oscilador sin amortiguamiento será similar a la frecuencia amortiguada del oscilador, por lo que el desplazamiento del pórtico en función del tiempo puede obtenerse resolviendo numéricamente la ecuación siguiente

$$v(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) \cdot d\tau \quad (V-7)$$

Si se toma el máximo valor de la respuesta relativa del oscilador con respecto al terreno como una medida de la intensidad del sismo, el desplazamiento máximo será función de la relación de amortiguamiento del oscilador ξ y de la frecuencia propia del mismo ω y podrá ser expresado por:

$$S_d(\xi, \omega) = \frac{1}{\omega} \left[\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) \cdot d\tau \right]_{max} \quad (V-8)$$

donde $S_d(\xi, \omega)$ se conoce como *desplazamiento espectral* del movimiento sísmico considerado.

Si para un registro sísmico dado, se adopta un valor específico para el amortiguamiento estructural, es posible calcular distintos valores de S_d para un amplio rango de frecuencias. Teniendo en cuenta que el período natural del oscilador T puede relacionarse con su frecuencia propia mediante:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (V-9)$$

se pueden graficar los valores calculados de S_d en función de los períodos, y este gráfico se conoce como **espectro de desplazamiento** del sismo considerado.

La ecuación (V-8) puede escribirse como:

$$S_d(\xi, \omega) = \frac{1}{\omega} S_v(\xi, \omega) \quad (V-10)$$

Si se tiene en cuenta que estamos representando el movimiento de un oscilador, $S_v(\xi, \omega)$ tiene el significado de una velocidad, y se la denomina *pseudovelocidad espectral* del movimiento sísmico considerado, y estará dada por el valor máximo de la integral:

$$S_v(\xi, \omega) = \left[\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) \cdot d\tau \right]_{max} \quad (V-11)$$

De igual forma que para los desplazamientos, si para un registro sísmico dado, se adopta un valor específico para el amortiguamiento, se calcula la pseudovelocidad espectral para un amplio rango de frecuencias, y se grafican estos valores en función de los períodos, se obtiene el **espectro de pseudovelocidades** del sismo considerado.

Si se multiplica la pseudovelocidad espectral por la frecuencia se obtiene la pseudoaceleración espectral como:

$$S_a(\xi, \omega) = \omega S_v(\xi, \omega) \quad (V-12)$$

y de la misma manera que para los desplazamientos, puede obtenerse el **espectro de pseudoaceleraciones** para el sismo analizado.

En resumen la pseudoaceleración, la pseudovelocidad y el desplazamiento espectral se relacionan entre sí a través de:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (V-13)$$

La pseudoaceleración indica, en cierta medida, la máxima fuerza que se desarrolla en el oscilador al ser sometido al movimiento sísmico. Teniendo el máximo desplazamiento, y la rigidez del oscilador, podemos calcular la fuerza máxima como:

$$F_{max} = k \cdot S_d = \omega^2 m S_d \quad (V-14)$$

con:

$$k = \omega^2 m \quad (V-15)$$

donde:

k : rigidéz del oscilador.

m : masa del oscilador.

Desarrollando la ecuación (V-14) a partir de lo expresado en las ecuaciones (V-13) y (V-15) se relaciona la fuerza máxima con la pseudoaceleración mediante la expresión siguiente:

$$F_{max} = m S_a \quad (V-16)$$

De lo expuesto se comprende claramente que los códigos den espectros de pseudoaceleraciones para el diseño sismorresistente, ya que los mismos hacen referencias a métodos basados en la fuerza.

V-3.2 OBTENCION DE LOS ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO

Si se contara con registros sísmicos suficientes para una cierta región, como para poder mediante el análisis estadístico evaluar las características del sismo de diseño; se podría, a partir de éste y procediendo según se indicó en la sección V-3.1, construir los espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos, los que serían útiles para la aplicación del Método DBD.

Al no disponer de registros sísmicos suficientes, se construirán los espectros de desplazamientos a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificados en el INPRES-CIRSOC 103. ^[IV-14]

En primer lugar cabe consignar que los espectros de pseudoaceleración dados por el Código fueron contruidos para una relación de amortiguamiento de $\xi = 5\%$. En caso de amortiguamientos menores, el código da un factor de amplificación reproducido en la ecuación (V-17), pero el código no hace mención alguna de cómo obtener las pseudoaceleraciones cuando el amortiguamiento es mayor que 5%.

$$f_A = \left[\frac{5}{\xi} \right]^{1/2} \quad \text{para } 0,5\% \leq \xi \leq 5\% \quad (V-17)$$

donde:

f_A : factor de amplificación.

ξ : amortiguamiento expresado como porcentaje del amortiguamiento crítico.

Debido a que son necesarios espectros de desplazamiento para distintos amortiguamientos, se plantean dos caminos. El primero consiste en generar a través de los espectros codificados, un sismo de diseño, y a partir de éste obtener los espectros para los distintos amortiguamientos. El segundo consiste en obtener directamente a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificados, los espectros de desplazamiento correspondientes a un amortiguamiento del 5%, y buscar alguna forma de construir, los espectros para los distintos amortiguamientos en base a los anteriores.

A continuación se describe la construcción de los espectros de desplazamiento para distintos amortiguamientos para las zonas sísmicas clasificadas en el INPRES-CIRSOC 103 como Zona 1, Zona 2, Zona 3 y Zona 4 y para los suelos Tipo I, Tipo II y Tipo III.

V-3.2.1 Obtención de los Espectros de Desplazamientos a Partir de Sismos Generados con los Espectros del INPRES-CIRSOC 103

Para la obtención de los Espectros de Desplazamientos, se puede a partir de los espectros de pseudoaceleraciones dados por el código, generar sismos artificiales y calcular luego sus espectros de desplazamientos para los distintos amortiguamientos.

Siguiendo los lineamientos enunciados en el párrafo precedente, a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificados en el INPRES-CIRSOC 103 se generaron sismos artificiales para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelos establecidos en el código utilizando el programa SIMQKE ^[V-3], luego para esos sismos generados se obtuvieron los espectros de desplazamientos para relaciones de amortiguamiento de 5%, 10%, 15%, 20% y 25%, utilizando el programa SPECEQ/UQ ^[V-4]. La FIGURA V-4 muestra los espectros obtenidos para la Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II.

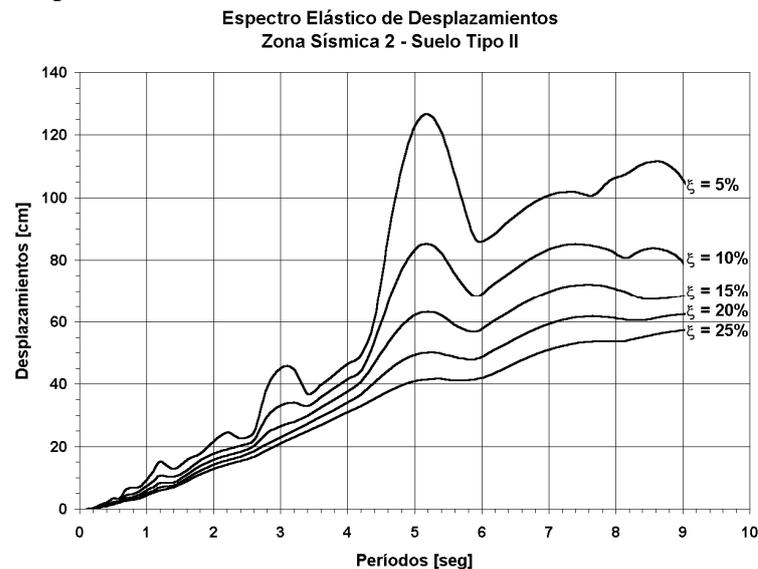


FIGURA V- 4: Espectro de Desplazamientos Obtenido a partir de Sismo Generado.

V-3.2.2 Obtención de los Espectros de Desplazamientos Directamente de los Espectros de Pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103

En primer lugar se deberá desarrollar una forma de obtener a partir del espectro para un amortiguamiento del 5%, los espectros deseados para otros amortiguamientos. Para ello se propone como factor de transformación al valor dado por:

$$f_I = \left[\frac{5}{\xi_I} \right]^{(1/b)} \quad (V-18)$$

donde:

ξ_I : amortiguamiento del espectro buscado [% de amortiguamiento crítico].

b : calculado según ecuación (V-19).

Para determinar el valor b del factor de transformación de la ecuación (V-18), a partir de espectros de pseudoaceleraciones codificados se obtuvieron los espectros de desplazamientos para los amortiguamientos del 5%, 10%, 15%, 20% y 25% como se indicó en el apartado V-3.2.1. A continuación, tomando como base los espectros de 5% de amortiguamiento, se calcularon espectros de desplazamientos para el 10%, 15%, 20% y 25% de amortiguamiento utilizando el factor de transformación propuesto, considerando para b un rango de valores desde 2 a 5 con intervalos de 0,1. Se calculó el error medio cuadrático para cada curva con respecto al espectro de igual amortiguamiento obtenido a partir del sismo generado y se adoptó el valor de b con error medio cuadrático menor. Cabe señalar que este análisis de error se hizo para un período máximo de 3 seg, luego para un período máximo de 6 seg. y finalmente para un período máximo de 10 seg.. En primer lugar se observó que el valor de b que daba el menor error, no era el mismo para los tres rangos de períodos analizados en un mismo espectro. Por ello se decidió adoptar el conjunto de valores obtenidos para 3 segundos, debido a que dentro de este rango se encuentran la mayoría de las estructuras. Tal es así que el INPRES-CIRSOC 103 grafica los espectros de pseudoaceleraciones para un período máximo de 2,4 segundos. En segundo lugar el valor b no se ve influenciado ni por la zona sísmica ni por el tipo de suelo. Finalmente se observó que el valor de b variaba según sea el amortiguamiento ξ_I del espectro deseado. La FIGURA V-5 da idea de la relación existente entre b y el amortiguamiento para espectros obtenidos para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II, a partir de distintos sismos generados. Finalmente se propone una relación lineal entre el exponente b el amortiguamiento ξ_I como se indica en siguiente ecuación:

$$b = -0,0184 \xi_I + 2,867 \tag{V-19}$$

donde:

ξ_I : amortiguamiento del espectro deseado en porcentaje.

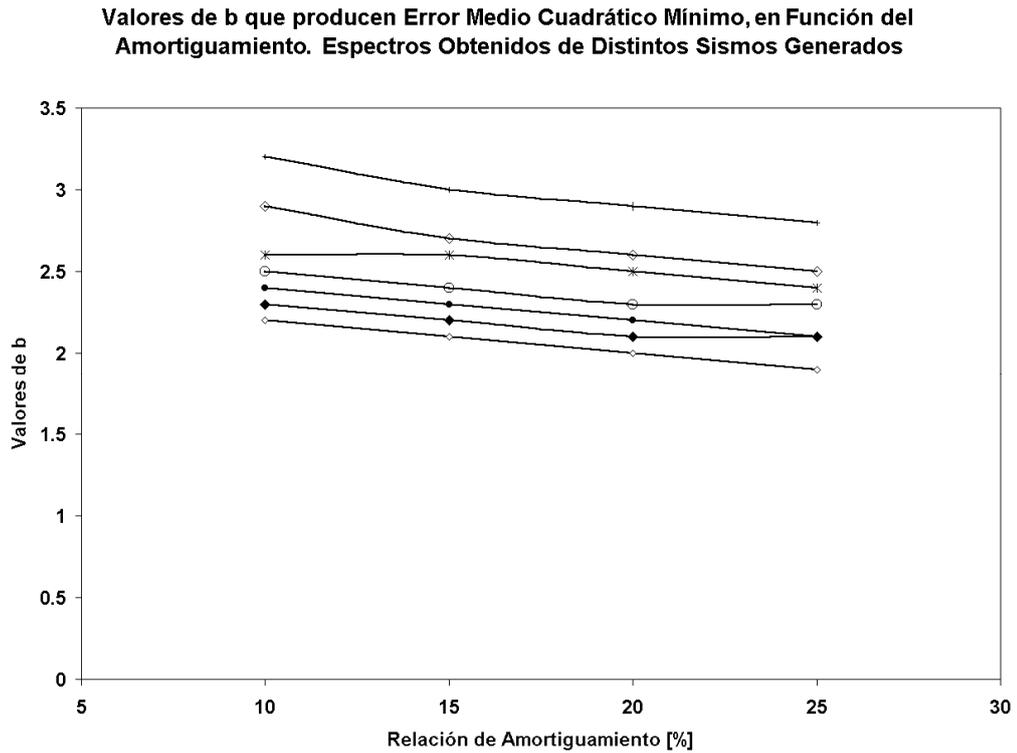


FIGURA V- 5: Gráfica que Muestra la Relación entre **b** y el Amortiguamiento

A modo de verificación, en las FIGURAS V-6, V-7, V-8 y V-9 se muestran los espectros de desplazamientos para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II, obtenido para distintos valores de **b** junto al espectro del sismo generado para igual amortiguamiento y al espectro calculado con el factor de transformación propuesto en la ecuación (V-18) utilizando el valor de **b** propuesto en la ecuación (V-19).

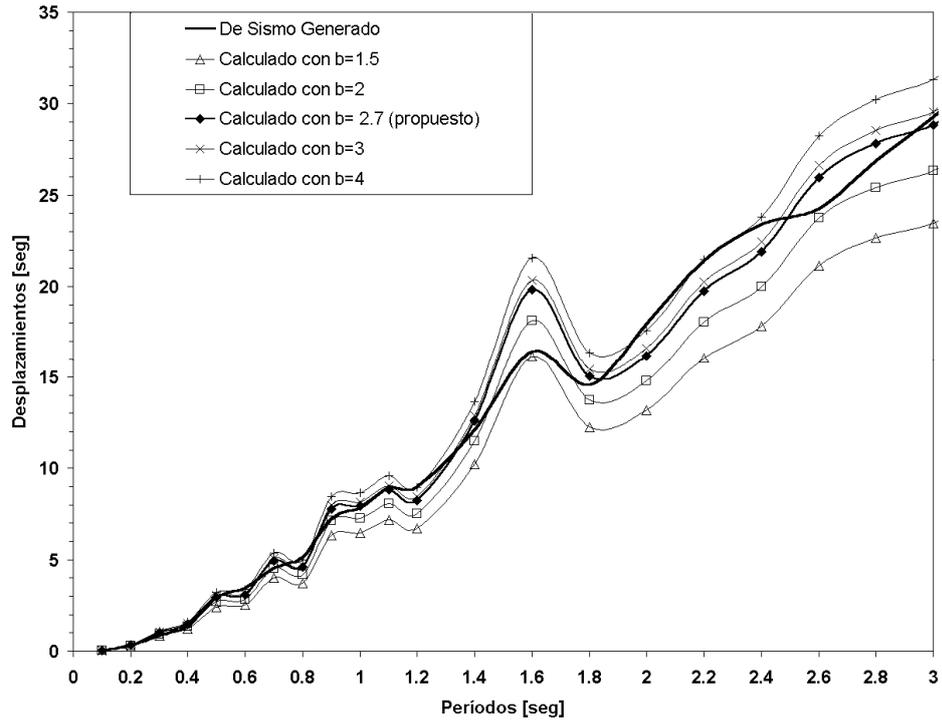


FIGURA V- 6: Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=10\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro de Desplazamiento Generado para $\xi=5\%$.

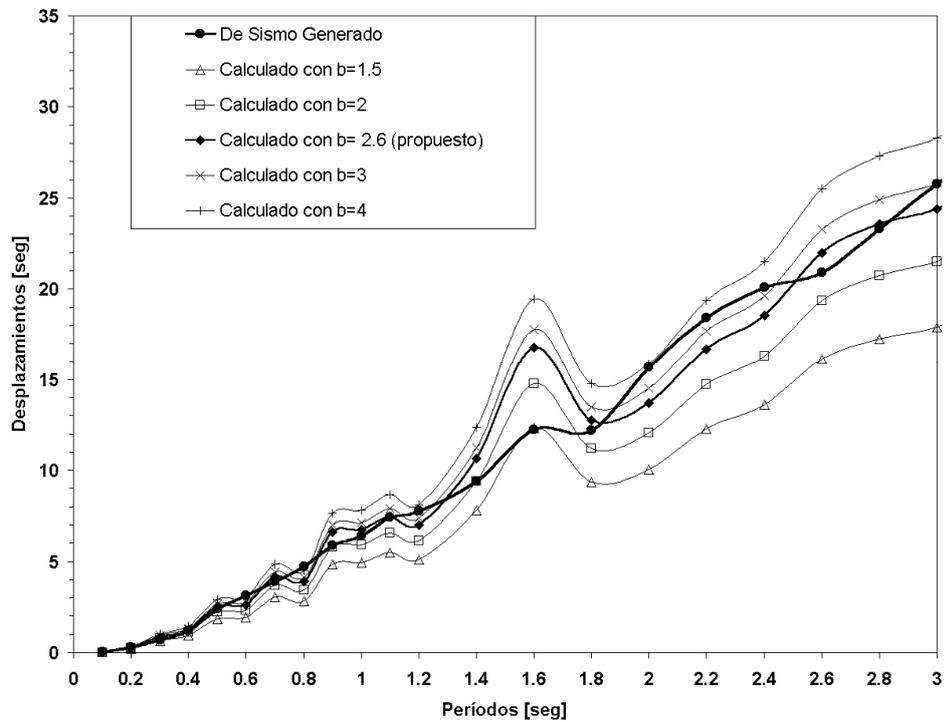


FIGURA V- 7: Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=15\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro de Desplazamiento Generado para $\xi=5\%$.

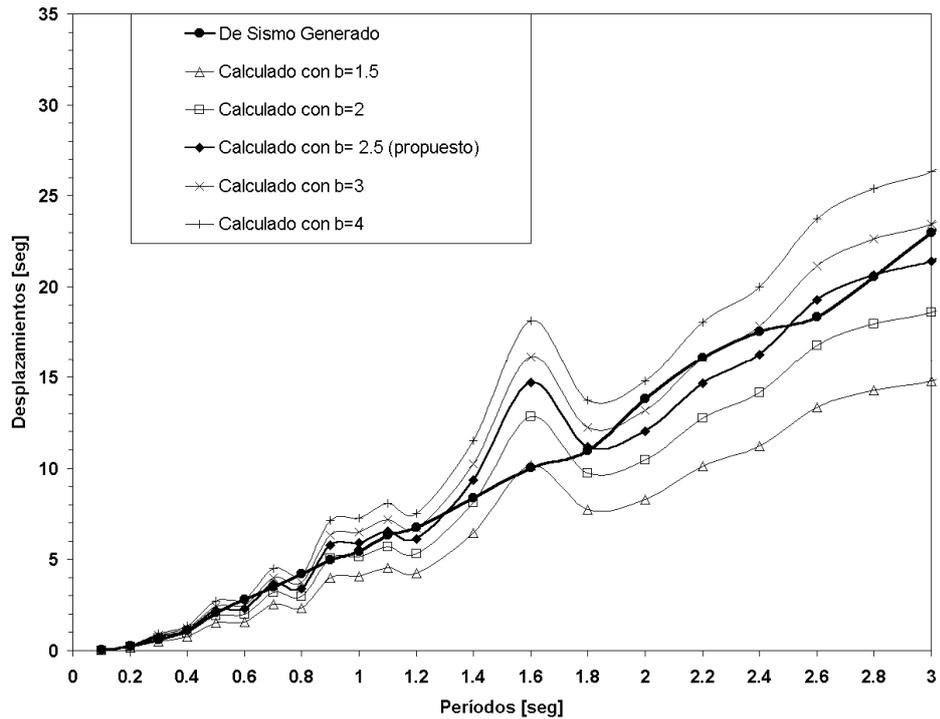


FIGURA V- 8: Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=20\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro de Desplazamiento Generado para $\xi=5\%$.

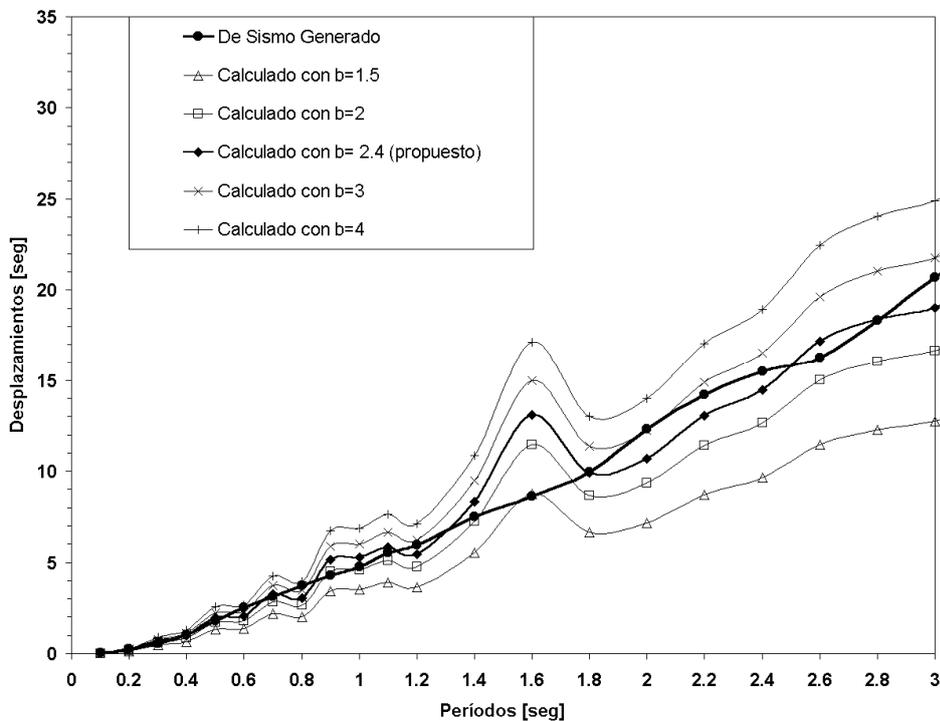


FIGURA V- 9: Comparación del Espectro de Desplazamiento para un amortiguamiento $\xi=25\%$ Generado a Partir del Espectro de Pseudoaceleración Codificado en INPRES-CIRSOC 103 para Zona 2 y Suelo Tipo II con los Obtenidos con el Factor de Transformación a partir del Espectro de Desplazamiento Generado para $\xi=5\%$.

Una vez encontrada la forma de confeccionar los espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos a partir del espectro correspondiente a un 5% de amortiguamiento, se está en condiciones de obtener, en base a los espectros de pseudoaceleraciones codificados, los espectros de desplazamientos para todas las zonas sísmicas, tipos de suelos y amortiguamientos requeridos. Para ello utilizando la ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4 \pi^2} g \tag{V-20}$$

donde:

S_d : ordenada del espectro de desplazamiento para el período T .

S_a : ordenada del espectro de pseudoaceleraciones dado por el código para el Período T .

T : período.

g : aceleración de la gravedad.

se confeccionan los espectros elásticos de desplazamientos a partir de los espectros elásticos de pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103, y aplicando el factor de transformación dado en la ecuación (V-18) se consiguen los espectros para todos los amortiguamientos necesarios.

La Figura V-10 muestra los Espectros de Desplazamientos obtenidos a partir de los espectros del espectro de pseudoaceleraciones codificado en el INPRES-CIRSOC 103 para Zona II y Suelo Tipo II.

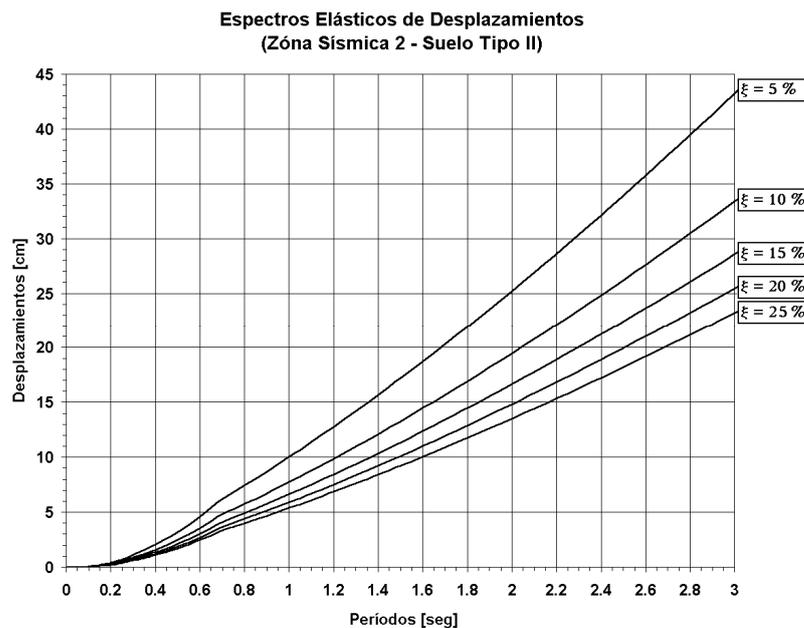


FIGURA V-10: Espectros Elásticos de Desplazamientos Obtenidos Directamente del Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103 (Zona 2, Suelo Tipo II).

Del análisis de los espectros elásticos de desplazamientos confeccionados con el método descrito, se observa que el desplazamiento se incrementa a medida que aumenta el período del oscilador. Como se sabe, para períodos altos, el desplazamiento relativo del oscilador debe tender al valor del desplazamiento máximo del suelo, por lo que se ve claramente que construyendo los espectros de desplazamientos de esta manera, no puede reproducirse este hecho. Sin embargo, de más de 30 espectros de desplazamientos construidos con sismos generados y a partir de sismos conocidos, se advirtió que el plafón se produce por encima de los 5 seg., por lo que el mismo se encuentra fuera de la zona de interés para la mayoría de las estructuras civiles, por lo que esta forma de obtener los espectros puede considerarse válida.

En la FIGURA V-11 se muestran en conjunto los Espectros Elásticos de Desplazamientos obtenidos utilizando los dos caminos antes descritos para el caso de Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II.

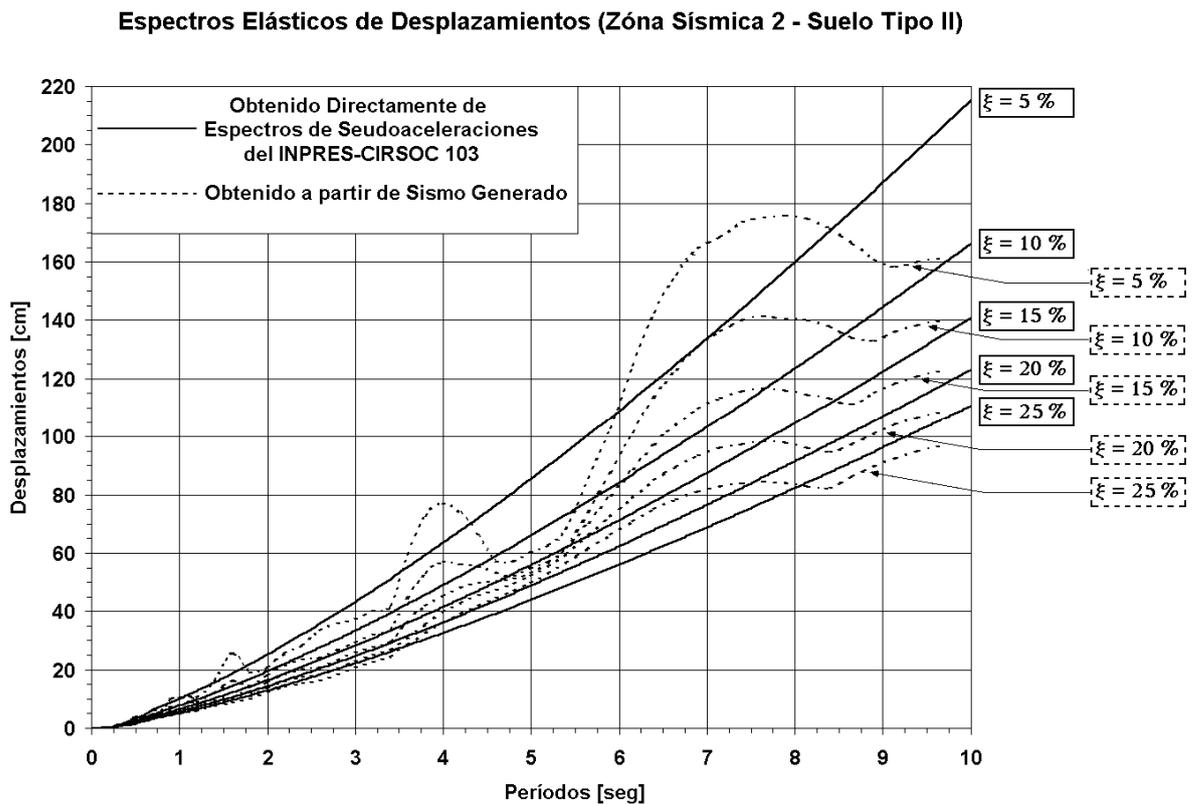


FIGURA V- 11: Espectros Elásticos de Desplazamientos (Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II)

Observando los Espectros de Desplazamientos de la FIGURA V-11, se advierte que para períodos menores que 3,5 seg., a excepción hay bastante coincidencia entre los espectros obtenidos con ambos métodos.

Si se tiene en cuenta que el INPRES-CIRSOC 103 grafica los espectros de pseudoaceleraciones para períodos menores que 2,4 seg., no habría problemas en generar directamente los espectros de desplazamientos a partir de los de pseudoaceleraciones.

Una observación muy importante, es que los espectros codificados en el INPRES-CIRSOC 103, corresponden a valores de aceleraciones picos para un período de retorno de aproximadamente 500 años, ya que están diseñados para sismos con una probabilidad del 10% de ser excedidos en 50 años ^[V-5]. Si se consideran los estados límites especificados en la sección IV-4 del Capítulo IV, se puede decir que los espectros de desplazamientos obtenidos corresponden al estado límite de control de daño.

En el Anexo A de esta Tesis, se proporcionan los Espectros Elásticos de Desplazamientos obtenidos directamente a partir de los Espectros de Pseudoaceleraciones del INPRES-CIRSOC 103, para las Zonas Sísmicas 1, 2, 3 y 4 y para todos los Tipos de Suelos.

CAPITULO VI

VI EJEMPLO DE DISEÑO APLICANDO EL METODO DBD

VI-1 INTRODUCCION

En el Capítulo IV se explicó detalladamente la forma de aplicar el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos a sistemas de múltiples grados de libertad, y más específicamente a estructuras de puentes. En este capítulo, se aplicará el método al diseño un puente carretero de hormigón con tablero continuo de cuatro tramos.

Siendo el objetivo de este análisis verificar si realmente el método DBD es capaz de controlar los desplazamientos y el daño desde el mismo proceso de diseño, se hacen ciertas simplificaciones con el fin de facilitar el cálculo. Se consideran los estribos transversalmente rígidos por lo que en dicha dirección se comportan como apoyos fijos. Los apoyos de neopreno, que se comportan como apoyos móviles en la dirección longitudinal del puente y como apoyos fijos en la dirección transversal, se modelan como elástico lineales, permitiendo giro según se detalla en la sección VI-7.2. Las columnas se consideran perfectamente empotradas en sus bases y unidas al tablero mediante elementos de apoyos que materializan una articulación no perfecta. En este ejemplo numérico solamente se dimensionarán las columnas, no así el resto de los elementos estructurales.

Se considera que la acción sísmica actúa transversalmente sobre la estructura.

VI-2 GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA

El puente analizado es un puente simétrico de tablero continuo de cuatro tramos iguales de 50 m. de luz cada uno. De sus tres columnas, las dos laterales tienen una altura de 7,5 m. y la central una altura de 15 m.. El perfil del puente se muestra en la FIGURA VI-1, y la sección transversal de la superestructura en la zona de apoyos junto con una columna lateral en la FIGURA VI-2.

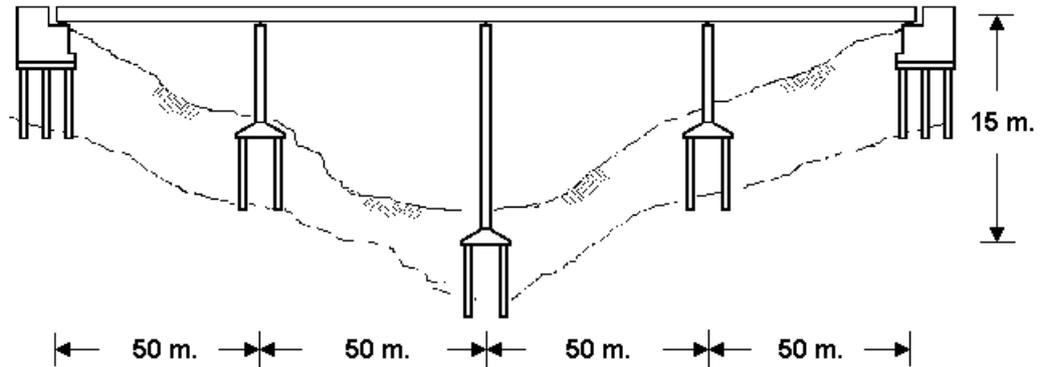


FIGURA VI-1: Vista Lateral del Puesto

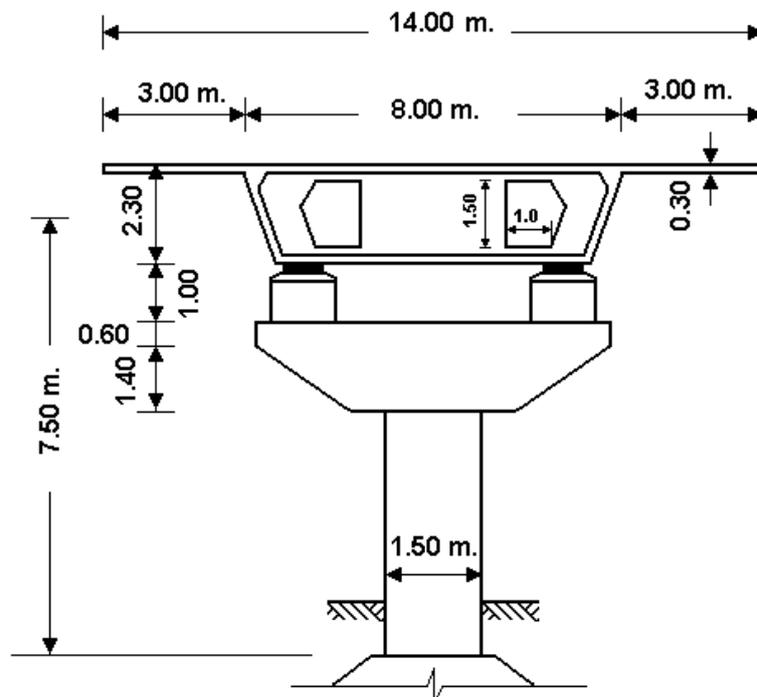


FIGURA VI-2: Vista de Columna Lateral y Sección Transversal de Superestructura

VI-2.1 SUPERESTRUCTURA

La superestructura está constituida por una viga cajón trapezoidal continua en hormigón pretensado mostrada en la FIGURA VI-2, cuyas características geométricas se detallan a continuación:

- Sección Transversal: $A_v = 6,97 \text{ m}^2$
- Momento de Inercia con respecto a la horizontal baricéntrica: $I_{xx} = 6,51 \text{ m}^4$

- Momento de Inercia con respecto a la la vertical baricéntrica: $I_{yy} = 89,64 \text{ m}^4$
- Inercia Torsional: $I_t = 12,65 \text{ m}^4$

En coincidencia con los apoyos, el cajón posee un diafragma de refuerzo de 0,3 m de espesor.

La superestructura apoya mediante dos apoyos circulares de policloropreno (neopreno) sobre el coronamiento de cada columna.

VI-2.2 PILAS

Con el fin de poder comenzar el proceso de diseño aplicando el método DBD, se predimensionan las columnas, considerando sección circular.

Las características geométricas de las columnas se detallan a continuación:

Columnas Laterales:

- Diámetro : $D = 1,50 \text{ m}$
- Area de la Sección Transversal: $A_c = 1,77 \text{ m}^2$
- Momentos de Inercia flexionales: $I_{xx} = I_{yy} = 0,249 \text{ m}^4$
- Momento de Inercia Torsional: $I_t = 0,497 \text{ m}^4$
- Area efectiva de corte: $S_x = S_y = 0,249 \text{ m}^2$
- Altura : $L = 7,5 \text{ m}$

Columna Central:

Idem a las Columnas laterales, solo cambia su altura

- Altura : $L = 15 \text{ m}$

VI-2.3 CORONAMIENTO DE COLUMNAS

El extremo superior de las columnas se ensancha en forma de martillo, para servir de apoyo al tablero, los detalles se muestran en la FIGURA VI-3.

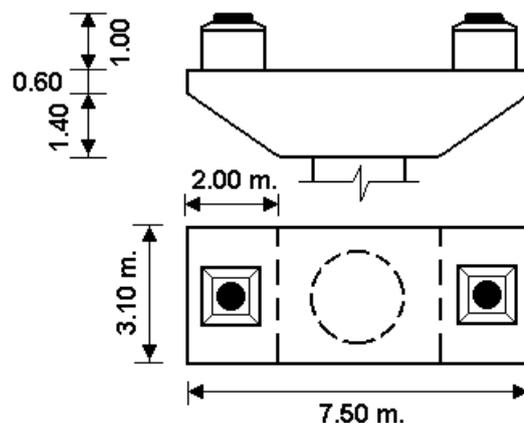


FIGURA VI-3: Coronamiento de Columnas

VI-3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

VI-3.1 SUPERESTRUCTURA

El tablero será de hormigón pretensado. Se considera un **hormigón tipo H-30**

- Resistencia característica: $\sigma_{bk} = 30$ MPa
- Resistencia de Cálculo: $\beta_R = 23$ MPa
- Módulo de Elasticidad longitudinal: $E = 3,34 \times 10^4$ MPa.
- Módulo de Elasticidad transversal: $G = 1,39 \times 10^4$ MPa.

VI-3.2 PILAS

Las columnas serán de hormigón armado. Se considera un **hormigón tipo H-21**

- Resistencia característica: $\sigma_{bk} = 21$ MPa
- Resistencia de Cálculo: $\beta_R = 17,5$ MPa
- Módulo de Elasticidad longitudinal: $E = 2,94 \times 10^4$ MPa
- Módulo de Elasticidad transversal: $G = 1,23 \times 10^4$ Mpa

Se considera tanto para armadura longitudinal como transversal **acero tipo III**

- Tensión de fluencia: $\beta_s = 420$ MPa

VI-4 CARGAS Y SOBRECARGAS

VI-4.1 PESO PROPIO

- Peso propio de la superestructura: $g_v = 174,1$ k N/m
- Peso propio de los diafragmas de refuerzo: $P_d = 58,2$ kN
- Peso propio de las Columnas: $g_c = 41,6$ kN/m
- Peso propio de ensanche en cabeza de columnas: $P_c = 851,4$ kN

VI-4.2 SOBRECARGAS

En lo que respecta a sobrecargas de puentes, aún se encuentra vigente lo especificado por la Dirección Nacional de Vialidad en el año 1952 ^[VI-1]. En dicha norma se considera como sobrecarga una carga de multitud compacta aplicada en conjunto con el peso de una aplanadora

tipo, cabe destacar que dicha carga nada tiene que ver con la carga real de funcionamiento del puente durante su vida útil.

En lo que se refiere a porcentaje de la sobrecarga a considerar para el análisis sismorresistente vale lo especificado por la NAA-80 ^[III-9], que se reproduce en TABLA II-9 del Capítulo II de esta tesis. Para el análisis transversal de puentes carreteros debe considerarse el 25% de la sobrecarga.

Para la resolución de este ejemplo solamente se considera la carga de multitud compacta ^[VI-2].

- Sobrecarga por metro de tablero: $p = 98,1 \text{ kN/m}$
- Carga total por metro de tablero: $q = g_v + 0,25 p$ (VI-1)
 $q = 198,6 \text{ kN/m}$

VI-5 ESTADO LIMITE CONSIDERADO

El puente analizado se considera emplazado en Zona Sísmica 2, lo que revela una sismicidad moderada en lo que respecta a la República Argentina.

