

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

Ministerio de Obras Públicas de la Nación

Secretaría de Obras Públicas



Instituto Nacional de
Prevención Sísmica

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

**Comentarios a la
Parte VI**

***PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO***

Julio 2020

**COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES**

**PARTE VI
PUENTES DE
HORMIGÓN ARMADO**

EDICIÓN JULIO 2020

INPRES

Rogert Balet N° 47 Norte

(5400) San Juan

Tel.: (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX

FAX: (54 264) 4234463

e-mail: giuliano@inpres.gob.ar

Internet: www.inpres.gob.ar

DIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO

DIRECTORA EJECUTIVA:
DRA. PATRICIA ALVARADO

INTI CIRSOC

Av. Cabildo 65 – Subsuelo Ala Savio

(C1426AAA) Buenos Aires

Telefax: (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184

e-mail: cirsoc@inti.gob.ar

cirsoc@fm.gob.ar

Internet: www.inti.gob.ar/cirsoc

DIRECTOR TÉCNICO:
ING. MARTA S. PARMIGIANI

© 2020

Editado por INTI

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso – Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Ministerio de Desarrollo Territorial y Hábitat
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería civil

Reconocimiento Especial

*El **INTI-CIRSOC** agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*

Esta Parte VI, “Puentes de Hormigón Armado”, del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, surge de un esfuerzo conjunto entre las siguientes instituciones y sus respectivos representantes:

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

Ing. Alejandro Giuliano

Ing. N. Silvana Bustos

Ing. Daniel Alejandro Yañez

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles

Ing. Marta S. Parmigiani

Universidad Nacional de Cuyo – Facultad de Ingeniería

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Ing. José Giunta

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Ing. Agustín Benito Reboredo

Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Mendoza

Ing. Eduardo Balasch

Dr. Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Daniel García Gei

Dr. Ing. Noemí Graciela Maldonado

Ing. Luis Matons

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza

Ing. Raúl Héctor Delle Donne

Ing. Roberto R. Nesossi

Centro de Ingenieros de Mendoza

Ing. Juan Camps

Ing. Norberto González

Ing. Elías Japaz

Ing. Raúl Giménez Mathus

En el presente Reglamento se ha respetado la numeración de los Capítulos y de los artículos del documento de base, AASHTO LRFD 2012, para facilitar su seguimiento.

AGRADECIMIENTO:

*Se agradece la valiosa colaboración del Sr. Oscar S. Escudero, perteneciente al **INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA**, por la edición de las imágenes de este documento.*

ÍNDICE

| | | |
|---|-----------------------------------|----|
| COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3 | CARGAS Y FACTORES DE CARGA | |
| C3.10 Efectos de los Terremotos | | 1 |
| C3.10.1 Requisitos Generales | | 1 |
| C3.10.2 Peligrosidad Sísmica | | 2 |
| C3.10.2.1. Procedimiento General | | 2 |
| C3.10.2.2. Procedimiento Específico Para El Sitio | | 2 |
| C3.10.3 Efectos de Sitio | | 3 |
| C3.10.3.1. Definiciones de las Clases de Sitio | | 3 |
| C3.10.4 Caracterización de la Peligrosidad Sísmica | | 5 |
| C3.10.4.1. Espectro de Respuesta de Diseño | | 5 |
| C3.10.4.2. Coeficiente Sísmico de Respuesta Elástica | | 5 |
| C3.10.5 Clasificación Operacional | | 6 |
| C3.10.6 Zonas de Desempeño Sísmico | | 6 |
| C3.10.7 Factores de Modificación de Respuesta | | 6 |
| C3.10.7.1. Requerimientos Generales | | 6 |
| C3.10.7.2. Aplicación | | 7 |
| C3.10.8 Combinación de los Efectos de las Fuerzas Sísmicas | | 7 |
| C3.10.9 Determinación de las Fuerzas de Diseño | | 7 |
| C3.10.9.1. Requisitos Generales | | 7 |
| C3.10.9.2. Zona de Desempeño Sísmico 1 | | 7 |
| C3.10.9.3. Zona de Desempeño Sísmico 2 | | 8 |
| C3.10.9.4. Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4 | | 8 |
| C3.10.9.4.1. Requisitos Generales | | 8 |
| C3.10.9.4.2. Solicitaciones de Diseño Modificadas | | 9 |
| C3.10.9.4.3. Solicitaciones Inelásticas en las Rótulas Plásticas | | 9 |
| C3.10.9.4.3a Requisitos Generales | | 9 |
| C3.10.9.4.3b Columnas Aisladas y Pilas Tipo Tabique Aisladas | | 9 |
| C3.10.9.4.3c Pilas con dos o más columnas | | 9 |
| C3.10.9.4.3d Solicitaciones de Diseño en Columnas y Pilas de varios Pilotes | | 9 |
| C3.10.9.4.3e Solicitaciones de Diseño en una Pila Individual | | 10 |
| C3.10.9.4.3f Solicitaciones de Diseño en las Fundaciones | | 10 |
| C3.10.10 Requisitos para Puentes Temporarios y Construcción Escalonada | | 10 |

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4 ANÁLISIS

| | |
|---|----|
| C4.6.2.8 Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales | 11 |
| C4.6.2.8.2 Criterios de Diseño | 11 |
| C4.6.2.8.3 Distribución de Cargas | 11 |
| C4.7.4 Análisis para Cargas Sísmicas | 11 |
| C4.7.4.2. Puentes de Un Solo Tramo | 11 |
| C4.7.4.3. Puentes de Varios Tramos | 12 |
| C4.7.4.3.1 Selección del Método | 12 |
| C4.7.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales | 12 |
| C4.7.4.3.2b Método Unimodal Espectral | 12 |
| C4.7.4.3.2c Método de la Carga Uniforme | 12 |
| C4.7.4.3.3 Método Espectral Multimodal | 12 |
| C4.7.4.3.4 Método de Historia en el Tiempo | 13 |
| C4.7.4.3.4a Requisitos Generales | 13 |
| C4.7.4.3.4b Acelerogramas | 13 |
| C4.7.4.4. Requerimientos para la Longitud Mínima de Apoyo | 15 |
| C4.7.4.5. Requerimientos Para el Efecto P- Δ | 16 |

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

| | |
|---|----|
| C5.10.11 Prescripciones para el Diseño Sísmico | 17 |
| C5.10.11.1 Requerimientos Generales | 17 |
| C5.10.11.3 Zona de Despeño Sísmico 2 | 18 |
| C5.10.11.4 Zona de Despeño Sísmico 3 y 4 | 18 |
| C5.10.11.4.1 Requerimientos Para Columnas | 18 |
| C5.10.11.4.1a Armadura Longitudinal | 19 |
| C5.10.11.4.1b Resistencia Flexional | 19 |
| C5.10.11.4.1c Corte y Armadura Transversal en Columnas | 19 |
| C5.10.11.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento en Rótulas Plásticas | 20 |
| C5.10.11.4.1f Empalmes | 22 |
| C5.10.11.4.2 Requerimientos para Pilas Tipo Tabique | 23 |
| C5.10.11.4.3 Conexiones de las Columnas | 23 |
| C5.10.11.4.4 Juntas Constructivas en Pilas de una sola Columna y de varias Columnas | 24 |
| C5.13 ELEMENTOS ESPECÍFICOS DEL PUENTE | 24 |
| C5.13.4 Pilotes de Hormigón | 24 |

| | |
|---|----|
| C5.13.4.6 Requisitos Sísmicos | 24 |
| C5.13.4.6.2 - Zona de Desempeño Sísmico 2 | 24 |
| C5.13.4.6.2b Pilotes hormigonados in situ | 24 |
| C5.13.4.6.3 - Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4 | 24 |
| C5.13.4.6.3b Longitud de Confinamiento | 24 |
| C5.13.4.6.3d Pilotes hormigonados in situ | 24 |
| C5.14 PRESCRIPCIONES PARA TIPOS ESTRUCTURALES | 24 |
| C5.14.2 Construcciones por Dovelas | 24 |
| C5.14.2.3 Diseño | 24 |
| C5.14.2.3.11 Diseño Sísmico | 24 |

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11 MUROS DE SOSTENIMIENTO, ESTRIBOS Y PILAS

| | |
|---|----|
| C11.6.5 Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales | 27 |
| C11.6.5.1 Requisitos Generales | 27 |
| C11.6.5.2 Determinación del Coeficiente Sísmico Para el Diseño del Muro | 28 |
| C11.6.5.2.1 Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro | 28 |
| C11.6.5.2.2 Estimación de la Aceleración que Actúa en La Masa del Muro | 29 |
| C11.6.5.3 Determinación de la Presión Sísmica Activa | 30 |
| C11.6.5.4 Determinación de la Presión Sísmica del Suelo para Estribos y Muros que No fluyan | 33 |
| C11.6.5.5 Determinación de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo | 33 |
| C11.6.5.6 Detalles del Muro para mejorar el Desempeño Sísmico | 34 |
| C11.6.6 Drenaje | 35 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla C3.10.3.1-1 Pasos para la Clasificación del Sitio | 3 |
| Tabla C5.10.11.4.1f-1 Límites de deformación recomendados en barras A706/A706M, y barras de empalme para zonas sísmicas 3 y 4 | 22 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura C4.7.4.4-1 Longitud de Apoyo, N | 15 |
| Figura C5.10.11.4.1d-1 Columna con armadura transversal de espiral simple | 20 |
| Figura C5.10.11.4.1d-2 Detalles de Estribos en Columnas | 21 |
| Figura C5.10.11.4.1d-3 Detalles de Entrelazado de Estribos en Columnas | 21 |
| Figura C5.10.11.4.1d-4 Detalles de Estribos en Columnas | 21 |

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3 – CARGAS Y FACTORES DE CARGA

C.3.10 - EFECTOS DE LOS TERREMOTOS

C.3.10.1 - Requisitos Generales

La intensidad del terremoto de diseño y las fuerzas especificadas en estas prescripciones están basadas en una baja probabilidad de ser excedidas durante la expectativa de vida del puente. Los puentes diseñados y detallados de acuerdo con estas prescripciones pueden sufrir daño, pero deberían tener una baja probabilidad de colapso debido a las vibraciones inducidas por el terreno.

Los principios utilizados para el desarrollo de este Reglamento son:

- Los sismos leves y moderados deberían ser resistidos dentro del campo elástico de las componentes estructurales sin daño significativo.
- En los procedimientos de diseño deberían usarse intensidades del movimiento del suelo y fuerzas realistas.
- La exposición a las vibraciones provenientes de terremotos severos no debería causar el colapso del puente o de sus partes. En lo posible, el daño debería ser fácilmente detectable y accesible para inspección y reparación.

La Autoridad de Aplicación puede requerir mayores niveles de desempeño para puentes esenciales o críticos.

Las cargas sísmicas se obtienen multiplicando el coeficiente sísmico de respuesta elástica, C_{sm} ; y el peso equivalente de la superestructura. El peso equivalente es función del peso real y de la configuración del puente y está incluido en los métodos de análisis mono y multimodales especificados en el Artículo 4.7.4. Las prescripciones para el diseño y detallado de puentes para minimizar su susceptibilidad al daño están contenidas en los Capítulos 3, 4, 5, 10 y 11 (AASHTO LRFD 2012). En el Apéndice A se presenta un diagrama de flujo que resume estas prescripciones.