Al no disponerse de datos estadísticos locales suficientes, como para relacionar las aceleraciones picos con los períodos de retorno de los sismos correspondientes, no es posible establecer directamente una relación entre los espectros que corresponden a los distintos estados límites.

Teniendo en cuenta las relaciones establecidas por Paulay y Priestley ^[IV-8] entre las aceleraciones picos del suelo y la probabilidad anual de ser excedidas para distintas regiones sísmicas, y considerando que, según lo documentado, ^[V-5] el código INPRES-CIRSOC 103 presenta espectros de pseudoaceleraciones correspondientes a un período de retorno de aproximadamente 500 años, se observa que la Zona 2 corresponde a lo que Paulay y Priestley consideran zona de baja sismicidad. Utilizando las curvas presentadas por estos investigadores ^[IV-8], puede considerarse un factor de transformación de aproximadamente 0,14 para llevar los espectros del estado límite de control de daño a estado límite de servicio. Esto indica, según lo ya establecido en el Capítulo VI, que el caso más desfavorable estará constituido por el estado límite de control de daño.

VI-6 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS UTILIZADOS

El espectro de desplazamientos utilizado se obtuvo, a partir de un sismo generado con el espectro de pseudoaceleración codificado en el INPRES-CIRSOC 103 para Zona Sísmica 2 y suelo Tipo II, de la forma descripta en el Capítulo V.

El motivo de utilizar este tipo de espectros y no los obtenidos directamente a partir de los espectros codificados, es poder hacer luego un análisis dinámico no lineal en el tiempo, ingresando como excitación el sismo generado que dio origen al espectro mencionado, con el fin de comparar los resultados con los obtenidos mediante el método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

La FIGURA VI-4 muestra el espectro de desplazamientos utilizado para el cálculo.

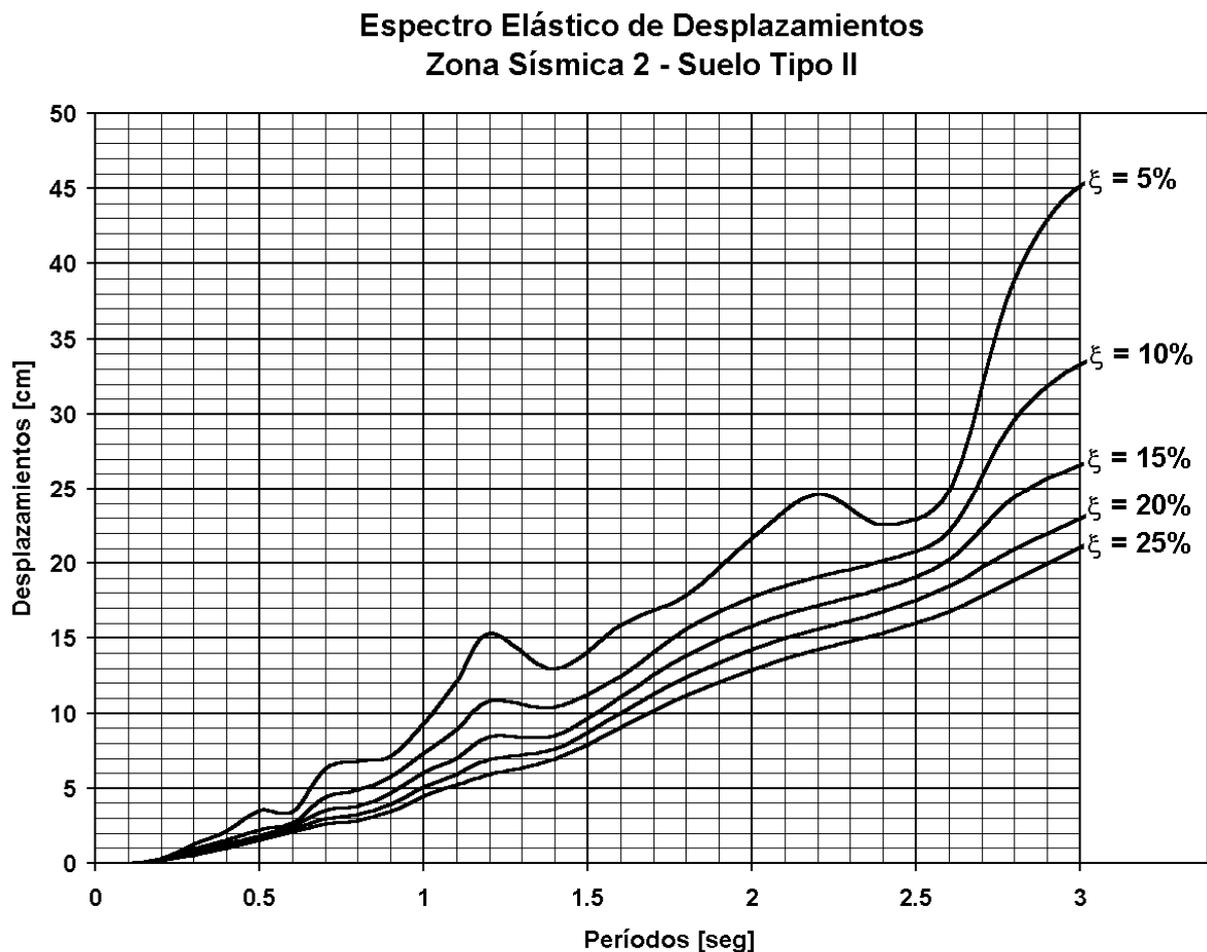


FIGURA VI-4: Espectro de Desplazamiento Utilizado para el Ejemplo de Diseño.

VI-7 MODELADO DE LA ESTRUCTURA

Para la obtención de las características modales de la estructura, se utilizó el programa de elementos finitos DRAIN-3DX ^{[VI-3],[VI-4]}, los aspectos generales de este programa como así también los de sus elementos se describen en el Anexo B de esta tesis.

Tanto la superestructura como las columnas se modelaron mediante elementos elásticos de barra TIPO 17.(T17) Los apoyos de Neopreno se modelaron como si fueran elásticos utilizando elementos de unión TIPO 4 (T4).

VI-7.1 DISCRETIZACION DE MASA

La masa de la estructura se representa en forma discreta en coincidencia con los nodos extremos de cada elemento. La FIGURA VI-5 muestra un esquema del modelo utilizado para este ejemplo, en ella se indican también la numeración de los nodos y la ubicación de la masa en coincidencia con cada uno de ellos.

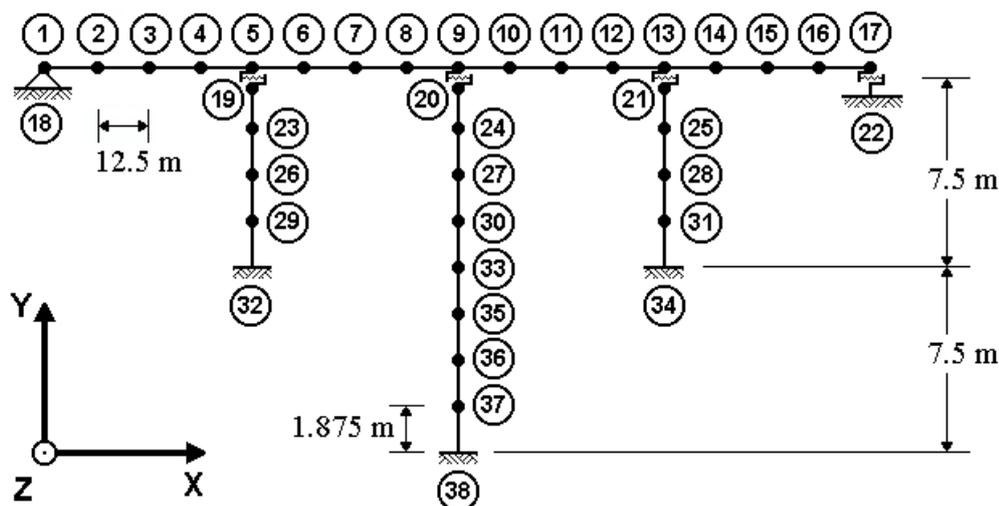


FIGURA VI-5: Esquema del Modelo con Discretización de Masas y Numeración de Nodos

Masa ubicada en nodos 1 y 17

Representa la masa de la porción de tablero correspondiente, en la que está incluida la participación de la sobrecarga, y la masa del diafragma de refuerzo de la viga cajón en la zona de apoyos.

$$m_1 = m_{17} = 132,5 \text{ Tn.}$$

Masa ubicada en nodos 5, 9 y 13

Representa la masa de la porción de tablero correspondiente, en la que está incluida la participación de la sobrecarga, y la masa del diafragma de refuerzo de la viga cajón en la zona de apoyos.

$$m_5 = m_9 = m_{13} = 259,0 \text{ Tn.}$$

Masa ubicada en nodos 2 al 4, 6 al 8, 10 al 12 y 14 al 16

Representa la masa de la porción de tablero correspondiente, en la que está incluida la participación de la sobrecarga.

$$m_2 = m_4 = \dots = \dots = m_{15} = m_{16} = 253,1 \text{ Tn.}$$

Masa ubicada en nodos 19, 20 y 21

Representa la masa de la porción de columna correspondiente, y la masa del coronamiento de la columna que sirve de apoyo a la viga cajón.

$$m_{19} = m_{20} = m_{21} = 90,8 \text{ Tn.}$$

Masa ubicada en nodos 23 al 31 y 33 al 37

Representa la masa de la porción de columna correspondiente.

$$m_{23} = m_{31} = m_{33} = \dots = \dots = m_{37} = 7,95 \text{ Tn.}$$

Masa ubicada en nodos 18, 22, 32,38 y 34

En estos nodos no se discretizan masas. Los nodos 18 y 22 son nodos fijos que representan el suelo, y su única función es servir de anclaje a los elementos TIPO 4 que modelan los apoyos. Los nodos 32, 38 y 34 están empotrados al terreno por lo que en ellos tampoco se discretiza masa.

VI-7.2 MODELADO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

Para modelar los apoyos de neopreno, primero se deben diseñar los mismos. Para el dimensionado de los apoyos de este ejemplo, se considera lo especificado por la Norma IRAM [VI-5], lo recomendado en el Beton-Kalender [VI-6] y las instrucciones para montaje, calculo de esfuerzos y dimensionado de apoyos de neopreno dadas por fabricantes [VI-7].

Siguiendo los pasos descriptos en las referencias antes citadas, se dimensionan a continuación los apoyos correspondientes a la columna central, y se adoptan para todos los apoyos las mismas características.

Carga vertical máxima: $N_{max} = 14.902,3 \text{ kN}$

Carga vertical mínima: $N_{min} = 6.496,4 \text{ kN}$

Máximo Desplazamiento: $v_{max} = 10 \text{ cm}$

Modulo de Elasticidad Transversal del Neopreno: $G = 804,4 \text{ kN/m}^2$.

Angulo de distorsión máximo: $\text{tg } \gamma = \frac{v}{h}$ (VI-2)

donde:

v : desplazamiento máximo.

h : altura total de neopreno en el apoyo.

Para el caso tratado se adopta una altura de apoyo de $h = 16,8$ cm. con lo que se asegura $tg \gamma = 0,6 < 0,7$ según lo especifican las normas.

Se consideran dos apoyos circulares de diámetro $d = 82$ cm.

Carga vertical máxima resistida por cada apoyo:

$$C_{max} = \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot p_{max} \quad (VI-3)$$

donde:

d : diámetro del apoyo.

p_{max} : máxima presión admitida sobre la superficie de hormigón (15 MPa)

Teniendo en cuenta que por cada pila se tienen dos apoyos, el valor máximo será:

$$C_{max} = 15.542 \text{ kN} < N_{max}$$

Carga vertical mínima necesaria en cada apoyo para evitar deslizamientos:

$$C_{min} = \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot p_{min} \quad (VI-4)$$

donde:

p_{min} : mínima presión admitida sobre la superficie de hormigón (2,0 MPa).

Teniendo en cuenta que por cada pila se tienen dos apoyos, el valor mínimo será:

$$C_{min} = 2.112 \text{ kN} < N_{min}$$

Numero de Capas de Neopreno por cada apoyo:

Suponiendo que cada capa de neopreno tiene un espesor $t = 8$ mm., el número de capas de neopreno será $n = 21$ capas, lo que da al apoyo aproximadamente una altura total incluyendo las capas de acero de 21,6 cm.

Fuerza de Restitución:

La fuerza de restitución horizontal para apoyos circulares se calcula con:

$$F_R = \frac{d^2 G \pi}{4 h} \Delta \quad (VI-5)$$

donde:

F_R : fuerza de restitución horizontal en el apoyo.

Δ : desplazamiento horizontal del apoyo.

Si se supone como hipótesis de simplificación un comportamiento elástico del apoyo, la rigidez puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$K_F = \frac{d^2 G \pi}{4 h} \quad (\text{VI-6})$$

Como por cada pila se tienen dos apoyos de neopreno, la rigidez del conjunto será:

$$K_F = 5.057,3 \text{ kN/m}$$

Momento de Restitución:

El momento de restitución alrededor de un eje horizontal para el caso de apoyos circulares se calcula como:

$$M_{RH} = \frac{d^6 G}{150 t^3 n} \alpha \quad (\text{VI-7})$$

donde:

M_{RH} : momento de restitución alrededor de un eje horizontal.

d : diámetro del apoyo.

G : modulo de elasticidad transversal del neopreno.

t : espesor de cada capa de neopreno.

α : ángulo de flexión del apoyo.

n : número de capas de neopreno.

Si se supone como hipótesis de simplificación un comportamiento elástico del apoyo, se puede calcular la rigidez al giro con respecto a un eje horizontal con expresión siguiente:

$$K_{MH} = \frac{d^6 G}{150 t^3 n} \quad (\text{VI-8})$$

Para el caso de dos apoyos con las medidas adoptadas se tendrá una rigidez de flexión K_{Mh} con respecto a un eje horizontal de:

$$K_{MH} = 303.260,2 \text{ kN.m/radian}$$

Evaluación de la rigidez al giro alrededor del eje vertical del conjunto de dos apoyos:

Teniendo en cuenta que sobre el coronamiento de cada pila se ubicarán dos apoyos de los descritos anteriormente, se producirá cierta resistencia al giro alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de la columna correspondiente, debida a la fuerza de restitución horizontal de cada apoyo. Esquemmatizando el conjunto de apoyos como se indica en la FIGURA VI-6, el giro puede relacionarse con el desplazamiento de cada uno según la ecuación:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2 \Delta}{S} \quad (\text{VI-9})$$

donde:

Δ : desplazamiento de los apoyos.

S : separación entre centro de apoyos.

De la rigidez al desplazamiento horizontal, se tiene:

$$\Delta = \frac{F_R}{K_F} = \frac{F_R}{\frac{d^2 G \pi}{4 h}} \quad (\text{VI-10})$$

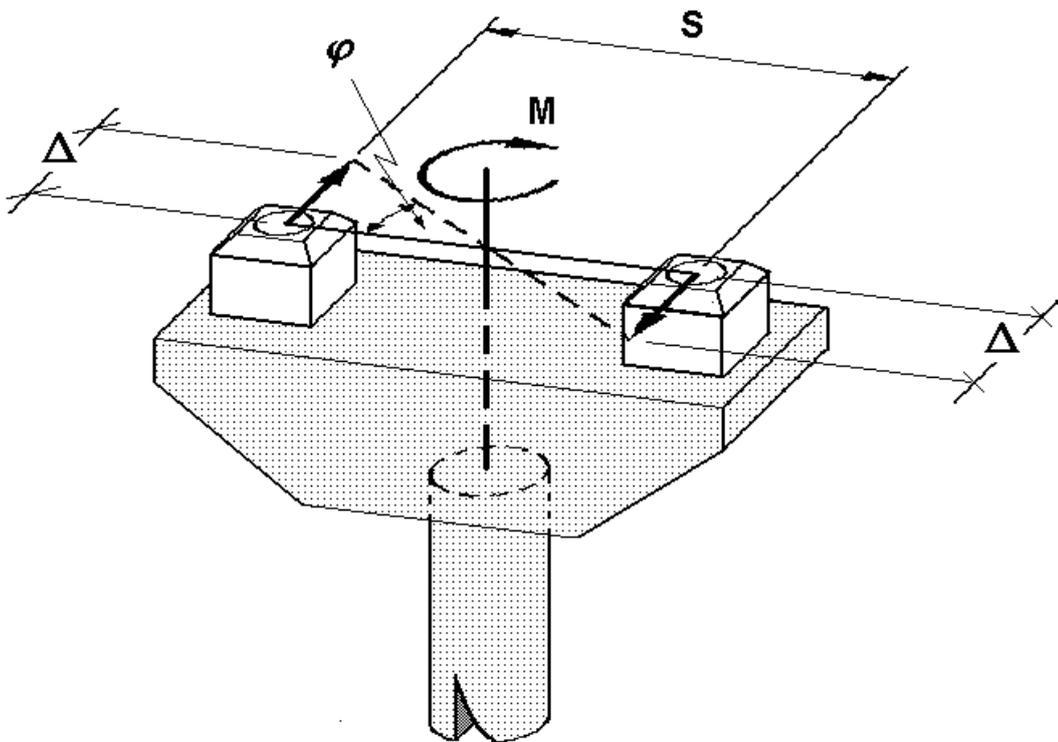


FIGURA VI-6: Esquema del Conjunto de Apoyos Girando Alrededor de la Columna

Teniendo en cuenta que el ángulo φ será pequeño puede reemplazarse la tangente por el valor del ángulo, y relacionando las ecuaciones (VI-9) y (VI-10), se obtiene:

$$K_{MV} = \frac{\pi d^2 G S^2}{8 h} \quad (\text{VI-11})$$

donde:

S : es la separación entre los centros de los apoyos.

La ecuación (VI-11) da la rigidez al giro con respecto a un eje vertical que pasa por el centro del conjunto de apoyos. Para las dimensiones consideradas, $S = 5,4$ m., el valor de K_{MV} sera:

$$K_{MV} = 36.867,9 \text{ kN.m/radian}$$

Es importante destacar que en el modelo utilizado para este análisis se considera, un apoyo fijo sobre un estribo (Nodos 1 y 18 de FIGURA VI-5), y todos los demás apoyos móviles en la dirección longitudinal y fijos en la dirección transversal.

VI-8 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para la resolución de este ejemplo se siguió paso a paso lo especificado en el Capítulo IV de esta tesis. La FIGURA VI-7 muestra el esquema utilizado para el análisis transversal del puente de este ejemplo.

Control del Estado límite: Se considera para el diseño el estado límite de control de daño, pero se prefija una distorsión máxima en columnas de $\delta = 0,02$.

Obtención de las Formas Modales: La obtención de las características modales del puente se realizó utilizando como ya se indicó el programa DRAIN-3DX ^{[VI-3],[VI-4]}. Para la aplicación del método se consideraron los 3 (tres) primeros modos en la dirección transversal. Los valores obtenidos para la primera iteración se muestran en la TABLA VI-1.

TABLA VI-1
Características Modales del Puente obtenidas en la 1^{ra} Iteración

Modos	$\phi_{1,j}^*$	$\phi_{2,j}^*$	$\phi_{3,j}^*$	P_j	T_j [seg]	Sd_j [m]
1	- 0,660	- 1,000	- 0,660	- 1,30	1,09	0,117
2	0,739	0,978	0,739	0,43	0,24	0,080
3	0,489	0,681	0,489	- 0,31	0,09	0,001

* $\phi_{i,j}$: desplazamiento en cabeza de columna i para el modo j

P_j : factor de participación modal calculado con ecuación (IV-27).

T_j : período del modo j .

Sd_j : desplazamiento modal espectral del modo j , obtenido del espectro de desplazamiento con el período T_j y para un amortiguamiento de $\xi = 5\%$ para la primera iteración.

Desplazamientos Probables: Se obtuvieron aplicando las ecuaciones (IV-28) y (IV-29). A modo de ejemplo se calcula explícitamente el desplazamiento para la columna 1. Los resultados obtenidos para todas las columnas se muestran en la TABLA VI-2

$$\Delta_{1,1} = |\phi_{1,1} P_1| Sd_1 = |-0,660 \cdot (-1,30)| \cdot 0,117 = 0,1004 \text{ m}$$

$$\Delta_{1,2} = |0,739 \times 0,43| \cdot 0,080 = 0,0254 \text{ m}$$

$$\Delta_{1,3} = |0,489 \cdot (-0,31)| \cdot 0,001 = 0,0002 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = \sum_{j=1}^3 \Delta_{1,j} = 0,1004 + 0,0254 + 0,0002 = 0,126 \text{ m}$$

TABLA VI-2

Desplazamientos Probables obtenidos en la 1^{ra} Iteración

Δ_1 [m]	Δ_2 [m]	Δ_3 [m]
0,126	0,186	0,126

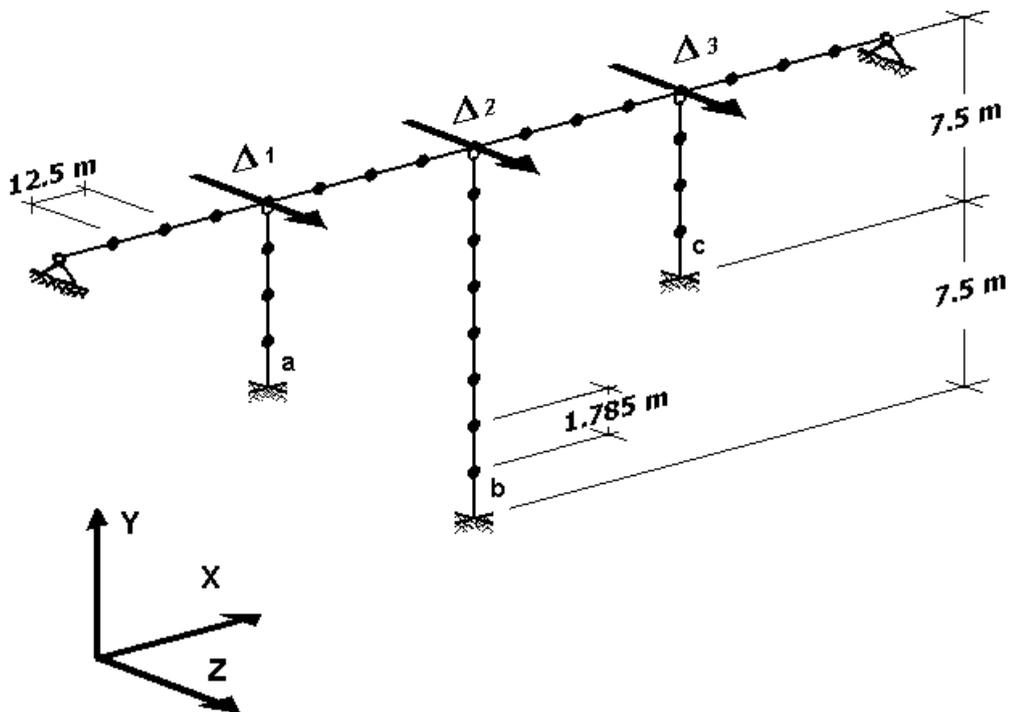


FIGURA VI-7: Esquema del Modelo para Análisis Transversal.

Desplazamientos Máximos en Cabezas de Columnas: Para el control del estado límite se adoptó una distorsión máxima admisible en columnas de $\delta = 0,02$. Procediendo según lo

indicado en la Sección IV-5.2 del Capítulo IV se encuentra la columna crítica, para ello se calculan las distorsiones según la ecuación (IV-31).

$$\delta_1 = \frac{\Delta_1}{L_1} = \frac{0,126}{7,5} = 0,0168$$

$$\delta_2 = 0,0124$$

$$\delta_3 = 0,0168$$

Se observa que las columnas críticas resultan ser, la columna 1 y la 3, es decir las columnas laterales.

Desplazamiento Máximo en Columna Crítica: Para este caso el desplazamiento máximo permitido a las columnas 1 y 3 será:

$$\Delta_{m1} = \Delta_{m3} = \delta_L L_i = 0,02 \times 7,5 = 0,150 \text{ m}$$

El desplazamiento máximo de la columna central se calcula como:

$$\Delta_{m2} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \Delta_{m1} = \frac{0,186}{0,126} 0,150 = 0,221 \text{ m}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la TABLA VI-3.

TABLA VI-3

Desplazamientos Máximos en Cabezas de Columnas para la 1^{ra} Iteración

Δ_{m1} [m]	Δ_{m2} [m]	Δ_{m3} [m]
0,150	0,221	0,150

La TABLA VI-4 muestra algunos valores obtenidos en la primera iteración para las columnas

TABLA VI-4

Detalles de Cálculos de la Primera Iteración

	Columna 1	Columna 2	Columna 3	
ϕ_y [1/m]	0,00327	0,00327	0,00327	Curvatura de fluencia
Δ_y [m]	0,061	0,245	0,061	Desplazamiento de fluencia
* μ	2,45	1	2,45	Ductilidad de desplazamiento
* μ_ϕ	5,46	1	5,46	Ductilidad de curvatura
ϕ_m [1/m]	0,0178	0,00297	0,0178	Curvatura máxima
** L_p [m]	0,872	1,472	0,872	Long. de articulación plástica
I_{cr} [m ⁴]	0,193	0,131	0,193	Mom. de Inercia sección fisurada

TABLA VI-4
Detalles de Cálculos de la Primera Iteración

	Columna 1	Columna 2	Columna 3	
$I_{\text{eff}} [\text{m}^4]$	0,0379	0,249	0,0379	Mom. de Inercia efectivo
$I_{\text{re}} [\text{m}^4]$	0,123	0,249	0,123	Mom. de Inercia de recarga

* $\mu = 1$: indica que el elemento permanece elástico, lo que no significa que se haya alcanzado el desplazamiento de fluencia.

** L_p : para el cálculo de la longitud de articulación plástica se supone que las barras de armadura longitudinal tienen un diámetro del orden de los 30 mm.

Para mayores detalles sobre la forma de obtener los valores consignados en la TABLA VI-4, deben consultarse las Secciones IV-5.1. y IV-5.2. del Capítulo IV de esta tesis.

Desplazamiento del Sistema equivalente: Para el cálculo del desplazamiento del sistema equivalente, se utiliza la ecuación (IV-33) que se transcribe a continuación.

$$\Delta_{\text{sys}} = \frac{\sum m_i \Delta_{mi}^2}{\sum m_i \Delta_{mi}} = 0,180 \text{ m}$$

Es importante destacar que si bien para la obtención de las formas y períodos modales se discretizó la masa en 33 nodos, para el cálculo de Δ_{sys} se consideran solo los tres nodos en las cabezas de columnas del modelo, por lo que la masa a la que se refiere m_i no es la masa discretizada en dichos nodos, sino la masa total que influye sobre los mismos, es decir, la masa que se ubicaría en cada nodo de cabeza de columna, si se hubiera discretizado la masa total solo en dichos puntos.

Amortiguamiento del Sistema equivalente: Se calcula según la ecuación (IV-34) para la primera iteración y según la ecuación (IV-35) para las restantes iteraciones

$$\zeta = 0,117$$

Período efectivo del sistema equivalente: Con el desplazamiento del sistema y el amortiguamiento del sistema se obtiene el período efectivo del espectro de desplazamiento.

$$T_{\text{eff}} = 2,13 \text{ seg.}$$

Masa dinámica total:

$$M = \sum m_i = 4,45 \times 10^6 \text{ kg.}$$

Rigidez efectiva del sistema:
$$K_{eff} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T_{eff}^2} = 38.766 \text{ kN/m}$$

Fuerza total:
$$F_{sys} = K_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 6.978 \text{ kN}$$

Esta fuerza total debe distribuirse en las cabezas de columnas utilizando la ecuación (IV-38), luego se carga la estructura y se calculan los esfuerzos. La TABLA VI-5 muestra los valores obtenidos para las fuerzas F_i colocadas como acciones en la cabeza de cada columna, y los esfuerzos obtenidos.

TABLA VI-5
Fuerzas Aplicadas y Esfuerzos Calculados en la Primera Iteración

	Columna 1	Columna 2	Columna 3	
F_i [kN]	2.071	2.873	2.071	Fuerza Aplicada en Cabeza de Col.
H_i [kN]	2.647	762	2.647	Esfuerzo de Corte en Columna
N_i [kN]	12.420	10.760	12.420	Esfuerzo Normal en Columna
M_i [kNm]	19.853	11.430	19.853	Momento Flector en Base de Col.

Dimensionado de la Armadura Transversal: Teniendo como dato los esfuerzos de corte, normales y de flexión de cada columna, se puede dimensionar su armadura transversal siguiendo los principios del diseño por capacidad. Para este ejemplo se utilizó el método de dimensionado para armadura transversal de columnas dado por el Código de Diseño de Hormigón de Nueva Zelanda, ^{[VI-8],[VI-9],[VI-10]} y se adopta para todas las columnas una cuantía volumétrica de armadura transversal $\rho_t=0,007$.

Máxima Deformación en Acero y Hormigón: Aplicando la ecuación (IV-1) dada en el Capítulo IV se obtiene una deformación máxima para el hormigón de $\epsilon_b=0,018$, por lo que se adopta $\epsilon_{bmax}=0,015$. Para el acero se adopta $\epsilon_{smax}=0,06$.

Dimensionado de la Armadura Longitudinal: Con los momentos flectores, se calculan, según lo indicado en el Capítulo IV, utilizando la ecuación (IV-39) los momentos reducidos m ; con las curvaturas máximas se calculan las curvaturas reducidas f haciendo uso de la ecuación (IV-40) y finalmente con los esfuerzos normales se calculan los normales reducidos n con la ecuación (IV-41), con la salvedad que en este ejemplo se utiliza para el cálculo de m y n la resistencia característica del hormigón y no su resistencia de cálculo, con el fin de poder comparar los resultados obtenidos con los del análisis dinámico no lineal en el tiempo.

Con m y f se ingresa en un gráfico de dimensionado para esfuerzos últimos, [Ver Anexo C], que corresponde a un tipo de acero específico, a un normal reducido n , a una cuantía volumétrica de armadura transversal ρ_t y a una relación de recubrimiento h'/r , y se obtiene la cuantía mecánica ω_o para la columna correspondiente. Luego siguiendo la vertical en correspondencia con la curvatura reducida hasta cortar la curva de deformaciones que coincide con la cuantía mecánica obtenida, y desplazándose horizontalmente hacia la derecha, sobre el eje de las ordenadas se obtiene la deformación máxima del hormigón. La TABLA VI-6, consigna los resultados del dimensionado de las columnas para la primera iteración

TABLA VI-6

Resultados de Dimensionado de Columnas para la Primera Iteración

	Columna 1	Columna 2	Columna 3
n	1,07	0,93	1,07
m	2,28	1,32	2,28
f	0,0134	0,0022	0,0134
ω_o	1,0	0,6	1,0
*μ_o (cuantía geométrica)	0,05	0,03	0,05
ϵ_b	0,0125	0,0021	0,0125
c (prof. de eje neutro) [m]	0,700	0,716	0,700
ϵ_s	0,0129	0,0016	0,0129

* Para el cálculo de la cuantía geométrica en este ejemplo se utilizó la resistencia característica del hormigón σ'_{bk} , con el fin de poder comparar luego los resultados con los obtenidos en el análisis dinámico no lineal en el tiempo, pero en caso de un dimensionado con fines prácticos, la cuantía geométrica debe calcularse utilizando la resistencia de cálculo del hormigón β_R .

Observando la cuantía geométrica obtenida en la TABLA VI-6, se ve que la misma se encuentra dentro de los límites establecidos, lo que indica que las dimensiones adoptadas para las columnas son correctas y no es necesario ajustarlas.

Máximos desplazamientos según criterio de deformación: Conocida ya la profundidad del eje neutro, se tienen todos los datos para poder calcular los máximos desplazamientos según el

criterio de deformación, aplicando las ecuaciones (IV-13a) y (IV-13b). Los valores Obtenidos se muestran en la TABLA VI-7.

TABLA VI-7
Máximos Desplazamientos Según Criterio de Deformaciones Límites

Según deformación	$\Delta_{1\max}$ [m]	$\Delta_{2\max}$ [m]	$\Delta_{3\max}$ [m]
del Hormigón	0,184	0,613	0,184
del Acero	0,590	2,110	0,590

Se observa que los desplazamientos máximos obtenidos fijando la distorsión límite en 0,02 son admisibles.

Iteraciones Sucesivas Hasta Alcanzar Convergencia: Se debe reemplazar en el programa de cálculo las inercias de flexión de las columnas por los momentos de inercias de recarga calculados en la primera iteración, y se comienza de nuevo con el proceso, iterando hasta alcanzar convergencia. La convergencia puede controlarse sobre los desplazamientos máximos o sobre los valores de las fuerzas obtenidas. Obsérvese en este ejemplo, que por haber fijado la distorsión máxima de las columnas críticas (Columnas 1 y 2) en $\rho = 0,02$ el desplazamiento máximo de estas columnas será siempre de 0,150 m. por lo que el cálculo termina cuando en dos iteraciones consecutivas el desplazamiento máximo de la columna central sea el mismo.

La convergencia se alcanzó en la cuarta iteración. Los resultados obtenidos en la cuarta iteración se consignan a continuación y en la TABLA VI-8.

Desplazamiento del Sistema equivalente:	$\Delta_{\text{sys}} = 0,177$ m
Amortiguamiento del Sistema equivalente:	$\zeta = 0,142$
Período efectivo del sistema equivalente:	$T_{\text{eff}} = 2,23$ seg.
Masa dinámica total:	$M = 4,45 \times 10^6$ Kg.
Rigidez efectiva del sistema:	$K_{\text{eff}} = 35.367$ KN/m
Fuerza total:	$F_{\text{sys}} = 6.260$ KN

TABLA VI-8
Valores Obtenidos en la Cuarta y Ultima Iteración

	Columna 1	Columna 2	Columna 3	
Δ_m [m]	0,150	0,217	0,150	Desplazamiento máximo
μ	2,45	1	2,45	Ductilidad de desplazamiento
μ_ϕ	5,46	1	5,46	Ductilidad de curvatura
ϕ_m [1/m]	0,0178	0,00290	0,0178	Curvatura máxima
** L_p [m]	0,872	1,472	0,872	Long. de articulación plástica
I_{cr} [m ⁴]	0,116	0,131	0,116	Mom. de Inercia sección fisurada
I_{eff} [m ⁴]	0,0259	0,249	0,0259	Mom. de Inercia efectivo
I_{re} [m ⁴]	0,0740	0,249	0,0740	Mom. de Inercia de recarga
F [kN]	2.801	677	2.801	Fuerza a aplicar en Nudos
H [kN]	1.571	627	1.571	Esfuerzo de corte en columnas
M [kNm]	11.783	9.405	11.783	Momento flector en columnas
n	1,07	0,93	1,07	Normal reducido
m	1,36	1,08	1,36	Momento flector reducido
f	0,01335	0,00217	0,01335	Curvatura reducida
ω_o	0,48	0,40	0,48	Cuantía mecánica
μ_o	0,024	0,02	0,024	Cuantía geométrica
ϵ_b	0,0125	0,0021	0,0125	Deformación máxima en el H°
c [m]	0,702	0,724	0,702	Profundidad del eje neutro
ϵ_s	0,0129	0,002	0,0129	Deformación máxima en A°
Δ_{max}^c [m]	0,190	0,598	0,190	Δ_{max} por deformación del H°.
Δ_{max}^s [m]	0,569	2,17	0,569	Δ_{max} por deformación del A°.

Verificación de Efecto P-Δ: Como se indicó en el apartado IV-5.1. y IV-5.2. del Capítulo IV ingresando en el grafico de la FIGURA IV-3 con la ductilidad de desplazamiento μ_i y con la distorsión δ_i de cada columna se obtiene la relación α_i entre la mínima fuerza lateral que provoca inestabilidad y el esfuerzo normal de la columna. Con los valores obtenidos en este ejemplo se encuentran las siguientes relaciones.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 0.0375$$

$$H_{yp1} = H_{yp3} = 465,75 \text{ kN} < H_1$$

$$\alpha_3 = 0.02$$

$$H_{yp3} = 465,75 \text{ kN} < H_3$$

Con lo que queda verificado.

Armadura Adoptada

Armadura en Columnas laterales:

Armadura longitudinal: 53 barras $\phi = 32$ mm.

Armadura transversal: zona de articulación plástica: estribos de $\phi 16$ c/ 16 cm.

resto de la columna: estribos de $\phi 16$ c/ 32 cm.

Armadura en Columna Central:

Armadura longitudinal: 44 barras $\phi = 32$ mm.

Armadura transversal: zona de articulación plástica: estribos de $\phi 16$ c/ 16 cm.

resto de la columna: estribos de $\phi 16$ c/ 32 cm.

VI-9 CONCLUSIONES

De la resolución de este ejemplo de aplicación y de otros realizados que no se incluyeron en esta tesis se extraen las siguientes conclusiones:

- 1) El Método de Diseño Basado en los Desplazamientos es un método práctico y simple de aplicar, siempre y cuando se disponga de las herramientas computacionales adecuadas, ya que para estructuras complejas, no es simple encontrar las características modales necesarias para la resolución del problema en forma manual.
- 2) Este Método permite abarcar un amplio rango de controles sobre el comportamiento deseado de la estructura. Se puede controlar la deformación en el acero y en el hormigón, la distorsión de cada elemento o el desplazamiento en un punto considerado crítico sin necesidad de variaciones importantes en su forma de aplicación.
- 3) Es un método iterativo en el cual la convergencia se alcanza rápidamente.
- 4) Cuando no se alcanza la convergencia en pocas iteraciones, y en cada una disminuye la cuantía de armadura en forma importante a pesar de variar las dimensiones de las columnas, esto puede indicar que en realidad el diseño no está gobernado por el problema sísmico sino por el efecto P- Δ , esto sucede por ejemplo en puentes con pilas muy esbeltas.

CAPITULO VII

VII *ANALISIS DINAMICO NO LINEAL*

VII-1 INTRODUCCIÓN

Es práctica común en la Ingeniería, frente a problemas complejos, simplificarlos mediante la formulación de ciertas hipótesis que facilitan su resolución. Claro está que la solución del problema será correcta sólo dentro del campo de validez de dichas simplificaciones. Se pueden citar como ejemplos: resolver estructuras espaciales mediante la descomposición en subestructuras bidimensionales; considerar que en una viga en flexión las caras giran manteniéndose planas; suponer proporcionalidad entre tensiones y deformaciones en algunos materiales, reemplazar la acción sísmica mediante fuerzas estáticas que producen iguales esfuerzos, etc.

Una de las hipótesis que más se aplica en el cálculo de estructuras, es suponer la validez de la ley de Hooke, es decir proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones. En esos casos se dice que se está en presencia de un “problema lineal” y si la carga y descarga se produce siguiendo una misma línea, se puede asignar el nombre de “problema elástico lineal”. La aplicación de esta última hipótesis facilita bastante la resolución de la mayoría de las estructuras ingenieriles.

Como se sabe, el acero cumple con la ley de Hooke solo en un rango de deformaciones (rango elástico), por encima del cual presenta un plafón de fluencia, dependiendo del contenido de carbono y de su historia de deformaciones, para exhibir luego una recuperación o endurecimiento y finalmente la rotura. Si una vez sobrepasado el rango elástico se produce la descarga, se observan deformaciones permanentes, por lo que puede definirse como un material elasto-plástico. Este comportamiento puede observarse tanto en tracción como en compresión. A diferencia del acero, el hormigón tiene un comportamiento totalmente diferente a tracción que a compresión, y por otro lado carece de comportamiento elástico, ya que incluso para pequeñas deformaciones no se observa un comportamiento lineal bien definido. De lo expresado hasta aquí, puede inferirse cuán complejo llega a ser el comportamiento del conjunto hormigón armado, y si además se tiene en cuenta que generalmente se coloca armadura de

confinamiento, lo que cambia sustancialmente su desempeño, se ve claramente la necesidad de aplicar hipótesis de simplificación al análisis de las estructuras de hormigón armado.