Los puentes convencionales incluyen aquellos con superestructuras de losa maciza, viga-cajón o cerchas, y pilas de una o múltiples columnas, pilas tipo tabique o subestructuras con pilotes. Además, los puentes convencionales se fundan superficialmente o mediante pilotes hincados u hormigonados in situ.

Las subestructuras para puentes convencionales se listan también en la Tabla 3.10.7.1-1. Los puentes no convencionales incluyen puentes colgantes, puentes con torres de celosía o pilas huecas y puentes en arco.

Este Reglamento está basado en el método de las fuerzas, por lo que la estructura se diseña para que tenga una resistencia adecuada (capacidad) para resistir las fuerzas sísmicas (demandas).

En años recientes, ha habido una tendencia de migrar de los procedimientos basados en fuerzas hacia los basados en desplazamiento, donde un puente se diseña para que tenga una capacidad de desplazamiento mayor o igual a las demandas impuestas por el terremoto. Se cree que los procedimientos basados en desplazamientos identifican más confiablemente los estados límites de daño que conducen al colapso, y en algunos casos resultan en diseños más eficientes. Se recomienda que se controle la capacidad de desplazamiento de los puentes diseñados de acuerdo con este Reglamento, usando un procedimiento basado en desplazamientos, particularmente aquellos emplazados en zonas de alta peligrosidad sísmica.

C.3.10.2 Peligrosidad Sísmica

C.3.10.2.1. - Procedimiento General

Los coeficientes ***PGA***, ***S_s*** y ***S_r*** corresponden a una probabilidad de aproximadamente **7 %** de excedencia en **75 años**. El uso de un intervalo de 75 años para caracterizar esta probabilidad es una conveniencia arbitraria y no implica que todos los puentes estén pensados para tener una vida útil de 75 años.

Puede demostrarse que un evento con dicha probabilidad de excedencia tiene un periodo de retorno de alrededor de **1.000 años** y se lo denomina el **terremoto de diseño**.

C.3.10.2.2. - Procedimiento Específico Para El Sitio

El propósito de realizar un estudio probabilístico específico para el sitio es desarrollar movimientos del terreno más precisos que el procedimiento general especificado en el Artículo 3.10.2.1. De acuerdo con ello, tales estudios deben ser exhaustivos e incorporar las interpretaciones científicas actuales a escala regional. Como hay alternativas científicamente creíbles para los modelos y valores de los parámetros utilizados para caracterizar las fuentes sísmicas y la atenuación del movimiento, es importante incorporar estas incertidumbres formalmente en un análisis probabilístico específico para el sitio. Ejemplos de estas incertidumbres incluyen ubicación de la fuente sísmica, extensión y geometría; magnitud máxima, tasa de recurrencia, y relaciones de atenuación.

Los efectos de campo cercano en el espectro de respuesta horizontal incluyen:

- Movimientos mayores debido a la proximidad de la falla activa,
- Efectos de directividad que incrementan el movimiento para periodos mayores a **0,5 seg.** si la ruptura se propaga hacia el sitio;
- Efectos de direccionalidad que incrementan el movimiento para periodos mayores de **0,5 seg.** en la dirección normal (perpendicular) a la falla.

Estos efectos deberían ser evaluados para puentes esenciales o críticos.

La componente normal a la falla del movimiento en el campo cercano, podría contener pulsos de velocidad relativamente largos que pueden causar una severa respuesta estructural no lineal, predecible sólo mediante análisis no lineales paso a paso. Para este caso, las componentes horizontales del movimiento registradas en el campo cercano (**a menos de 10 km**) tienen que ser transformadas en componentes principales, antes de modificarlas para hacerlas compatibles con el espectro de respuesta.

La relación entre el movimiento vertical y el horizontal aumenta para movimientos de periodo corto en el campo cercano.

C.3.10.3 - Efectos de Sitio

El comportamiento de un puente durante un terremoto está fuertemente relacionado con las condiciones del suelo en el sitio. Los suelos pueden amplificar el movimiento en roca, a veces con factores de dos o más. La extensión de esta amplificación depende del perfil de tipos de suelo en el sitio y de la intensidad de la sacudida en la roca subyacente. Los sitios se clasifican por el tipo y perfil para el propósito de definir la peligrosidad sísmica global, que se cuantifica como el producto de la amplificación del suelo y la intensidad de la sacudida en la roca subyacente.

C.3.10.3.1. - Definiciones de las Clases de Sitio

Los pasos a seguir para clasificar un sitio se dan en la Tabla C3.10.3.1-1.

Tabla C3.10.3.1-1: Pasos para la Clasificación del Sitio

| Paso | Descripción |
|------|--|
| 1 | Chequear los requerimientos de las tres propiedades para el Sitio S_F en la Tabla 3.10.3.1-1. Si corresponde, realizar la evaluación específica del sitio. |
| 2 | Verificar la existencia de un manto blando con espesor total > 3 m. , donde este manto blando está definido por $s_u < 0.024 \text{ MPa}$, $w > 40\%$; y $PI > 20$. Si se alcanza este criterio, se clasifica al Sitio S_E . |
| 3 | Categorizar el sitio en una de las Clases que figuran en la Tabla 3.10.3.1-1, usando uno de los siguientes tres métodos para calcular: <ul style="list-style-type: none"> • v_s para los 30 m. superiores (método v_s) • N para los 30 m. superiores (método N) • N_{ch} para manto de suelo sin cohesión ($PI < 20$) en los 30 m superiores y s_u para manto de suelo cohesivo ($PI > 20$) en los 30 m superiores (método s_u) |

Tabla C3.10.3.1-1 (continuación): Pasos para la Clasificación del Sitio

| | |
|---|--|
| 3 | <p>Para hacer estas determinaciones, el perfil de suelos se divide en “n” capas de suelo y roca, y en los métodos siguientes el símbolo “i” se refiere a cualquiera de estas capas de 1 a n.</p> <p>Método A: método v_s El valor promedio de v_s para los 30 m superiores se determina como:</p> $v_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}}$ <p>Donde:</p> $\sum_{i=1}^n d_i = 30m$ <p>v_{si} velocidad de la onda de corte de una capa, en m/s, d_i espesor de una capa, en los 30 m superiores.</p> <p>Método B: método N El valor promedio de N para los 30 m superiores se determina como:</p> $N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$ <p>Donde:</p> <p>N_i número de golpes del ensayo SPT, menor que 100.</p> <p>Método C: método s_u El valor promedio de N_{ch} para suelos sin cohesión en los 30 m superiores se determina como:</p> $N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_{chi}}}$ <p>Donde:</p> <p>$d_s = \sum_{i=1}^m d_i$ m número de capas de suelo no cohesivo en los 30 m superiores. N_{chi} número de golpes del ensayo SPT para suelo no cohesivo, menor que 100. d_s espesor total de las capas de suelo no cohesivo en los 30 m superiores.</p> |
|---|--|

Tabla C3.10.3.1-1 (continuación): Pasos para la Clasificación del Sitio

| | |
|---|--|
| 3 | <p>El valor promedio de s_u para suelos cohesivos en los 30 m superiores se determina como:</p> $s_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}}$ <p>Donde:</p> <p>$d_c = \sum_{i=1}^k d_i$</p> <p>k número de capas de suelo cohesivo en los 30 m superiores.</p> <p>s_{ui} resistencia al corte, no drenada para una capa de suelo cohesivo (menor que 0,24 MPa en la expresión anterior)</p> <p>d_c espesor total de capas de suelo cohesivo en los 30 m superiores.</p> |
|---|--|

Cuando se aplica el método C, si la clase de Sitio resultante de N_{ch} y s_u difiere, se debe seleccionar la clase de sitio que dé el mayor factor de sitio y el espectro de respuesta de diseño más desfavorable, en el rango de períodos de interés.

C.3.10.4 - Caracterización de la Peligrosidad Sísmica

C.3.10.4.1. - Espectro de Respuesta de Diseño

El sector de periodos largos en el espectro de respuesta de la Figura 3.10.4.1-1 es inversamente proporcional al periodo T .

Para periodos que superen los **3 seg.**, se ha observado que en ciertos ambientes sísmicos los desplazamientos espectrales tienden a un valor constante que implica que el espectro de aceleraciones se vuelve inversamente proporcional a T^2 en esos periodos. Como consecuencia, el espectro de la Figura 3.10.4.1-1 (y la expresión 3.10.4.2-5) puede dar resultados conservadores para puentes de periodos largos (mayor que alrededor de **3 seg.**).

C.3.10.4.2. - Coeficiente Sísmico de Respuesta Elástica

Un terremoto puede excitar varios modos de vibración en un puente, y por lo tanto, el coeficiente de respuesta elástica debería encontrarse para cada modo relevante.

La discusión del método monomodal en el Comentario al Artículo 4.7.4.3.2 ilustra la relación entre el periodo C_{sm} y las fuerzas sísmicas cuasi estáticas, $p_e(x)$. La estructura se analiza para estas fuerzas sísmicas en el método unimodal. En el método multimodal, la estructura se analiza para diversos conjuntos de fuerzas sísmicas, cada uno correspondiente al periodo y forma modal de uno de los modos de vibración, y los resultados se combinan usando métodos aceptables, tales como el método de combinación cuadrática completa según el Artículo 4.7.4.3.3. C_{sm} se aplica a los pesos no a las masas.

C.3.10.5 - Clasificación Operacional

Los puentes esenciales son generalmente los que deberían como mínimo, estar abiertos a vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad o defensa inmediatamente después del terremoto de diseño (**1.000 años** de periodo de recurrencia). Sin embargo, algunos puentes deben permanecer abiertos a todo el tráfico después del terremoto de diseño y estar aptos para vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad o defensa, inmediatamente después de un gran terremoto con un periodo de recurrencia de **2.500 años**. Estos puentes deberían considerarse como **estructuras críticas**.

C.3.10.6 - Zonas de Desempeño Sísmico

A diferencia de las otras Partes del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Partes (I; II; III; IV, etc.), en esta Parte VI, en vez de dividirse al país en zonas sísmicas, se lo divide en Zonas de Desempeño Sísmico. Estas zonas de desempeño sísmico son función del coeficiente de aceleración espectral S_{D1} , que incluye no sólo la peligrosidad sísmica sino también los efectos locales del sitio. Obsérvese que ahora la peligrosidad sísmica no se mide a través de un parámetro relacionado con el movimiento del suelo (**PGA**), sino con un parámetro relacionado con la respuesta estructural, que incluye el efecto del suelo (S_{D1}), que es conceptualmente una medida de intensidad más representativa que **PGA** en roca. Por lo expuesto, un sitio con un suelo malo puede tener una Zona de Desempeño Sísmico mayor mientras que un sitio cercano con suelo firme, podría tener una Zona de Desempeño Sísmico menor, aunque ambos sitios estén en la misma Zona Sísmica.

C.3.10.7 - Factores de Modificación de Respuesta

C.3.10.7.1. - Requerimientos Generales

Este Reglamento reconoce que es antieconómico diseñar un puente para que resista grandes terremotos elásticamente. Se supone que las columnas se deforman inelásticamente cuando las fuerzas sísmicas exceden su nivel de diseño, que se establece dividiendo la fuerza elástica por el factor **R** apropiado.

Los factores **R** para las conexiones son menores que para los miembros de la subestructura, a fin de preservar la integridad del puente ante estas cargas extremas. Para juntas de dilatación dentro de la superestructura y conexiones entre la superestructura y el estribo, la aplicación del factor **R** resulta en una magnificación del efecto de la fuerza. Las conexiones que transfieren esfuerzos de una parte de la estructura a la otra incluyen, pero no están limitados a apoyos fijos, apoyos de expansión con topes **STUs** o amortiguadores y llaves de corte.

Para apoyos unidireccionales, estos factores **R** se usan solamente en la dirección restringida. En general, los efectos determinados con base en la rotulación

plástica serán menores que los obtenidos usando la Tabla 3.10.7.1-2, resultando un diseño más económico.

C.3.10.7.2. - Aplicación

Usualmente los ejes ortogonales serán los ejes longitudinal y transversal del puente. En el caso de puentes curvos, el eje longitudinal puede ser la cuerda que une los dos estribos. Las pilas individuales tipo tabique, pueden tratarse como columna ancha en la dirección fuerte, siempre que se use el factor **R** apropiado.

C3.10.8 - Combinación de los Efectos de las Fuerzas Sísmicas

La excepción a estas combinaciones de cargas indicadas al final de este Capítulo debería también aplicarse a puentes en la Zona de Desempeño 2, donde las solicitaciones en las fundaciones se determinan a partir de la rotulación plástica de las columnas.

C.3.10.9 - Determinación de las Solicitaciones de Diseño

C.3.10.9.1. - Requisitos Generales

Este Artículo se refiere a los efectos que la superestructura trasmite a la subestructura. Los estribos en puentes de más de un tramo y los muros de contención están sujetos a presiones del suelo incrementadas por la aceleración, como se especifica en los Artículos 3.11.4. (CIRSOC 801) y 11.6.5. Los muros con alas, en estructuras de un tramo, no están totalmente cubiertos por el momento, y el ingeniero debería usar su criterio en el tema.

C3.10.9.2. - Zona de Desempeño Sísmico 1

Estas prescripciones surgen porque, como se especifica en el Artículo 4.7.4 generalmente no se requiere el análisis para puentes en Zona de Desempeño Sísmico 1. Estos valores por defecto se utilizan como solicitaciones de diseño mínimas en lugar de un análisis riguroso. La división de la Zona de Desempeño Sísmico 1 en un valor para el coeficiente de aceleración **A_s** de **0,05** reconoce que, hay partes del país con muy baja sismicidad, donde las solicitaciones sísmicas sobre las conexiones son muy pequeñas.

Los esfuerzos laterales se transfieren de la superestructura a los elementos de fundación a través de la subestructura. Debería considerarse en el diseño los efectos de las fuerzas sísmicas y de otras cargas laterales en esta trayectoria de cargas. Si cada apoyo que soporta un segmento continuo o un tramo simplemente apoyado es un apoyo elastomérico, no hay direcciones totalmente restringidas, debido a la flexibilidad de los apoyos. Sin embargo, las solicitaciones transmitidas a través de estos apoyos a la subestructura y a los elementos de fundación deberían

determinarse de acuerdo con este Artículo y el Artículo 14.6.3 (AASHTO LRFD 2012).

La magnitud de la sobrecarga (carga viva) que se supone es contemporánea con el terremoto, debería ser consistente con el valor de γ_{eq} usado de acuerdo con la Tabla 3.4.1-1 (CIRSOC 801).

C3.10.9.3. - Zona de Desempeño Sísmico 2

Este Artículo especifica las solicitaciones de diseño para las fundaciones que incluyen zapatas, cabezales de pilotes y pilotes; y son esencialmente el doble que las solicitaciones de diseño en las columnas. Esto generalmente será conservativo y fue adoptado para simplificar el procedimiento de diseño para puentes en Zona de Desempeño Sísmico 2. Sin embargo, si las solicitaciones sísmicas no controlan el diseño de las columnas y pilas individuales hay una posibilidad que durante un terremoto las fundaciones estén sometidas a esfuerzos mayores que los de diseño. Por ejemplo, esto puede ocurrir debido a una sobrerresistencia no prevista en las columnas que puede exceder la capacidad de las fundaciones. Puede encontrarse una estimación de este efecto usando un factor de resistencia Φ de **1,3** para columnas de hormigón armado y **1,25** para columnas de acero. También es posible que, aun en casos donde los esfuerzos sísmicos controlen el diseño de las columnas, éstas tengan insuficiente resistencia al corte para posibilitar que se desarrolle un mecanismo flexional dúctil, posibilitando que ocurra una falla frágil de corte. Nuevamente, aquí la situación se debe a la sobrerresistencia potencial en la capacidad flexional de las columnas y posiblemente podría prevenirse incrementando arbitrariamente el corte de diseño en las columnas por el factor de sobrerresistencia ya mencionado.

Se ha debatido ampliamente el conservadurismo en el diseño y en algunos casos el subdiseño de fundaciones y columnas en Zona de Desempeño Sísmico 2 basado en el procedimiento simplificado de este Artículo. A la luz de esta discusión, se recomienda que, para puentes críticos o esenciales en Zona de Desempeño Sísmico 2, se usen las solicitaciones especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3f para fundaciones en las Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4. Se deben usar resistencias últimas del suelo y de los pilotes con las solicitaciones de diseño sísmico especificadas para las fundaciones.

C.3.10.9.4. - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4

C.3.10.9.4.1. - Requisitos Generales

En general, las solicitaciones de diseño resultantes ya reducidas por el factor R y las provenientes de un análisis de rótulas plásticas serán menores que las provenientes de un análisis elástico. Sin embargo, en el caso de una columna

sobredimensionada por motivos arquitectónicos, las solicitaciones obtenidas de las rótulas plásticas pueden exceder a las solicitaciones elásticas, en cuyo caso pueden usarse estas últimas para la columna, multicolumna y sus conexiones y fundaciones.

C.3.10.9.4.2. - Solicitaciones de Diseño Modificadas

El daño aceptado se restringe a las rótulas plásticas en las columnas. Las fundaciones deberán, por lo tanto, permanecer en el campo elástico. Así, el valor del factor R debe tomarse igual a **1,0**.

C.3.10.9.4.3. - Solicitaciones Inelásticas en las Rótulas Plásticas

C.3.10.9.4.3a - Requisitos Generales

Se especifican como alternativa en el Artículo 3.10.9.4.2, solicitaciones de diseño conservadoras, si no se invoca la rotulación plástica como base del diseño sísmico.

En la mayoría de los casos, los esfuerzos máximos en las fundaciones están limitados por la fuerza horizontal extrema que una columna es capaz de desarrollar. En estas circunstancias, el uso de una fuerza menor que la especificada en el Artículo 3.10.9.4.2, está justificada y debería resultar en un diseño más económico para las fundaciones.

C.3.10.9.4.3b - Columnas Aisladas y Pilas Aisladas Tipo Tabique

El uso de los factores **1,3** y **1,25** corresponde al uso normal de un factor de resistencia para hormigón armado y acero, respectivamente. En este caso, provee un incremento de resistencia que se denomina sobrerresistencia. Así, el término “momento sobrerresistente” denota una resistencia mayorada (factorizada) en el lenguaje de este Reglamento.

C.3.10.9.4.3c - Pilas con dos o más columnas

Ver Artículo C3.10.9.4.3b

C.3.10.9.4.3d - Solicitaciones de Diseño en Columnas y Pilas de Varios Pilotes

Los esfuerzos axiales de diseño que controlan el diseño flexional de la columna y los requerimientos de diseño al corte, son el máximo y el mínimo de las solicitaciones de diseño no reducidas o los valores correspondientes a la rotulación plástica de las columnas. En la mayoría de los casos, los valores de la carga axial y el corte correspondiente a la rotulación plástica de columnas serán menores que las solicitaciones de diseño no reducidas. El corte de diseño se especifica de manera que se minimice la posibilidad de una falla por corte en la columna.

Cuando se haga un análisis de rotulación plástica, estos momentos y cortes son las máximas solicitaciones que pueden desarrollarse y, por lo tanto, no se aplican las combinaciones de carga del Artículo 3.10.8.

C.3.10.9.4.3e - Solicitaciones de Diseño en una Pila Individual

Las solicitaciones de diseño para pilas individuales especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3e están basadas en la suposición que una pila individual tiene baja capacidad de ductilidad y ninguna redundancia. Como resultado, se usa un factor bajo, de $R = 2$ para la determinación de las solicitaciones reducidas de diseño, y se espera que sólo se desarrollen deformaciones inelásticas pequeñas en la respuesta de la pila cuando se encuentre sometida a las fuerzas del terremoto de diseño. Si una pila individual se diseña como una columna en su dirección débil, son aplicables las solicitaciones de diseño y, lo que es más importante, los requerimientos de diseño de los Artículos 3.10.9.4.3d y el Capítulo 5.

C.3.10.9.4.3f - Solicitaciones de Diseño en las Fundaciones

Las solicitaciones de diseño especificadas en las fundaciones son consistentes con la filosofía de diseño de minimizar el daño que no fuera fácilmente detectable. Son recomendadas las máximas solicitaciones que pueden transmitirse a las fundaciones por las rótulas plásticas de la columna. Alternativamente, pueden usarse para el diseño las solicitaciones elásticas. Debe destacarse que éstas pueden ser considerablemente mayores que las recomendadas, aunque cuando el diseño de una columna es controlado por consideraciones arquitectónicas, las solicitaciones elásticas de diseño alternativas pueden ser menores que las resultantes de la rotulación plástica en la columna.

Ver también el segundo párrafo de C.3.10.9.4.3d.

C.3.10.10 - Requisitos para Puentes Temporarios y Construcción Escalonada

La opción de usar un coeficiente de respuesta reducido y un coeficiente de aceleración del terreno reducido refleja el periodo de exposición limitado para un puente temporario.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS

C4.6.2.8. - Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales

C4.6.2.8.2 - Criterios de Diseño

Los diafragmas, pórticos transversales, arriostramientos laterales, apoyos y elementos de la subestructura son parte de un sistema resistente a cargas sísmicas en el cual las cargas laterales y el desempeño de cada elemento están afectados por las características de resistencia y rigidez de los otros elementos. Los terremotos pasados han demostrado que cuando uno de estos elementos respondió de manera dúctil o permitió algún movimiento, el daño fue limitado. En la estrategia aquí propuesta, se supone que la rotulación plástica en la subestructura es la fuente primaria de disipación de energía. Pueden considerarse estrategias de diseño alternativas si las aprueba la Autoridad de Aplicación.

C4.6.2.8.3 - Distribución de Cargas

Es necesaria una trayectoria de cargas continua para la transmisión de las fuerzas de inercia de la superestructura a la fundación. Los tableros de hormigón tienen significativa rigidez en su plano horizontal, y en tramos cortos o medios su respuesta se aproxima a un movimiento de cuerpo rígido. Por lo tanto, la carga lateral de los diafragmas intermedios y pórticos transversales es mínima.

Usualmente, los apoyos no resisten carga en forma simultánea, y es común que se dañen solo algunos apoyos en un extremo de un tramo. Esto puede generar altas concentraciones de carga en los otros apoyos, lo que debe ser tenido en cuenta en el diseño de los pórticos transversales extremos o diafragmas. También puede ocurrir un cambio significativo en la distribución de cargas entre miembros de pórticos transversales extremos. Aunque los estudios sobre el comportamiento cíclico de sistemas arriostrados han demostrado que con detalles adecuados estos sistemas pueden lograr un comportamiento dúctil, este Reglamento requiere comportamiento elástico de los diafragmas extremos (Astaneh-Asl and Goel, 1984; Astaneh-Asl et al., 1985; Haroun and Sheperd, 1986; Goel and El-Tayem, 1986).