Frente a movimientos sísmicos severos, las estructuras se ven sometidas a desplazamientos y deformaciones importantes, que superan ampliamente el rango donde su comportamiento puede ser considerado elástico lineal. Esto hace necesario aplicar métodos de diseño que tengan en cuenta el efecto no lineal con el fin de obtener resultados más realistas. Por otra parte para el tratamiento de las acciones sísmicas se recurre a métodos donde sobre la estructura se hacen actuar fuerzas estáticas que teóricamente producen esfuerzos similares a los que produciría un sismo de características previstas, pero los desplazamientos que dichas fuerzas producen, distan mucho de ser similares a los que producirá la verdadera carga sísmica.

En Capítulos anteriores se presentó el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos como un método de diseño sísmico alternativo, que tiene en cuenta la naturaleza no lineal del problema y el control de desplazamientos desde el mismo proceso de diseño. Luego en el Capítulo VI, se diseñaron usando este método las pilas de un puente carretero de cuatro tramos en las que se determinaron sus diámetros y secciones de armaduras para alcanzar un nivel de desplazamientos previsto.

En este Capítulo se realizará sobre la misma estructura analizada mediante el método DBD un análisis dinámico no lineal en el tiempo, introduciendo como excitación el acelerograma generado a partir del espectro de pseudoaceleraciones codificados en el INPRES-CIRSOC 103 para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II. Es importante señalar que este sismo fue el que se utilizó para obtener el espectro de desplazamientos empleado para aplicar el método DBD en el Capítulo VI de esta tesis. Luego se someterá a la estructura a la acción de los acelerogramas de El Centro 1940 y de distintos sismos históricos escalados para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II, con el fin de evaluar si su comportamiento cumple con los objetivos previstos en el diseño.

VII-2 MODELADO DE LA ESTRUCTURA

La estructura se modela de igual manera que lo indicado en la sección VI-7 del Capítulo VI, la diferencia radica en que los elementos cercanos a las bases de columnas limitados por los nodos 29 - 32, 37 - 38 y 31 - 34 según la numeración indicada en la FIGURA VI-5 y designados con *a*, *b* y *c* en la FIGURA VI-7, son modelados con elementos TYPE 15 (T15) del programa DRAIN-3DX^{[VI-3],[VI-4]} (Ver ANEXO B). El elemento (T15) es un elemento espacial de barra con no linealidad, que se divide longitudinalmente en secciones elásticas y secciones no lineales. Transversalmente, las secciones no lineales se discretizan en fibras de hormigón y

fibras de acero. Para cada fibra debe indicarse la posición mediante coordenadas, el área de su sección transversal, y el comportamiento bajo carga ingresando el diagrama de tensiones deformaciones de la misma.

La FIGURA VII-1 muestra la disposición de las fibras de hormigón confinado, hormigón sin confinar y acero considerada en la sección transversal de la porción no lineal de los elementos de barra adyacentes a la base de las columnas laterales y de la columna central.

De los elementos de barra T15 y T17 que componen las columnas laterales, se considera que la porción no lineal de los elementos (T15) adyacentes a las bases, tiene una longitud del 46,5% de la del elemento, en correspondencia con la longitud de articulación plástica calculada (0,872 m.). El área de cada sección de fibra de hormigón se escoge de 56,25 cm². El área de cada sección de fibra de acero se toma de 8,04 cm² con el objeto de representar cada barra de armadura con una fibra, por lo que se tienen 53 fibras de acero.

De los elementos de barra T15 y T17 que componen la columna central, la porción no lineal del elemento de barra T15 adyacente a la base, se considera del 78,5% de su longitud, en correspondencia con la longitud de articulación plástica calculada (1,472 m.). En lo que respecta al área de la sección de fibras se toman los mismos valores que para las columnas laterales, salvo que el número de fibras de acero será de 44.

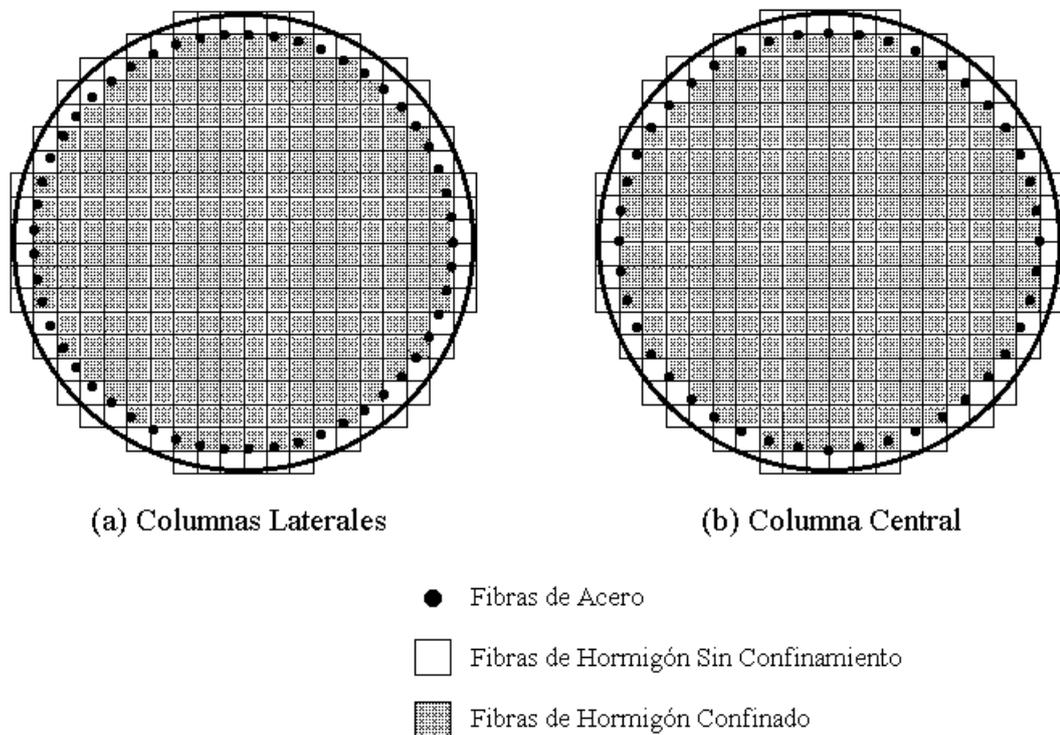


FIGURA VII-1: Distribución de las Fibras en el Elemento No Lineal

La FIGURA VII-2 muestra el diagrama de tensiones deformaciones utilizado como dato para definir el comportamiento de las fibras de hormigón confinado y sin confinar.

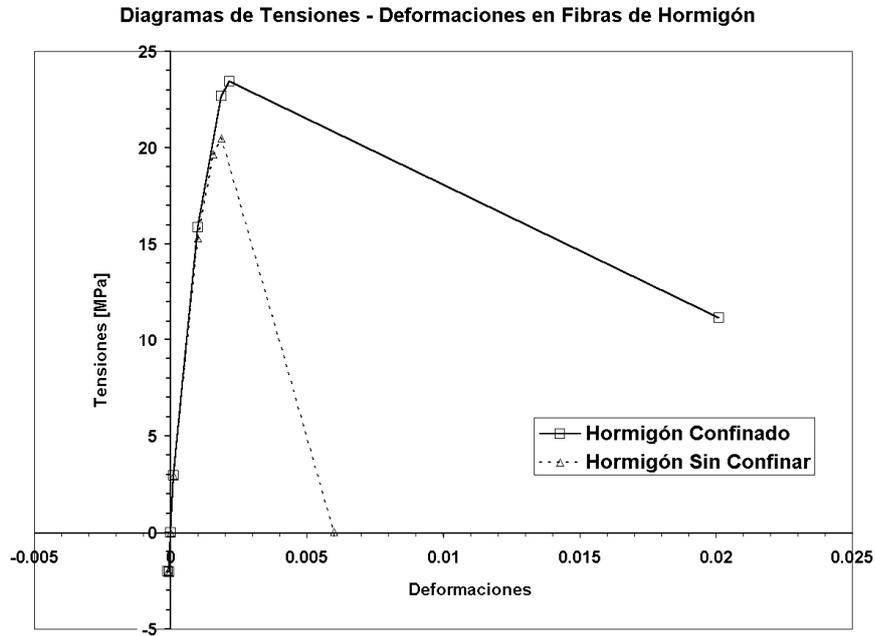


FIGURA VII-2: Diagramas de Tensiones–Deformaciones del Hormigón Confinado y del Hormigón Sin Confinar

La FIGURA VII-3 muestra el diagrama de tensiones deformaciones utilizado como dato para definir el comportamiento de las fibras de acero.

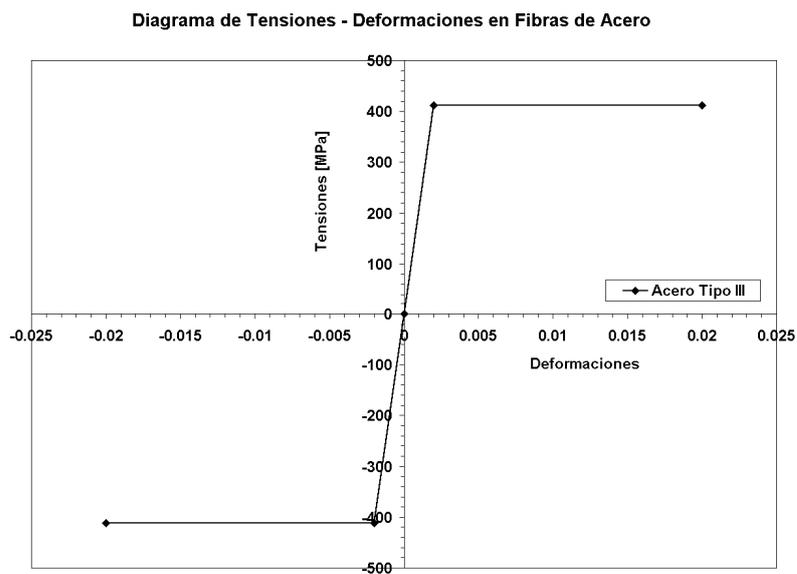


FIGURA VII-3: Diagrama de Tensiones-Deformaciones del Acero.

Cabe destacar que los diagramas de tensiones-deformaciones utilizados para describir el comportamiento de las fibras de hormigón confinado y sin confinar, se obtuvieron a partir de los diagramas generados por el programa BIAX^[VII-1]. Este programa fue el utilizado para confeccionar los gráficos de dimensionados que se presentan en el Anexo C de esta tesis.

Para mayores detalles sobre las características del elemento No Lineal utilizado para este análisis ver Anexo B de esta tesis, donde se describen los aspectos relacionados al programa de cálculo DRAIN-3DX^{[VI-3],[IV-4]}.

Amortiguamiento: Se considera una relación de amortiguamiento crítico de 0.05

VII-3 SISMOS UTILIZADOS COMO EXCITACION

En el análisis dinámico no lineal del puente realizado en este capítulo, se utilizan como excitación tres sismos. El primero es un sismo generado a partir del espectro de pseudoaceleraciones para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II del INPRES-CIRSOC 103, cuyo acelerograma se muestra en la FIGURA VII-4, el segundo corresponde al terremoto de El Centro 1940 onda norte-sur escalado para Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II, cuyo acelerograma se muestra en la FIGURA VII-5, y el tercero corresponde al terremoto de Loma Prieta 1989, escalado de igual forma que el anterior, cuyo acelerograma se muestra en la FIGURA VII-6.

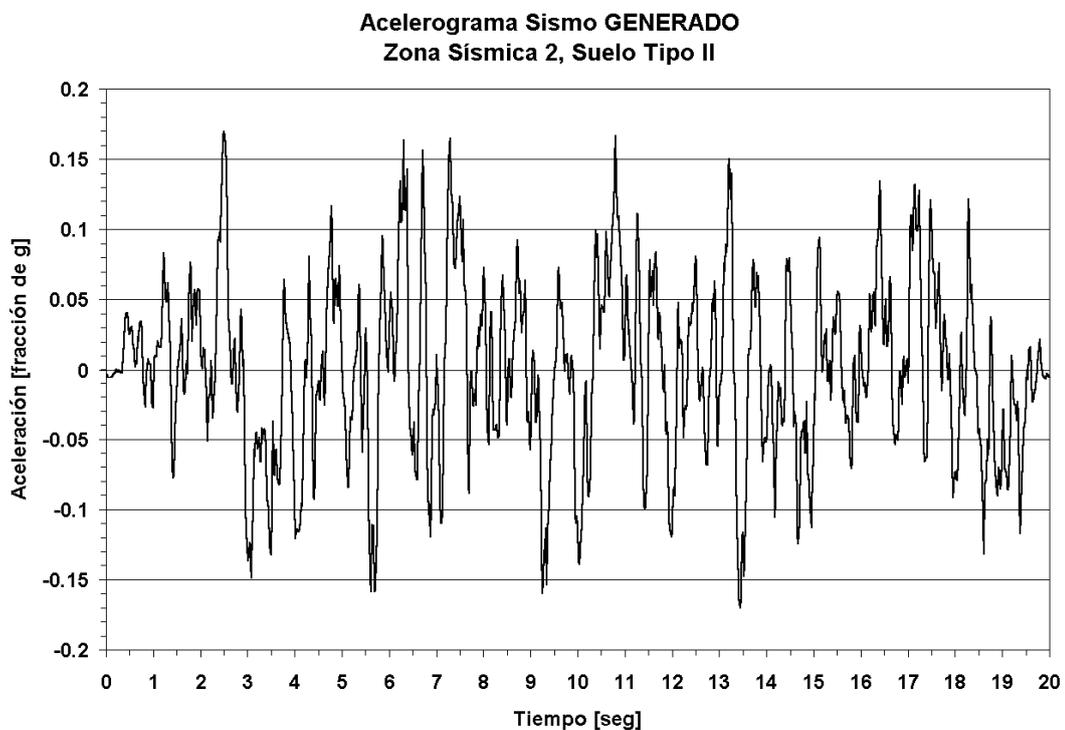


FIGURA VII-4: Acelerograma Generado a Partir de Espectros del INPRES-CIRSOC 103

El sismo generado que se muestra en la figura anterior, es el mismo sismo utilizado para construir el espectro de desplazamientos que se usó como excitación en el Capítulo VI al aplicar el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos al ejemplo de diseño.

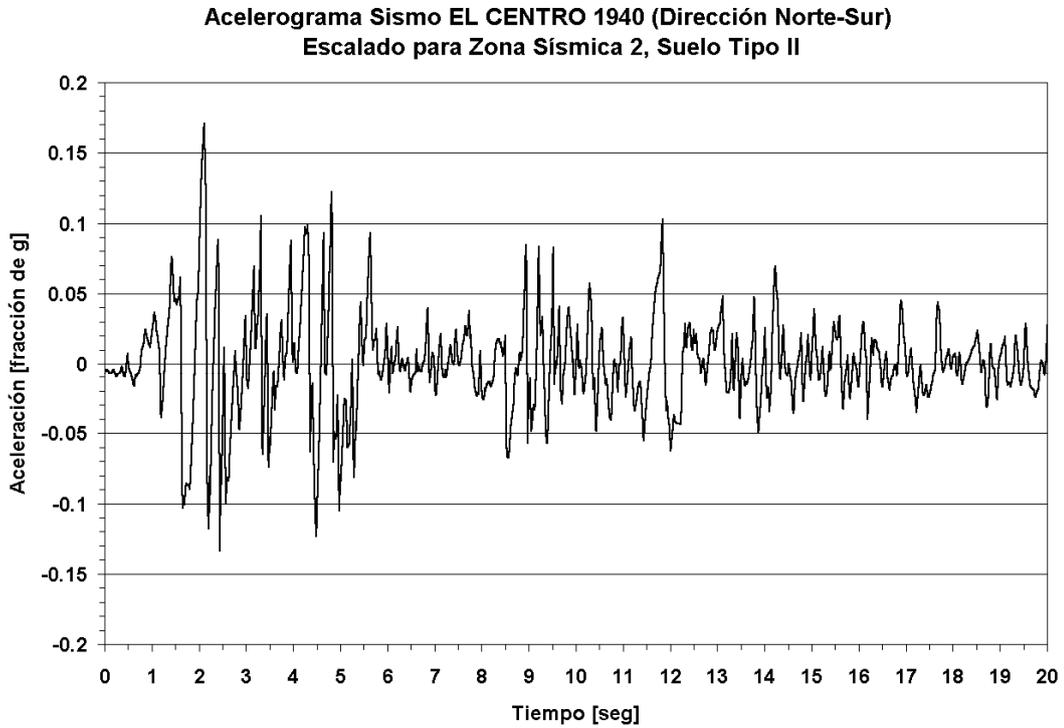


FIGURA VII-5: Acelerograma del Terremoto “El Centro (1940)”.

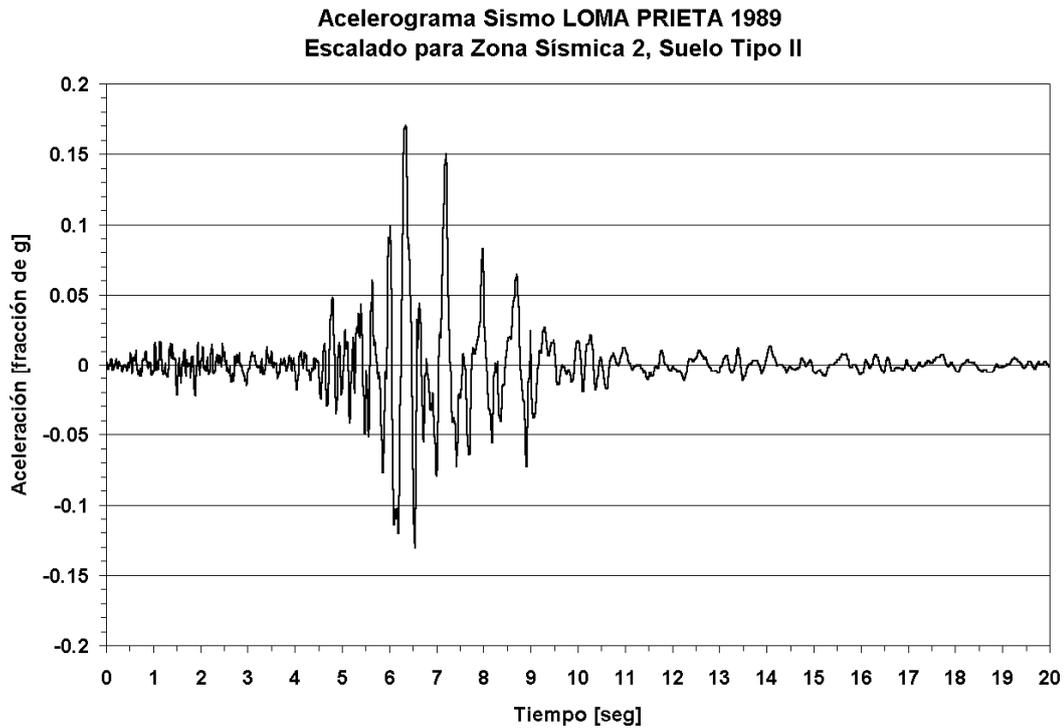


FIGURA VII-6: Acelerograma del Terremoto “Loma Prieta (1989)”.

VII-4 RESULTADOS OBTENIDOS

VII-4.1 COLUMNA CENTRAL

Los desplazamientos en la cabeza de la columna central como respuesta al sismo generado se muestran en la FIGURA VII-7, en la misma figura se indican con líneas de trazo los máximos desplazamientos permitidos según lo calculado con el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos (DBD). Las FIGURAS VII-8 y VII-9, representan el desplazamiento en la cabeza de la columna central para el caso del sismo de El Centro 1940 y Loma Prieta 1989, respectivamente.

La TABLA VII-1 compara los valores máximos de desplazamientos en cabeza y de curvaturas en la zona de articulación plástica de la columna central para los distintos sismos y el previsto según DBD.

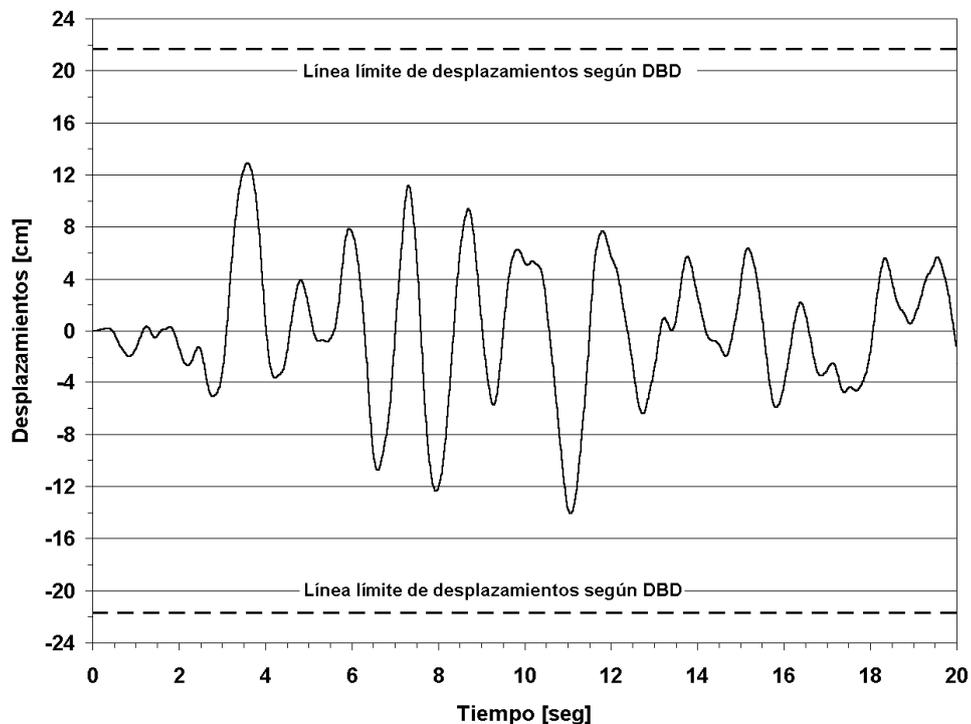


FIGURA VII-7: Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo Generado a partir de Espectro del INPRES-CIRSOC 103, para Zona 2, Suelo Tipo II.

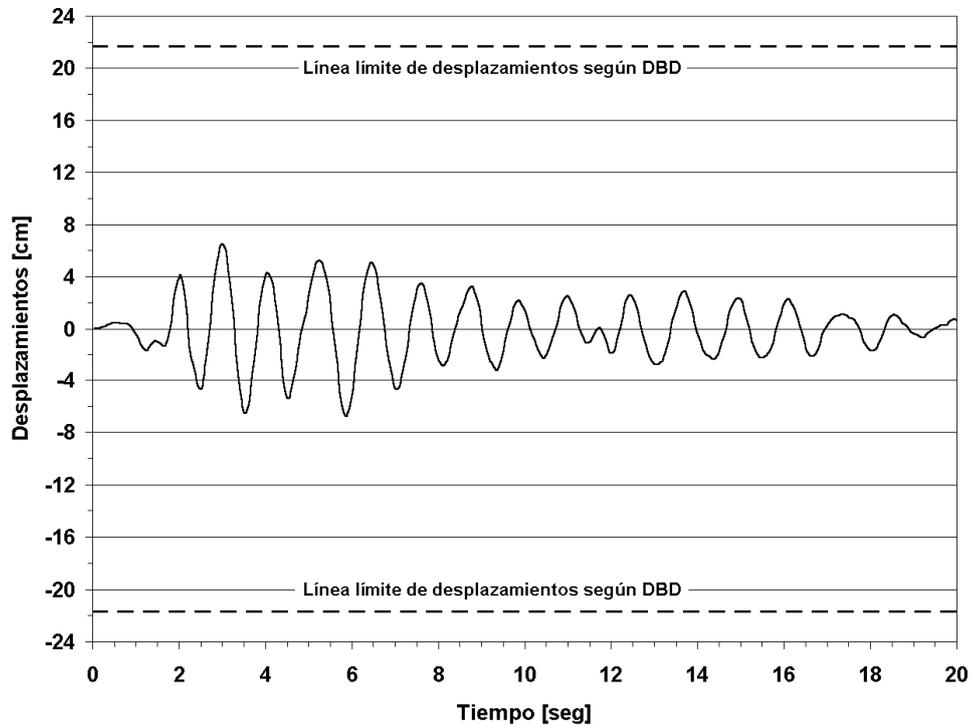


FIGURA VII-8: Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo de El Centro 1940 dirección Norte – Sur (Escala para Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II).

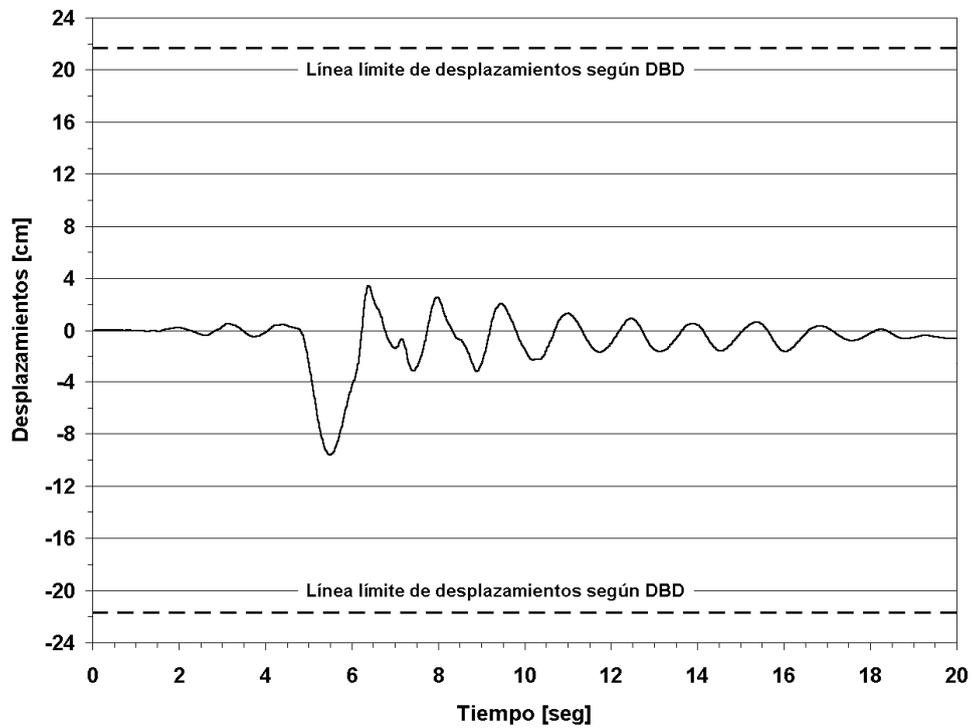


FIGURA VII-9: Desplazamientos en Cabeza de Columna Central para Sismo de Loma Prieta 1989 (Escala para Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II).

TABLA VII-1
Desplazamiento Máximo y Curvatura en Columna Central

Sismo	DBD	Generado	El Centro 1940 (Escala)	Loma Prieta 1989 (Escala)
Δ_{\max} [cm] [*]	21,7	14,1	6,46	9,63
ϕ_{\max} [1/m] ^{**}	0,00290	0,00278	0,00101	0,00197
ϕ_y [1/m] ^{***}	0,00327	0,00327	0,00327	0,00327

* Desplazamiento máximo en cabeza de columna.

** Curvatura máxima en columna.

*** Curvatura de fluencia

VII-4.2 COLUMNAS LATERALES

Los desplazamientos en la cabeza de las columnas laterales como respuesta al sismo generado se muestran en la FIGURA VII-10, en la misma figura se indican con líneas de trazo los máximos desplazamientos permitidos según lo calculado con el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos (DBD). Las FIGURAS VII-11 y VII-12, representan el desplazamiento en la cabeza de dichas columnas para el caso del sismo de El Centro 1940 y Loma Prieta 1989, respectivamente.

La TABLA VII-2 compara los valores máximos de desplazamientos en cabeza y de curvaturas en la zona de articulación plástica de las columnas laterales para los distintos sismos y el previsto según DBD.

TABLA VII-2
Desplazamiento Máximo y Curvatura en Columnas Laterales

Sismo	DBD	Generado	El Centro 1940 (Escala)	Loma Prieta 1989 (Escala)
Δ_{\max} [cm] [*]	15,0	9,72	3,96	6,55
ϕ_{\max} [1/m] ^{**}	0,0178	0,0068	0,00205	0,00429
ϕ_y [1/m] ^{***}	0,00327	0,00327	0,00327	0,00327

* Desplazamiento máximo en cabeza de columna.

** Curvatura máxima en columna.

*** Curvatura de fluencia

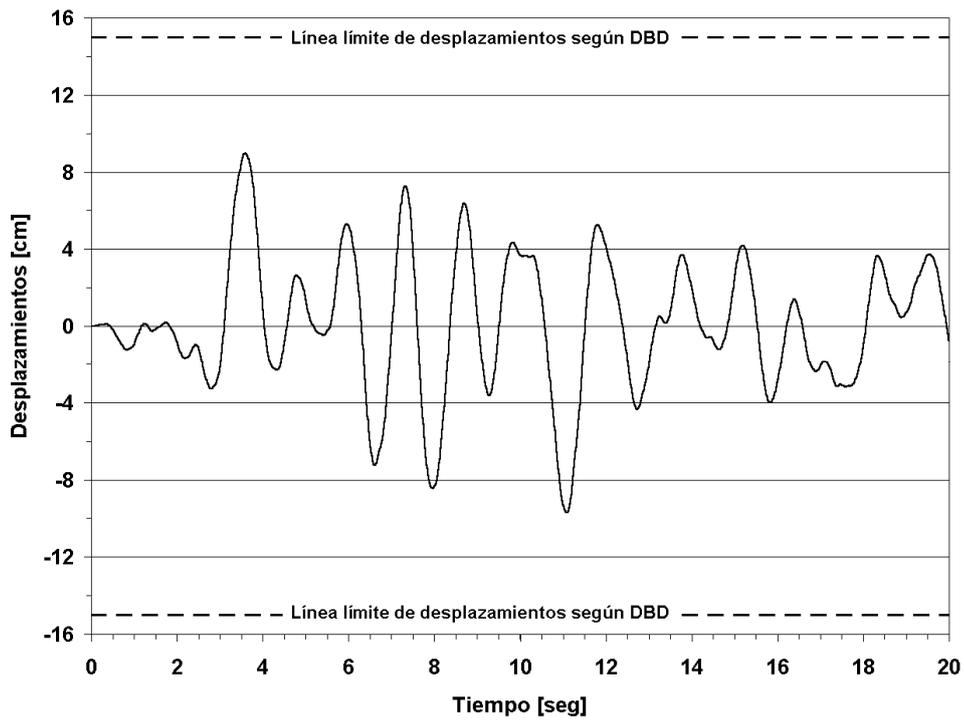


FIGURA VII-10: Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo Generado a partir de Espectro del INPRES-CIRSOC 103, para Zona 2, Suelo Tipo II.

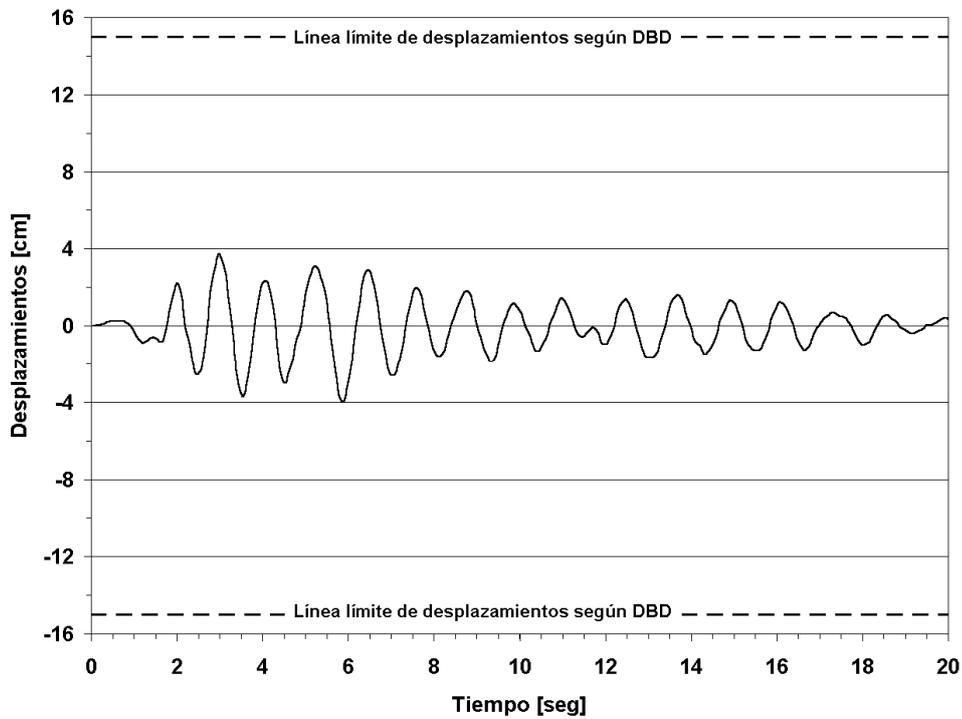


FIGURA VII-11: Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo de El Centro 1940 dirección Norte – Sur (Escalado para Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II).

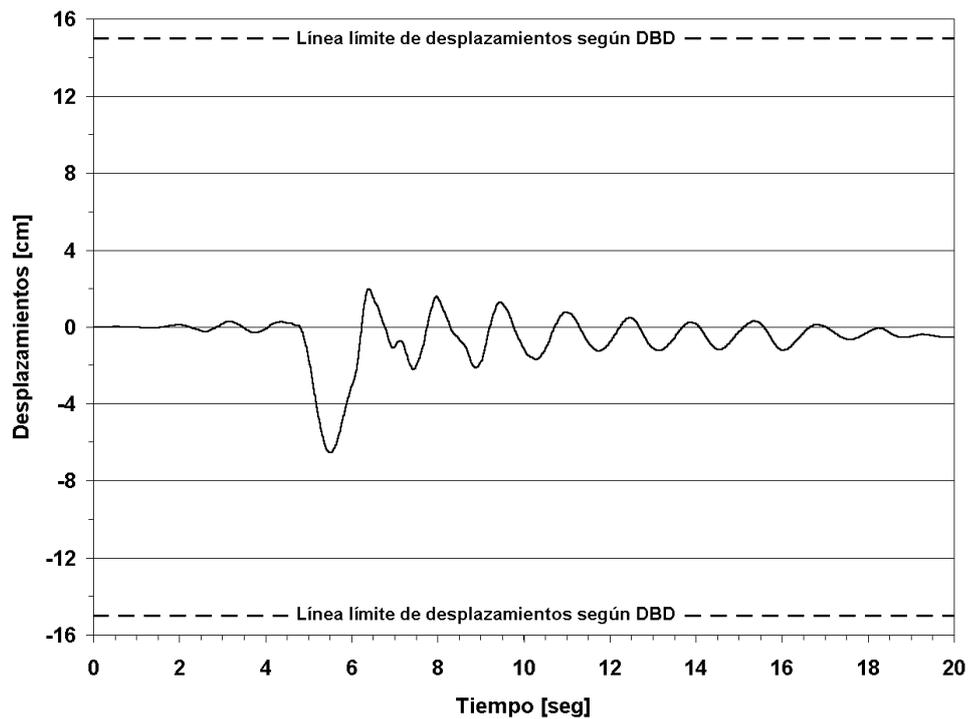


FIGURA VII-12: Desplazamientos en Cabeza de Columnas Laterales para Sismo de Loma Prieta 1989 (Escalado para Zona Sísmica 2 – Suelo Tipo II).

VII-5 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en el análisis dinámico no lineal, se extraen las siguientes conclusiones:

- 1) En todos los casos incluso en el análisis realizado utilizando como excitación el sismo generado a partir del cual se obtuvo el espectro de desplazamiento usado para la aplicación del Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, se observa que los desplazamientos en la cabeza de las columnas no superan al desplazamiento máximo obtenido del DBD.
- 2) En todos los casos la columna central permanece dentro del rango elástico.
- 3) Para los sismos de Loma Prieta y el Generado, las columnas laterales forman la articulación plástica, ya que superan la curvatura de fluencia, no así para el sismo de El Centro, donde las columnas laterales permanecen dentro del rango elástico.

CAPITULO VIII

VIII APLICACION DE METODOS CODIFICADOS

VIII-1 INTRODUCCION

La mayoría de los códigos permiten la aplicación de métodos estáticos basados en las fuerzas, con el fin de simplificar el cálculo sismorresistente de estructuras, pero limitan su utilización según sea la complejidad de las mismas. Debido a ello en el presente capítulo se dimensionarán las pilas de la estructura de puente analizada en los capítulos anteriores, utilizando el método que corresponde según el código.

Si bien para estructuras de puentes en la República Argentina, como se indicó en el Capítulo II, rigen aún las Normas NAA-80^[II-8], dichas normas están bastante desactualizadas, por lo que en el presente capítulo se utilizarán para el dimensionado del puente, las prescripciones del Código INPRES-CIRSOC 103.^{[IV-13],[IV-14]}

Estando estos métodos perfectamente explicados en el código de referencia, solo se realiza el cálculo sin entrar en detalles sobre la aplicación de los mismos.

VIII-2 CONSIDERACIONES GENERALES

Ubicación: Se Considera la estructura emplazada en Zona Sísmica 2 y sobre Suelo Tipo II.

Grupo: Se considera la estructura como perteneciente al grupo A_o, y para este grupo el código no permite la aplicación del método estático, pero teniendo en cuenta que de utilizarse el análisis modal espectral, no podrán tomarse valores de corte en la base menores al 75% de los obtenidos mediante el método estático, es menester aplicar este método para disponer del corte basal y realizar el control.

VIII-3 APLICACION DEL METODO ESTATICO

VIII-3.1 CARACTERISTICAS DEL PUENTE

Carga gravitatoria total sobre nivel de base: $W = 33.142,8 \text{ kN}$.

Período del primer modo transversal: $T = 1,09 \text{ seg}$.

Factor de riesgo: $\gamma_d = 1,4$

Factor de reducción: $R = 3$

VIII-3.2 COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO

$$C = \frac{S_a \gamma_d}{R} = 0,177 \quad (\text{VIII-1})$$

donde:

$S_a = 0,38$: pseudoaceleración elástica horizontal, obtenida con el período T del espectro codificado.

VIII-3.3 ESFUERZO DE CORTE EN LA BASE

$$V_o = C \cdot W = 5.866,3 \text{ kN}. \quad (\text{VIII-2})$$

VIII-4 ANALISIS MODAL ESPECTRAL

VIII-4.1 MODELO VIBRATORIO DE ANALISIS

Se consideran tres grados de libertad dinámicos en correspondencia con la cabeza de cada columna. Al ser el análisis en la dirección transversal, se consideran los estribos como apoyos fijos y las bases de columnas como empotramientos perfectos.

La estructuras se considera elástica y se esquematiza según se indica en la FIGURA VIII-1.

Las características geométricas y de los materiales son idénticas a las del puente analizado en el Capítulo VI.

VIII-4.2 DISCRETIZACION DE MASAS

La masa de la estructura se discretizó en correspondencia con cada uno de los grados de libertad. Los valores de masa con su equivalente en peso se dan a continuación:

$$m_1 = 1.120,8 \text{ T} \quad \Rightarrow \quad W_1 = 10.995,6 \text{ kN}$$

$$m_2 = 1.136,8 \text{ T} \quad \Rightarrow \quad W_2 = 11.151,6 \text{ kN}$$

$$m_3 = 1.120,8 \text{ T} \quad \Rightarrow \quad W_3 = 10.995,6 \text{ kN}$$

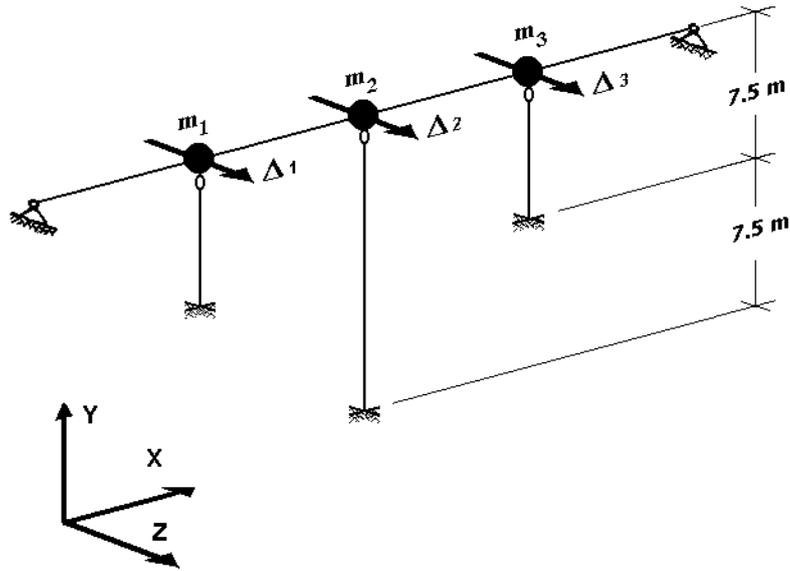


FIGURA VIII-1: Esquema Estructural Utilizado para Análisis Modal Espectral

VIII-4.3 CARACTERISTICAS MODALES

La TABLA VIII-1 muestra los valores de los períodos modales, las componentes de las formas modales correspondientes, y los valores de las pseudoaceleraciones obtenidas para cada modo.

TABLA VIII-1
Características Modales

Modo	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	T_m [seg]	S_{am}
1	-0,659	-1	-0,659	1,09	0,38
2	-1	0	1	0,48	0,51
3	0,770	-1	0,770	0,26	0,46

Cargas Modales Efectivas

Se calculan utilizando la ecuación (VIII-3)

$$\bar{W}_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}^2} \tag{VIII-3}$$

donde:

\bar{W}_m : Carga gravitatoria modal efectiva del modo m .

W_i : Carga gravitatoria concentrada en el grado de libertad i .

ϕ_{im} : desplazamiento en el grado de libertad i correspondiente a la forma modal asociada al modo emésimo.

Los valores calculados para la carga gravitatoria modal efectiva de los tres modos considerados serán:

$$\bar{W}_1 = 31.761,0 \text{ kN.}$$

$$\bar{W}_2 = 0 \text{ kN.}$$

$$\bar{W}_3 = 1.383,1 \text{ kN.}$$

VIII-4.4 CALCULO DE ESFUERZOS

Esfuerzo de Corte Correspondiente al Modo Emésimo

Se calcula con la ecuación (VIII-4)

$$V_m = \frac{\gamma_d \cdot S_{am} \cdot \bar{W}_m}{R} \quad (\text{VIII-4})$$

Considerando un factor de reducción $R = 3$ se obtienen los siguientes valores de cortes modales:

$$V_1 = 5.632,2 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0 \text{ kN}$$

$$V_3 = 296,9 \text{ kN}$$

Esfuerzo de Corte Total

Se calcula mediante superposición con la ecuación (VIII-5)

$$V_t = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2} \quad (\text{VIII-5})$$

$$V_t = 5.640,0 \text{ kN}$$

Se observa que el valor del corte total obtenido mediante el análisis modal espectral es mayor que el 75% del obtenido mediante el método estático, lo que indica que los esfuerzos que se calculen a continuación no deberán ser multiplicados por ningún factor de corrección.

Fuerzas en Correspondencia con Cada Grado de Libertad

Las fuerzas a colocar en cada nodo asociadas al modo emésimo se calculan mediante la ecuación (VIII-6)

$$F_{km} = \frac{W_k \cdot \phi_{km}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \phi_{im}} V_m \tag{VIII-6}$$

donde:

F_{km} : fuerza sísmica en correspondencia con el grado de libertad k asociada al modo m .

W_k : carga gravitatoria supuesta concentrada en el nodo k

ϕ_{km} : desplazamiento en el grado de libertad k asociado al modo m .

La TABLA VIII-2 muestra los valores de fuerzas obtenidos para cada modo y el valor total a aplicar en cada nodo luego de la superposición.

TABLA VIII-2

Fuerzas a Aplicar Sobre Nudos para Obtener los Esfuerzos

Modo	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_3 [kN]
1	1.591,6	2.448,9	1.591,6
2	0,0	0,0	0,0
3	89,5	117,9	89,5
Superposición	1.594,2	2.451,7	1.594,2

Con las fuerzas consignadas en la TABLA VIII-2 se carga la estructura y se obtienen los esfuerzos últimos que se indican en la TABLA VIII-3.

TABLA VIII-3

Esfuerzos Ultimos

Esfuerzos	Columna 1	Columna 2	Columna 3
Momento Flector [kNm]	16.567,2	6.378,7	16.567,2
Corte [kN]	2.208,9	425,2	2.208,9
Normal máximo [kN]	13.101,9	13,244,7	13.101,9
Normal mínimo [kN]	8.918,1	9015,3	8.918,1

VIII-4.5 ARMADURA EN COLUMNAS

Con los esfuerzos calculados en el apartado anterior se dimensiona la armadura longitudinal de las columnas utilizando los diagramas de interacción dados en el cuaderno 220^[VIII-1] obteniéndose las siguientes secciones:

Armadura en Columnas laterales:

Armadura longitudinal: 128 barras $\phi = 32$ mm.

Armadura en Columna Central:

Armadura longitudinal: 55 barras $\phi = 32$ mm.

VIII-5 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos, mediante el análisis Modal Espectral se puede concluir que las secciones de armadura obtenidas son notablemente mayores a las obtenidas al diseñar utilizando el método de Diseño Basado en los Desplazamientos. En las columnas laterales se obtiene una sección de armadura longitudinal 2,4 veces mayor, y en la columna central esta relación es de 1,25 veces. Esto se debe entre otras razones a que por una parte en el DBD se tiene en cuenta el comportamiento no lineal directamente, y no mediante un factor de reducción; por otro lado los diagramas de dimensionado utilizados al aplicar el DBD tienen en cuenta el confinamiento de las columnas, aspecto no contenido en los diagramas de interacción del Cuaderno 220; y finalmente puede decirse que en el DBD se adopta un criterio de desplazamiento o deformación para controlar el estado límite, que evidentemente no se alcanzará ni remotamente con el dimensionado obtenido al aplicar el método codificado.

Debe entenderse que si bien mediante el análisis Modal Espectral se obtiene para este ejemplo una estructura con columnas que contienen mayores niveles de resistencia, también se tendrán mayores niveles de aceleración. Además no se han controlado los desplazamientos, distorsiones o deformaciones, por lo que se obtiene una estructura que deformará mucho menos de lo deseado, pero a costa de una cantidad mayor de armadura lo que va en detrimento de la economía.

CAPITULO IX

IX CONCLUSIONES E INVESTIGACION NECESARIA

IX-1 CONCLUSIONES

Para la formulación de las conclusiones de esta tesis se consideran dos secciones bien diferenciadas. Por una parte se enuncian conclusiones en lo que respecta a codificación, y por otra con respecto al Método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

IX-1.1 CONCLUSIONES SOBRE CODIFICACION

En la Sección II-6 del Capítulo II se enunciaron conclusiones específicas al análisis y comparación de los códigos de diseño sísmico de puentes de distintos países, sin embargo en el presente apartado se extraen algunas conclusiones generales sobre el tema.

De la evaluación de los códigos estudiados, del análisis de distintos documentos y recomendaciones hechas por especialistas en la materia^{[I-1], [I-11], [II-1], [III-3]}, se concluye:

- 1) Actualmente la Codificación Sismorresistentes se encuentra en un período de transición. Por una parte la ineficacia de las prescripciones codificadas para tener en cuenta el efecto de los sismos impulsivos ha llevado, en muchos casos, a los entes codificadores a impulsar investigaciones sobre este tema, y por otro lado, las nuevas tendencias sobre criterios de diseño basados en el desempeño no han sido aún incluidas en los códigos de diseño.
- 2) El código vigente en la República Argentina para diseño sismorresistente de puentes (NAA-80) a quedado completamente desactualizado, y no alcanza la utilización en ciertos aspectos del INPRES-CIRSOC 103 para paliar el vacío normativo existente, de donde surge la necesidad de confeccionar un nuevo código que regule el diseño sísmico de puentes con la inclusión de los resultados de las últimas investigaciones sobre el tema.

IX-1.1.1 RECOMENDACIONES PARA LA FUTURA CODIFICACION

Importancia del Puente: Es recomendable que en un código futuro, se fije claramente la forma de asignar la importancia de las estructuras de puentes, mediante parámetros de fácil evaluación, y que representen realmente la trascendencia que adquiere para la sociedad, su posible daño. Entre los aspectos a tener en cuenta para fijar la importancia, pueden incluirse el número de vehículos diarios, la existencia o no de una vía alternativa, la importancia de la ruta donde presta servicio, etc.

Estados Límites: Se recomienda la inclusión de por lo menos dos estados límites, un estado límite de servicio y un estado límite de control de daño. En lo posible deben elegirse indicadores simples para diferenciar y controlar dichos estados límites, tales como desplazamientos máximos, distorsiones en pilas, deformaciones, etc. Los límites impuestos para controlar los estados, pueden variar según la importancia del puente y según la sismicidad de las zonas analizadas. Para estructura de mayor importancia se podrá ser más estricto en los límites especificados y para zonas de mayor sismicidad se podrá aceptar alguna reparación luego de un sismo de cierta probabilidad de ocurrencia, no así en zonas de baja sismicidad.

Métodos de Análisis: Siendo el método de las fuerzas estáticas equivalentes un método práctico de fuerte arraigo debido a su simplicidad, pero no recomendado para estructuras poco regulares, debe limitarse expresamente su uso, especificando los casos en que no debe ser aplicado.

Se recomienda incluir el método de diseño basado en los desplazamientos, como método alternativo de diseño, que permite tener en cuenta la no linealidad y el control de daño simultáneamente.

Para estructuras importantes debería incluirse una verificación mediante análisis dinámico no lineal en el tiempo.

Especificación de la Excitación: Debido a las recomendaciones sobre los métodos a aplicar, será necesario que el código provea para cada Zona Sísmica considerada, no solo los espectros de pseudoaceleraciones, sino también los espectros de desplazamientos y los acelerogramas a utilizar en el análisis dinámico en el tiempo.

IX-1.2 CONCLUSIONES ACERCA DEL METODO DBD

De los estudios realizados y los resultados obtenidos aplicando el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, verificados luego mediante análisis dinámico no lineal en el tiempo, se extraen las siguientes conclusiones:

- 1) El Método de Diseño Basado en los Desplazamientos permite controlar los desplazamientos, la distorsión, y las deformaciones en el acero y el hormigón según sea necesario. Como consecuencia de esto permite controlar el daño en las estructuras analizadas, frente a eventos sísmicos de características preestablecidas.
- 2) Para los requerimientos de la Ingeniería Basada en el Desempeño, el Método DBD, se muestra como el más adecuado, ya que frente a una excitación prevista se puede establecer el comportamiento esperado como condicionante del diseño.
- 3) El Método de Diseño Basado en los Desplazamientos permite tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura desde el mismo proceso de diseño, evitando la utilización de factores de reducción que generalmente no reflejan, en lo que respecta a desplazamientos, deformaciones y distorsiones, el comportamiento real de la estructura.
- 4) Comparando los resultados obtenidos mediante la aplicación del método modal espectral y del método de las fuerzas estáticas equivalentes; parecería que el DBD brinda una herramienta más económica de diseño, debido a que frente a variaciones importantes de rigideces, asigna a cada elemento la sección estrictamente necesaria para alcanzar el estado límite propuesto, produciendo un ahorro importante en la cantidad de armadura sin detrimento de la seguridad.

IX-2 INVESTIGACION NECESARIA

En el área del análisis sísmico de puentes en general y de puentes de hormigón en particular, existen aún muchos aspectos por resolver que necesitan de una investigación exhaustiva.

Sobrecargas para Futura Codificación

En lo que respecta a una futura codificación sobre análisis sismorresistente de puentes en la República Argentina, es necesario definir la sobrecarga a ser aplicada y sus factores de participación. Estos factores deberían representar la sobrecarga existente en el momento de incidir un sismo sobre la estructura.

Apoyos y Estribos

En lo que respecta al comportamiento de los apoyos de neopreno, muy utilizados actualmente, las especificaciones de diseño están siempre referidas a cargas estáticas, sin tener en cuenta la acción dinámica. Si bien hay muchos ensayos realizados sobre dispositivos de controles en base a este tipo de material, no ocurre lo mismo con respecto a los apoyos comunes de neopreno. Con el fin de poder modelar los mismos lo más fielmente posible, son necesarios estudios experimentales que reflejen las propiedades de este tipo de apoyos bajo acciones dinámicas.

Otro aspecto necesario de investigar es el comportamiento de los estribos frente a acciones dinámicas, ya que estos se ven fuertemente influenciados por el suelo que los circunda, debido a que se encuentran en contacto con el terraplén de aproximación, y por otra parte la presencia de los muros de alas complica su tratamiento.

Desfasaje de la Onda Sísmica

Es práctica común en el análisis dinámico de estructuras sometidas a sismo, considerar que la excitación es la misma en todos los puntos de unión con el terreno. Esto es válido debido a que el tiempo que tarda la onda en llegar de un apoyo a otro es despreciable, pero al ser los puentes estructuras cuyos apoyos se encuentran bastante distanciados, el efecto del desfasaje de la onda, puede adquirir importancia. Esto hace que se plantee la necesidad de estudiar la influencia del mismo, tanto en estructuras aporricadas, donde produciría tensiones adicionales, como en estructuras con tableros simplemente apoyados donde podría producir pérdida de sustentación debido a la necesidad de incrementar el ancho de apoyo necesario.

Interacción Suelo Estructura

Un tema digno de ser estudiado es la interacción suelo estructura en las bases de las pilas y en los estribos, ya que generalmente se consideran las columnas empotradas en sus bases y los estribos se modelan como totalmente rígidos o mediante una rigidez propia en la que no se tiene en cuenta la presencia del suelo.

Amortiguamiento histerético

Es necesario investigar la influencia de la interacción suelo estructura sobre el amortiguamiento histerético a ser considerado en el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos.

Debe investigarse también como adaptar este parámetro para el caso de sismos impulsivos donde normalmente no se desarrollan grandes ductilidades durante la respuesta estructural.

ANEXO A

A ESPECTROS ELASTICOS DE DESPLAZAMIENTOS

A-1 INTRODUCCION

En este anexo se presentan los Espectros Elásticos de Desplazamientos calculados directamente a partir de los espectros elásticos de pseudoaceleraciones codificados en el INPRES-CIRSOC 103^[IV-14].

Los espectros de desplazamientos se calculan como se indicó en el Capítulo V, dentro de un rango de períodos entre 0 y 3 segundos, por lo que no es necesario materializar el plafón, que según se vio, se produce por encima de 5 segundos.

Cabe destacar, que hasta que se efectúe un estudio más profundo, basado en registros históricos para las distintas zonas sísmicas del país, estos espectros de desplazamientos podrán ser utilizados en la República Argentina, al aplicar el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos para el estado límite de control de Daño.

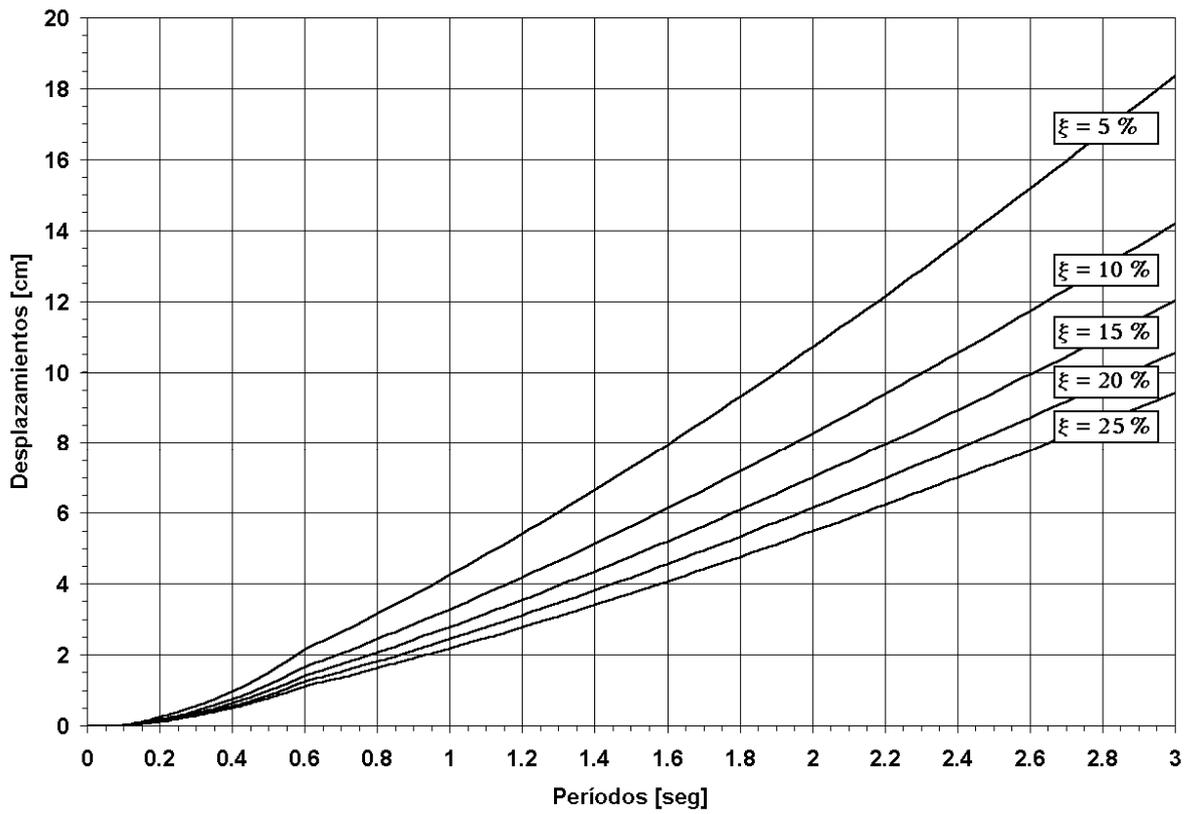


FIGURA A-1 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 1 - Suelo Tipo I)

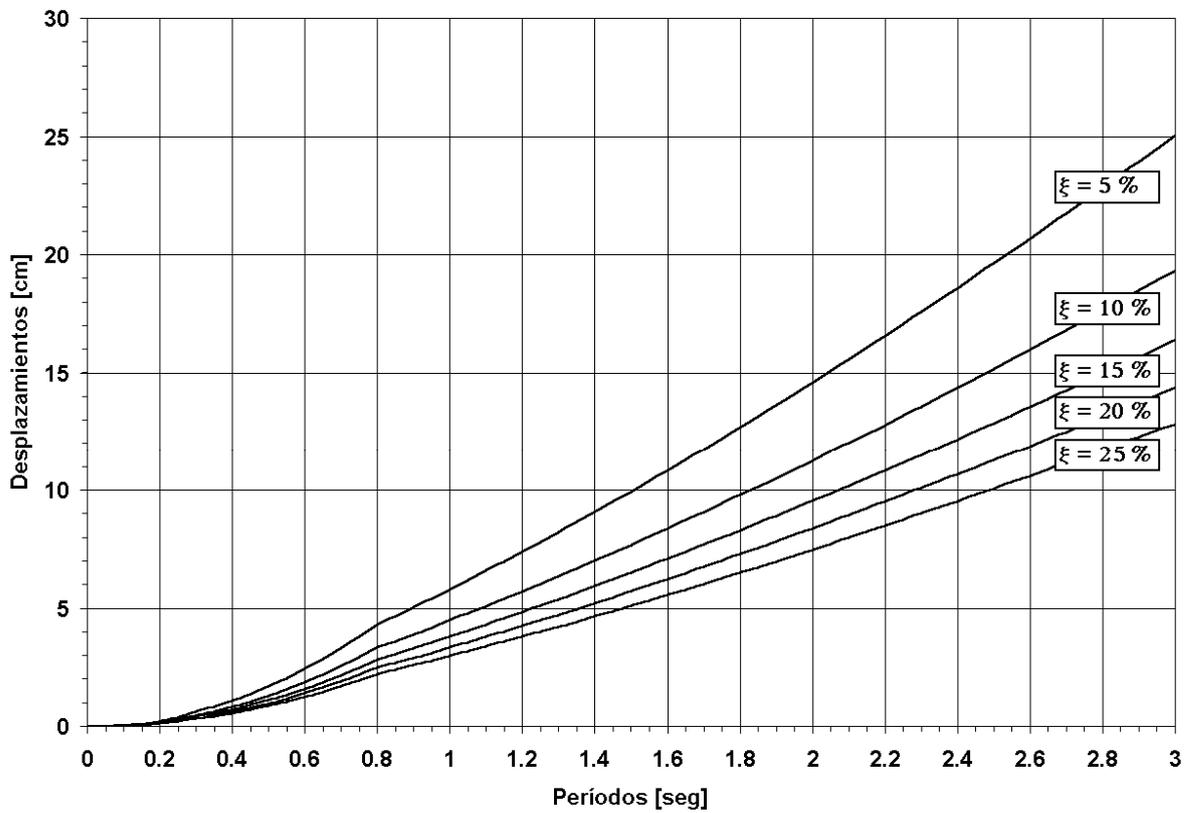


FIGURA A-2 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 1 - Suelo Tipo II)

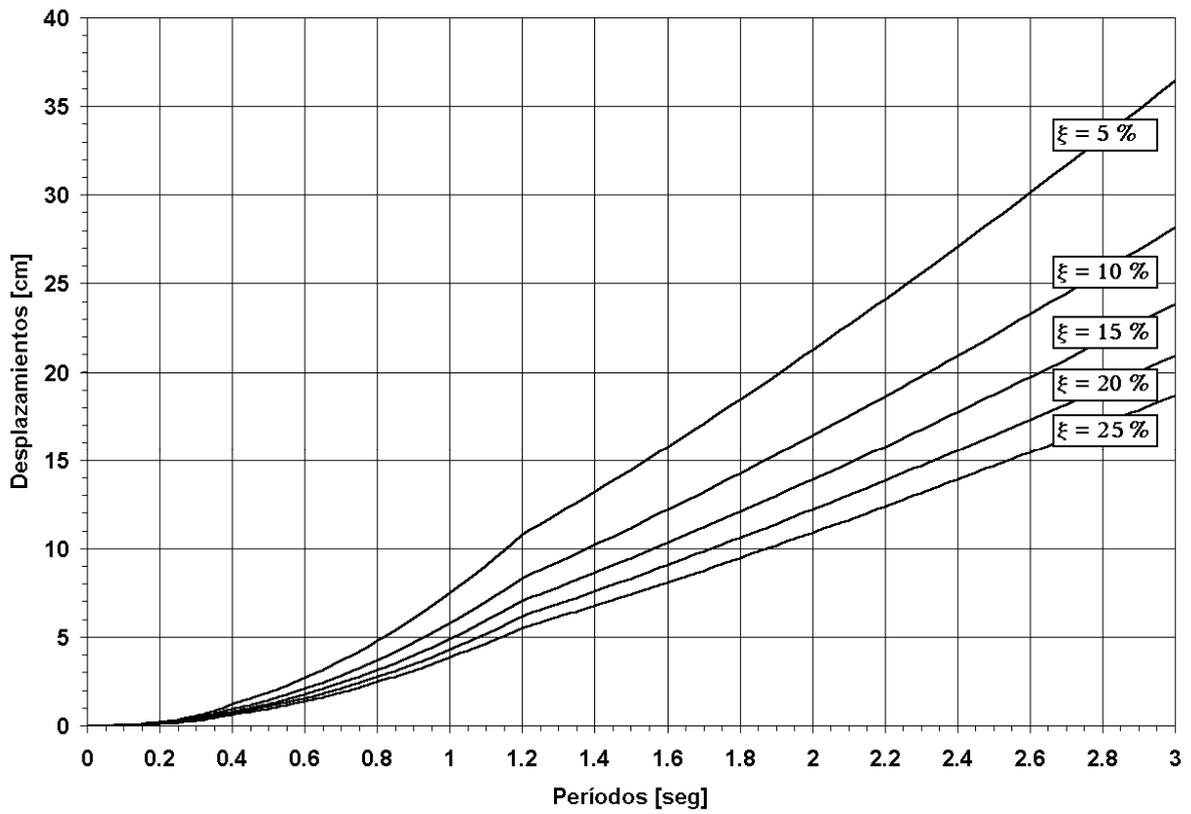


FIGURA A-3 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 1 - Suelo Tipo III)

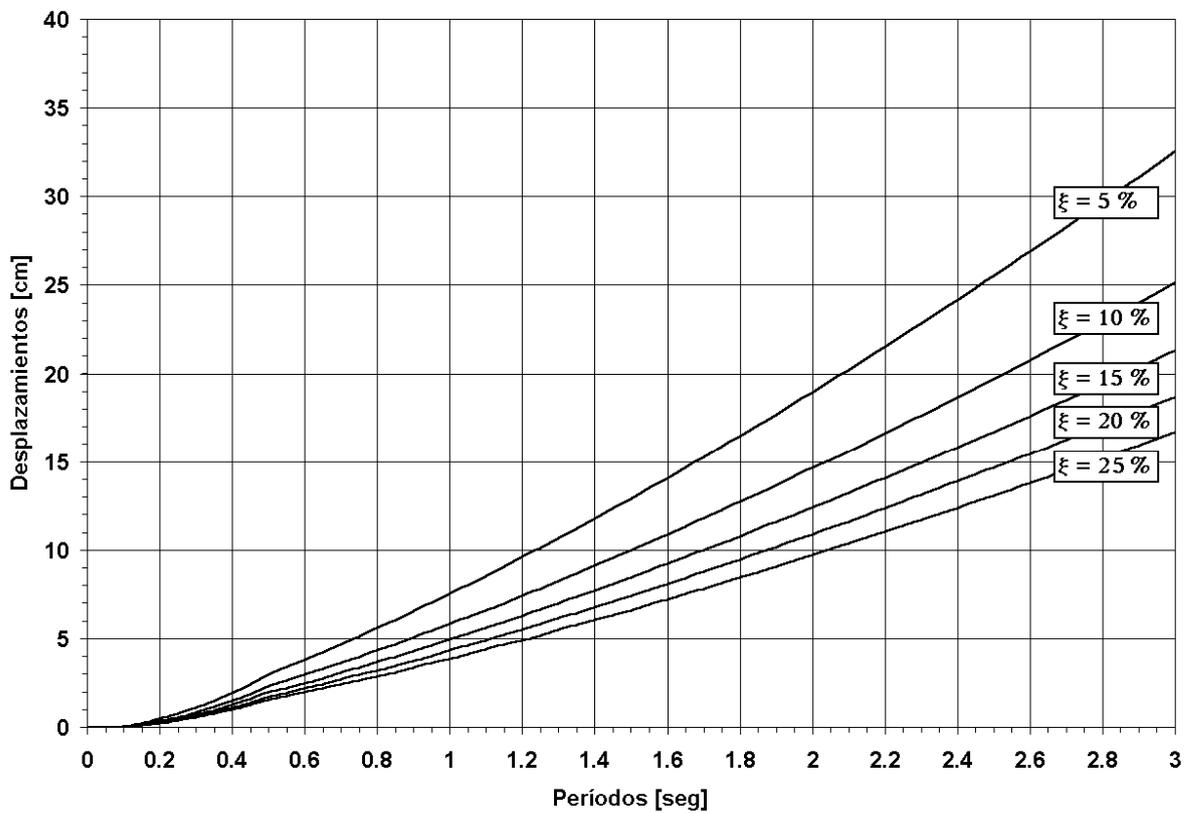


FIGURA A-4 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo I)

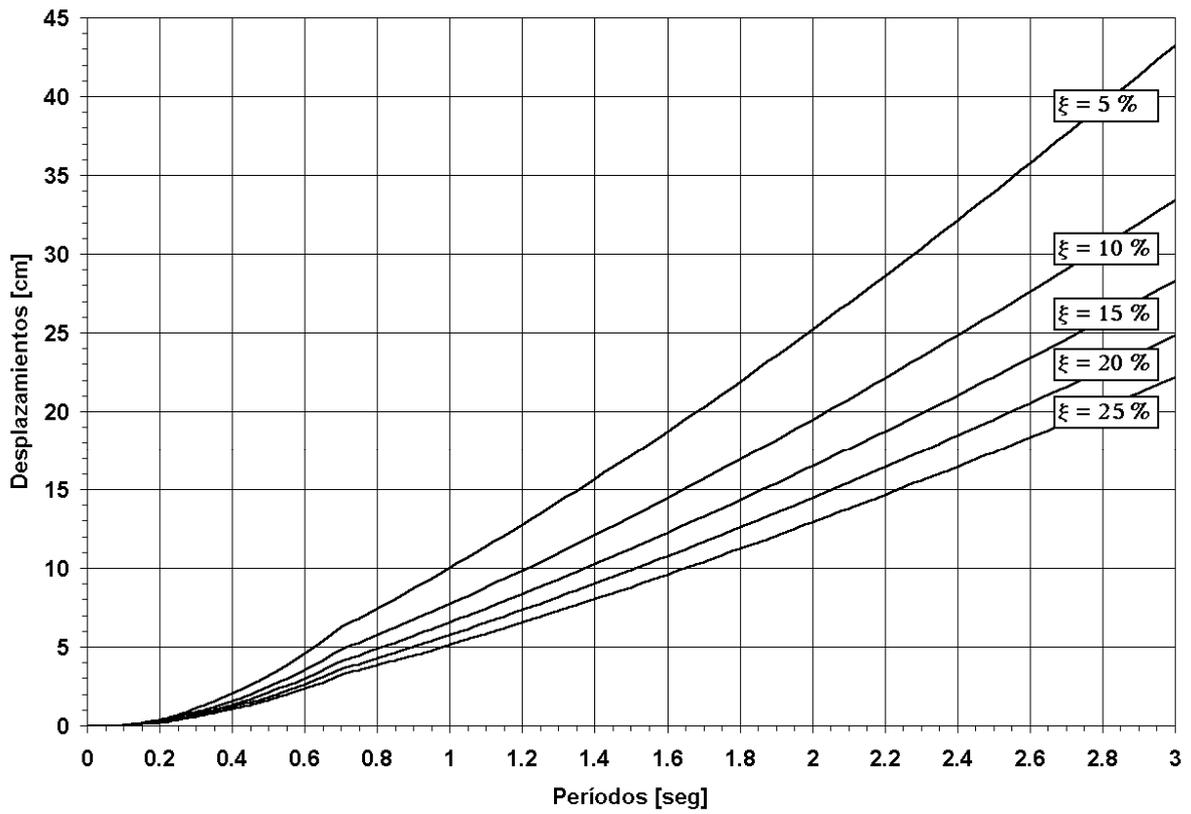


FIGURA A-5 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo II)

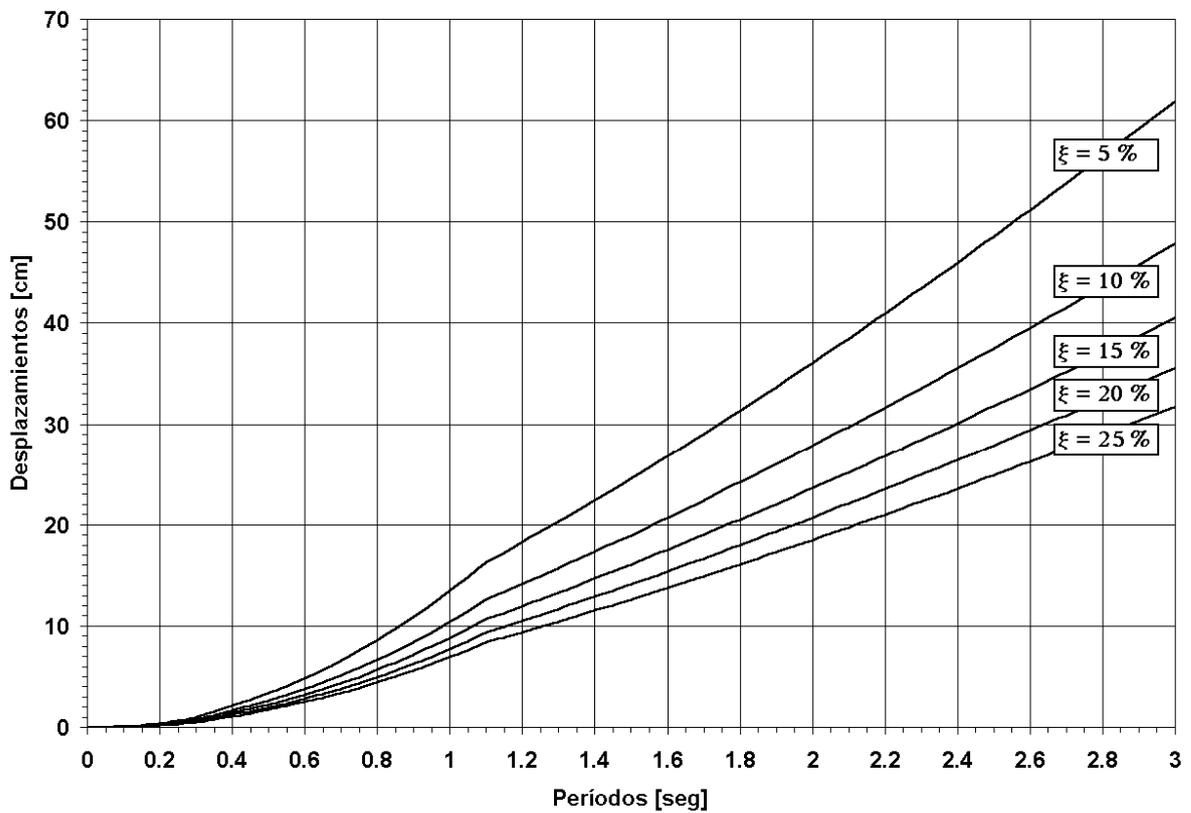


FIGURA A-6 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo III)

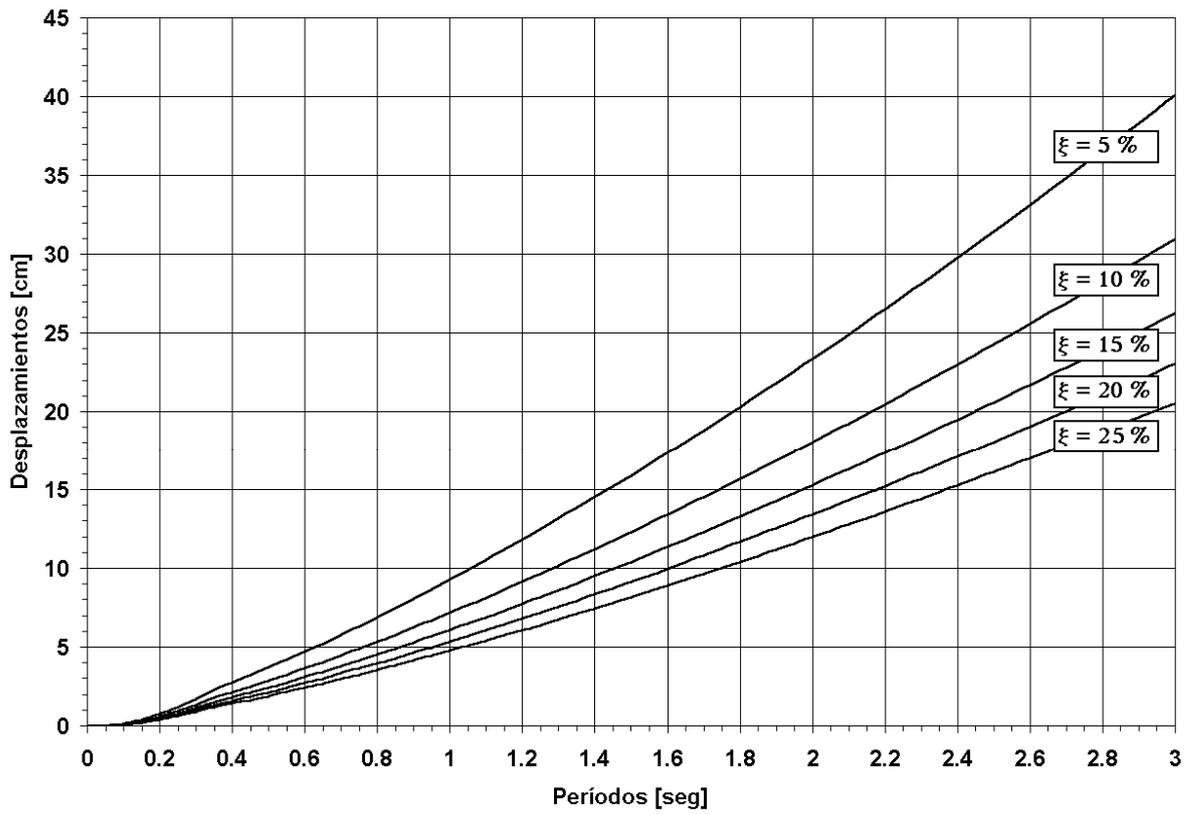


FIGURA A-7 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 3 - Suelo Tipo I)

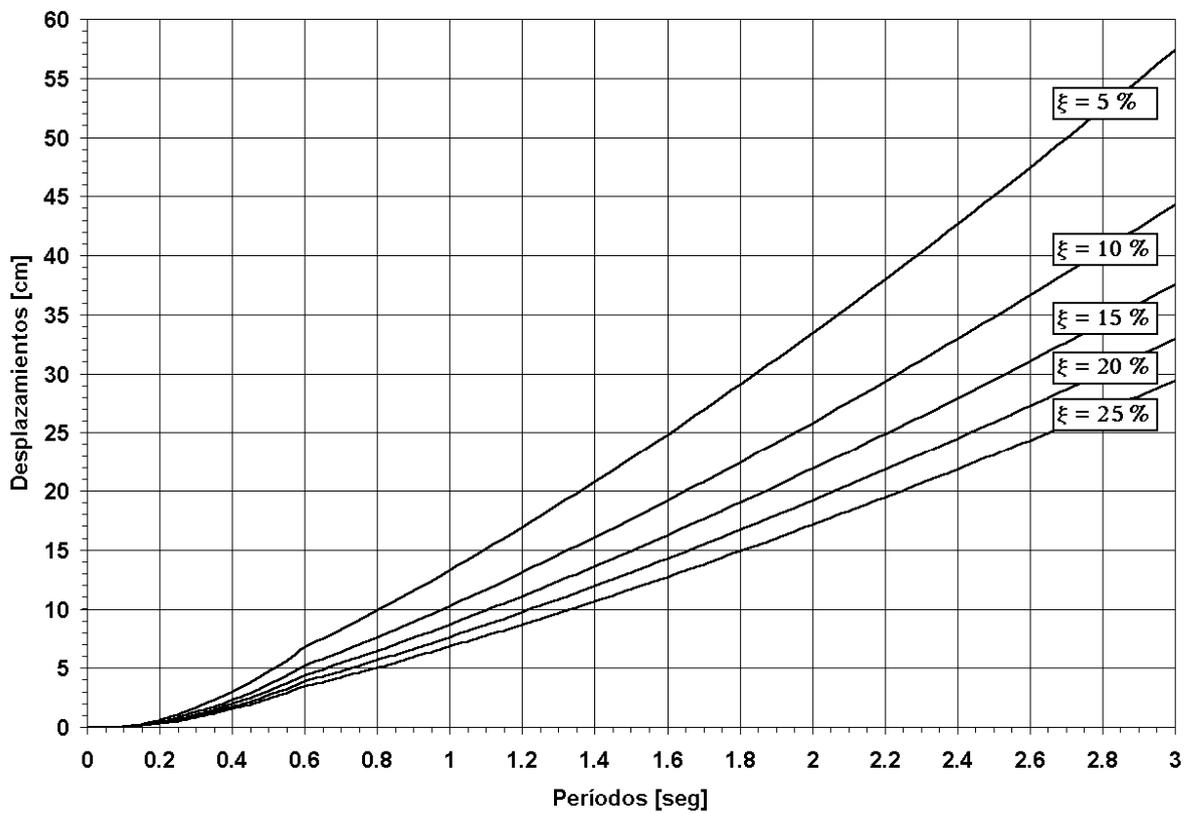


FIGURA A-8 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 3 - Suelo Tipo II)