Dado que se requiere que los diafragmas extremos permanezcan elásticos como parte de la trayectoria de cargas especificada, no es necesario considerar la participación de los pórticos transversales.

C4.7.4 - Análisis para Cargas Sísmicas

C4.7.4.2. - Puentes de Un Solo Tramo

Un puente de un solo tramo está compuesto por una superestructura soportada por dos estribos, sin ninguna pila intermedia.

C4.7.4.3. - Puentes de Varios Tramos

C4.7.4.3.1 - Selección del Método

La selección del método de análisis depende de la Zona de Desempeño Sísmico, la regularidad, y la clasificación operacional del puente.

La regularidad es una función del número de tramos y de la distribución del peso y la rigidez. Los puentes regulares tienen menos de 7 tramos, ningún cambio abrupto en el peso, rigidez y geometría; y ningún gran cambio en estos parámetros de un tramo a otro o de un apoyo a otro, excluidos los estribos. Puede usarse un procedimiento de análisis más riguroso en lugar del mínimo recomendado.

C4.7.4.3.2 - Métodos de Análisis Unimodales

C4.7.4.3.2b - Método Unimodal Espectral

El método de análisis espectral unimodal puede usarse para movimientos sísmicos transversales y longitudinales. Se encuentran ejemplos que ilustran su aplicación en AASHTO (1983) y ATC (1981).

C4.7.4.3.2c - Método de la Carga Uniforme

El método de la carga uniforme puede usarse para movimientos sísmicos longitudinales y transversales. Es esencialmente un método de análisis estático equivalente que usa una carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas. El método es apropiado para puentes regulares que respondan principalmente en su modo fundamental de vibración. Mientras que todos los desplazamientos y la mayoría de las solicitaciones en los miembros se calculan con buena aproximación, se sabe que el método sobrestima los cortes transversales en estribos hasta un **100 %**. Si tal conservatismo es indeseable, se recomienda usar el análisis espectral unimodal especificado en el Artículo 4.7.4.3.2.b.

C4.7.4.3.3 - Método Espectral Multimodal

Para la mayoría de los puentes, las solicitaciones y desplazamientos obtenidos aplicando el método de combinación **CQC**, generalmente resultan adecuados (Wilson et al 1981).

Si el método **CQC** no está fácilmente disponible, un método alternativo es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (**SRSS**), pero este método sólo es apropiado para combinar respuestas de modos bien separados. Para modos poco espaciados debería usarse la suma de los valores absolutos.

C4.7.4.3.4 - Método de Historia en el Tiempo

C4.7.4.3.4a - Requisitos Generales

Se requieren rigurosos métodos de análisis para las estructuras críticas, definidas en el Artículo 3.10.5. y/o para aquellas que son geoméricamente complejas o cercanas a fallas activas. Para estos casos se recomiendan métodos de análisis dinámicos temporales, teniendo precaución con el modelado de la estructura y la selección de los acelerogramas.

C4.7.4.3.4b - Acelerogramas

Las características del entorno sísmico a considerar en la selección de los acelerogramas incluyen:

- Entorno tectónico (subducción, fallas corticales superficiales),
- Magnitud del terremoto,
- Tipo de falla (de rumbo, inversa, normal),
- Distancia de la fuente sísmica al sitio,
- Condiciones locales del sitio, y
- Características del terremoto de diseño o terremoto esperado (espectro de diseño, duración de la fase intensa, y características especiales del movimiento del suelo, tales como características de campo cercano).

Se recomienda seleccionar acelerogramas que hayan sido registrados en condiciones similares a las condiciones sísmicas del sitio mencionadas anteriormente, pero usualmente esto resulta difícil de lograr debido a los múltiples atributos del entorno sísmico y el limitado banco de datos de acelerogramas reales, en Argentina. Al menos se requiere seleccionar los acelerogramas que tienen magnitudes y distancias similares, dentro de ámbitos razonables, ya que éstos son parámetros especialmente importantes porque tienen una fuerte influencia en el contenido espectral de la respuesta, en la forma espectral, duración de la fase intensa y características del campo cercano.

Se recomienda también, que los espectros de respuesta obtenidos de los acelerogramas registrados seleccionados sean similares al espectro de diseño, en cuanto al nivel global del movimiento del suelo y a la forma espectral; a fin de evitar aplicar factores muy grandes de escalado con los movimientos registrados, y cambios importantes en el contenido espectral, durante el proceso de ajuste del espectro. Si el sitio está ubicado a menos de **10 km** de una falla activa, deben incluirse pulsos de periodos intermedios y largos que son característicos de los acelerogramas de campo cercano, ya que estas características pueden influenciar significativamente la respuesta estructural. Asimismo, deberían considerarse las

altas aceleraciones de periodo corto de las componentes verticales en el campo cercano.

Se usan cada vez más los métodos sismológicos de modelado del movimiento del suelo para suplementar la base de datos de registros reales. Estos métodos son especialmente útiles para lugares donde hay muy pocos o ningún registro real, como es el caso argentino. A través de la simulación analítica del proceso de ruptura y propagación de ondas, estos métodos pueden producir series temporales sismológicamente razonables.

Los enfoques de ajuste espectral pueden ser en el dominio del tiempo (Lilhanand y Tseng 1988, Abrahamson 1992) y en el dominio de la frecuencia (Gasparini y Vanmarcke, 1976; Silva y Lee, 1987; Bolt y Gregor, 1993). Ambos enfoques pueden usarse para modificar los acelerogramas existentes a fin de lograr un ajuste apropiado al espectro de diseño, manteniendo el criterio básico del dominio en el tiempo de los acelerogramas reales o sintéticos. Para minimizar cambios en las características del dominio en el tiempo, la forma global del espectro del acelerograma registrado debe ser similar a la forma del espectro de diseño y la historia en el tiempo inicialmente debe escalarse de manera que el espectro esté aproximadamente al mismo nivel del espectro de diseño, antes del ajuste espectral.

Cuando se desarrollan conjuntos de tres componentes de historias temporales por simple escalado en vez de ajuste espectral, es difícil lograr un ajuste al espectro de diseño para cada componente del movimiento, aplicando un sólo factor de escala para preservar la relación entre componentes. Los enfoques para el tratamiento de este problema del escalado incluyen:

- usar un factor de escala mayor para cumplir el requerimiento mínimo de ajuste para una componente, mientras se excedan los factores de las otras dos.
- usar un factor de escala para cumplir con el ajuste para la componente más crítica, aunque el ajuste resulte algo deficiente para las otras componentes, y
- una condición de compromiso con el escalado, usando diferentes factores para las distintas componentes de un conjunto de acelerogramas.

Si bien el segundo enfoque es aceptable, requiere una cuidadosa revisión e interpretación de los resultados y posiblemente análisis duales para la aplicación de la componente horizontal más alta en cada dirección horizontal principal.

Los requerimientos referidos al número de acelerogramas a usar en análisis dinámicos inelásticos no lineales y a la interpretación de los resultados, toman en cuenta la dependencia de la respuesta en el dominio del tiempo (duración, forma de los pulsos, secuencia de los pulsos), además del contenido espectral de la respuesta.

Una guía adicional para el desarrollo de acelerogramas para análisis dinámicos puede encontrarse en publicaciones de Caltrans Seismic Advisory Board Adhoc Committee (CSABAC) sobre Soil Foundation Structure Interaction (1999) y el U.S Army Corps of Engineers (2000). El CSABAC (1999) también provee una guía detallada sobre el modelado de la variación espacial del movimiento del suelo entre las pilas de un puente y sobre el análisis de la interacción suelo-fundación-estructura (ISFE). Las variaciones espaciales del movimiento del suelo y la ISFE pueden afectar significativamente la respuesta del puente. Estas variaciones incluyen diferencias entre el tiempo de arribo de las ondas sísmicas en pilas individuales de puentes (efecto del paso de las ondas), incoherencia en el movimiento del suelo debido a la dispersión de las ondas sísmicas y respuesta diferencial del sitio debida a diferencias en los perfiles de suelo en las distintas pilas. Para puentes largos, todas las formas de variaciones espaciales pueden ser importantes. Para puentes cortos, la limitada información existente parece indicar que los efectos del paso de las ondas y la incoherencia tienen, en general, relativamente poca importancia en comparación a los efectos de la respuesta diferencial del sitio (Shinozuka et al. 1999, Martin, 1998). Somerville et al. (1999) provee una guía sobre las características de los pulsos del movimiento del suelo en acelerogramas en la zona de campo cercano.

C4.7.4.4. - Requerimientos para la Longitud Mínima de Apoyo

Las longitudes de apoyo son iguales a la longitud del traslape entre las vigas principales y el asiento, como se muestra en la figura C.4.7.4.4-1. Para satisfacer los valores mínimos para N , el ancho global del asiento será mayor que N por una cantidad igual a los movimientos debidos al acortamiento por pretensado, deformaciones viscosas, retracción y expansión/contracción térmica. El valor mínimo para N dado en la expresión 4.7.4.4-1 incluye una tolerancia arbitraria para el hormigón del recubrimiento en el extremo de la viga principal y en la cara del asiento. Si se usa el recubrimiento promedio en estas ubicaciones, N debería incrementarse en concordancia.

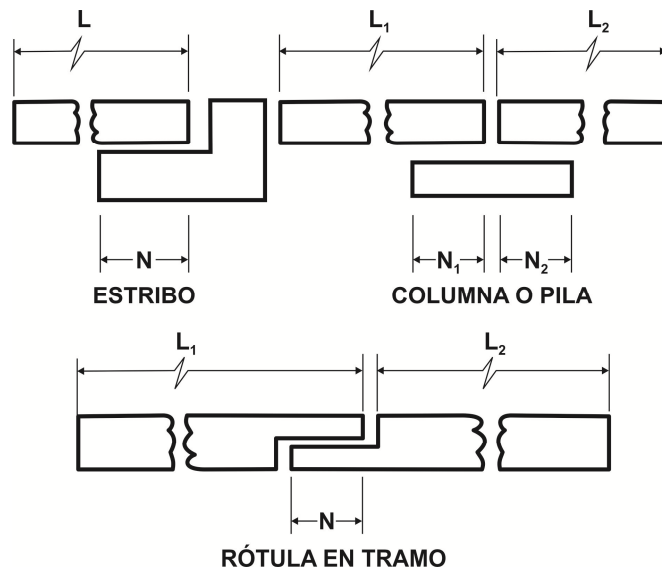


Figura C4.7.4.4-1: Longitud de Apoyo, N

C4.7.4.5. - Requerimientos Para el Efecto $P-\Delta$

Los puentes sometidos a terremotos pueden tener problemas de inestabilidad debido a efectos $P-\Delta$. Una inadecuada resistencia puede resultar en un crecimiento de los desplazamientos a valores cada vez más grandes, causando excesivas demandas de ductilidad en las rótulas plásticas en las columnas, grandes deformaciones residuales, y posible colapso. El valor máximo de Δ definido en este artículo, tiende a limitar que los desplazamientos de los efectos $P-\Delta$ no afecten significativamente a la respuesta del puente durante un terremoto.