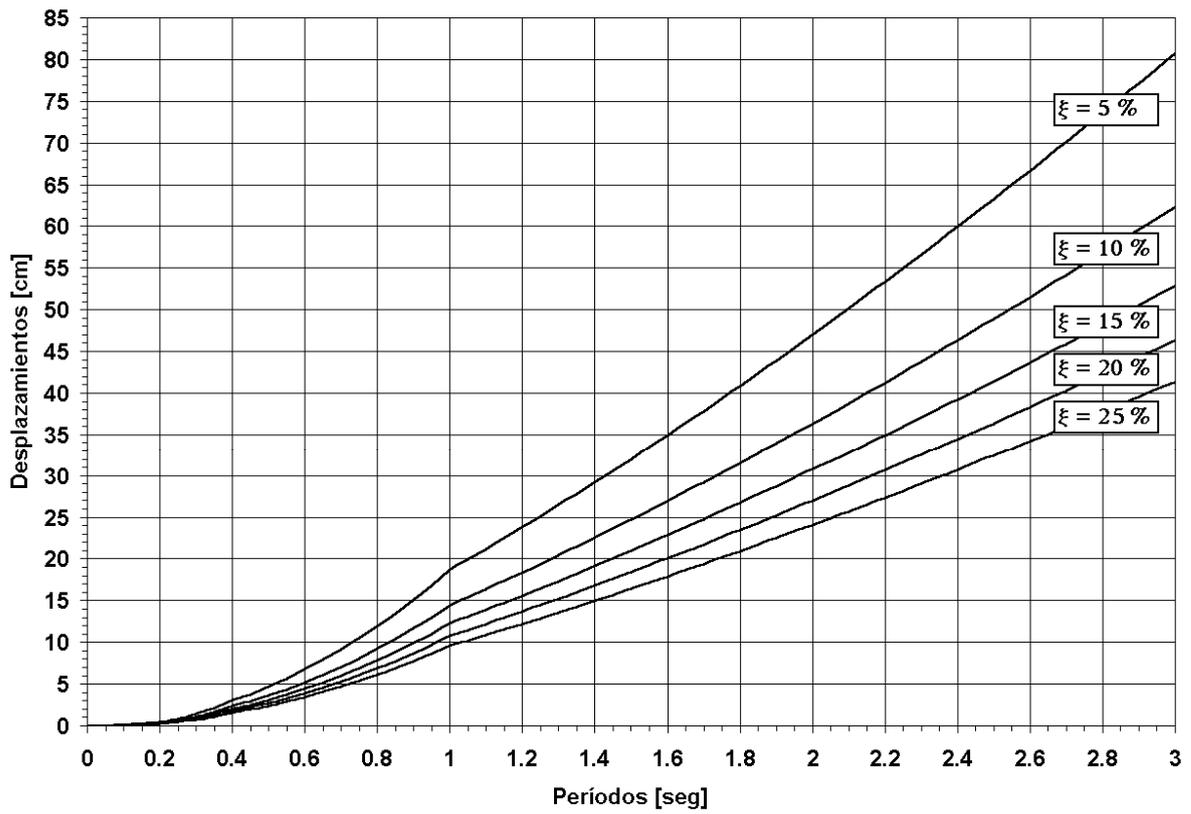


FIGURA A-9 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 3 - Suelo Tipo III)

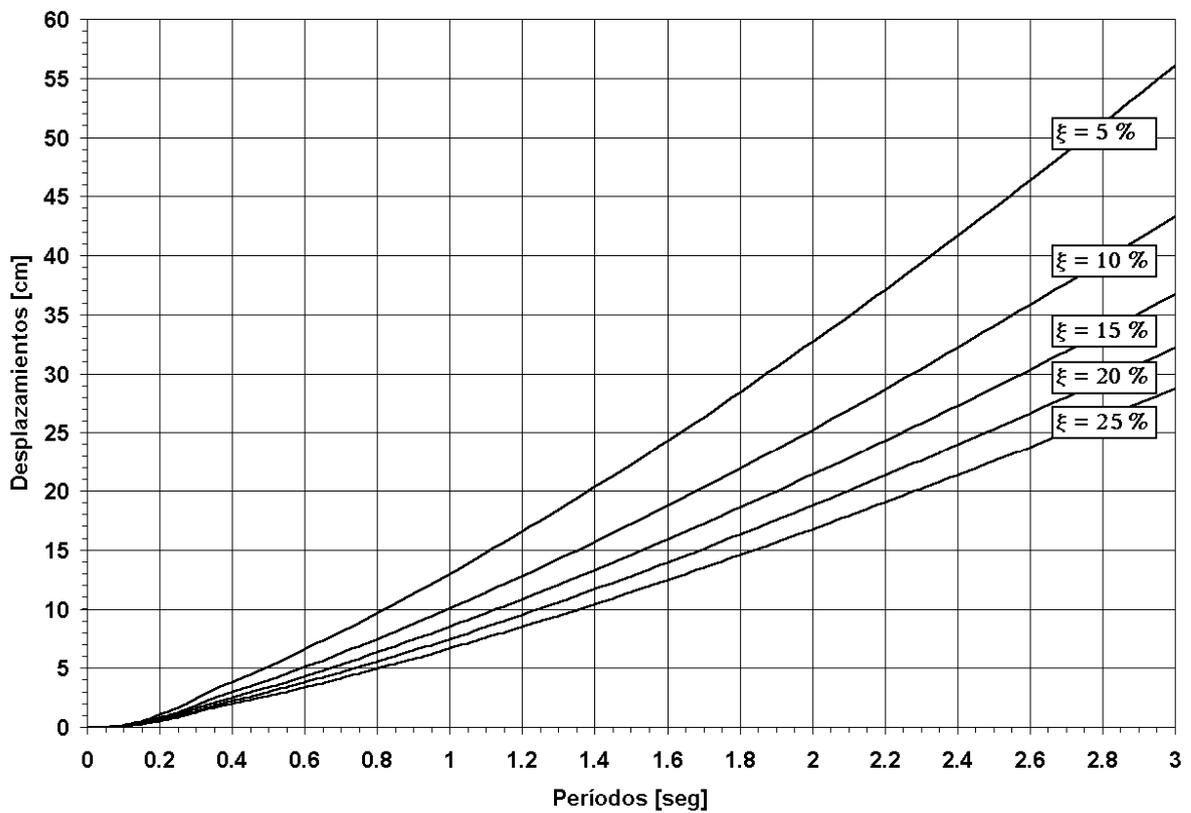


FIGURA A-10 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 4 - Suelo Tipo I)

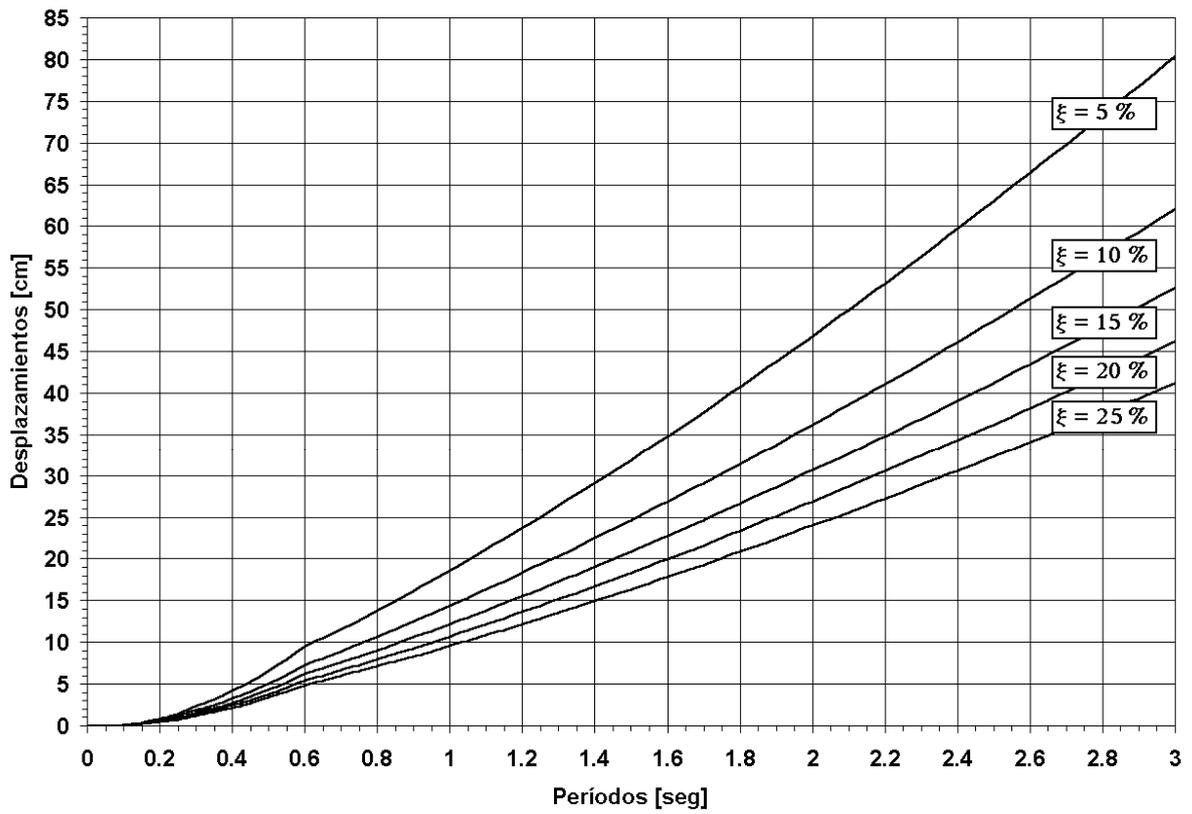


FIGURA A-11 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 4 - Suelo Tipo II)

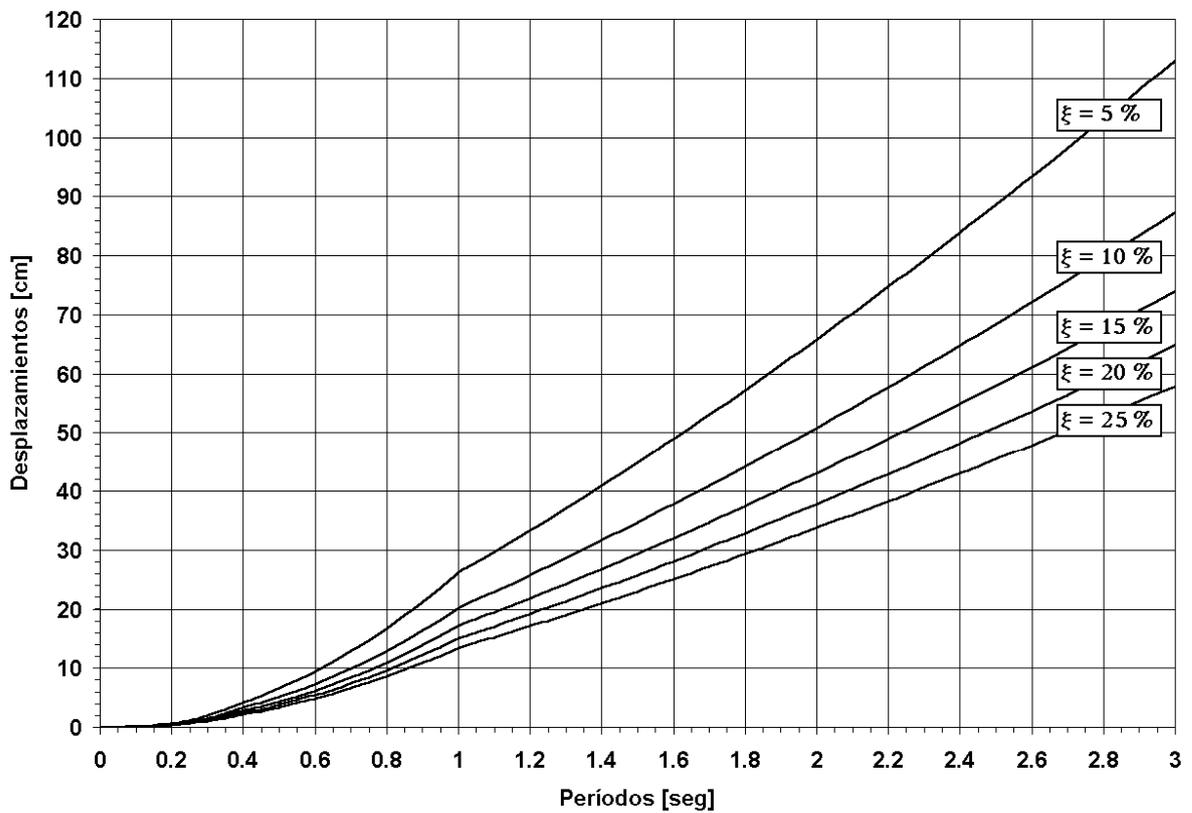


FIGURA A-12 : Espectros Elásticos de Desplazamientos
(Zona Sísmica 4 - Suelo Tipo III)

ANEXO B

B DESCRIPCION DEL PROGRAMA DRAIN-3DX

B-1 INTRODUCCION

El programa DRAIN-3DX^{[VI-13], [VI-14]}, es la versión tridimensional de DRAIN-2D, elaborada por V. Prakash, G. H. Powell y S. Campbell. DRAIN-3DX, es un programa para análisis estructural que permite análisis dinámico en el tiempo utilizando elementos de comportamiento elástico o inelástico.

En este anexo se da una breve descripción de las características de dicho programa, utilizado como herramienta de cálculo en los ejemplos numéricos realizados en esta tesis. Para mayores detalles ver las referencias antes citadas.

B-2 FORMA DE MODELAR LA ESTRUCTURA

La estructura se modela como un ensamblaje tridimensional de elementos conectados en los nodos.

Los nodos se identifican mediante números, y no necesitan ser numerados secuencialmente. Cada nodo tiene seis grados de libertad (tres desplazamientos y tres giros). Si un nodo se restringe o vincula al desplazamiento de otro, sus grados de libertad serán menores que seis.

Los elementos deben dividirse en grupos. Todos los elementos de un grupo deben ser del mismo tipo, lo que no significa que elementos del mismo tipo no puedan pertenecer a grupos diferentes. Los elementos deben numerarse secuencialmente dentro de un grupo. Un elemento queda identificado mediante el número de grupo y su número dentro de su grupo.

B-2.1 MASA

La masa de la estructura se discretiza en los nodos, por lo tanto la matriz de masa será diagonal. En caso de vincular algún nodo al desplazamiento o giro de un nodo “master”, su masa se transforma en masa equivalente en el nodo master, por lo que este nodo puede tener una matriz de masa no diagonal. Si esto sucede, los términos fuera de la diagonal son ignorados.

B-2.2 AMORTIGUAMIENTO

La matriz de amortiguamiento viscoso $[C]$ se considera proporcional a la rigidez de los elementos y a las masas discretizadas en los nodos.

$$[C] = \sum \alpha [M] + \sum \beta [K_{\beta}] \quad (\text{B-1})$$

El amortiguamiento dependiente de la masa, introduce amortiguadores traslacionales y/o rotacionales en cada nodo, con coeficientes de amortiguamiento iguales a $\alpha [M]$. Pueden especificarse distintos valores de α_i para diferentes nodos.

El amortiguamiento dependiente de la rigidez introduce amortiguadores en paralelo con los elementos. Al igual que en el caso anterior, pueden especificarse distintos valores de β_i para cada grupo de elementos. En caso de análisis no lineal, el valor de la rigidez $[K_{\beta}]$ se hace igual a la rigidez inicial $[K_o]$.

Las ecuaciones (B-2) y (B-3) indican la forma de calcular los factores α y β .

$$\alpha = \frac{4\pi(T_i \xi_j - T_j \xi_i)}{T_i^2 - T_j^2} \quad (\text{B-2})$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_i \xi_j - T_j \xi_i)}{\pi(T_i^2 - T_j^2)} \quad (\text{B-3})$$

donde:

T_i, T_j : períodos de dos modos cualesquiera, generalmente se adoptan los dos primeros modos.

ξ_i, ξ_j : relaciones de amortiguamiento crítico de los dos modos considerados.

Luego de ejecutado el cálculo, el programa muestra como parte de la salida, los coeficientes de amortiguamiento crítico ξ_i correspondiente a cada modo.

B-3 TIPOS DE ANALISIS

Pueden realizarse los siguientes tipos de análisis:

Gravitatorio: Análisis estático que combina cargas en los elementos con cargas nodales. Para este tipo de análisis solo se permiten elementos elásticos.

Estático: Análisis estático no lineal, solo permitido para cargas concentradas en los nodos.

Restablecimiento del Estado Estático: Luego de un análisis lineal, la estructura continúa moviéndose, por lo que no recupera su estado de equilibrio. Este tipo de análisis restablece el estado de equilibrio estático en la estructura.

Formas y Períodos Modales: Calcula las formas y períodos modales para estado inicial o luego de cualquier estado.

Modal Espectral: Análisis lineal para un espectro de respuesta especificado en cualquier dirección (X, Y y/o Z), utilizando las formas y períodos modales para el estado inicial.

Aceleración de Suelo: Análisis dinámico no lineal ingresando registros de aceleraciones de suelo traslacionales o rotacionales en cualquier dirección (X, Y y/o Z) sobre los puntos de apoyo de la estructura. Todos los apoyos deben moverse en fase.

Resume Aceleración de Suelo: Continúa un análisis de aceleración de suelo precedente para un segmento de tiempo adicional.

Desplazamiento de Suelo: Análisis dinámico no lineal para movimientos de suelos definidos a través de registros de desplazamientos o de rotaciones en todas las direcciones (X, Y y/o Z), sobre los puntos de apoyo de la estructura. Este tipo de análisis acepta diferentes desplazamientos en distintos puntos de la estructura, incluso desplazamientos fuera de fase.

Resume Desplazamiento de Suelo: Continúa un análisis de desplazamiento de suelo precedente para un segmento de tiempo adicional.

Fuerza Dinámica: Análisis dinámico no lineal para fuerzas y momentos dinámicos, definidos mediante registros, ingresado en cualquier dirección de desplazamiento o giro (X, Y y/o Z) sobre los nodos.

Resume Fuerza Dinámica: Continúa un análisis de fuerza dinámica precedente para un segmento de tiempo adicional.

Velocidad Inicial: Análisis dinámico no lineal para velocidades iniciales especificadas. Este tipo de análisis puede ser utilizado para calcular la respuesta que sigue a un impacto, o para evaluar la capacidad de absorción de energía de la estructura.

Resume Velocidad Inicial: Continúa un análisis de velocidad inicial precedente para un segmento de tiempo adicional.

Una estructura puede ser analizada para distintos estados de cargas, llevados a cabo mediante un cierto número de “sesiones de análisis”. Dentro de una sesión de análisis pueden existir distinto número de “segmentos de análisis”, cada segmento de análisis consiste en un incremento

de carga estática, de una aplicación de carga dinámica durante un período de tiempo. Los segmentos de análisis deben numerarse secuencialmente comenzando en cero. El estado de la estructura al final de cada segmento puede guardarse en un archivo.

En cualquier sesión de análisis, el estado inicial para el primer segmento puede ser cualquier estado gravado previamente (identificado mediante el número de segmento de análisis), no necesariamente el último estado. De haber muchos segmentos de análisis en una sesión, el estado inicial en cada segmento, será el estado final del segmento precedente. Esto permite una libertad absoluta en la elección de la secuencia de cargas a utilizar. Los estados de cargas estáticas o dinámicas pueden ser mezclados sin ninguna limitación. Sin embargo un segmento de análisis gravitatorio solo puede existir como estado inicial.

B-4 CARGAS

Las cargas se ingresan como *patrones* (para carga estática) o como *registros* (para cargas dinámicas). Para cualquier segmento de análisis, las cargas se definen como combinaciones de patrones y registros. Si fuera necesario, pueden agregarse nuevos patrones y registros de cargas en cualquier sesión de análisis.

Pueden especificarse siete tipos de cargas diferentes:

Patrones de Cargas Estáticas en Elementos: Las cargas en elementos se definen para el grupo de elementos. El tipo de cargas elementales permitidas (gravitatoria, de pretensado, etc) depende del tipo de elemento utilizado. No todos los elementos permiten utilizar este tipo de carga. Las cargas en elemento solo pueden ser aplicadas para segmentos de análisis gravitatorios y elementos con comportamiento elástico lineal.

Patrones de Carga Estática en Nodos: Cada patrón consta de cargas aplicadas sobre los nodos. Las cargas nodales estáticas pueden aplicarse en segmentos de análisis gravitatorios y/o estáticos.

Registro de Aceleraciones de Suelo: Pueden especificarse tanto registros de aceleraciones de traslaciones o de giros. Solo pueden utilizarse un máximo de seis registros de aceleraciones.

Registro de Desplazamientos de Suelo: Los registros de desplazamiento pueden especificarse tanto para traslaciones como para rotaciones sobre los puntos de apoyo. Es importante destacar, que existen dos tipos de apoyos, rígidos restringidos y apoyos de resortes. Registros de aceleraciones pueden aplicarse a ambos tipos de apoyos, pero los registros de desplazamientos de suelo solo pueden aplicarse a apoyos de resortes. El desfase de la onda puede tenerse en cuenta tanto especificando distintos registros en distintos apoyos como

considerando diferentes tiempos de aplicación. Puede especificarse un máximo de treinta y seis registros para un análisis cualquiera.

Registro de Fuerzas Dinámicas: Los registros de fuerzas dinámicas, consisten en ingresar pares de fuerzas-tiempos que actúan sobre los nodos y pueden aplicarse en el análisis de fuerzas dinámicas. El límite de registros ingresados es de treinta y seis.

Patrones de Velocidades Iniciales: Los patrones de velocidades iniciales consisten en la aplicación de velocidades nodales de traslación o de rotación. Para el análisis de velocidades iniciales pueden combinarse patrones de velocidades disponibles y al mismo tiempo pueden escalarse dichas combinaciones para alcanzar un nivel de energía cinética inicial dado.

Espectro de Respuesta: Pueden especificarse espectros de desplazamientos, velocidades o aceleraciones. Pueden definirse tantos espectros como se desee, pero un máximo de tres (en las direcciones X, Y y Z) puede ser utilizado para un análisis modal espectral.

B-5 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

En el análisis estático, la carga se aplica generalmente en un número de pasos. Dentro de cada paso, el programa además selecciona un tamaño de sub-paso, determinando en que momento ocurre un cambio de rigidez (evento), y finaliza el sub-paso al final de dicho evento. La rigidez de la estructura es entonces modificada, y se realiza el análisis para el sub-paso siguiente. El segmento de análisis termina cuando el total de la carga ha sido aplicada, o alternativamente cuando se ha alcanzado el desplazamiento especificado.

En el análisis dinámico, el paso de tiempo puede ser especificado como constante o variable. Si se especifica el paso de tiempo variable, debe establecerse una tolerancia superior y otra inferior para el control del tamaño de paso. El programa calcula un error en cada paso, si su magnitud excede los límites especificados, el programa reduce el paso y repite nuevamente el paso. Si la magnitud del error fuera menor al límite superior durante una serie de pasos (generalmente dos), el programa incrementa el tamaño de paso para el cálculo del siguiente.

B-6 EFECTO P – DELTA

El efecto P-delta puede considerarse. Esto se hace añadiendo una matriz de rigidez geométrica a la matriz de rigidez para cada elemento y teniendo en cuenta este efecto en el cálculo de las reacciones. En el análisis estático, la rigidez geométrica se cambia en cada evento. En el análisis dinámico la rigidez geométrica puede mantenerse constante o variar en cada evento.

B-7 TOLERANCIAS EN LA DETERMINACION DEL LÍMITE DEL EVENTO

Las tolerancias para determinar el límite del evento (overshoot) pueden ser definidas para cada elemento. El factor de evento se calcula entonces para el valor nominal más la tolerancia. Esto puede reducir el tiempo de ejecución del programa. Si se eligen valores de tolerancias grandes, puede traer un gran desbalance en la carga.

Los valores de tolerancia especificados con los datos del elemento, son solo valores nominales y pueden ser cambiados luego, si se lo requiriera. Esto se hace mediante un factor de escala en la tolerancia.

B-8 BALANCE DE ENERGIA

Tanto para análisis estático como dinámico se realiza el cálculo de la energía. Se calcula el trabajo externo en los nodos, el trabajo elasto-plástico estático en los elementos, la energía cinética y el trabajo de amortiguamiento viscoso. Si se observa un desbalance de energía significativo, los resultados del análisis puede ser inexactos.

B-9 ERROR DE EQUILIBRIO

Para el análisis estático se utiliza una estrategia “evento por evento” porque es la más fácil y la más real. Si los elementos tienen una relación tensión-deformación multilineal, si se especifican tolerancias de overshoot pequeñas y si la rigidez geométrica del elemento no cambia rápidamente, la solución permanecerá cercana al equilibrio y habrá un error de desbalance de carga pequeño. Sin embargo, si algunos elementos tienen comportamiento curvilíneo, si el overshoot permitido es grande o si la carga axial del elemento (y por lo tanto su rigidez geométrica) cambia rápidamente, puede haber un desbalance significativo. El programa calcula el desbalance al final de cada paso de carga, y aplica las correcciones en el paso siguiente, pero no itera sobre el desbalance. Si los resultados muestran un desbalance de cargas significativo al final del análisis, se recomienda: a) repetir el análisis con un número mayor de pasos de cargas (en cuyo caso las correcciones de desbalance se hacen con mayor frecuencia), o b) agregar un análisis estático ficticio con carga nula (el que en efecto, itera sobre el desbalance).

B-10 DESPLAZAMIENTOS GENERALIZADOS

Pueden combinarse hasta ocho desplazamientos para formar un único valor de “desplazamiento generalizado”, cuyo resultado se presenta en la salida del programa. Por ejemplo puede ser de interés conocer la diferencia entre los desplazamientos de dos nodos, y esto puede definirse como un desplazamiento generalizado.

B-11 TIPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS EN ESTA TESIS

B-11.1 ELEMENTO TIPO 17

Es un elemento de barra para modelar vigas y columnas elásticas.

Si se especifica un amortiguamiento viscoso βK , se agrega un amortiguador viscoso lineal en paralelo al elemento.

Si se calculan las formas y períodos modales, en el archivo de salida del programa, se muestra la relación de amortiguamiento crítica de cada modo, que corresponde al valor de β utilizado.

Este elemento permite considerar extremos rígidos para tener en cuenta el efecto de rigidización que se producen en los nudos de las estructuras. La FIGURA B-1 muestra un esquema del elemento Tipo 17.

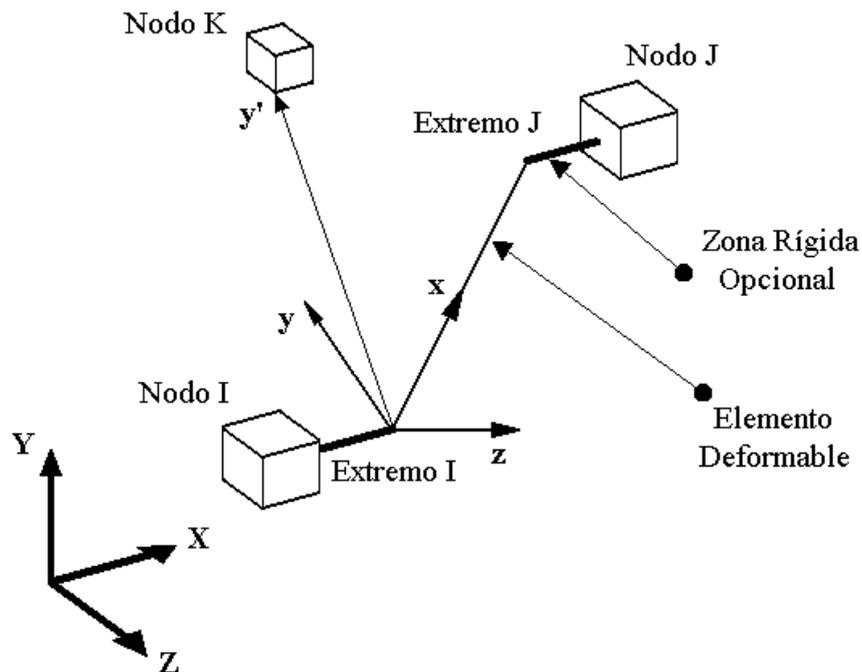


FIGURA B-1: Modelo del Elemento TIPO 17

Cabe consignar que el nodo K es un nodo auxiliar que sirve para relacionar los ejes locales del elemento con los ejes globales. El eje local x se orienta siempre del Nodo I al Nodo K. El eje local y' va del Extremo I hasta el Nodo K. Los ejes locales x e y' definen el plano xy . El eje local y es normal al eje x en el plano xy . Finalmente el eje local z se define normal a los ejes locales x e y .

B-11.2 ELEMENTO TIPO 15

Es un elemento utilizado para modelar vigas y columnas de acero o de hormigón armado, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal.

Este elemento al igual que el Tipo 17 permite la inclusión de extremos rígidos. La parte deformable del elemento, se divide longitudinalmente en un cierto número de segmentos como se indica en la FIGURA B-2. Los resultados se muestran para el centro de la sección transversal de cada segmento. La sección transversal se considera constante a lo largo del segmento, pudiendo cambiar de un segmento a otro.

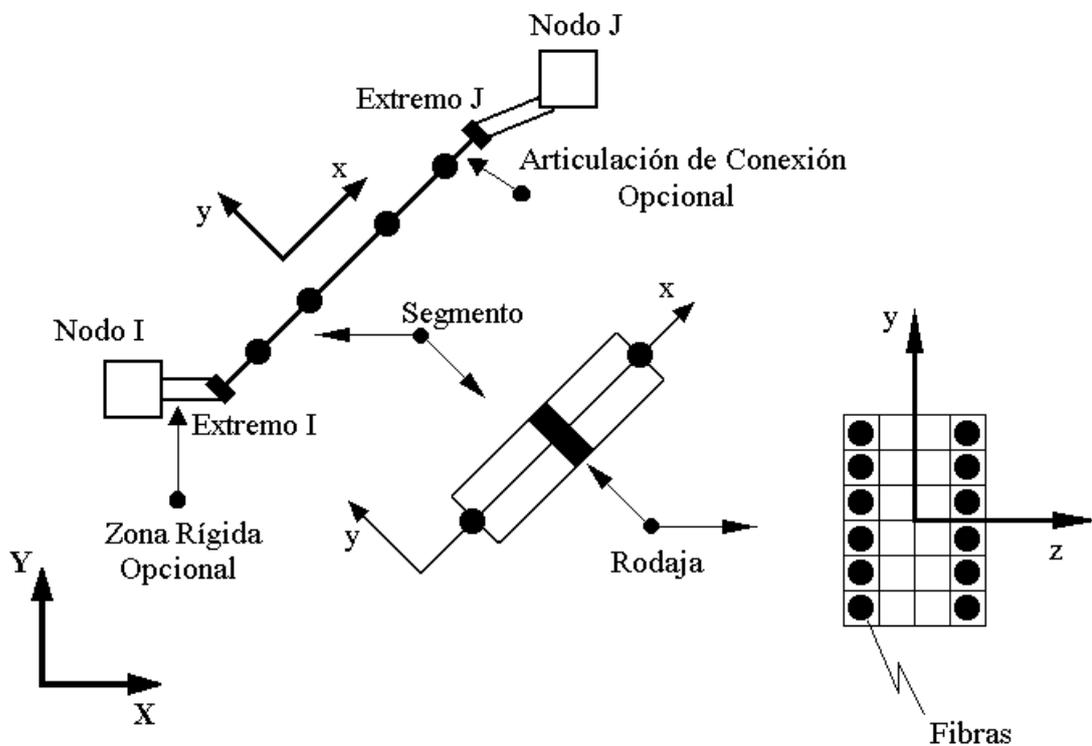


FIGURA B-2: Modelo del Elemento TIPO 15

Transversalmente la sección puede considerarse elástica, o dividirse en un cierto número de fibras. Las fibras pueden definirse de dos formas: a) fibras de acero y b) fibras de hormigón. La relación tensión-deformación puede ser no lineal, y se define ingresando los diagramas por puntos.

Para las fibras de acero se supone igual comportamiento a tracción y a compresión.

Para las fibras de hormigón, la degradación de la rigidez se tiene en cuenta mediante un factor de descarga que varía entre 0 y 1. El valor 0 indica que la descarga es paralela a la pendiente

inicial de la curva tensiones-deformaciones, y el valor 1 hace que la descarga se produzca a través de una recta que pasa por el origen de coordenadas como se indica en la FIGURA B-3.

En los extremos de los elementos, pueden simularse articulaciones de conexión, para modelar las deformaciones que ocurren en las uniones entre vigas y columnas y en las conexiones de las columnas con sus bases. Estas articulaciones se consideran de longitud nula.

Se asume que en corte y torsión el comportamiento del elemento es elástico.

El amortiguamiento se especifica de igual forma que para el elemento Tipo 17 y permanece constante durante el análisis.

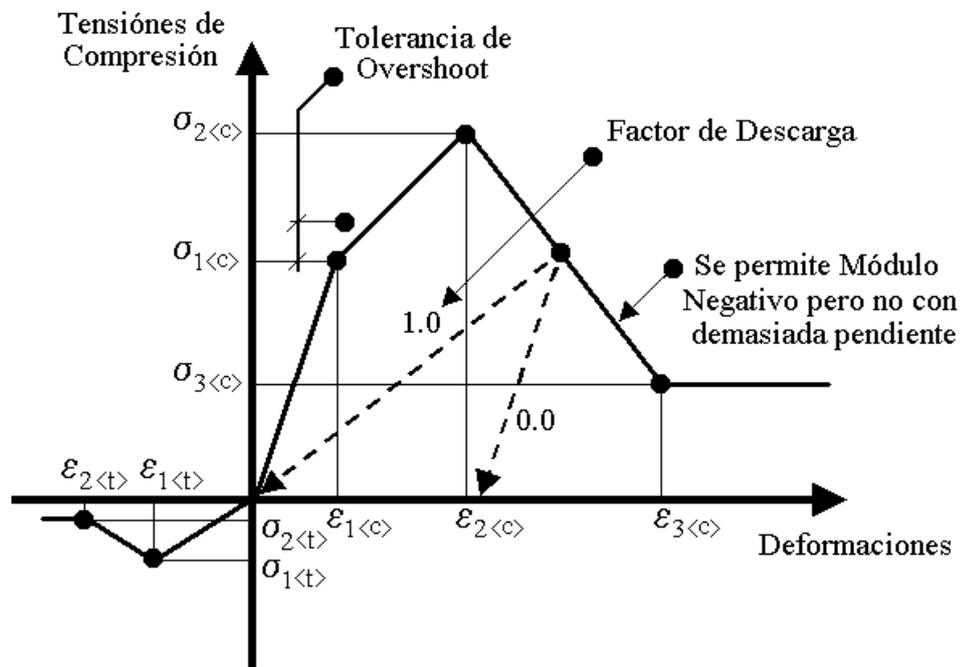


FIGURA B-3: Propiedades para las Fibras de Hormigón

B-11.3 ELEMENTO TIPO 4

El elemento TIPO 4, es un elemento inelástico simple utilizado para modelar conexiones estructurales, con rigidez traslacional y/o rotacional.

El elemento conecta dos nodos de idénticas coordenadas, es decir que se trata de un elemento de longitud nula.

Las propiedades del elemento se definen en un sistema de coordenadas locales, \mathbf{x} , \mathbf{y} , \mathbf{z} , como se muestra en la FIGURA B-4. Estos ejes pueden orientarse arbitrariamente en el espacio.

Un elemento conecta dos nodos traslacional o rotacionalmente a lo largo de uno de los ejes locales, (definido como *eje del elemento*). Es un elemento axial por lo que para conectar dos nodos traslacional o rotacionalmente a lo largo de los tres ejes locales, se necesitan tres elementos. Para vincular dos nodos tanto rotacional como traslacionalmente a lo largo de los tres ejes locales se requieren seis elementos.

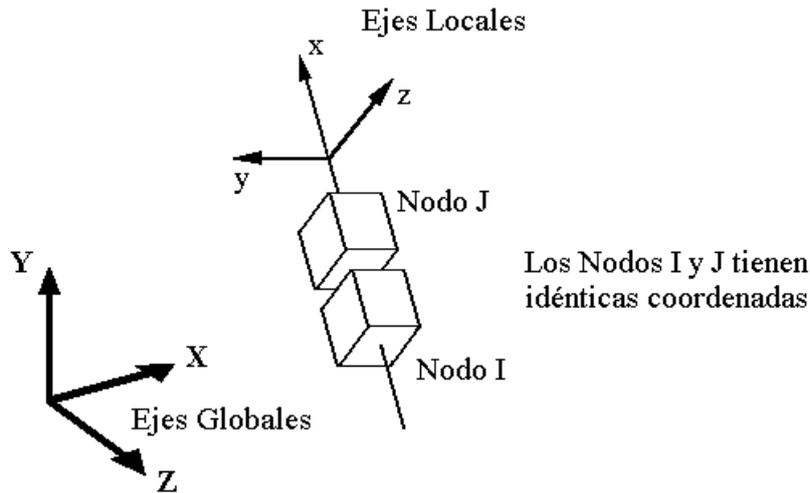


FIGURA B-4: Modelo del elemento TIPO 4.

El comportamiento del elemento TIPO 4 puede definirse como elástico o inelástico. El diagrama de Fuerza-Desplazamiento o Momento-Giro se ingresa como bilineal y el programa permite considerar descarga elástica, descarga inelástica y descarga inelástica con “gap”.

El amortiguamiento se agrega como proporcional a la rigidez inicial del elemento mediante un factor de multiplicación β . El amortiguamiento permanece constante para el análisis dinámico, aunque el elemento base entre en fluencia.

ANEXO C

C **DIAGRAMAS PARA DIMENSIONADO DE COLUMNAS CIRCULARES**

C-1 **INTRODUCCION**

Al estudiar la aplicabilidad del Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, surgió la necesidad de disponer de una herramienta para el dimensionado de columnas, que relacione en forma explícita momentos flectores, esfuerzos normales, curvaturas y deformaciones, teniendo en cuenta además el grado de confinamiento del elemento a dimensionar, y por supuesto las propiedades de sus materiales.

En el presente Anexo se explica en forma detallada la elaboración de los diagramas de dimensionado necesarios para columnas de secciones circulares. Se presentan además un conjunto de diagramas para posibilitar el dimensionado de un amplio rango de columnas circulares.

C-2 **MODELADO DE LA SECCION CIRCULAR**

C-2.1 **GENERALIDADES**

Para el cálculo de los esfuerzos últimos de la sección se utilizó el programa BIAX^[VI-1]. Como datos para el programa se ingresan las características geométricas de la sección, que se subdivide en elementos de hormigón sin confinar, elementos de hormigón confinado y elementos de armadura. La FIGURA C-1 muestra la discretización de la sección transversal para el caso de una relación de recubrimiento (h'/r) de 0,1. Se consideran 120 barras de acero, con lo que prácticamente se está considerando un aro de acero, lo que permite suponer una armadura uniformemente distribuida; se consideran 244 elementos de hormigón confinado, de una sección de $(r^2/100)$ y 68 elementos de hormigón sin confinar de igual sección que los anteriores.

Cabe consignar que para la armadura longitudinal, se ingresa la cuantía geométrica como dato, quedando la ubicación fijada por las coordenadas asignadas a cada barra, es decir que el programa calcula la sección de cada elemento de acero en función de la cuantía dato y del número de barras consideradas.

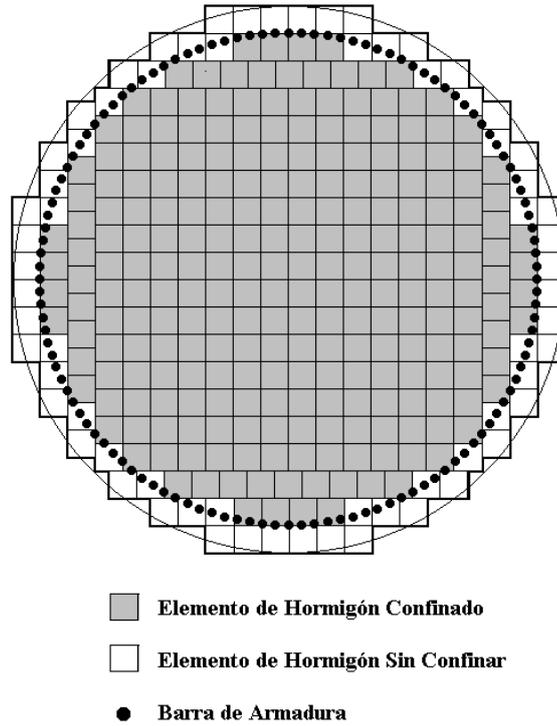


FIGURA C-1: Discretización de la Sección Utilizada como Dato en el Programa BIAX

C-2.2 CARACTERIZACION DEL HORMIGÓN

El comportamiento del hormigón confinado se obtiene a partir de las ecuaciones (C-1a) y (C-1b), según sea la deformación longitudinal.

$$\sigma_{bc} = k \sigma'_{bc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{k \varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o k} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq k \varepsilon_o \quad (C-1a)$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma'_{bc} [1 - Z_m (\varepsilon_c - k \varepsilon_o)] \geq 0,2 k \sigma'_{bc} \quad \varepsilon_c > k \varepsilon_o \quad (C-1b)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_t \beta_{st}}{\sigma'_{bc}} \quad (C-2)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k \varepsilon_o} \quad (C-3)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_o \sigma'_{bc}}{\sigma'_{bc} - 1000} \quad (C-4)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0,75 \rho_t \sqrt{h'' / s} \quad (C-5)$$

donde:

σ_{bc} : tensión longitudinal del hormigón confinado en [psi].

ε_c : deformación longitudinal del hormigón.

β_{st} : tensión de fluencia de la armadura de estribos en [psi].

h'' : ancho del núcleo de hormigón confinado medido desde la parte exterior del estribo.

s : separación de estribos medida desde el centro de la barra.

ρ_t : cuantía volumétrica de armadura transversal referida al núcleo confinado.

ε_o : generalmente se asume igual a 0,002.

σ'_{bk} : tensión característica del hormigón sin confinar en [psi].

La ecuación (C-1a), gobierna la rama ascendente del diagrama de tensiones deformaciones del hormigón confinado, mientras que la ecuación (C-1b) gobierna la rama descendente. Se observa que la rama descendente se ve influenciada por la relación h''/s , es decir que a igualdad de todos los otros parámetros cuando menor sea la separación de estribos, menor será la pendiente de la rama descendente. La FIGURA C-1 muestra los diagramas de tensiones deformaciones para el caso de un hormigón H-21, con una cuantía volumétrica de armadura transversal de $r = 0,007$ para distintas relaciones h''/s .

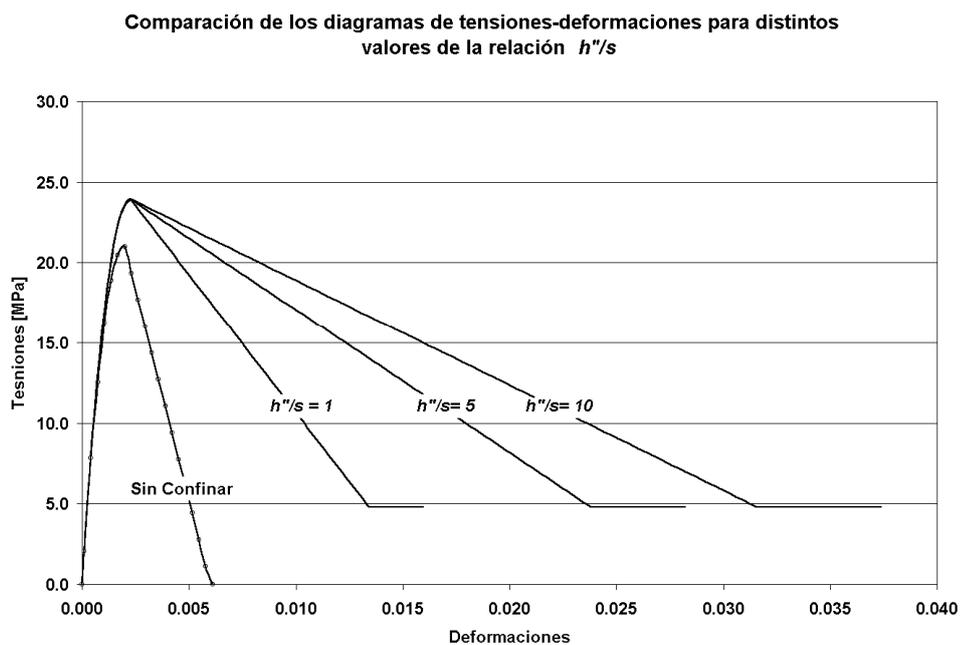


FIGURA C-2: Diagramas Tensiones-Deformaciones del Hormigón para distintas relaciones h''/s

C-2.3 CARACTERIZACION DEL ACERO

Se considera acero Tipo III con tensión de fluencia $\beta_s = 420 \text{ MPa}$. El diagrama de tensiones-deformaciones utilizado para los elementos de armadura se muestra en la FIGURA C-3.

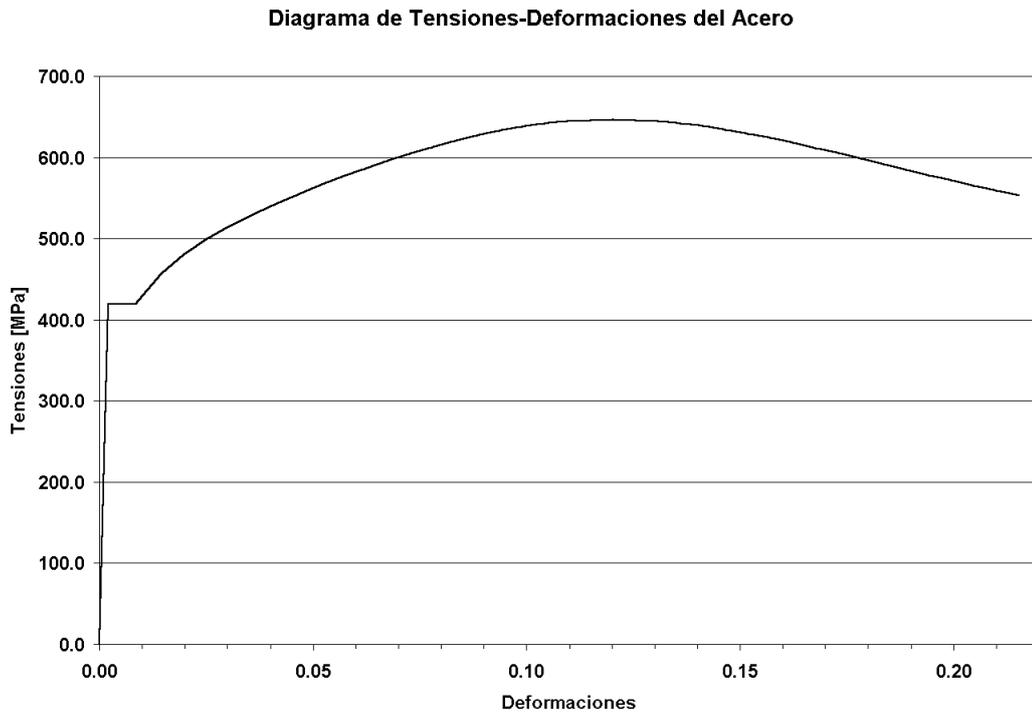


FIGURA C-3: Diagrama de Tensiones-Deformaciones Utilizado para los Elementos de Acero

C-3 FORMA DE UTILIZACION DE LOS DIAGRAMAS DE DIMENSIONADO

Datos

Habiéndose confeccionado los diagramas del presente Anexo con el objeto de ser utilizados con el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, en el instante de dimensionar se cuenta con los siguientes datos:

Esfuerzo Normal: N

Momento Flector: M

Curvatura Máxima: ϕ_{max}

Cuantía Volumétrica de Armadura Transversal: ρ_t

Relación de recubrimiento: h'/r

Tipo de Acero: β_s

Ingreso a los Diagramas

Para ingresar a los diagramas de dimensionado se deben calcular los esfuerzos y la curvatura reducida como lo indican las ecuaciones (C-6), (C-7) y (C-8).

$$n = \frac{N}{r^2 \beta_R} \quad (C-6)$$

donde:

n : normal reducido.

N : esfuerzo normal.

r : radio de la columna.

β_R : resistencia de cálculo del hormigón.

$$m = \frac{M}{r^3 \beta_R} \quad (C-7)$$

donde:

m : momento flector reducido.

M : momento flector.

$$f = \phi_{max} r \quad (C-8)$$

donde:

ϕ_{max} : curvatura máxima.

Cabe señalar que si se quiere evaluar realmente el comportamiento de la estructura, para luego comparar con un análisis no lineal, el valor β_R de la resistencia de cálculo del hormigón deberá reemplazarse por el valor σ'_{bk} de la resistencia característica del mismo, pero si se desea un dimensionado seguro se debe adoptar el valor β_R .

Obtención de la Sección de Armadura Necesaria

Conociendo el tipo de acero (β_s), el esfuerzo normal reducido (n), la cuantía volumétrica de armadura transversal (ρ_t) y la relación de recubrimiento (h'/r) se elige el diagrama de dimensionado correspondiente. Con el momento reducido (m) y la curvatura reducida (f) se ingresa al diagrama como se esquematiza con flechas llenas en la FIGURA C-4, y sobre las

curvas de cuantía mecánica (ω_o) se obtiene la misma. La cuantía geométrica (μ_o) se calcula como se indica en la ecuación (C-9), y a partir de ella se encuentra la sección de armadura necesaria con la ecuación (C-10).

$$\mu_o = \frac{\omega_o}{\beta_s / \beta_R} \tag{C-9}$$

$$A_s = \mu_o r^2 \pi \tag{C-10}$$

donde:

μ_o : cuantía geométrica total.

ω_o : cuantía mecánica total.

β_s : tensión de fluencia de la armadura longitudinal.

β_R : resistencia de cálculo del hormigón.

A_s : sección de armadura necesaria.

r : radio de la columna.

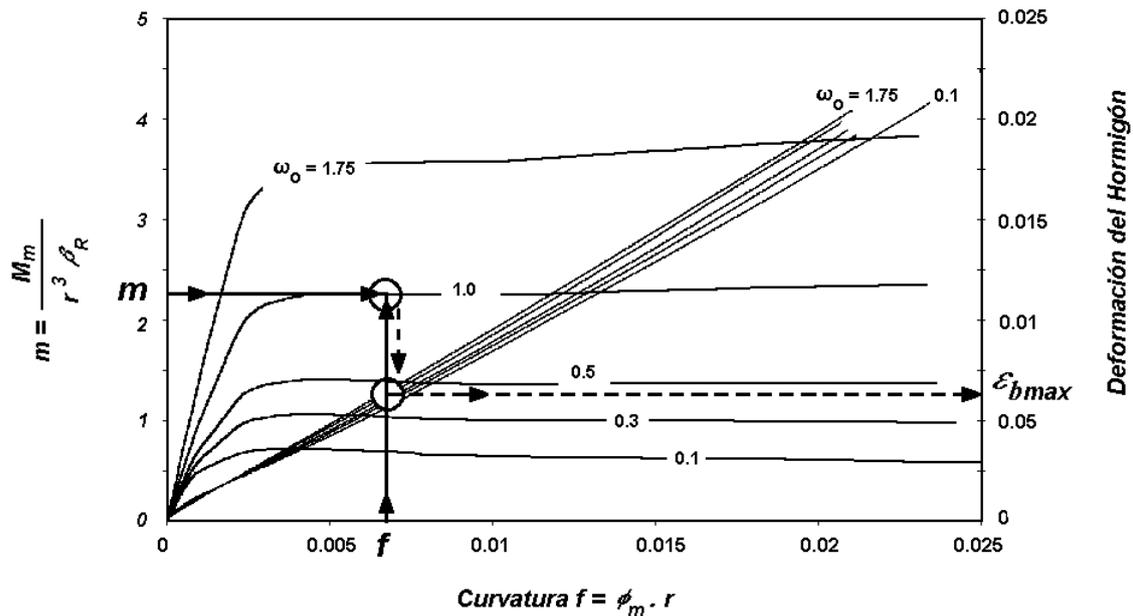


FIGURA C-4: Esquema de Utilización de Diagrama de Dimensionado

Obtención de las Deformaciones Máximas

Una vez determinado el punto de intersección entre el momento reducido y la curvatura reducida, se debe trasladar verticalmente hasta cortar la curva de deformación que corresponde a la cuantía mecánica encontrada, trasladándose horizontalmente sobre el eje de las ordenadas

izquierdo, se obtiene la máxima deformación del hormigón (ϵ_{bmax}) en el borde comprimido, como se indica con flechas de trazos en el esquema de la FIGURA C-4. Con los datos encontrados se puede calcular la profundidad del eje neutro con la ecuación (C-11), y la máxima deformación en el acero con la ecuación (C-12).

$$c = \frac{\epsilon_{bmax}}{\phi_{max}} \quad (C-11)$$

$$\epsilon_{smax} = \phi_m \left(D - c - rec - \frac{db_l}{2} \right) \quad (C-12)$$

donde

D : diámetro de la columna.

c : profundidad del eje neutro.

rec : recubrimiento medido desde el borde externo de la armadura longitudinal de la columna hasta el borde externo de la misma

db_l : diámetro de las barras de armadura longitudinal de la columna.

C-4 DIAGRAMAS DE DIMENSIONADO

A continuación se proporcionan diagramas de dimensionado para columnas circulares, considerando distintos niveles de confinamiento, relaciones de recubrimientos y esfuerzos normales reducidos.

Observación Importante: En el comportamiento del hormigón confinado, adquiere suma importancia la relación entre el ancho del núcleo confinado (h'') y la separación entre estribos (s), ver FIGURA C-2. Si se tiene en cuenta que según Normas, la separación de estribos debe ser menor o igual a la menor dimensión del elemento, y menor o igual a doce veces el diámetro de la armadura longitudinal, se ve claramente que para columnas delgadas es muy posible que la relación h/s tenga un valor cercano a la unidad, mientras que para columnas de gran diámetro, esta relación pueda llegar a adquirir valores cercanos a 10 (diez).

Habiendo sido los gráficos confeccionados para columnas circulares de puentes, las que requieren un alto confinamiento, la relación h/s considerada en los diagramas es de **5 (cinco)**. Es importante destacar que si la relación existente en la columna es mayor que la del diagrama, se está sobredimensionando, por lo que los diagramas pueden ser utilizados sin problema, pero si la relación existente fuera menor, debe ponerse cuidado en el dimensionado. Cabe consignar que para las columnas del ejemplo numérico resuelto en esta tesis se utilizaron diagramas con la relación de recubrimiento exacta a la que se tenía realmente.

FIGURA C-5 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

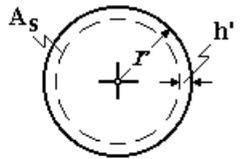
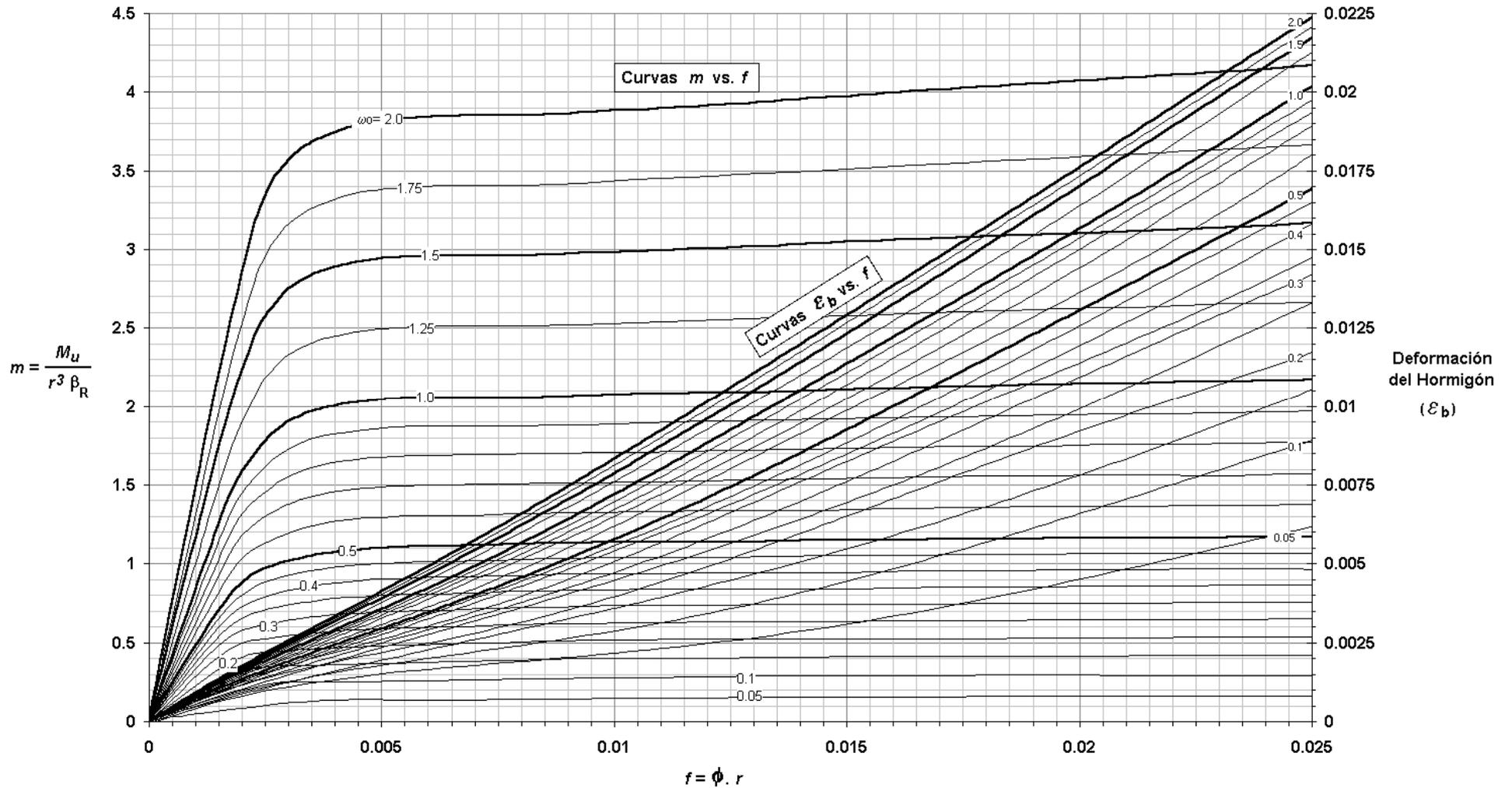



FIGURA C-6 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_s r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

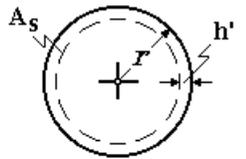
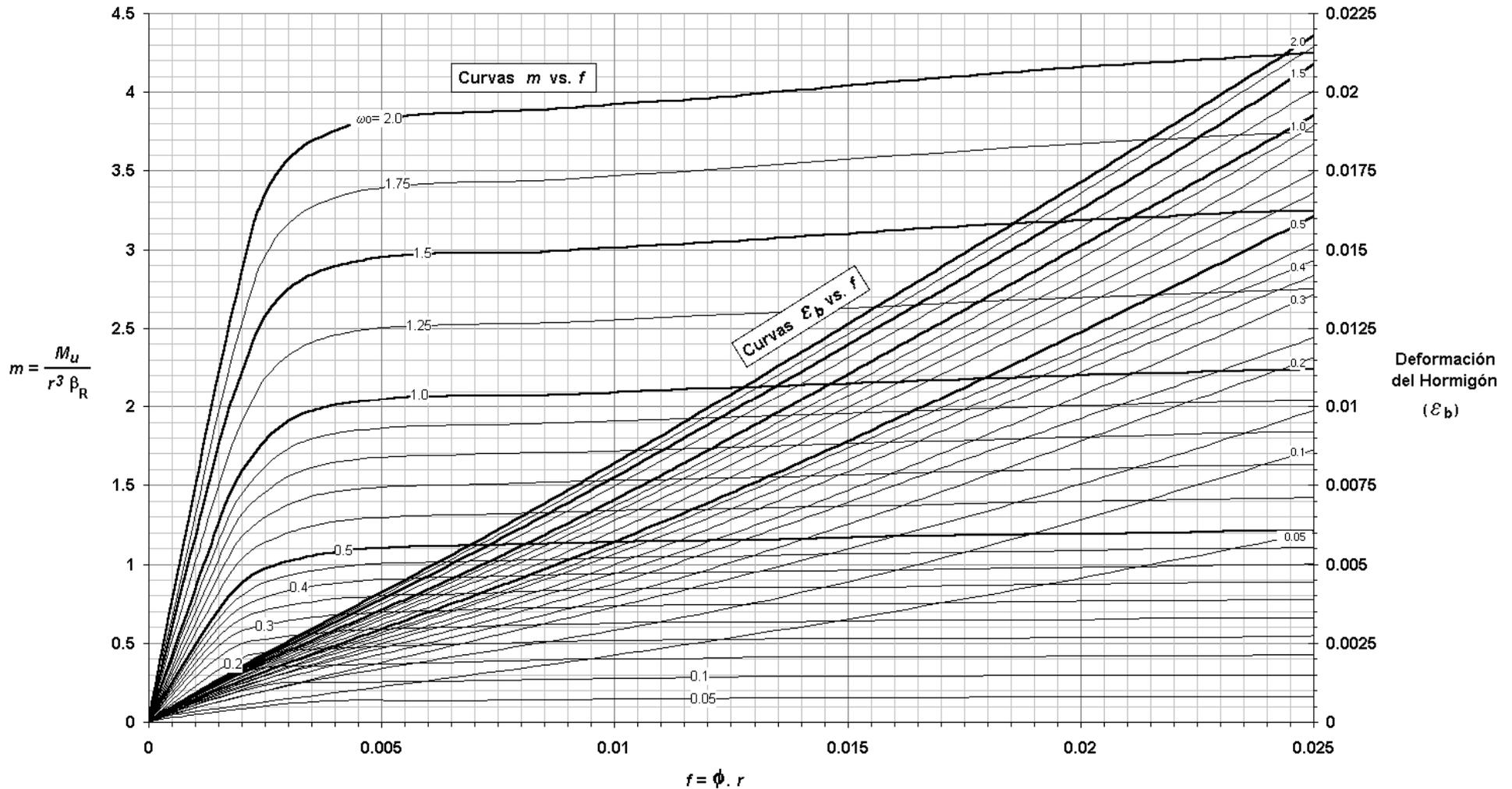



FIGURA C-7 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

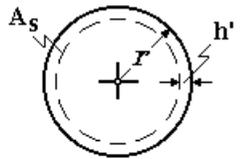
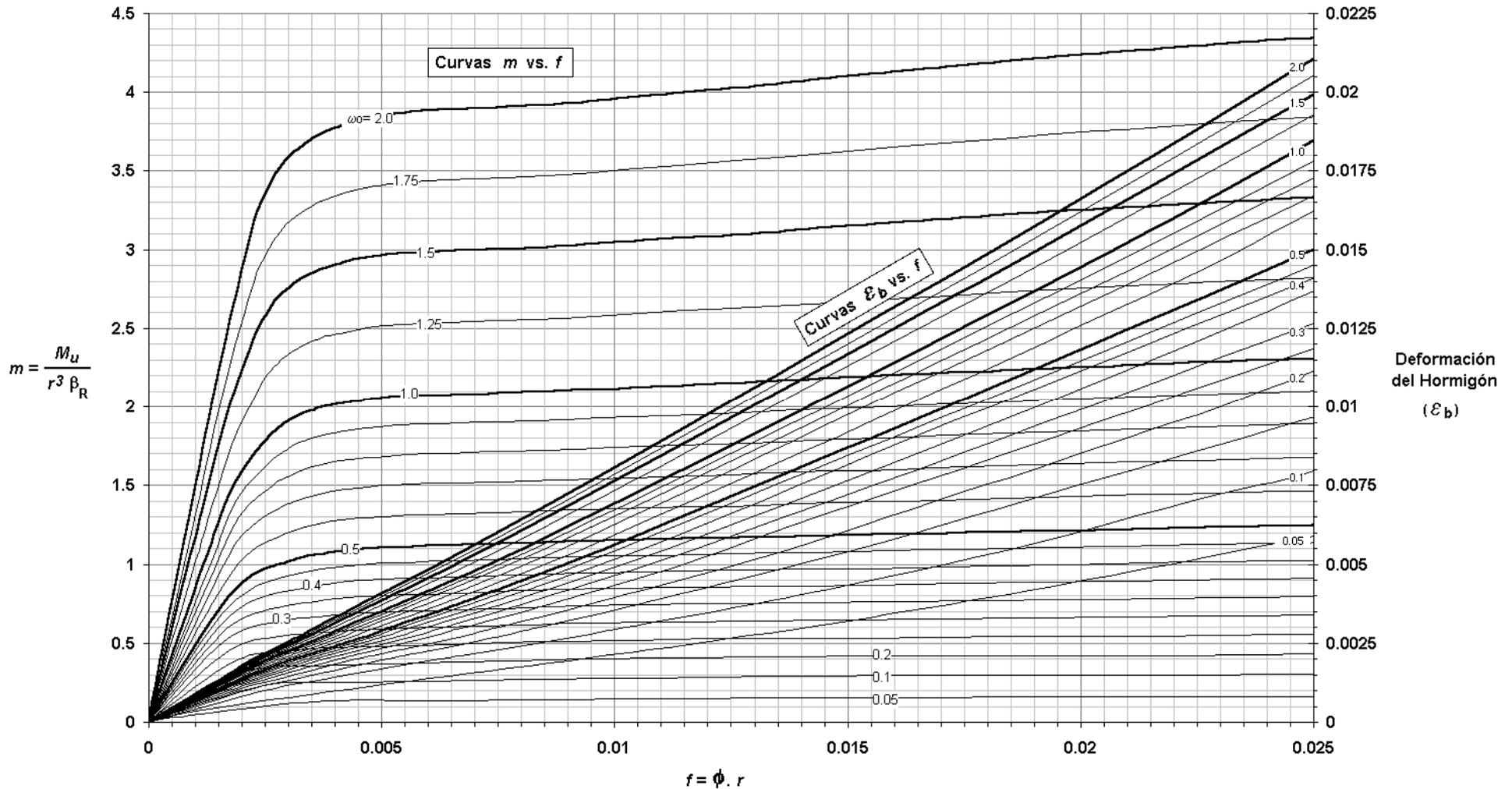



FIGURA C-8 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

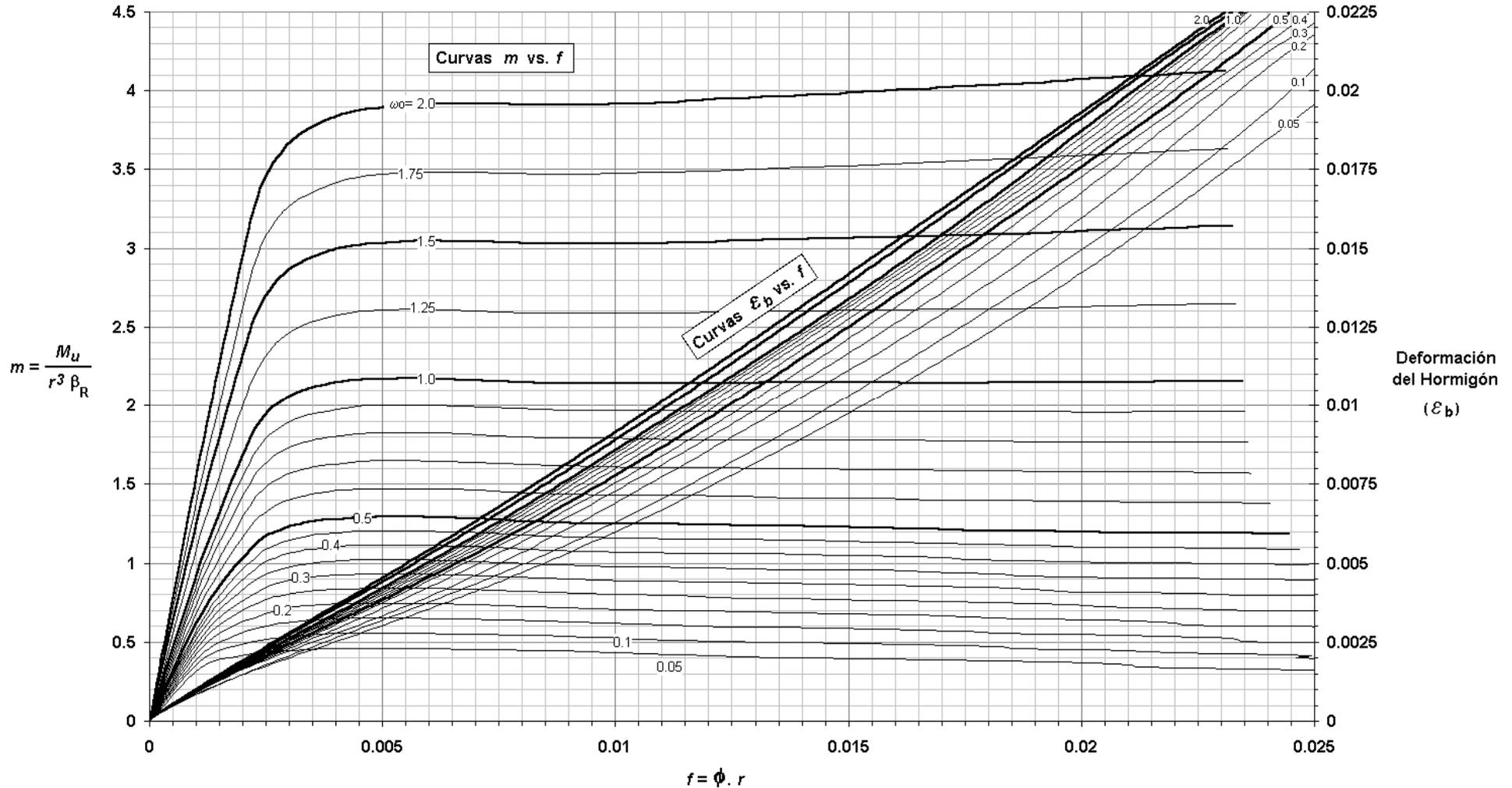
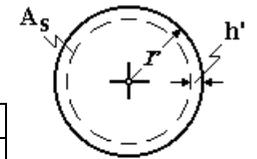


FIGURA C-9 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

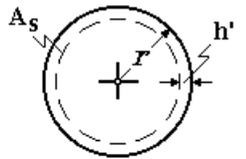
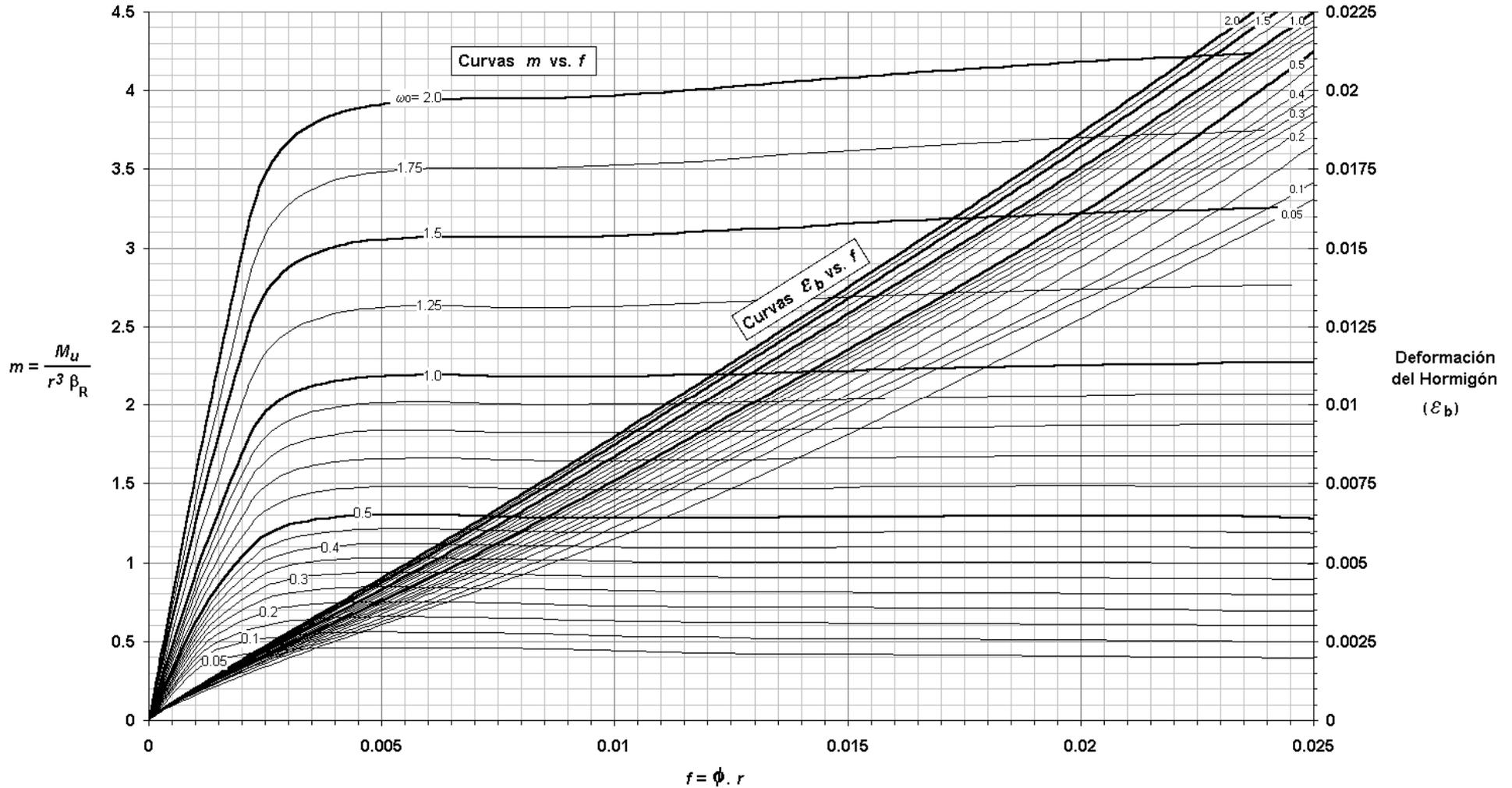



FIGURA C-10 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

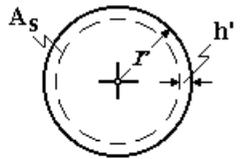
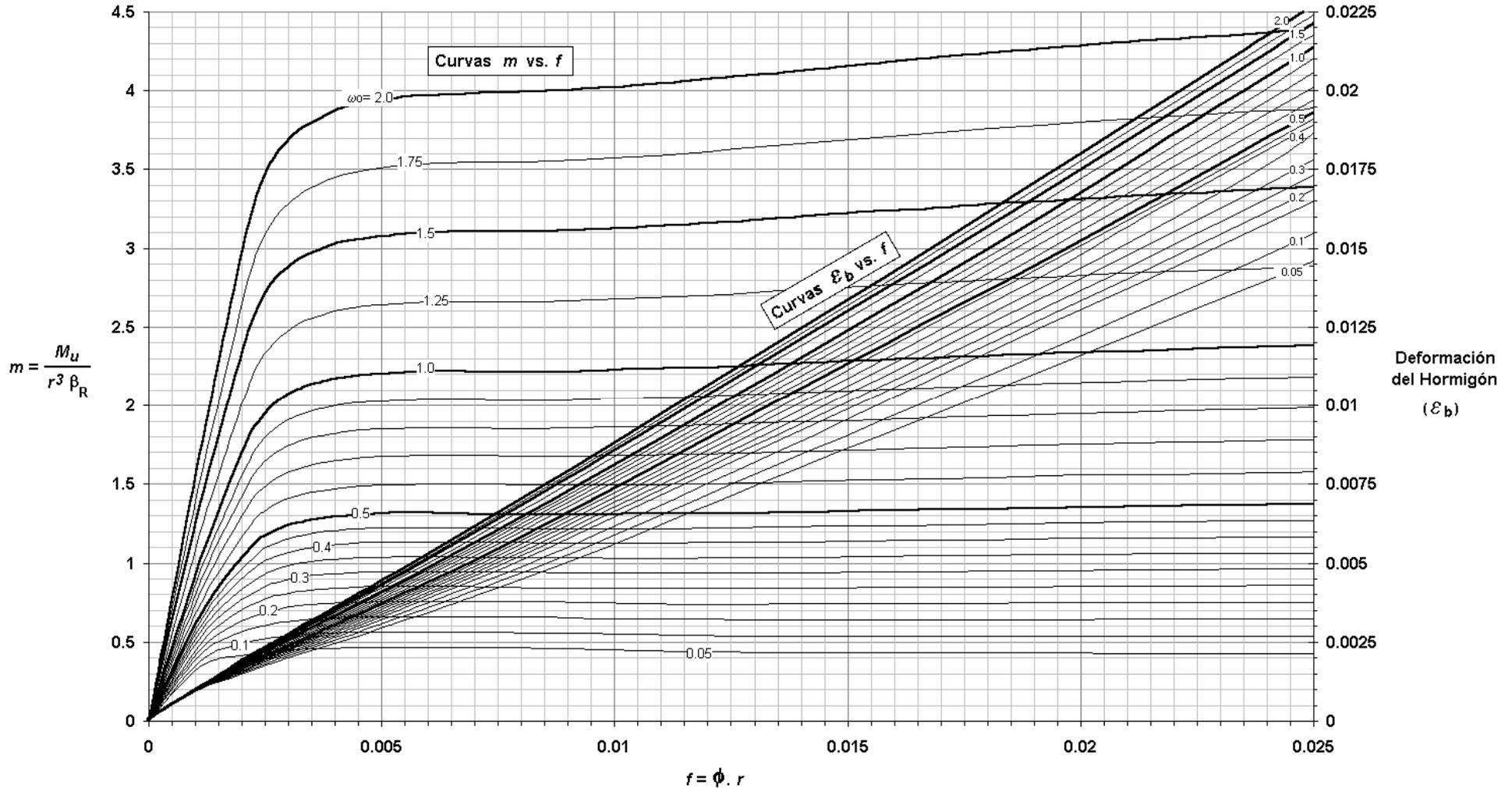