Los efectos $P-\Delta$ conducen a una pérdida de resistencia, una vez que las columnas de un puente entran en fluencia. En casos severos, esto puede conducir a que la relación fuerza-desplazamiento tenga una pendiente negativa, una vez que la fluencia se ha desarrollado totalmente. El valor para Δ dado por la expresión 4.7.4.5-1 es tal que, esta reducción en resistencia esté limitada al **25 %** de la resistencia de pilas individuales o multicolumnas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5 – ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

C5.10.11 - Prescripciones para el Diseño Sísmico

C5.10.11.1. - Requerimientos Generales

Este Reglamento está basado en el trabajo hecho por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC por sus siglas en inglés) en 1979-1980. El terremoto de Loma Prieta de 1989 proveyó nuevos conocimientos en el comportamiento de los detalles del hormigón bajo cargas sísmicas. El Departamento de Transporte de California inició varios proyectos de investigación que han producido información que es útil tanto para el diseño de estructuras nuevas, como así también, para refuerzo de estructuras existentes. Gran parte de esta información ha formado la base de las prescripciones recientes publicadas por NCHRP (2002, 2006), MCEER ATC (2003), y FHWA 82006).

Esta nueva información se relaciona con todas las facetas de la ingeniería sísmica, incluyendo espectros de diseño, técnicas analíticas y detalles de diseño. Se alienta a los diseñadores de puentes en las Zonas de Desempeño Sísmico **2**, **3** y **4** a proveerse de los informes de investigación actuales y otra literatura para fortalecer estas especificaciones.

El terremoto de Loma Prieta confirmó la vulnerabilidad de columnas con inadecuado confinamiento del núcleo e inadecuado anclaje de la armadura longitudinal.

Nuevas áreas de importancia que emergen incluyen:

- Falta de armadura adecuada para momentos positivos que pueden ocurrir en la superestructura con apoyos monolíticos cuando la estructura está sometida a cargas dinámicas longitudinales,
- Falta de resistencia adecuada en nudos entre columnas y cabezales de pilas bajo cargas dinámicas transversales, e
- Inadecuada armadura para torsión particularmente en cabezales excéntricos.

El propósito de los requerimientos de diseño adicionales de este Artículo es aumentar la probabilidad que el diseño de las componentes de un puente sea consistente con la filosofía de diseño global de ATC 6, especialmente en Zonas de Diseño Sísmico **2**, **3** y **4**, y que se minimice el potencial de fallas observadas en terremotos pasados. Los requerimientos adicionales para el diseño de columnas para puentes en Zonas de Desempeño Sísmico **2**, **3** y **4** se establecen para dotar a la columna de adecuada ductilidad, promoviendo la fluencia en flexión y minimizando los modos potenciales de falla frágil, tales como corte, compresión o falta de anclaje. Los requerimientos adicionales para pilas aisladas proveen alguna resistencia

inelástica, sin embargo, el factor **R** especificado para pilas aisladas en el capítulo 4 asegura que la resistencia inelástica estimada sea significativamente menor que la de columnas.

La demanda real de ductilidad en una columna o pila aislada es una función compleja de varias variables, que incluyen:

- Las características del terremoto,
- El nivel de fuerza de diseño,
- Periodos de vibración del puente,
- Forma del ciclo de histéresis de las columnas,
- Coeficiente de amortiguamiento elástico,
- Contribuciones de las fundaciones y las condiciones del suelo a la flexibilidad estructural,
- Longitud de la rótula plástica en la columna.

El daño potencial en una columna está también vinculado a la relación entre la duración del movimiento del suelo y el periodo de vibración del puente. Esta relación es un indicador del número de incursiones en fluencia y, por lo tanto, de la demanda de ductilidad acumulada.

C5.10.11.3. - Zona de Desempeño Sísmico 2

Los puentes en Zona de Desempeño Sísmico **2** tienen una razonable probabilidad de estar sujetos a solicitaciones sísmicas que provocarán fluencia en las columnas. Por ello, resulta necesario que las columnas tengan capacidad de ductilidad, aunque se reconoce que la demanda de ductilidad no será tan grande como para las columnas de puentes en Zona de Desempeño Sísmico **3** y **4**. Sin embargo, todos los requerimientos para las Zonas de Desempeño Sísmico **3** y **4** deben aplicarse a los puentes en Zona de Desempeño Sísmico **2** con excepción del límite superior del acero.

C5.10.11.4. - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4

C5.10.11.4.1 - Requerimientos Para Columnas

La definición de columna en este Artículo es una guía para diferenciar entre los requerimientos de diseño adicionales para una pila aislada tipo tabique y los propios de una columna. Si una columna o pila individual está por encima o por debajo del criterio recomendado, puede ser considerada como una columna o una pila individual si se adopta el factor **R** adecuado del Artículo 3.10.7.1 y se utilizan los requerimientos apropiados de los Artículos 5.10.11.4.1 o 5.10.11.4.2. Para columnas con relación de aspecto menor que **2,5**, las solicitaciones resultantes de la rotulación plástica generalmente excederán las solicitaciones elásticas de diseño; consecuentemente, las solicitaciones del Artículo 5.10.11.4.2 no serían aplicables.

C5.10.11.4.1a - Armadura Longitudinal

Este requerimiento está destinado a ser aplicado a la sección completa de las columnas. El límite inferior en la cuantía de la columna refleja el efecto tradicional de las deformaciones dependientes del tiempo, así como el propósito de evitar una gran diferencia entre los momentos de agrietamiento y de fluencia. Además, las columnas con una cuantía inferior al 1 % no han exhibido buena ductilidad (Halvorsen 1987). La cuantía máxima del 4 % es para evitar congestión y extenso agrietamiento por retracción y para permitir anclaje del acero estructural.

C5.10.11.4.1b - Resistencia Flexional

Se requiere que las columnas se diseñen biaxialmente y que se considere la máxima y la mínima fuerza axial.

C5.10.11.4.1c - Corte y Armadura Transversal en Columnas

Los estribos cerrados pueden tener las siguientes ventajas sobre los zunchos (espirales):

- Una mejora constructiva cuando la armadura transversal se extiende hacia arriba dentro del cabezal de la pila o hacia abajo dentro de las fundaciones. Los estribos cerrados pueden usarse en capitel y base de la columna en combinación con zunchos, o en toda la altura de la columna en lugar de zunchos.
- Capacidad para obtener muestras y desarrollar ensayos destructivos de empalmes in situ antes del montaje.
- Rotura en una sola ubicación contra relaje del zuncho y falla en la rótula plástica.

Los requerimientos de este Artículo intentan minimizar el potencial de una falla por corte en la columna. El corte de diseño se especifica como aquél capaz de ser desarrollado por la fluencia flexional de la columna o el corte de diseño elástico. Este requerimiento se agregó por el potencial de colapso generalizado de la superestructura si una columna falla por corte.

Una columna puede fluir en la dirección longitudinal o en la transversal. El corte correspondiente al máximo desarrollado en cada dirección para columnas no circulares debe usarse para la determinación de la armadura transversal.

La contribución del hormigón a la resistencia al corte no es confiable en la zona de rótula plástica, particularmente a niveles bajos de carga axial, a causa del agrietamiento que involucra toda la sección bajo reversiones de carga. Como resultado, la contribución del hormigón a la resistencia al corte debería reducirse para cargas axiales menores que $0,10 f'_c A_g$.

Para un pilote circular, esta prescripción puede aplicarse sustituyendo la dimensión mayor de la sección transversal por el diámetro.

C5.10.11.4.1d - Armadura Transversal de Confinamiento en Rótulas Plásticas

Las zonas de rótulas plásticas están generalmente ubicadas en capitel y base de columnas y pilas de varios pilotes. El diseño es controlado por el mayor entre este requerimiento y el del Artículo 5.10.11.4.1c; estos requerimientos no se adicionan a los del Artículo 5.10.11.4.1c

La función principal de la armadura transversal especificada en este Artículo es asegurar que la carga axial soportada por las columnas después del desprendimiento del recubrimiento, al menos iguale la carga soportada antes de la caída del recubrimiento y evite el pandeo de la armadura longitudinal. Así, también resulta importante limitar la separación de la armadura de confinamiento.

Se requiere un cuidadoso detallado de la armadura de confinamiento en la zona de rótula plástica a causa de la pérdida del recubrimiento. Con las deformaciones asociadas a la rotulación plástica, aumentan las deformaciones en la armadura transversal. Se requieren empalmes que funcionen en el estado último. En forma similar, los estribos cerrados rectangulares deberían anclarse doblando los extremos hacia el interior del núcleo.

Las figuras C5.10.11.4.1d-2 y C5.10.11.4.1d-4 ilustran el uso de las expresiones 5.10.11.4.1d-2 y 5.10.11.4.1d-3. La cuantía total requerida de estribos debería determinarse para ambos ejes principales de una columna rectangular o elíptica.

Aunque estas especificaciones permiten el uso de zunchos o estribos cerrados para armadura transversal en columnas, se recomienda el uso de zunchos porque es la solución más efectiva y económica. Cuando se use más de una jaula en espiral para confinar el núcleo de una columna elíptica, los zunchos deben estar entrelazados con las barras longitudinales, como muestra la Figura C5.10.11.4d-3. También se recomienda que las barras longitudinales estén separadas no más de **200 mm** para ayudar a confinar el núcleo de la columna.

Se muestran ejemplos de armadura transversal en columnas.

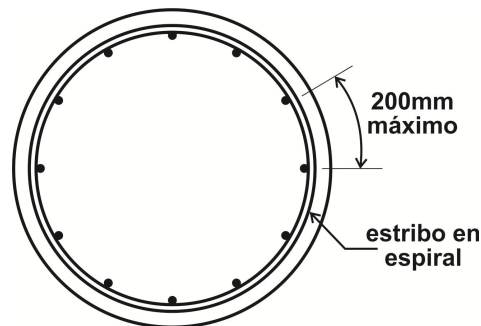


Figura C5.10.11.4.1d-1: Columna con armadura transversal de espiral simple

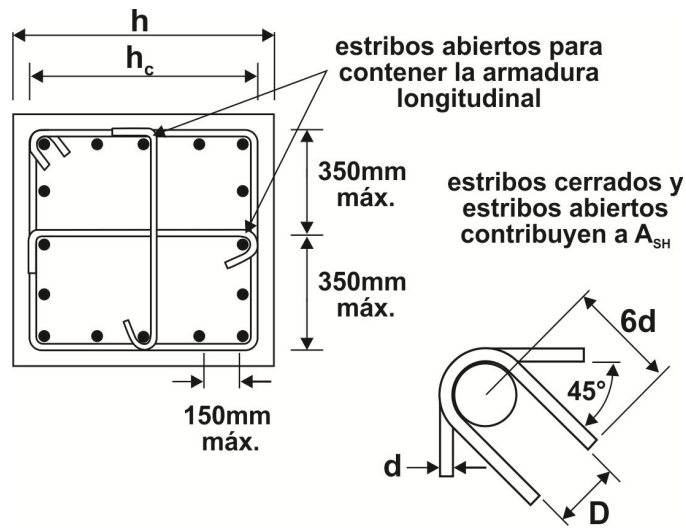


Figura C5.10.11.4.1d-2: Detalles de Estribos en Columnas

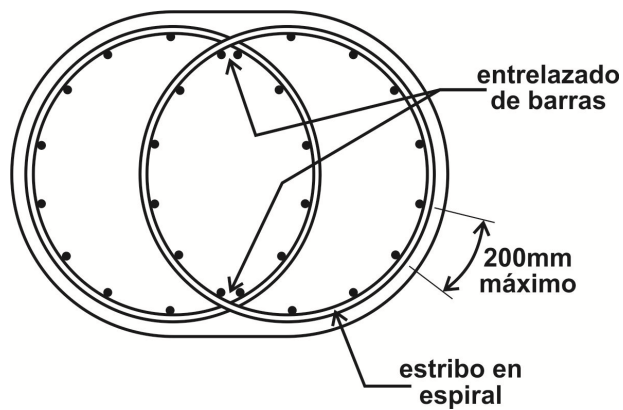


Figura C5.10.11.4.1d-3: Detalles de Entrelazado de Estribos en Columnas

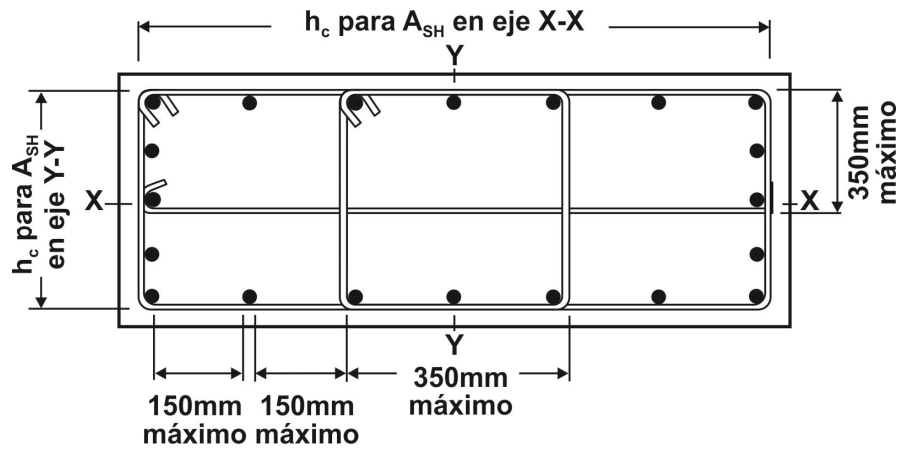


Figura C5.10.11.4.1d-4: Detalles de Estribos en Columnas

C5.10.11.4.1f - Empalmes

A menudo se empalma la armadura longitudinal con pasadores en la base de la columna. Esto es indeseable para el desempeño sísmico porque:

- El empalme ocurre en la zona de formación potencial de rótula plástica, donde los requerimientos de adherencia son críticos, y
- El empalme de la armadura principal tenderá a concentrar la deformación plástica cerca de la base y reducirá la longitud efectiva de la rótula plástica como resultado de la rigidización de la columna sobre la zona empalmada. Esto puede resultar en una severa demanda local de curvatura.

Los empalmes en elementos sísmicos críticos deberían diseñarse para el estado límite último bajo demandas sísmicas de deformación. En la Tabla C5.10.11.4.1f-1 se dan recomendaciones para deformaciones específicas aceptables. Las demandas de deformación específica en una sección transversal se obtienen de la demanda de deformación en esa sección transversal y la relación momento curvatura correspondiente. Los empalmes tradicionales a nivel de servicio son sólo apropiados en componentes protegidas del daño por una ubicación cuidadosa y por el detallado de las zonas de rótulas plásticas tales como, cabezales de pilas, vigas principales y fundaciones.

Tabla C5.10.11.4.1f-1: Límites de deformación recomendados en barras A706/A706M, y barras de empalme para zonas sísmicas 3 y 4

| | Deformación Mínima Requerida, ϵ , sólo en barras | Deformación Mínima Requerida, ϵ , en barras de empalme | Deformación Máxima Permitida, ϵ | Factor de Seguridad |
|--|--|--|---|---------------------|
| Última | 6% en barras de 12mm o mayores. 9% en barras de 10mm o menores. | 6% en barras de 12mm o mayores. 9% en barras de 10mm o menores. | < 2% | 3 a 4,5 |
| Servicio | 6% en barras de 12mm o mayores. 9% en barras de 10mm o menores. | > 2% | < 0,2% | > 10 |
| empalme (soldadura ó empalme mecánico, en lugar de empalme por yuxtaposición) | 6% en barras de 12mm o mayores. 9% en barras de 10mm o menores. | > 0,2% | < 0,15% (cargas sin factorizar) < 0,2% (cargas factorizadas) | 1,33 |

Los límites se basan en ensayos realizados por el Departamento de Transporte de California y la Universidad de California en Berkeley, cuyos resultados se encuentran en ACI (2001). La deformación específica demostrada en la resistencia última de detalles de soldaduras a tope se dividió por la demanda de deformación específica típica, para documentar el factor de seguridad. Aunque las limitaciones experimentales actuales de otros detalles de empalmes desarrollados a nivel de servicio imposibilitan mediciones de deformaciones específicas, los valores conocidos se muestran en la Tabla C5.10.11.4.1f-1 para comparación. La variabilidad de la deformación específica a lo largo de la rótula plástica potencial justifica el mayor factor de seguridad. El uso de detalles de empalmes tradicionales para resistir condiciones de cargas extremas donde se desea comportamiento no lineal, ha mostrado ser ineficiente.

C5.10.11.4.2 - Requerimientos para Pilas Tipo Tabique

Los requerimientos de este Artículo se basan en limitados datos disponibles sobre el comportamiento de pilas individuales en el campo inelástico. Consecuentemente, el Factor R de **2,0** para pilas individuales está basado en la suposición de un comportamiento inelástico mínimo.

El requerimiento de $\rho v \geq \rho h$ trata de evitar la posibilidad de una inadecuada armadura de alma en pilas individuales que son cortas en comparación con su altura. Los empalmes deberían estar alternados para evitar generar secciones débiles.

El requerimiento de un mínimo de dos capas de armadura en tabiques que absorben cortes de diseño sustanciales está basado en la premisa que dos capas de armadura tenderán a contener el hormigón y mantener la integridad del tabique después del agrietamiento del hormigón.

C5.10.11.4.3 - Conexiones de las Columnas

Una conexión de una columna, como lo refiere este Artículo, es la extensión vertical del área de la columna en los miembros adyacentes.

La integridad de la conexión de la columna es importante si las columnas tienen que desarrollar su capacidad flexional. La armadura longitudinal debería ser capaz de desarrollar su capacidad de sobrerresistencia de **1,25 f_y** . La armadura transversal de confinamiento de la columna debería continuar una distancia dentro del nudo para evitar un plano de debilidad en la interface.

La resistencia de la conexión de la columna en el cabezal es relativamente insensible a la cantidad de armadura transversal, si se dispone una cantidad mínima y se limita la resistencia al corte a los valores especificados. La resistencia al corte

mayorada para nudos ejecutados con agregados livianos es aproximadamente el 75 % de la transferencia en hormigón de peso normal.

C5.10.11.4.4 - Juntas Constructivas en Pilas de una sola Columna y de varias Columnas

La expresión 5.10.11.4.4-1 está basada en la expresión 11.26 del ACI 318-89 pero se reafirma para reflejar la acción de pasador y la resistencia de fricción.

C5.13 - ELEMENTOS ESPECÍFICOS DEL PUENTE

C5.13.4 - Pilotes de Hormigón

C5.13.4.6. - Requisitos Sísmicos

C5.13.4.6.2 - Zona de Desempeño Sísmico 2

C5.13.4.6.2b - Pilotes hormigonados in situ

Los pilotes hormigonados in situ pueden haber sido sólo vibrados en forma directa, por debajo del capitel del pilote o en las secciones superiores. Ensayos no destructivos en el Estado de California han mostrado que, donde el hormigón no ha sido vibrado, se forman oquedades asociadas a la zona de máximo confinamiento del hormigón (mínimo espaciamiento del acero), que responde a requerimientos sísmicos. El hormigón no fluye libremente entre los escasos espacios entre armaduras, debilitando la sección de hormigón, y comprometiendo la resistencia flexional ante acciones sísmicas. Una solución posible sería aumentar el diámetro de las armaduras dispuestas, logrando mayores espaciamientos.

C5.13.4.6.3 - Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4

C5.13.4.6.3b - Longitud de Confinamiento

Note los requerimientos especiales para “pilas de varios pilotes” dados en el Artículo 5.10.11.4.1.

C5.13.4.6.3d - Pilotes hormigonados In situ

Ver el Artículo C5.13.4.6.2b.

C5.14 - PRESCRIPCIONES PARA TIPOS ESTRUCTURALES

C5.14.2 - Construcciones por Dovelas

C5.14.2.3 - Diseño

C5.14.2.3.11 - Diseño Sísmico

La diferencia entre tendones con y sin adherencia con respecto al comportamiento sísmico refleja en general que los tendones con adherencia desarrollan dicha adherencia en todas las secciones a lo largo del vano, mientras que los tendones sin adherencia están efectivamente adheridos sólo en sus anclajes y en algunas secciones particulares intermedias, como desviaciones. Así, la resistencia global que alcanza la sección con tendones con adherencia es típicamente mayor que la alcanzada sin adherencia. De todos modos, ambas condiciones han demostrado una buena ductilidad de desplazamiento.

El Departamento de Transporte de California evaluó la capacidad de subestructuras de hormigón usando análisis no lineales “push-over”. Varios equipos de revisión recomendaron esta metodología siguiendo los terremotos de Loma Prieta y Northridge, para mejorar el conocimiento del comportamiento global, y para lograr diseños más justificables económicamente. Las superestructuras son diseñadas para resistir la rotulación plástica en las columnas. Los pórticos son modelados usando resortes para la modelación del suelo de la subestructura, y relaciones tensión-deformación para el hormigón y el acero. El pórtico es empujado, para incurrir en la rotulación plástica de sus columnas, y alcanzar el mecanismo de colapso. El desplazamiento resultante debe ser mayor que el que surge del análisis dinámico lineal tridimensional. El espectro de respuesta de aceleraciones (ARS) puede ser genérico para el tipo de suelo o ser desarrollado para un sitio específico.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11 – MUROS DE SOSTENIMIENTO, ESTRIBOS Y PILAS

C11.6.5. - Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales

C11.6.5.1 - Requisitos Generales

La estimación de las solicitaciones sísmicas de diseño debería tener en cuenta las fuerzas de inercia en el muro además de los esfuerzos estáticos equivalentes. Para muros de semigravedad en los cuales la fundación sobresale detrás de la parte posterior de la cara del muro (el talón), el peso del suelo ubicado directamente por encima del talón de la fundación debería incluirse en la fuerza inercial calculada del muro.

Cuando un muro soporta una estructura de un puente, las solicitaciones de diseño sísmico deberían también incluir las solicitaciones sísmicas transferidas por el puente a los apoyos que no deslizan libremente, ej. Apoyos elastoméricos de acuerdo con el Artículo 14.6.3 (AASHTO LRFD 2012).

La presión estática lateral del suelo que actúa detrás del muro está ya incluida en P_{AE} (P_{AE} es la combinación de la presión estática y la sísmica lateral). Ver los Artículos 3.11.6.3 y 11.10.10.1 (AASHTO LRFD 2012) para la definición de los términos en la Figura 11.6.5.1-1 no específicamente definidos en este Artículo.