FIGURA C-11 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

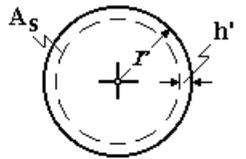
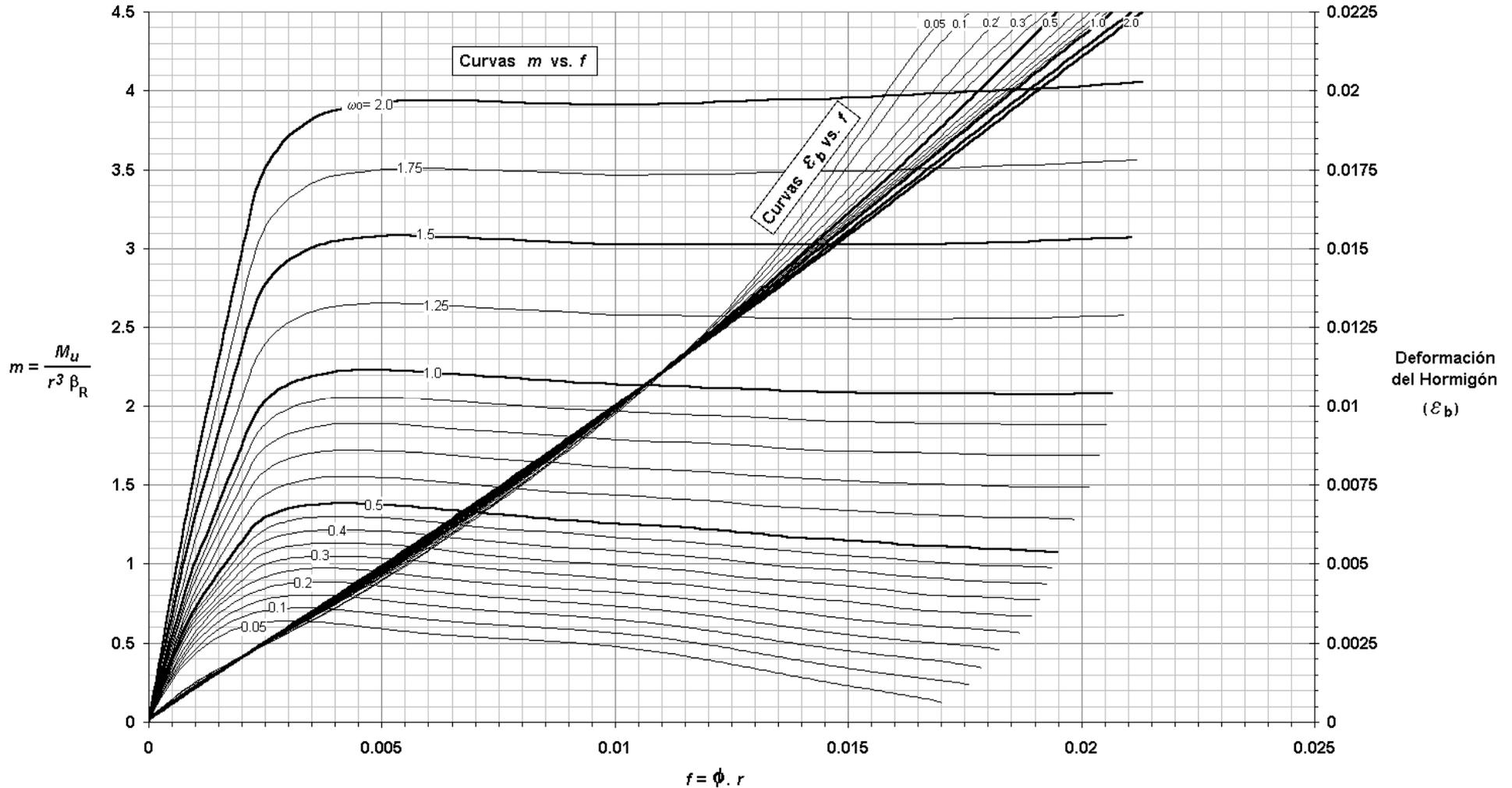



FIGURA C-12 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

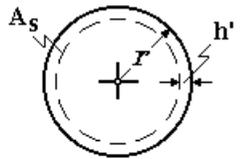
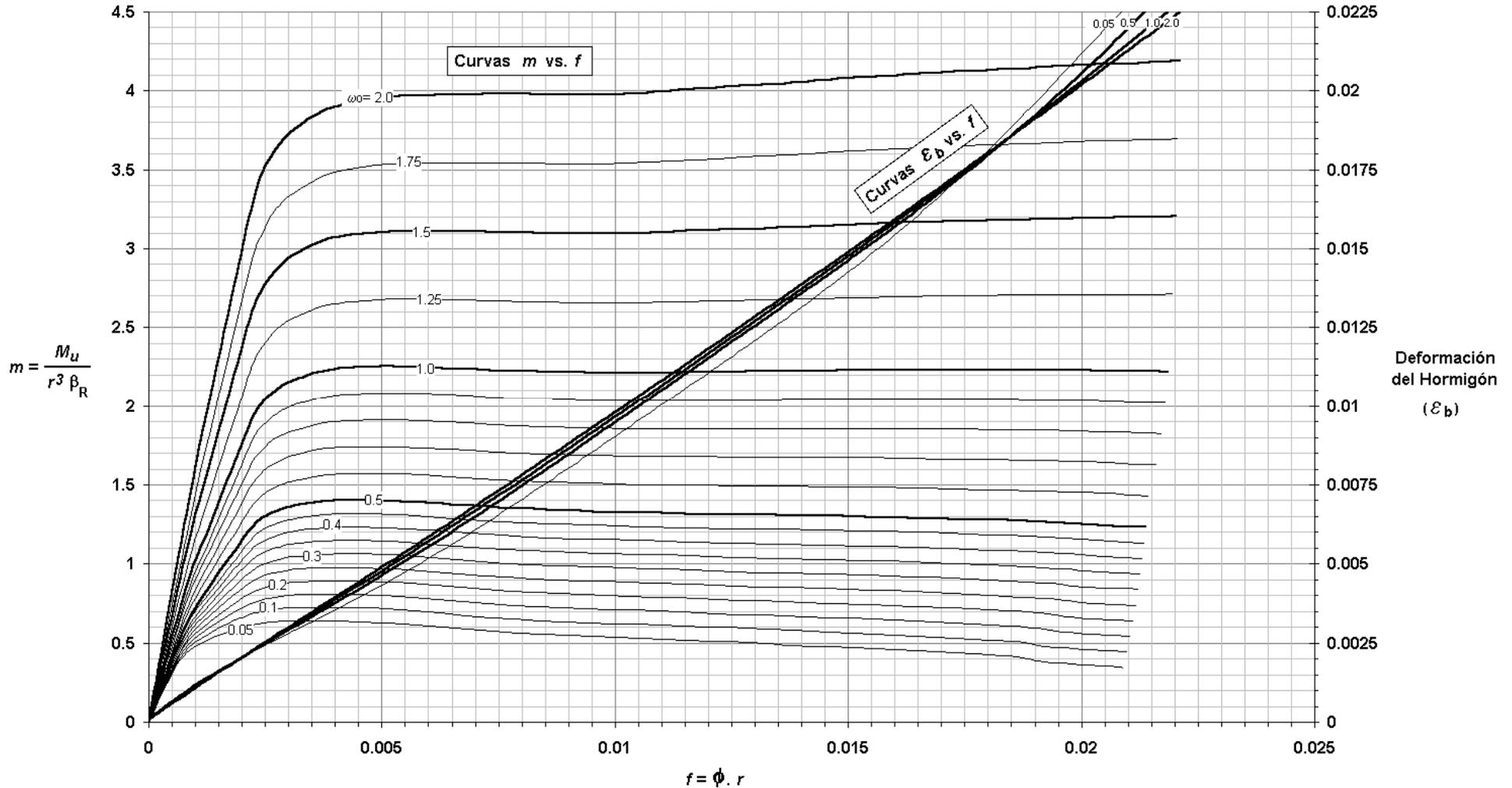



FIGURA C-13 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

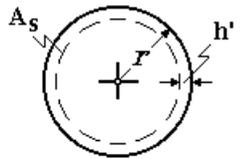
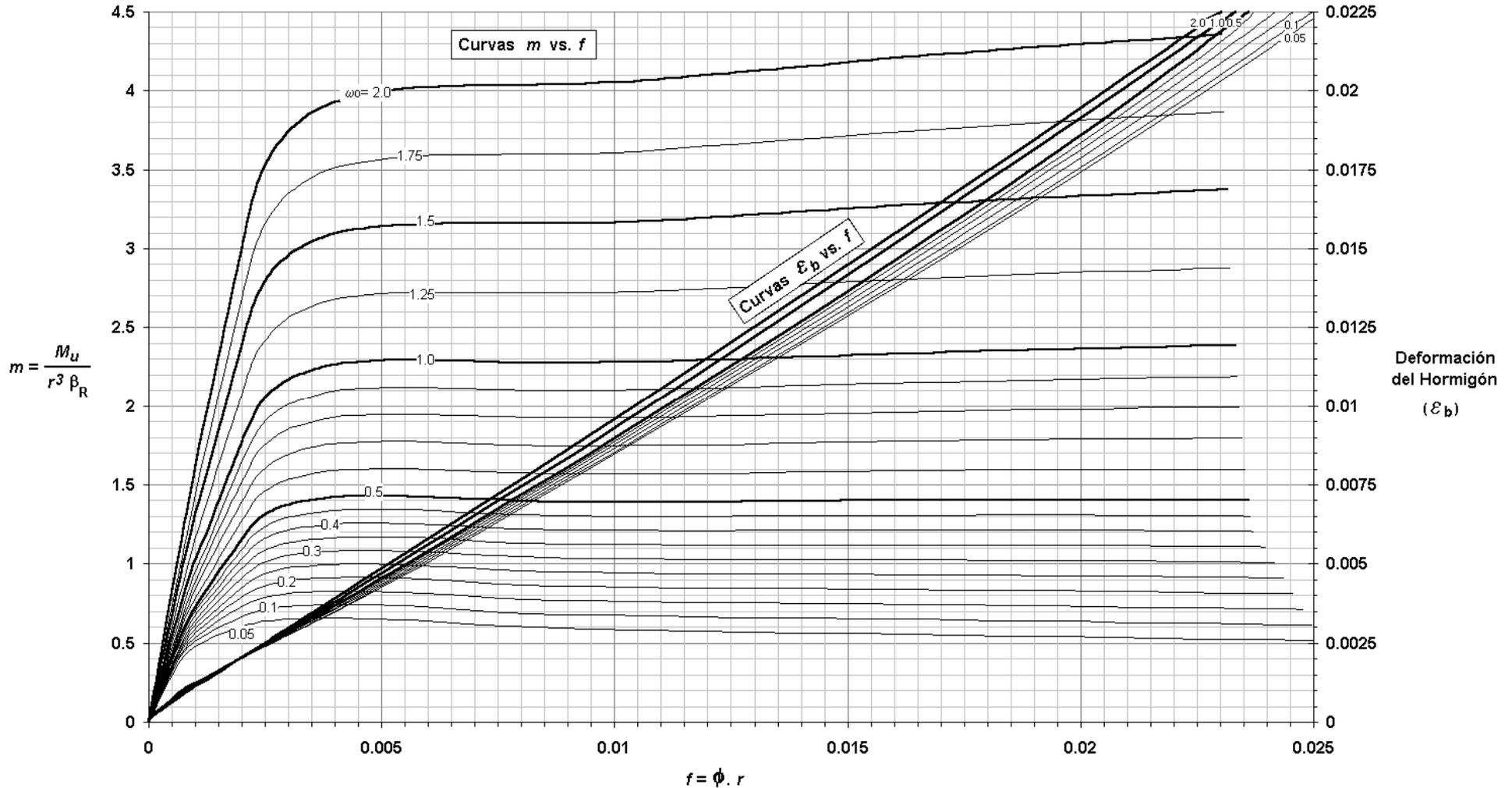



FIGURA C-14 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

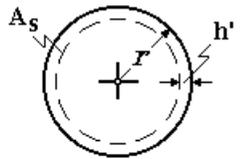
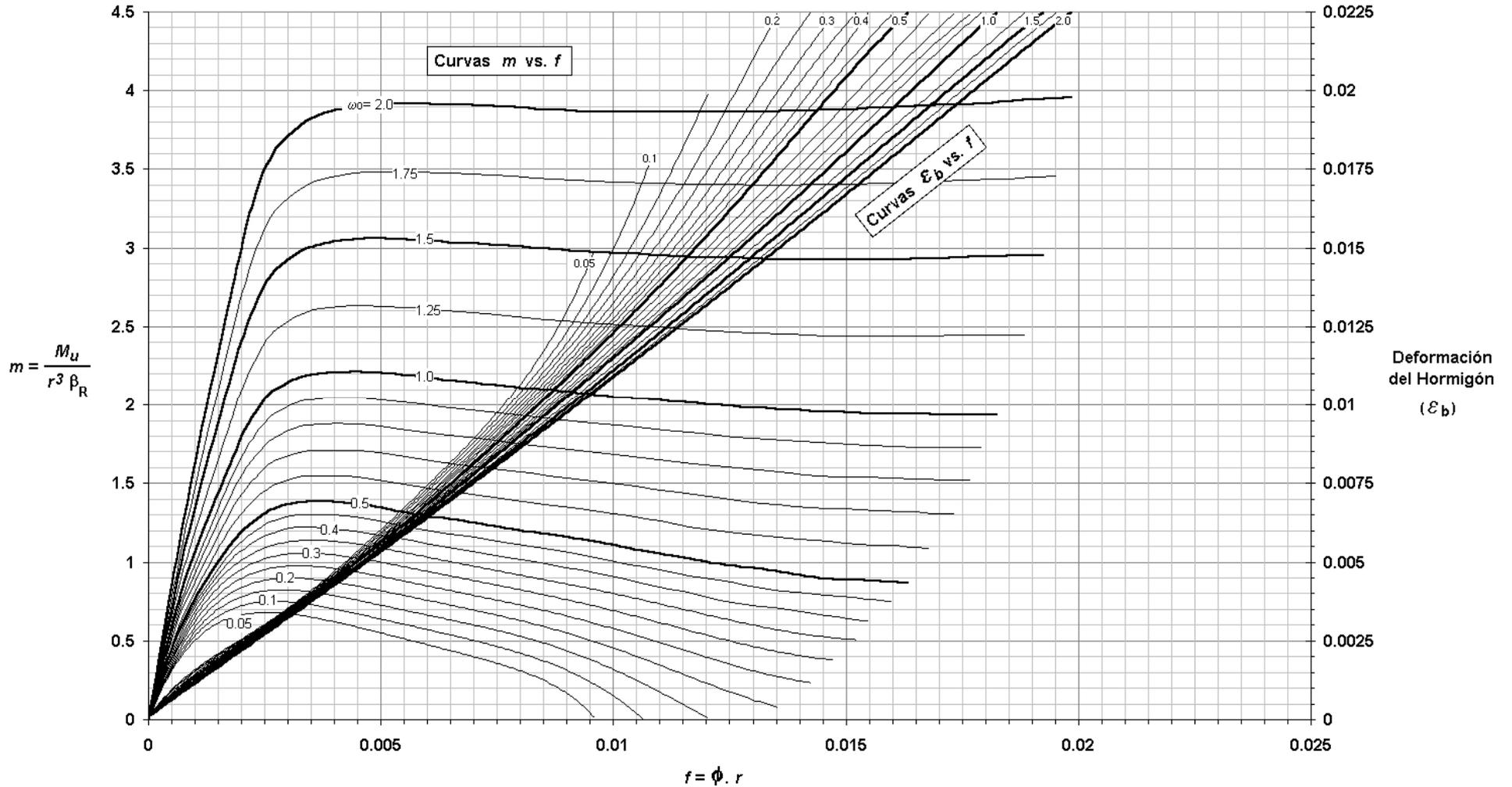



FIGURA C-15 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

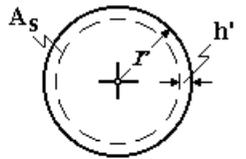
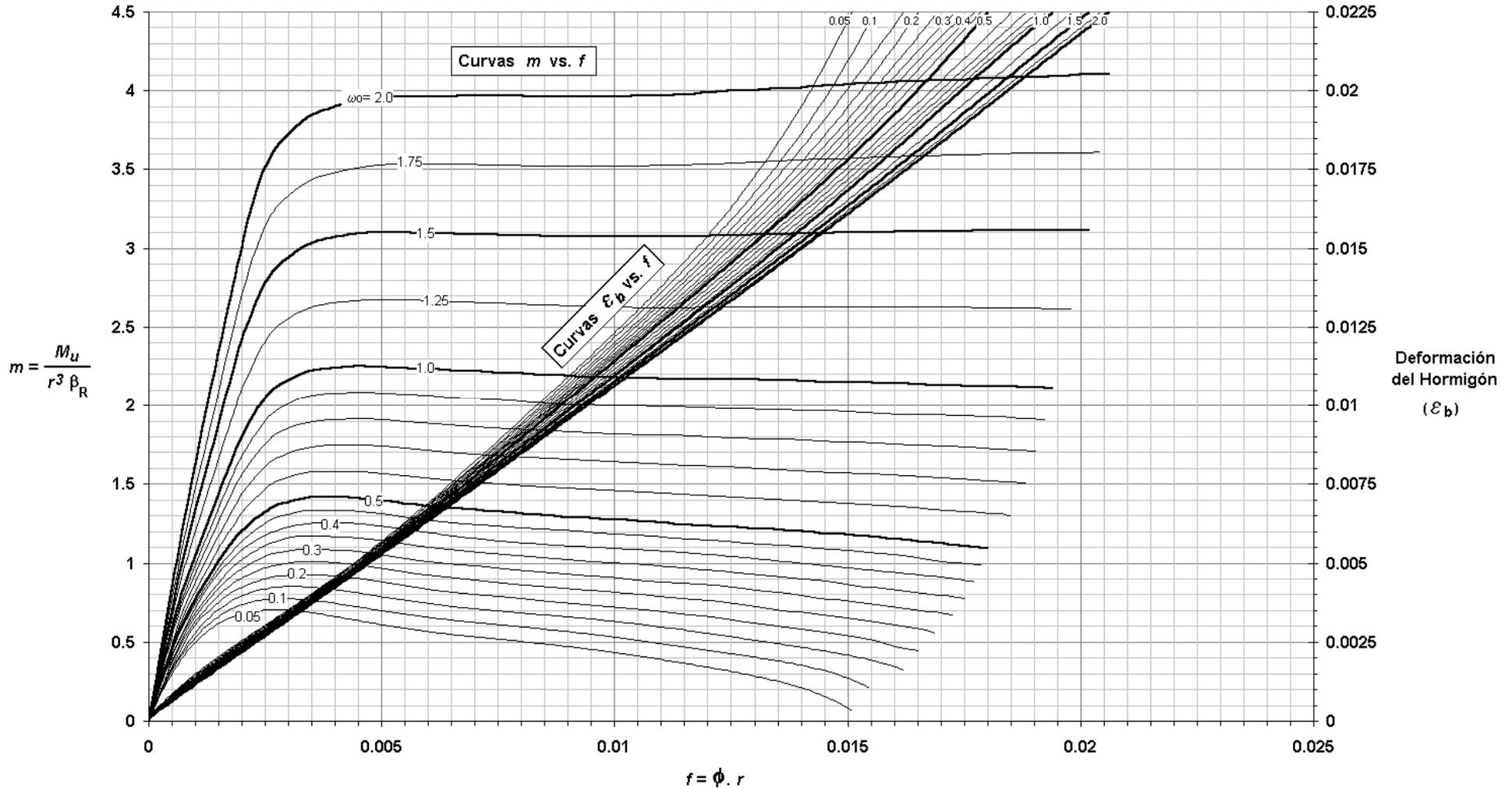



FIGURA C-16 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.1$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

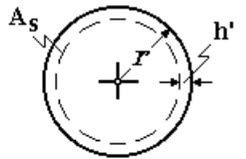
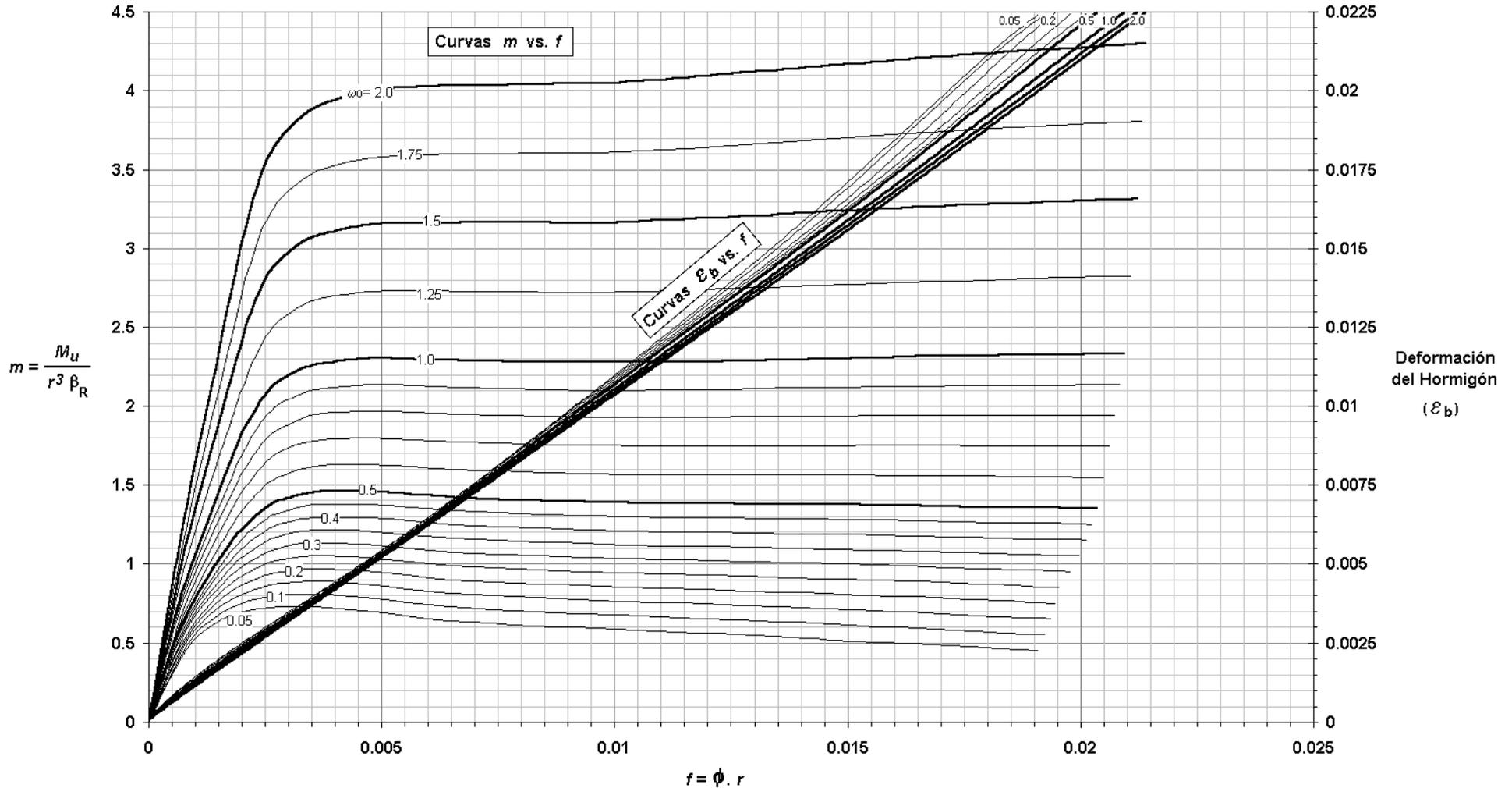



FIGURA C-17 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

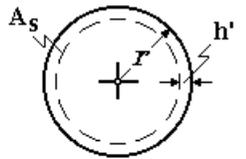
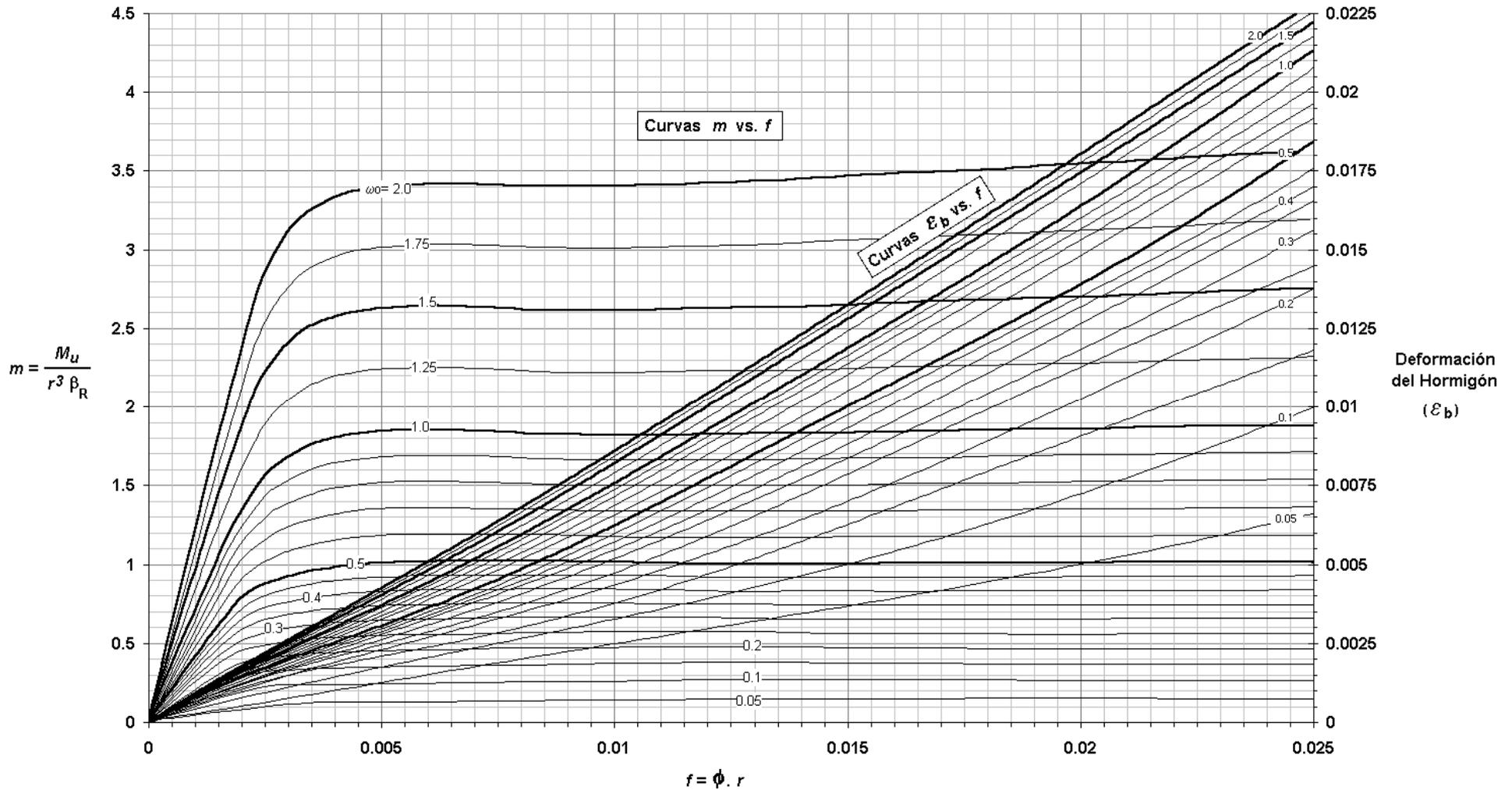



FIGURA C-18 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

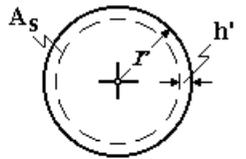
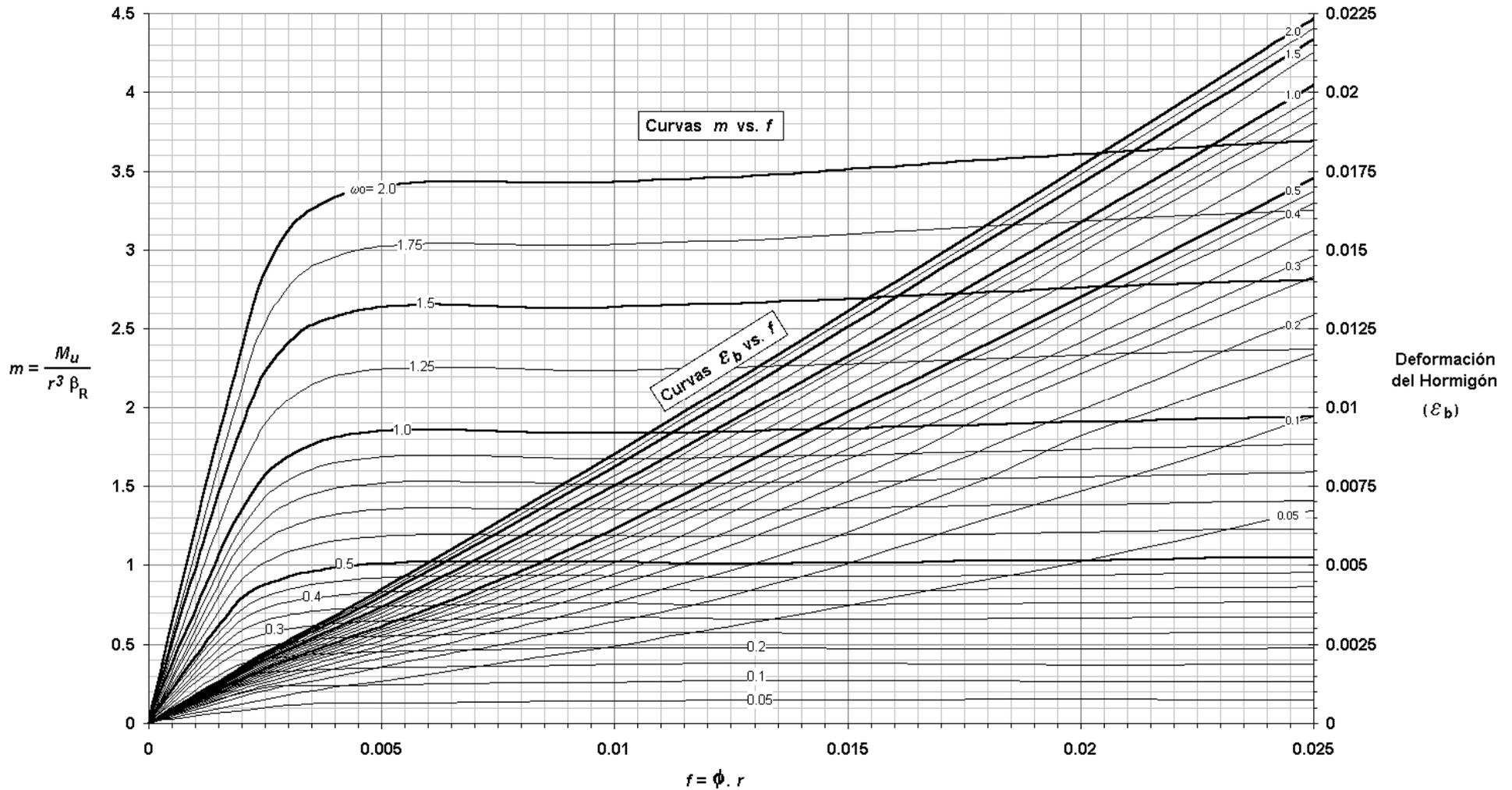



FIGURA C-19 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

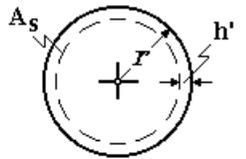
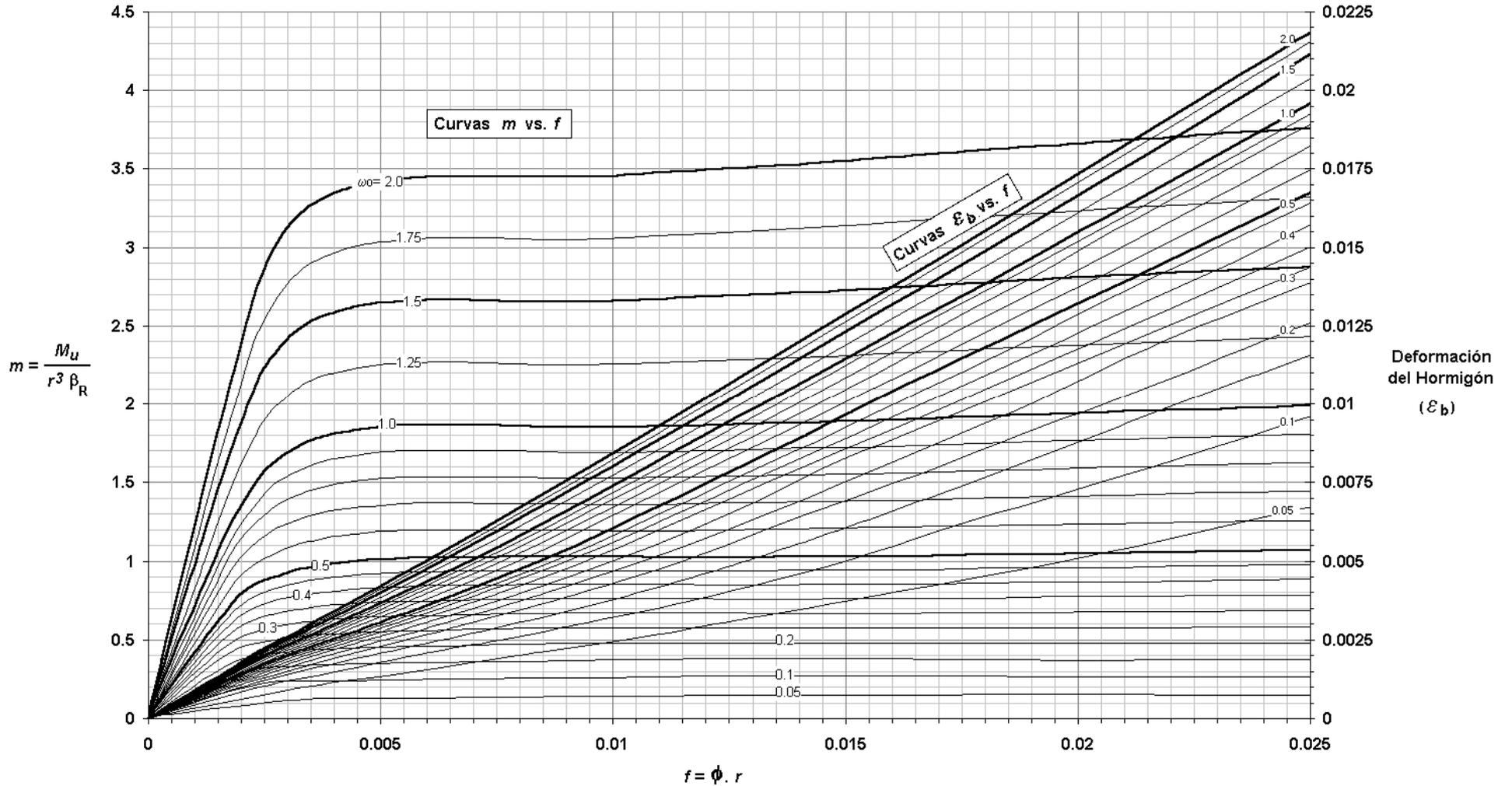



FIGURA C-20 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuanía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

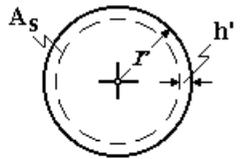
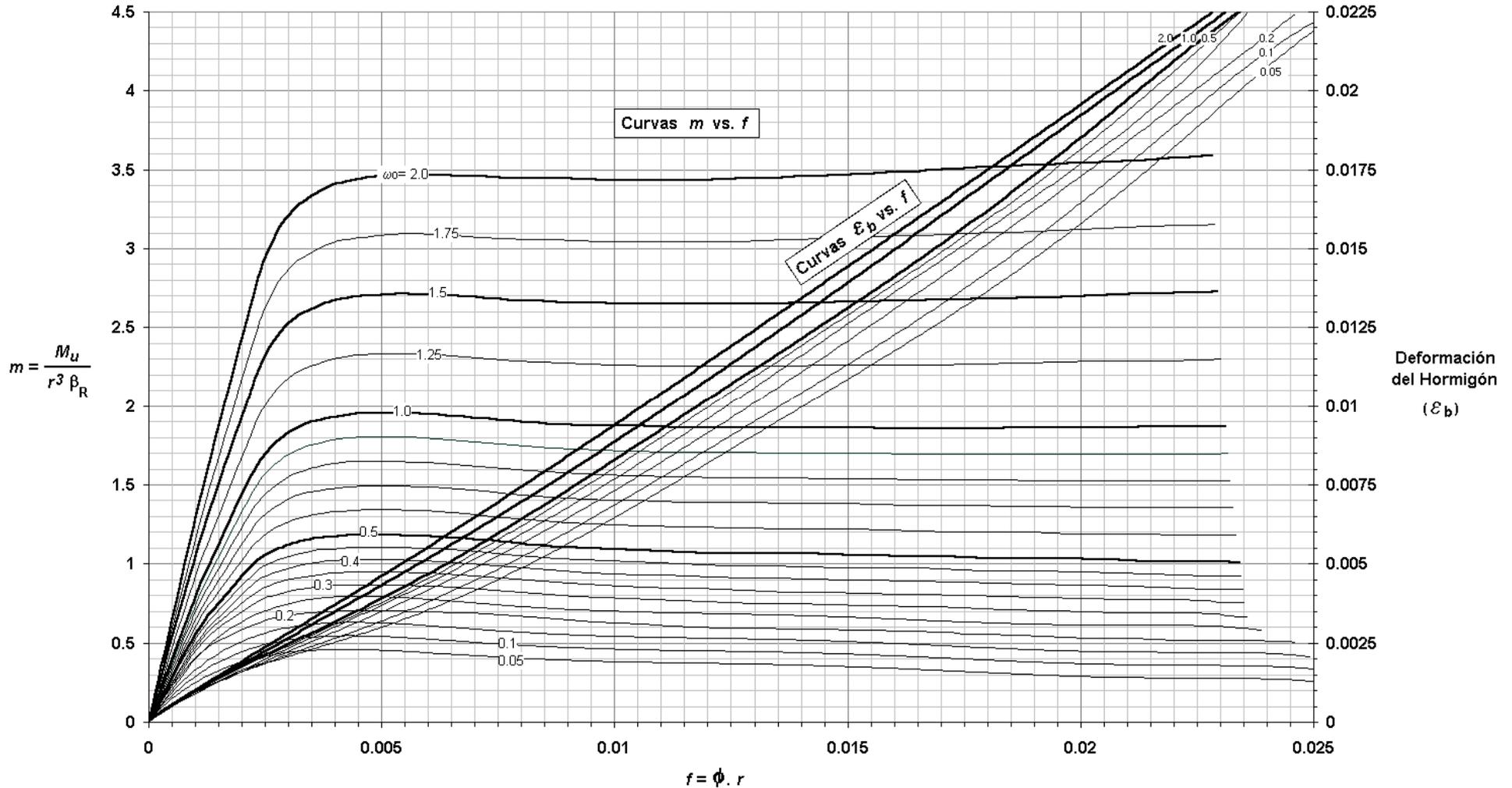