Como P_{AE} es la presión lateral del suelo que resulta de la presión estática más los efectos dinámicos, la presión estática basada en el coeficiente K_a no debería sumarse a la presión sísmica calculada en el Artículo 11.6.5.3. El coeficiente de presión estática K_a , en efecto se incrementa durante el sismo a K_{AE} (ver el Artículo 11.6.5.3) debido a las fuerzas de inercia inducidas por el sismo en la cuña activa y el potencial incremento en el volumen de la cuña activa debido al aplanamiento de la superficie de falla activa. P_{AE} no incluye ninguna fuerza lateral adicional causada por sobrecargas permanentes ubicadas por encima del muro (por ej. La fuerza estática F_p y la fuerza dinámica $k_h W_{sobrecarga}$ en la Figura 11.6.5.1-1, en la cual $W_{sobrecarga}$ es el peso de la sobrecarga). Si se usa el método generalizado del equilibrio límite para determinar la presión sísmica lateral sobre el muro, el efecto de la sobrecarga en la fuerza lateral total que actúa sobre el muro durante el terremoto puede, sin embargo, ser tomado directamente en cuenta cuando se determina P_{AE} . Nótese que la fuerza de inercia debida al peso de la sobrecarga $k_h W_{sobrecarga}$ y la fuerza estática F_p están separadas y ambas actúan durante el terremoto. Por lo tanto, ambas deben incluirse en el análisis de estabilidad sísmica del muro. F_p se calcula como se indica en el Artículo 3.11.6 (CIRSOC 801).

Para evaluar la estabilidad externa del muro y para evaluar la seguridad contra una falla estructural del muro (estabilidad interna), el enfoque de diseño más simple que asegurará un resultado confiable es combinar la presión sísmica total del

terreno con la respuesta inercial de la sección del muro, suponiendo que ambos están en fase. Este enfoque es conservador ya que es poco probable que los valores máximos de los dos efectos mencionados sean contemporáneos. Para muros **MSE**, antiguamente se combinaba la totalidad de la fuerza de inercia con el **50 %** del incremento dinámico de la presión total del suelo, para tener en cuenta la falta de concurrencia de ambas.

Investigaciones usando ensayos centrífugos de muros en escala reducida por Al Atick y Sitar (2010) indican que estos dos esfuerzos están desfasados, y que cuando la presión dinámica del suelo alcanza su máximo, la fuerza de inercia del muro está en su mínimo o muy cercana a cero. Cuando la fuerza de inercia del muro está en su máximo, la presión sísmica total, **P_{AE}** , está cercana a su valor estático. Ellos también indicaron, sin embargo, que una mayor coincidencia entre estos dos esfuerzos puede todavía ser posible para algunas configuraciones de muros e intensidades del movimiento del suelo. Nakamura hizo observaciones similares en relación con la falta de concurrencia, basado en ensayos dinámicos centrífugos. Esta investigación indica que, en la mayoría de los casos, se justifica tratar a estos dos esfuerzos como no concurrentes.

Ver Al Atik y Sitar (2010) y Nakamura (2006) para ejemplos de aplicación de métodos numéricos para investigar este hecho de fuerzas no concurrentes.

La fuerza de inercia asociada con la masa de suelo en el talón del muro, detrás del muro de sostenimiento no se suma a la presión sísmica activa cuando se diseña estructuralmente el muro de sostenimiento. El fundamento para excluir esta fuerza de inercia es que el movimiento de esta masa de suelo se supone que está en fase con el sistema estructural del muro, con la fuerza de inercia transferida a través del talón del muro. Basado en longitudes de ondas típicas asociadas con cargas sísmicas, esta se considera una hipótesis razonable. Sin embargo, la fuerza de inercia para la masa de suelo encima del talón del muro se incluye cuando se determina la estabilidad externa del muro.

Anderson y otros (2008) provee una discusión adicional y guía sobre la selección de los parámetros del suelo para el diseño sísmico de muros y la potencial consideración de la cohesión del suelo.

C11.6.5.2 - Determinación del Coeficiente Sísmico Para el Diseño del Muro

C11.6.5.2.1 - Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro

A_s se determina como se especifica en el Artículo 3.10.

En la mayoría de las situaciones, la aceleración vertical y horizontal están al menos parcialmente desfasadas. Por lo tanto, **k_v** es usualmente más bien chico

cuando k_h está cerca de su valor máximo. La hipótesis típica es suponer que para el diseño del muro k_v es cero.

C11.6.5.2.2 - Estimación de la Aceleración que Actúa en La Masa del Muro

El diseñador puede usar k_h para el diseño del muro sin considerar la dispersión de las ondas y los efectos de la deformación lateral; sin embargo, varios estudios han mostrado que el movimiento del terreno en la masa de suelo detrás del muro a menudo será menor que k_{ho} en la superficie del terreno, particularmente para muros más altos. Aun así, en algunos casos, es posible tener amplificación del movimiento en el muro relativo al movimiento en la base.

El desempeño deseado de muros durante el sismo de diseño puede variar desde permitir daño limitado al muro o desplazamiento del muro hasta requerir “no daño” en condiciones post sísmicas. En muchos casos, un muro de gravedad o semigravedad bien diseñado podría deslizar algunos centímetros, así como girar varios grados, sin afectar la función del muro o causar colapso. Esta afirmación se basa en el desempeño observado de muros en terremotos. Sin embargo, el efecto de tal deformación en las instalaciones o estructuras ubicadas encima, detrás o en el frente del muro deben también considerarse cuando se establece el desplazamiento admisible.

Un trabajo reciente que forma parte del informe NCHRP 611 (Anderson y otros 2008) concluyó que, cuando se usa el método de Newmark, la cantidad de desplazamiento permanente del terreno asociado con $k_h = 0,5k_{ho}$ será en la mayoría de los casos menor que **25 a 50 mm** (usando $k_h = 0,5k_{ho}$ se obtienen resultados conservadores).

El Apéndice A11, provee detalles de procedimientos simplificados específicos que pueden usarse para estimar los efectos de dispersión de las ondas y las deformaciones laterales del muro para determinar k_h . Estos procedimientos simplificados incluyen Kavazanjian (2003), Anderson y otros (2008) y Bray y otros (2009, 2010). También se proveen antecedentes adicionales para desarrollar un análisis completo del bloque deslizando de Newmark.

Métodos Alternativos para Estimar los Desplazamientos Permanentes

El método simplificado de Newmark, basado en las expresiones presentadas anteriormente, es un método relativamente rápido para estimar la aceleración de fluencia para un desplazamiento máximo aceptable o alternativamente, los desplazamientos que ocurrirán si la relación capacidad demanda (**C/D**) para un análisis de estabilidad del equilibrio límite es menor que uno. Alternativamente, pueden usarse métodos numéricos bidimensionales que permiten análisis paso a paso temporales para estimar los desplazamientos permanentes. Tales modelos requieren una experticia considerable en la preparación e interpretación de los

resultados del modelo, particularmente relativos a la selección de los parámetros de resistencia consistente con la excitación sísmica. Por esta razón, el uso de este enfoque alternativo debería adoptarse sólo con la conformidad de la Autoridad de Aplicación.

C11.6.5.3 - Determinación de la Presión Sísmica Activa

La conveniencia del método usado para determinar las presiones sísmicas (activas y pasivas) del suelo debería definirse después de una revisión de las características del diseño estático, tales como los suelos de relleno y la pendiente por encima del muro de sostenimiento. Estas condiciones, junto con la intensidad del movimiento del suelo en el sitio, afectará la selección del método.

La expresión completa de **M-O** se provee en el Apéndice A11. La expresión de **M-O** para la presión sísmica activa se basa en la teoría de Coulomb y por lo tanto está limitada al diseño de muros que tienen rellenos homogéneos, secos, y sin cohesión. Se ha demostrado que la expresión de **M-O** es la más aplicable cuando el relleno es homogéneo y puede ser caracterizado como sin cohesión.

Otra limitación importante de la expresión de **M-O** es que existen combinaciones de aceleración y ángulo del talud donde no son posibles soluciones reales o donde resultan valores que rápidamente se acercan a infinito. Para que una solución real sea posible el radicando debe ser positivo. Anteriormente, cuando el radicando era negativo se adoptaba artificialmente cero. Aunque esta práctica hacía posible calcular K_{AE} , también tendía a producir resultados excesivamente conservadores. Por ello, en tales casos es mejor usar un método alternativo.

En muchas situaciones los muros de gravedad o semigravedad se construyen cortando un talud existente donde las propiedades del suelo difieren del relleno que es usado detrás del muro de contención. En situaciones donde las condiciones del suelo no son homogéneas y la superficie de falla es más plana que el talud natural, la presión activa calculada con la fórmula de **M-O** usando las propiedades del relleno pueden no ser válidas, particularmente si hay una significativa diferencia entre las propiedades de los suelos de relleno y el terreno natural.

Sin embargo, el método de **M-O** se ha usado en la práctica de diseño pasada para estimar las presiones sísmicas en muchas de estas situaciones debido a la falta de una alternativa disponible. Para forzar la aplicabilidad del método, se han usado varios enfoques, tales como estimar algún tipo de propiedad promedio del suelo en el caso de sitios con suelos en capas o limitar la aceleración para que el radicando no sea negativo, entre otras. Con la excepción de la estimación de la presión sísmica pasiva, esta práctica ha conducido a diseños excesivamente conservadores, por lo que no es recomendable continuar con ella.

El Método **GLE** consiste en llevar a cabo un análisis de estabilidad de taludes en el cual k_h se utiliza como el coeficiente de aceleración (coeficiente sísmico), usando típicamente un programa computacional en el cual se determina la fuerza aplicada que se requiere para mantener el equilibrio (relación capacidad/demanda igual a 1) bajo la acción sísmica. Esta fuerza es P_{AE} . En el Apéndice A11 se proveen procedimientos específicos usados para aplicar el método. El Método **GLE** deberá usarse cuando el Método **M-O** no es apropiado debido a la geometría del muro, el nivel de aceleración sísmica, o las condiciones del sitio.

El Método del equilibrio de la cuña de Coulomb descrito por Peck y otros (1974) y Caltrans (2010) también puede usarse para situaciones donde el método de **M-O** no es apropiado, pero se prefiere un método de cálculo manual, siempre que las condiciones del suelo no sean demasiado complejas (suelos en diferentes estratos detrás del muro). Además de poder utilizar el método de la cuña de prueba como un método manual, no tiene ventajas reales sobre el método **GLE**.

Estudios recientes han indicado que los métodos clásicos basados en el equilibrio límite, tales como **M-O**, **GLE** y los métodos de equilibrio de la cuña de Coulomb, pueden ser muy conservadores, aun si se consideran las limitaciones citadas anteriormente. Ver Bray y otros (2010) y Lew y otros (2010a, 2010b) para la generación de las presiones sísmicas del suelo detrás de muros y la aplicabilidad del método de **M-O** y otros métodos similares.

Cuando los resultados del diseño sísmico del muro son excesivamente conservadores en relación con la experiencia pasada en terremotos, además de sacar provecho de las prescripciones del Artículo 11.5.4.2 (AASHTO LRFD 2012) no hay soluciones simples. Puede ser necesario considerar el uso de métodos numéricos dinámicos de interacción suelo estructura. Ver Bray y otros (2010) para un ejemplo. También pueden necesitarse análisis dinámicos de interacción suelo estructura para sistemas de muros más complejos y para muros donde la acción sísmica es severa. Debido a la complejidad de estos análisis se recomienda una revisión por profesionales especializados, de los análisis y resultados.