FIGURA C-21 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

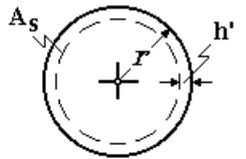
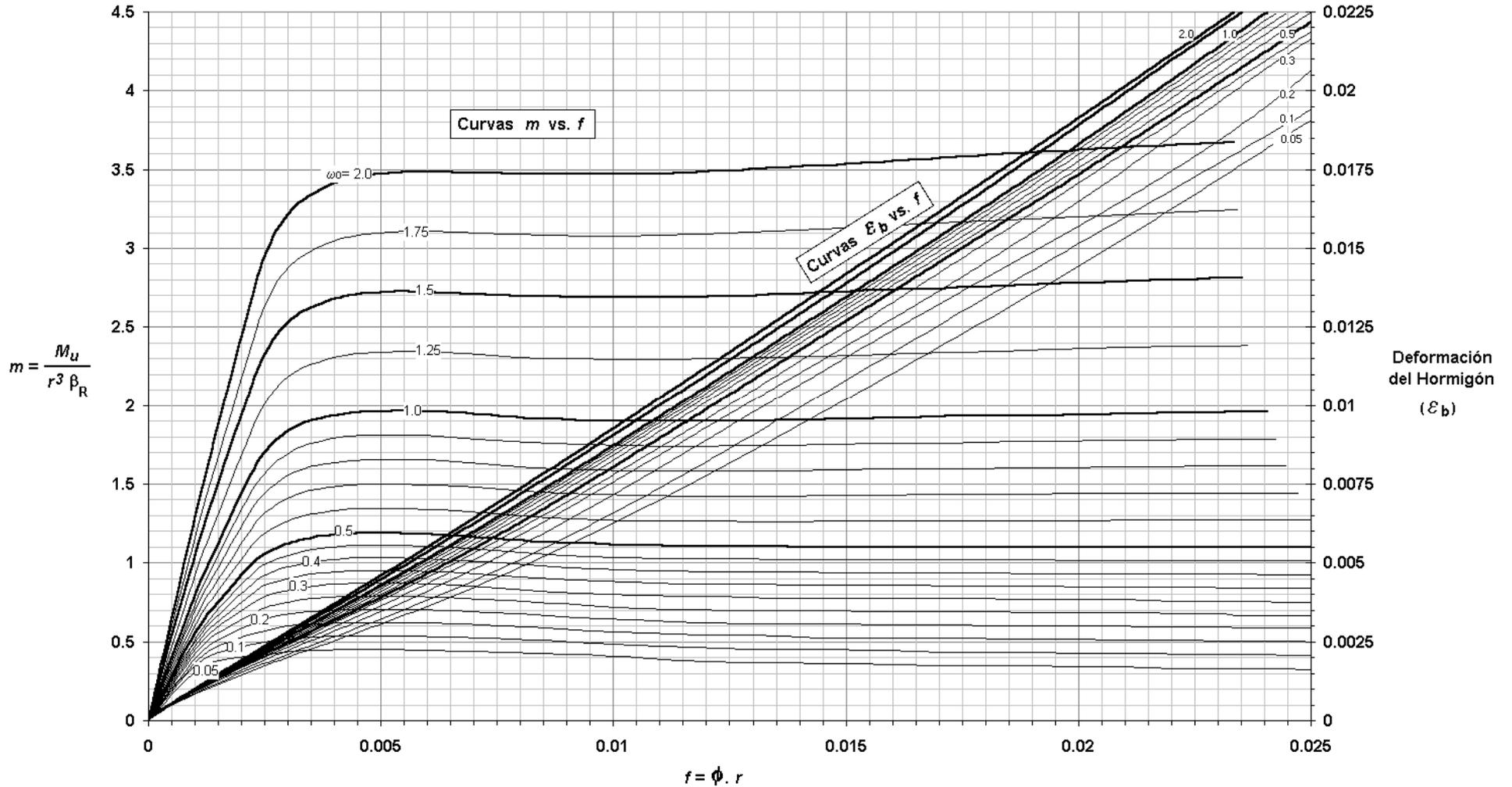



FIGURA C-22 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 0.5$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

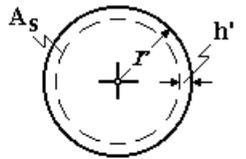
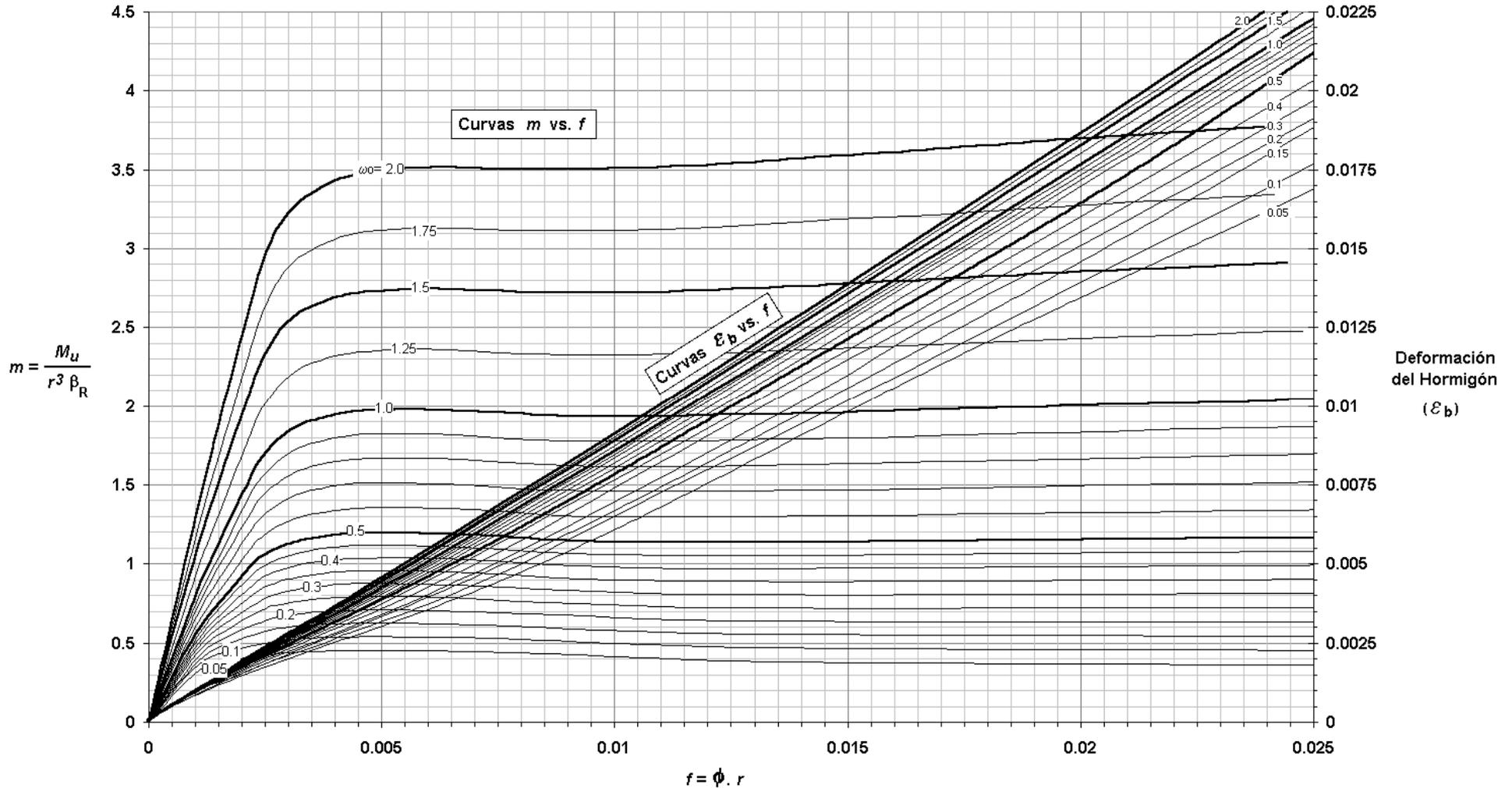



FIGURA C-23 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

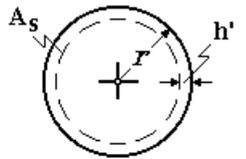
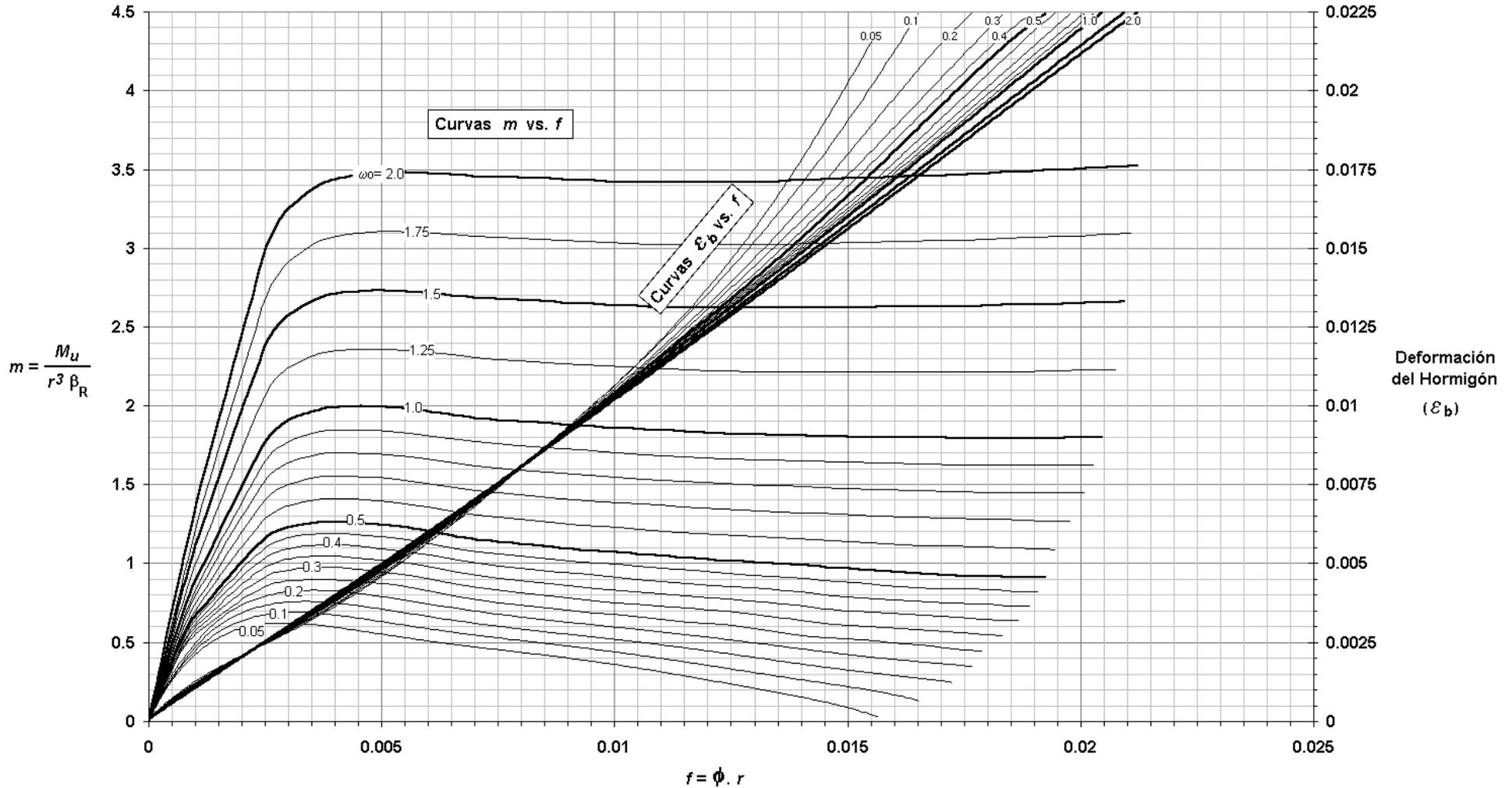



FIGURA C-24 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

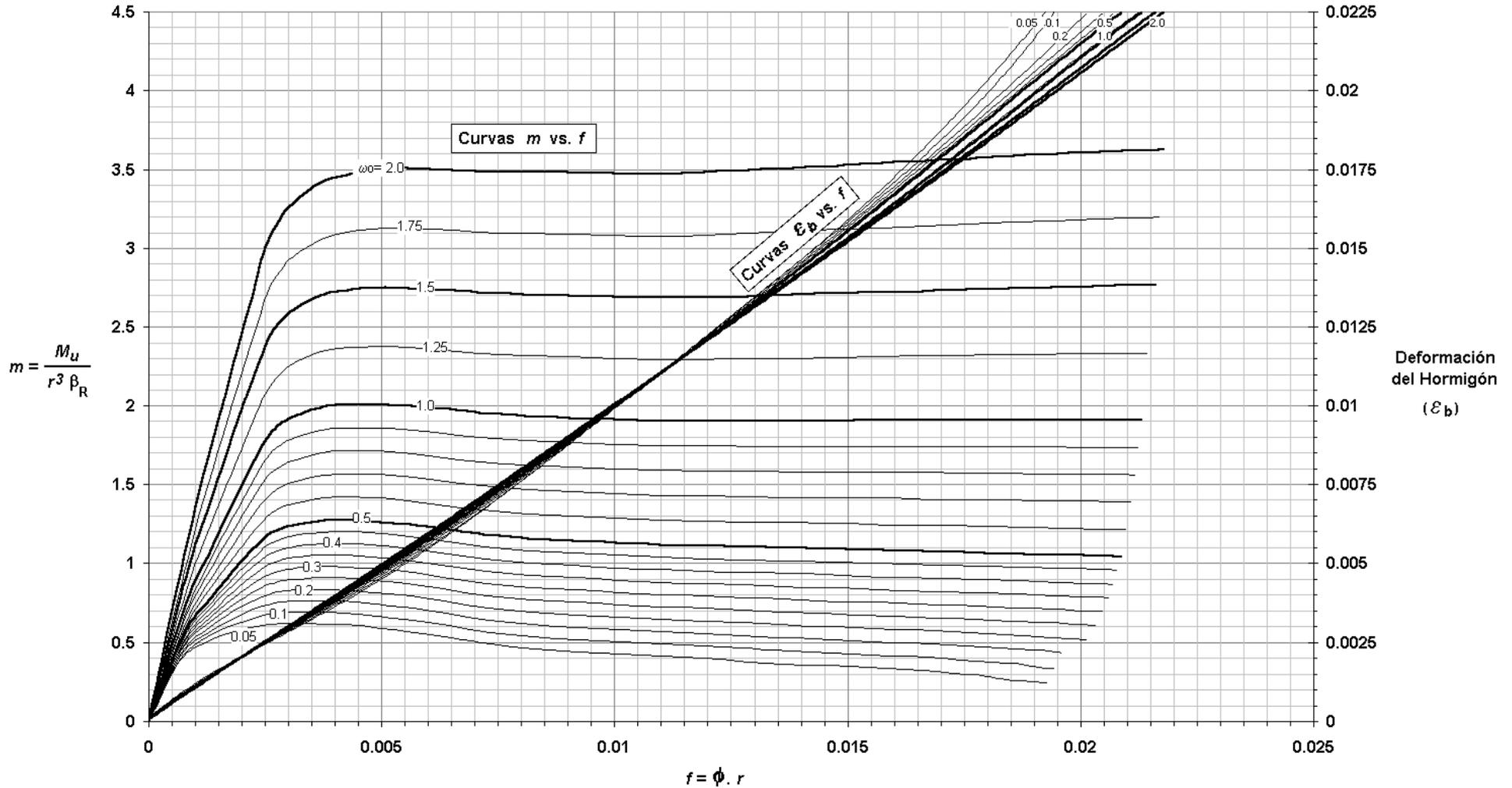
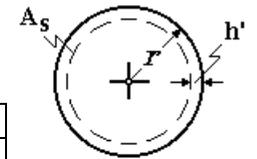


FIGURA C-25 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.0$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

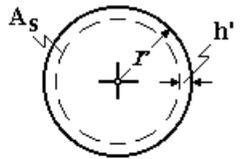
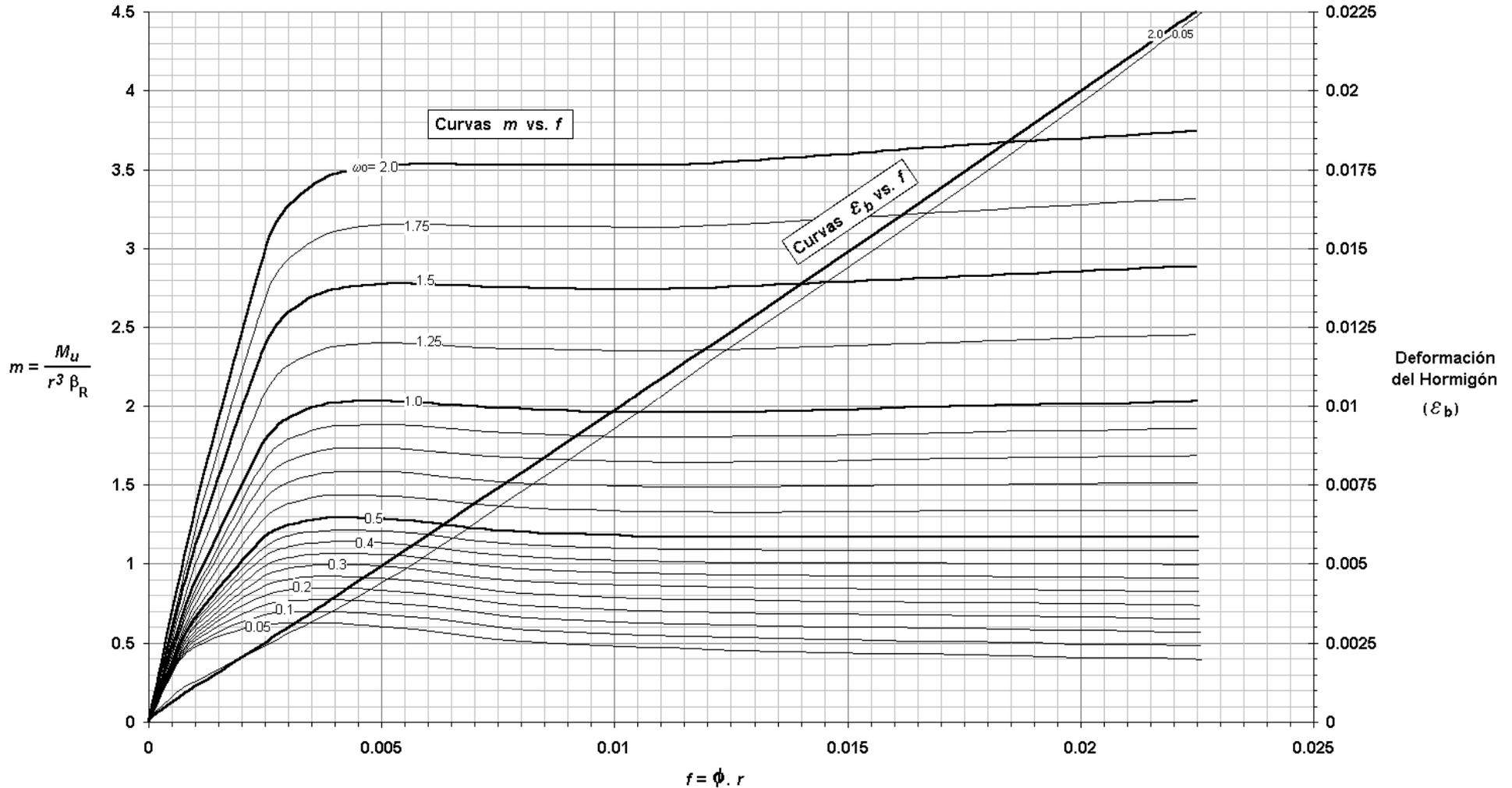



FIGURA C-26 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.0025$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

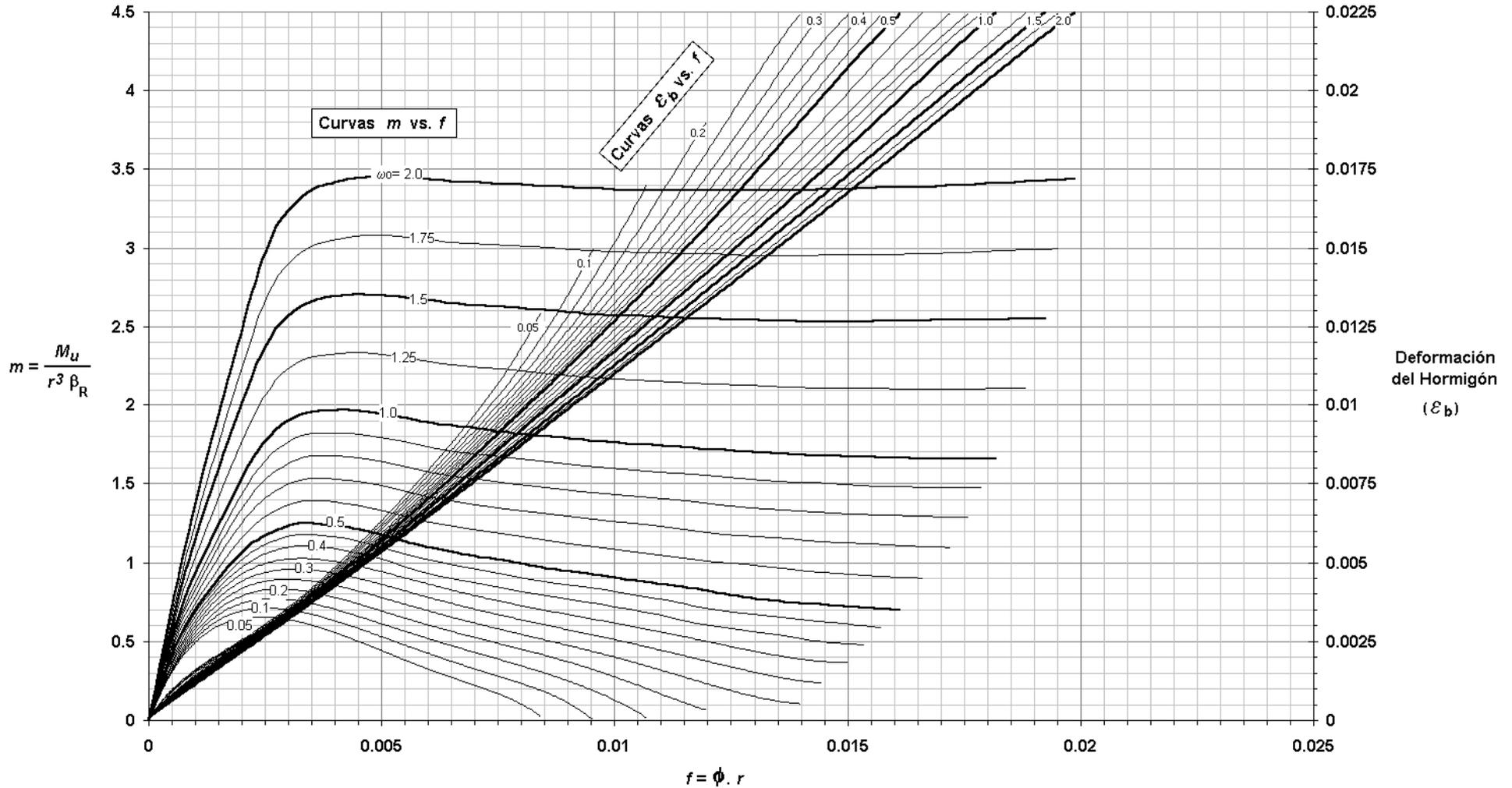
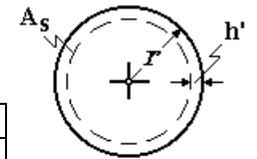


FIGURA C-27 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420 \text{ MPa}$) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.005$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

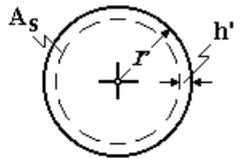
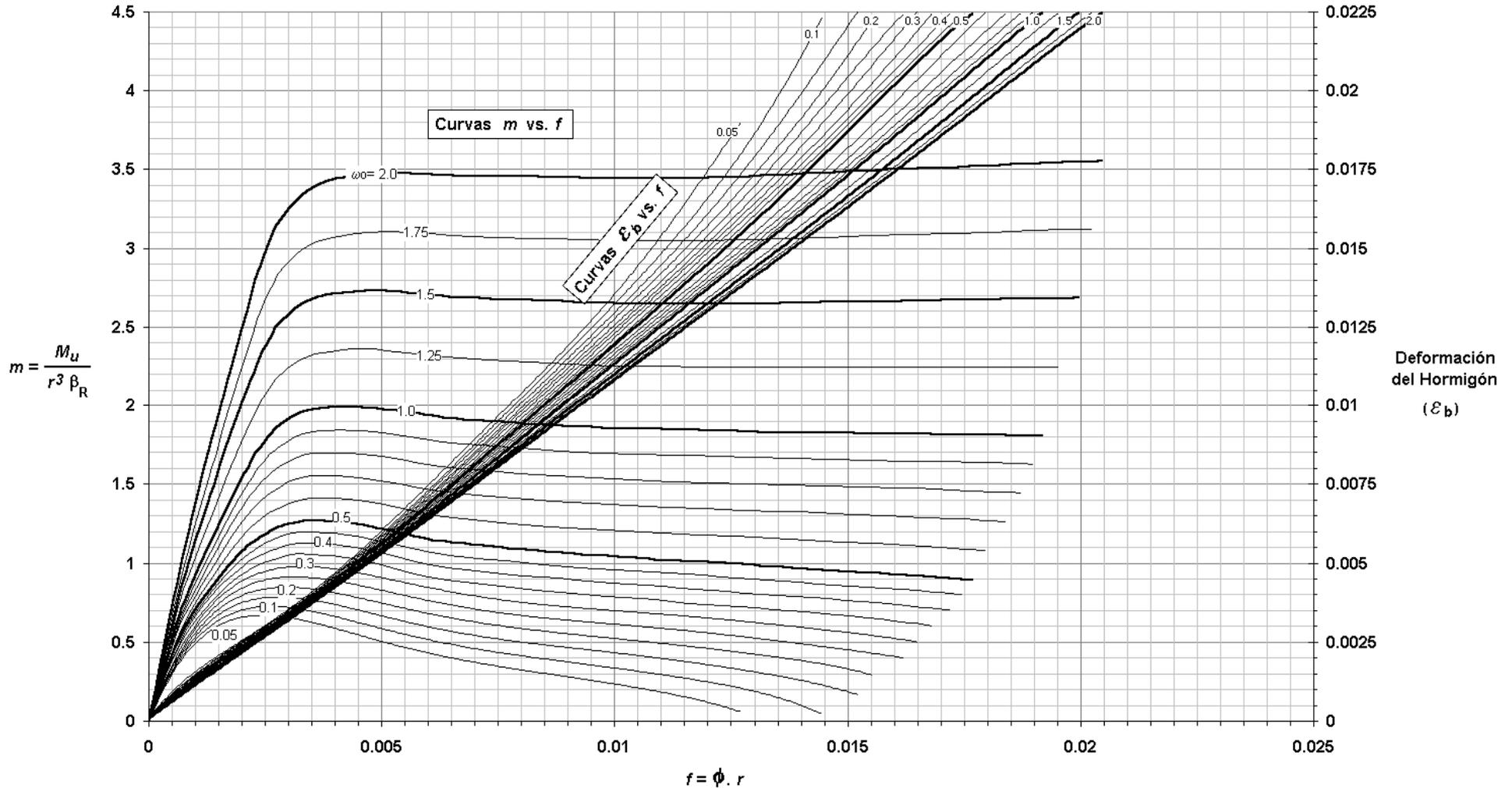
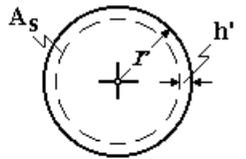
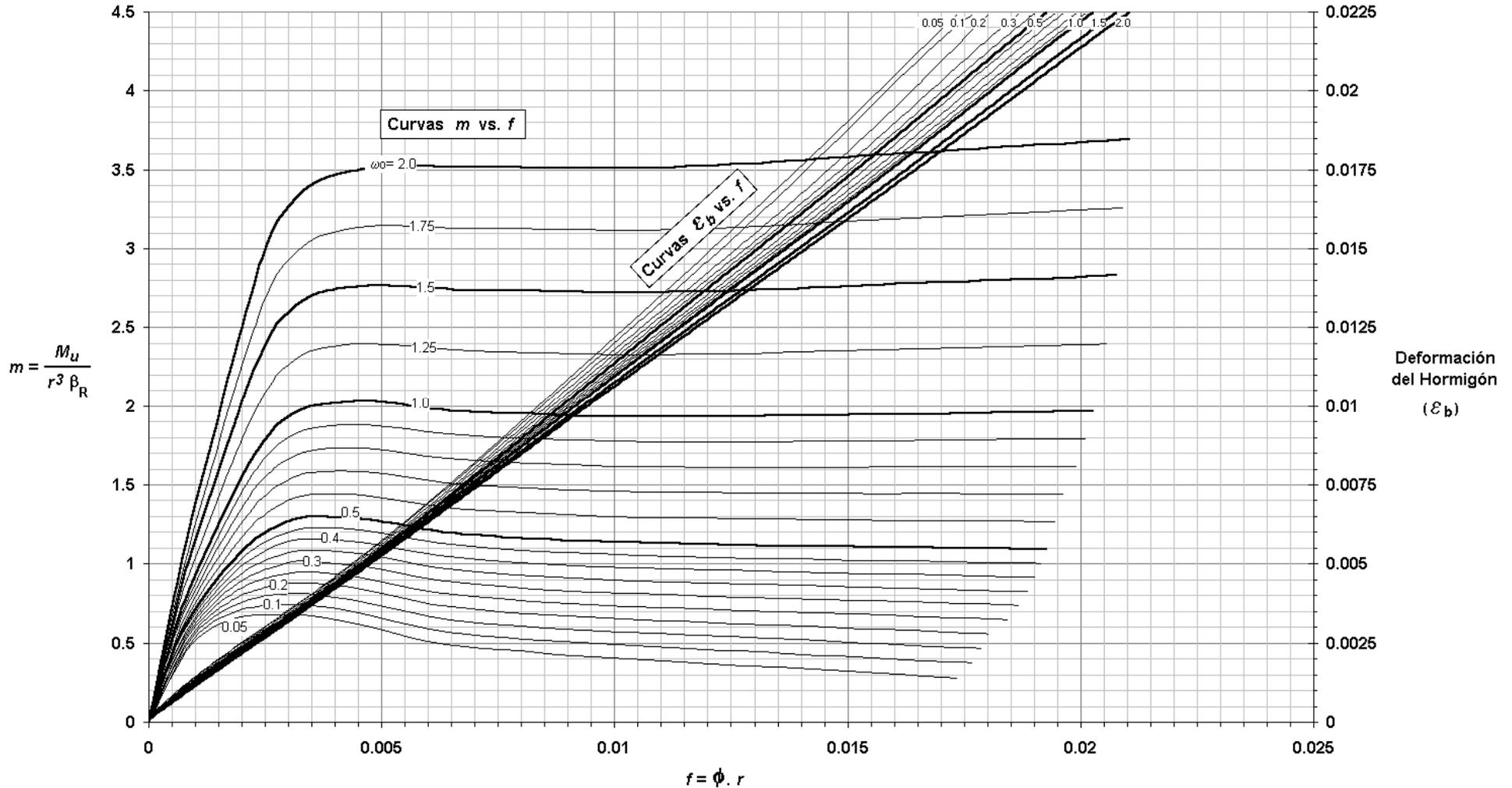



FIGURA C-28 Diagrama de Dimensionado Columnas Circulares de Hormigón Armado

Acero Tipo III ($\beta_s = 420$ MPa) $n = 1.5$ $\rho_t = 0.01$ $h'/r = 0.2$

ρ_t : Cuantía volumétrica de armadura transversal.	$m = M_u / (r^3 \beta_R)$					
β_R : Resistencia de cálculo del Hormigón.	$n = N_u / (r^2 \beta_R)$					
β_s : Tensión de fluencia del Acero.	Total de Armadura					
f : Curvatura reducida - ϕ : Curvatura	$A_s = \omega_n r^2 \pi / (\beta_s / \beta_R)$					
Clase de Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_s / β_R	40.0	30.0	24.0	18.3	15.6	14.0

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [I-1] Dr. Ing. Vitelmo V. Bertero. Conferencia Plenaria del Tercer Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción III EIPAC 97, Mendoza Noviembre de 1997
- [I-2] “Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges”. M. J. Kowalsky, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree Doctor of Philosophy in Engineering Sciences (Structural Engineering), University of California, San Diego, 1997.
- [I-3] “Connections: EERI Oral History Series: Michel V. Pagnoff and John Rine”, Scott S., 1996.
- [I-4] “Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading”, Priestley M.J.N. and Park R.. ACI Structural Journal, January-February 1987, pp. 61-76.
- [I-5] “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Mander J. B., Priestley M. J. N. and Park R., Journal of the Structural Division ASCE, 114(8), August 1988.
- [I-6] “Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design”, Uang C. M. and Bertero V. V., College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, November 1988. Report No UCB/EERC-88/18.
- [I-7] “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”. Moehle J. P., Earthquake Spectra, 8(3): pp. 403-428, 1992.
- [I-8] “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality”. Priestley M. J. N. Proceedings of the Tom Paulay Symposium – “Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings”, San Diego, CA, Septiembre de 1993.
- [I-9] “Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions”, Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. and MacRae G. A.. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, Nº 12, pp 1623-1643. Diciembre de 1995.

-
-
- [I-10] Seismology Committee, "Vision 2000", Structural Engineers Association of California, 1996.
- [I-11] Guidelines for de Seismic Rehabilitation of Buildings – Ballot Version, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 1996.
- [I-12] Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, www.eerc.berkeley.edu/eqiis.html, June 1998.
- [I-13] Godden Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, www.eerc.berkeley.edu/eqiis.html, June 1998.
- [I-14] Loma Prieta Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, www.eerc.berkeley.edu/eqiis.html, June 1998.
- [I-15] Northridge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, www.eerc.berkeley.edu/eqiis.html, June 1998.
- [I-16] Great Hanshin Bridge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, www.eerc.berkeley.edu/eqiis.html, June 1998.
- [II-1] ATC, (1996b) Seismic Design Criteria for Highway Structures : Current and Future, Report No. ATC-18, Applied Technology Council, Redwood City
- [II-2] Bridge Design Specifications Manual, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1990.
- [II-3] Bridge Design Specifications, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California, 1990.
- [II-4] Caltrans.1995. Bridge Memo to Designers (20-4), California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [II-5] Bridge Manual: Design and Evaluation, Transit New Zealand, Wellington, 1991.
- [II-6] Japan Road Association: Design Specifications of Highway Bridges, "Part I Common Part", "Part III Concrete Bridges", February 1990.
- [II-7] Park R. and Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", Jhon Wiley & Sons, New York (1975).
- [II-8] Commission of the European Community "Eurocode N^{ro}. 8.2 Structures in Seismic Regions – Design-Bridges" , December 1990.
- [II-9] "Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80" INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SISMICA (1980).

-
-
- [II-10] Kawashima K., Aizawa L. And Takahashi K., "Attenuation of Peak Ground Acceleration, Velocity and Displacement Based on Regression Analysis of Japanese Strong Motion Records". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.14, 1986.
- [II-11] "Effects of Composition of Two Horizontal Components on Attenuation of Maximum Ground Motions and Response Spectra", Japan Society of Civil Engineers, Vol.329, 1983.
- [II-12] "Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges", G. Michele Calvi, M. J. Priestley, Editors. *Proceedings of the International Workshop held in Bormio (Italy) April 1991*.
- [II-13] "Diseño Sismorresistente de Puentes. Un Estudio Comparativo de Códigos Vigentes", O. Dip, M. G. Amani, E. E. Galíndez, R. F. Danesi, III EIPAC-97. Mendoza, Noviembre 1997.
- [III-1] CALTRANS, 1993. "Design Criteria for I-880 Replacement", California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [III-2] CALTRANS, 1994. "Design Criterio for SR-14/I-5 Replacement", California Department of Transportantion, Sacramento, CA.
- [III-3] ATC, (1996a), "Improved Deismic Design Criterio for California Bridges: Provisional Recommendations, Report No. ATC-32, Applied Techonoly Council, Redwood City.
- [III-4] "Handbook of Structural Engineering", W.F. Chen (Editor), Chapter 16, Lian Duan and Mark Reno, Noviembre de 1997.
- [III-5] "Recommendations for Improved AASHTO Bridge Design Specifications", C. Rojahn, R. L. Mayes and R. V. Nutt, NCEER Bulletin Vol. 11 No 3, July 1997. <http://nceer.eng.buffalo.edu/bulletin/97>.
- [IV-1] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N. and MacRAe G.A., "Displacement-Based Design: A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures", Depatrment of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, CA 92093, October 1994.

-
-
- [IV-2] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N. and MacRae G.A., "Displacement-Based Design of RC Bridge columns in Seismic Regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, December, 1995.
- [IV-3] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., "Displacement-Based Methodology for Design and Assessment of Reinforced Concrete Bridges", *Proceedings: National Seismic Conference on Bridges and Highways – Progress in Research and Practice*, Dec. 1995, San Diego, CA.
- [IV-4] MacRae G.A., Priestley M.J.N. and Tao J., "P- Δ Design in Seismic Regions", Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, CA 92093, June 1993.
- [IV-5] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., "A Direct Displacement-Based Design Approach for Reinforced Concrete Bridges", *Proceedings: Fourth Caltrans Seismic Research Workshop*, July 1996, Sacramento, CA.
- [IV-6] Priestley M.J.N., Seible F. and Calvi G.M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley and Sons, New York, 1996.
- [IV-7] M.J.N. Priestley, M.J. Kowalsky, G. Ranzo, G. Benzoni, "Preliminary Development of Direct Displacement – Based Design for Multi – Degree of Freedom Systems", UCSD Division of Structural Engineering. La Jolla, CA
- [IV-8] Paulay T., Priestley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York, 1992.
- [IV-9] Gulkan P., Sozen M., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", *ACI Journal*, December 1974.
- [IV-10] Takeda T., Sozen M., Nielsen N., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes". ASCE Structural Division, 96(12). December 1970.
- [IV-11] Priestley M.J.N., Seible F. and Chai Y.H., "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance", Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, CA, August 1992.
- [IV-12] Park. R., Erri M. "Procedimiento para el Diseño Dúctil de Pórticos de Hormigón Armado", "Seminario Internacional de Estructuras de Hormigón Armado", Primer Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción. (1-EIPAC-92), Mendoza, Octubre de 1992.

-
-
- [IV-13] Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II. Norma Argentina para Construcciones Sismorresistentes. Construcciones de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. 1991.
- [IV-14] Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I. Norma Argentina para Construcciones Sismorresistentes. Construcciones en General. 1991.
- [V-1] Clough R. W. And Penzien J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill Book Company, 1975.
- [V-2] Shunzo Okamoto "Introduction To Earthquake Engineering", Editors Jhon Wiley & Sons, 1973.
- [V-3] Gasparini D. A. and Vanmarcke E. H., "SIMQKE: a Program for Artificial Motion Generation". Civil Engineering Dept., Massachusetts Institute of Technology, 1976.
- [V-4] Nigam N. C., Jennings P. C. "SPECEQ/UQ: Digital Calculation of Response Spectra From Strong-Motion Earthquake Recors". Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Techology, Pasadena, 1968.
- [V-5] "Publicación Técnica N° 17", INPRES, San Juan, Argentina, Octubre de 1992.
- [VI-1] "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado", Dirección Nacional de Vialidad, Enero de 1952.
- [VI-2] "Método de Diseño Basado en los Desplazamientos. Aplicación al Diseño Sismorresistente de las Pilas de un Puente de Hormigón", O. Dip, E. E. Galíndez, R. F. Danesi. XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. CD-ROM, pág. 1006-1034. Buenos Aires, septiembre de 1998.
- [VI-3] "DRAIN-3D BASE PROGRAM DESCRIPTION AND USER GUIDE", Version 1.10, by V. Prakash, G.H. Powell and S. Campbell. Department of Civil Engineering, University of California, Berdeley, California, August 1994.
- [VI-4] "DRAIN-3DX ELEMENT DESCRIPTION AND USER GUIDE FOR ELEMENT TYPE01, TYPE04, TYPE05, ATYPE08, TYPE09, TYPE15 ans TYPE17", Version 1.10, by G.H.Powell and S. Cambbell. Department of Civil Engineering, University of California, Berdeley, California, August 1994.

-
-
- [VI-5] “Proyecto 1 de Norma IRAM 113 091: Apoyos de Policloropreno para Puentes y Edificios”, aprobado por Comisión de Apoyos para Puentes el (4/7/73).
- [VI-6] “Beton-Kalender, Teil II”. Ernst & Sohn. 1989.
- [VI-7] “Instrucciones para Montaje, Cálculo de Esfuerzos y Dimensionado de Apoyos Lasto Block, Tipo NB”, Pretensac S. A.
- [VI-8] “Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 301 Part 1”, 1982, Standards Association of New Zealand, Wellington.
- [VI-9] “Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 301 Part 2”, 1982, Standards Association of New Zealand, Wellington.
- [VI-10] “Amendment N^o 1 to NZS 3101 Parts 1 and 2”, 1989 Standards Association of New Zealand, Wellington.
- [VII-1] “BIAX: A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete and Reinforced Masonry Sections”, John W. Wallace. Department of Civil Engineering, Clarkson University, Potsdam, New York, February 1992.
- [VIII-1] “Cuaderno 220: Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado”, Según DIN 1045 – Edición Enero 1972.