La práctica pasada para ubicar la resultante de la presión estática y sísmica del suelo para la estabilidad externa del muro era, o suponer una distribución uniforme de la presión lateral del suelo para las tensiones (estática y sísmica) combinadas o, si las componentes estáticas y sísmicas se trataban separadamente, usar un trapecio invertido para la componente sísmica con la fuerza sísmica ubicada a $0,6h$ por encima de la base del muro, y combinar esta fuerza con la distribución normal de la presión del suelo estática (Seed y Whitman, 1970). Investigaciones más recientes indican que la resultante de la presión total del suelo (estática más sísmica) debería ubicarse a $h/3$ por encima de la base del muro. (Ver el Apéndice A11 para una discusión adicional en este tema). Como mínimo, la resultante combinada de la presión del suelo activa y sísmica (P_{AE}) debería ubicarse por encima de la resultante de la presión estática, relativa a la base del muro. Sin

embargo, puede considerarse una ubicación algo más alta (**0,4h** a **0,5h**) ya que hay poca evidencia de que la resultante pudiera ser mayor, especialmente para muros en los cuales el impacto de la falla es relativamente alto.

La mayoría de los suelos naturales sin cohesión tienen algún contenido de finos que contribuyen a la cohesión, particularmente para condiciones de carga de corta duración. Similarmente, los rellenos sin cohesión raramente están totalmente saturados y la saturación parcial provee alguna cohesión aparente, aun para la mayoría de las arenas limpias. Los efectos de la cohesión, real o aparente, son temas importantes a considerar en los problemas prácticos de diseño.

La expresión de **M-O** ha sido extendida a suelos **c- ϕ** por Prakash y Saram (1966) donde las soluciones se obtuvieron para casos que incluyen los efectos de grietas de tracción y de la adhesión al muro. Soluciones similares se han discutido por Rivhards y Shi (1994) Y Chen y Lin (1990).

Los resultados de análisis realizados por Anderson y otros (2008) muestran una significativa reducción en la presión sísmica activa para valores pequeños de cohesión. Esto significa que aún una pequeña cantidad de cohesión en el suelo, podría reducir la demanda requerida para el diseño del muro de sostenimiento.

Desde una perspectiva de diseño, las incertidumbres en la cantidad de cohesión o de cohesión aparente hacen difícil incorporar explícitamente, en muchas situaciones la contribución de la cohesión, particularmente en los casos donde se usan materiales limpios de relleno, sin considerar los beneficios potenciales de la cohesión aparente que pudiera ocurrir si el suelo está parcialmente saturado. Considerando estas incertidumbres se sugieren los lineamientos siguientes.

- Cuando se usen suelos cohesivos como relleno o cuando el terreno natural tiene una componente clara de resistencia cohesiva, el diseñador debería incorporar algunos efectos de la cohesión en la determinación del coeficiente sísmico.
- Si la cohesión en el suelo detrás del muro resulta principalmente por tensiones de capilaridad, especialmente en suelos con un contenido relativamente bajo de finos, se recomienda despreciar la cohesión cuando se estime la presión sísmica del suelo.

El agua en el suelo dentro de la cuña activa o en condiciones de sumersión (por ejemplo, el caso de una estructura de sostenimiento en un puerto o cerca de un lago o río) puede influir en la magnitud de la presión activa del suelo. Cuando se evalúen los efectos del agua en el suelo, debería usarse la media promedio en el tiempo del nivel del agua.

Si el suelo dentro de la cuña está totalmente saturado, debería usarse el peso unitario total para estimar la presión del terreno cuando se usa el método **M-O**, bajo la

hipótesis que el suelo y el agua se mueven como una unidad durante el sismo. La situación se aplicará para suelos que no estén libres de drenar.

Si el material de relleno es un material granular suelto, es posible que el agua no se mueva con el suelo durante el sismo. En este caso, debería usarse el peso unitario efectivo en la determinación de la presión y debería agregarse a la presión del muro una componente adicional de fuerza debida a los efectos hidrodinámicos.

Se dispone de varios métodos para estimar la presión hidrodinámica (ver Kramer, 1996). Generalmente estos métodos involucran una forma de la solución de Wetergaard.

C11.6.5.4 - Determinación de la Presión Sísmica del Suelo para Estribos y Muros que No Plastifiquen

Las metodologías de cálculo de las presiones laterales del terreno provistas en el Artículo 11.6.5.3 suponen que el estribo o muro es libre de plastificar lateralmente lo suficiente para movilizar las resistencias máximas del suelo en el relleno. Ejemplos de muros que pueden no plastificar son los estribos integrales, estribos con muro de ala, muros portales de túneles y muros de pilotes cilíndricos. Para suelos granulares, se puede suponer que las resistencias máximas del suelo se movilizan si las deformaciones en la parte superior del muro son alrededor del **0,5 %** de la altura del estribo o muro. Para muros con movimiento restringido por pilotes inclinados, o anclajes, las sollicitaciones laterales inducidas por las fuerzas inerciales del relleno podrían ser mayores que las calculadas por los métodos de análisis **M-O** o **GLE**. Soluciones elásticas simplificadas presentadas por Wood (1973) para muros rígidos que no plastifiquen también indican que las presiones son mayores que las dadas por los análisis **M-O** y **GLE**. Estas soluciones permiten garantizar una ubicación por encima de **$h/2$** , de la resultante del efecto combinado de la presión del terreno estática más la sísmica, lo que debería considerarse en el diseño. Se recomienda para el diseño el uso de un factor **1,0** aplicado a k_{ho} cuando se estime que un estribo o muro pueda plastificar suficientemente para movilizar las resistencias del suelo de relleno. En general, si la falta de capacidad del muro para plastificar requiere que el muro se diseñe para condiciones K_0 , para el estado límite de resistencia debería utilizarse para el diseño sísmico un k_r de **1,0 k_{ho}** .

Alternativamente, si lo aprueba la Autoridad de Aplicación, pueden usarse métodos numéricos para cuantificar mejor la naturaleza elástica o plástica del muro y su efecto en las presiones sísmicas del terreno.

C11.6.5.5. - Determinación de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo

La presión sísmica pasiva llega a ser importante para muros que desarrollan resistencia al deslizamiento a través de la zona empotrada del muro. Para estos diseños, es importante estimar las presiones pasivas que resultan próximas a la

condición de carga sísmica. Este es el caso cuando se usan métodos de diseño por desplazamiento, pero puede también afectar la eficiencia de diseños basados en métodos de equilibrio límite.

Si la profundidad de empotramiento del muro es menor de **1,50 m**, la presión pasiva puede estimarse usando los métodos estáticos presentados en el Capítulo 3 de este Reglamento. Para esta profundidad de empotramiento, los efectos inerciales provocados por el sismo en el desarrollo de presiones pasivas, serán pequeños.

Para mayores profundidades, deberían considerarse los efectos inerciales del movimiento del suelo en el desarrollo de las presiones pasivas. Esta zona pasiva típicamente se extiende de tres a cinco veces la profundidad del empotramiento, más allá de la cara del muro empotrado.

Shamsabadi y otros (2007) han desarrollado una metodología para estimar las presiones sísmicas pasivas considerando la fricción en el muro y la superficie de falla no lineal dentro del suelo. El Apéndice A11 de este Capítulo provee gráficos basados en el desarrollo de una fricción en el muro de **2/3** del ángulo de fricción del suelo y un rango de coeficientes sísmicos, valores ϕ , y cohesión del suelo (**c**).

El coeficiente sísmico usado en los cálculos de la presión pasiva es el mismo usado para la presión activa. También es apropiado considerar las reducciones por dispersión de las ondas para tener en cuenta la incoherencia en el movimiento del suelo si la profundidad de la zona pasiva excede los **6,00 m**. Para la mayoría de los diseños de muros, la diferencia entre los coeficientes sísmicos detrás y al frente del muro es demasiado pequeña para justificar el uso de diferentes valores.

A pesar de su aparente simplicidad, no es recomendable el uso de la expresión **M-O** para determinar la presión pasiva, ya que está basada en el método de Coulomb, y el mismo puede sobrestimar la presión del terreno en algunos casos.

La fricción en el muro es una consideración clave durante la determinación de las presiones pasivas estáticas y sísmicas. La práctica común es suponer alguna fricción para la carga estática. El valor de la fricción de interface para carga estática a menudo se supone entre **50 %** y **80 %** del ángulo de fricción del suelo. No se dispone de un lineamiento similar para carga sísmica.

C11.6.5.6. - Detalles del Muro para mejorar el Desempeño Sísmico

Estos detalles recomendados se basan en experiencias previas con muros en terremotos (Yen y otros, 2011). Los muros que no utilizaron estos detalles tendieron a tener mayor cantidad de problemas que los que sí los usaron.

La prevención de la apertura de las juntas durante la vibración puede abordarse mediante el uso de un panel soporte ubicado detrás de la junta, un cubrejunta deslizante ubicado en el frente de la junta, o la colocación de una banda

geotextil detrás de los paneles de fachadas a través de la junta. Los elementos especiales deberían permitir movimientos diferenciales verticales entre unidades de fachada, manteniendo la funcionalidad del muro. La yuxtaposición entre estos elementos de juntas y las unidades de fachada adyacentes se determina basada en la cantidad de movimiento relativo entre las unidades de fachada que se calcula de la misma forma que se determina el ancho de los apoyos de un puente.

Se dispone de poca experiencia sobre la yuxtaposición entre el panel soporte y los paneles de fachada para muros, pero la práctica pasada en los EEUU ha sido proveer un traslape mínimo de **50 a 100 mm**. También debe disponerse una banda geotextil entre el suelo de relleno y la junta o combinación entre la junta y el panel soporte. La práctica típica en los EEUU ha sido usar un mínimo traslape de geotextil hacia afuera de los bordes entre **150 y 230 mm**. El geotextil usualmente se pega en la parte de atrás del panel usando adhesivo.

En muro, los rellenos compactos con un contenido alto de limos o arcillas han presentado más problemas de desempeño sísmico que los rellenos compactos granulares. Esto ha sido especialmente un problema si el relleno del muro no tiene un drenaje adecuado para mantener el agua fuera del mismo y el relleno totalmente drenado. También rellenos de arena clara y uniforme especialmente si le falta angularidad, han sido problemáticos en su desempeño sísmico. El problema es cuán bien puede compactarse y permanecer en el estado compacto. Se recomienda un coeficiente de uniformidad del suelo de relleno mayor que **4** y en general las partículas del relleno deberían clasificarse como subangulares o angulares en vez de redondeada o subredondeada. Mientras menos angulosas sean las partículas del relleno, más bien graduado necesita ser el material de relleno.

Para información adicional sobre buenos detalles para el muro ver Berg y otros (2009). Aunque los detalles están hechos para muros **MSE**, podrían adaptarse para muros de gravedad o semigravedad.

C11.6.6 - Drenaje

Los orificios de drenaje no aseguran la condición de drenaje total. Los sistemas de drenaje deberían diseñarse para drenar completamente el volumen de suelo detrás de la cara del muro de sostenimiento.



INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES



República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional
1983/2023 - 40 AÑOS DE DEMOCRACIA

Hoja Adicional de Firmas
Informe gráfico

Número:

Referencia: Comentarios al Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte VI

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 52 pagina/s.