UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS
IC2001
M4
U.2

ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LOS NIVELES ND2 Y ND3 DE LA NORMA COVENIN 1756-98 " EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES " APÉNDICE

REALIZADO POR — Mendoza Bidó, Rafael Augusto
Wever Rey, Israel Martín

PROFESOR GUIA — Ing. José Manuel Velásquez

FECHA — Caracas, Octubre de 2.001

INDICE APÉNDICE

APÉNDICE A

A.1 Formulario para seleccionar tipo de proyecto.....1
A.2 Formulario Nivel de Diseño.....1
A.3 Formulario Pórtico.....2
A.4 Formulario ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO (I 1).....3
A.5 Formulario ND3 VIGA 1 CENTRO (C 1).....4
A.6 Formulario ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 2).....4
A.7 Formulario ND3 EXTREMO IZQUIERDO (I 1).....5
A.8 Formulario ND2 COLUMNAS.....5
A.9 Formulario ND3 NODO 1 VIGA - COLUMNA.....6
A.10 Formulario ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA.....8
A.11 Formulario ND3 REVISIÓN DE VIGAS.....8
A.12 Formulario ND3 REVISIÓN DE COLUMNAS.....10
A.13 Formulario ND3 REVISIÓN DE NODOS.....10
A.14 Formulario ND3 ARTÍCULOS.....12

APÉNDICE B

Ejemplo 1.....14
Ejemplo 2.....49

APÉNDICE C

ACI 318-99 Capítulo 21.....67

APÉNDICE A

Figura A.1 Formulario Seleccionar tipo de Proyecto.

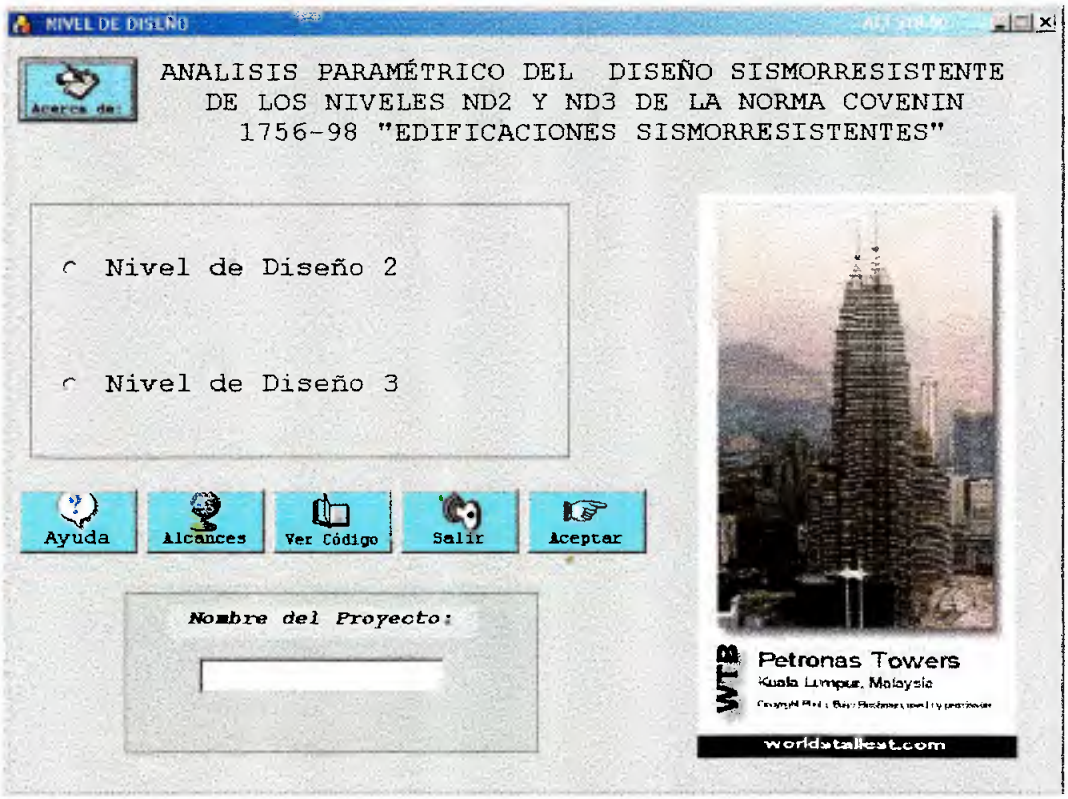


Figura A.2 (a) Formulario Nivel de Diseño.

Figura A.2 (b) Formulario Nivel de Diseño.

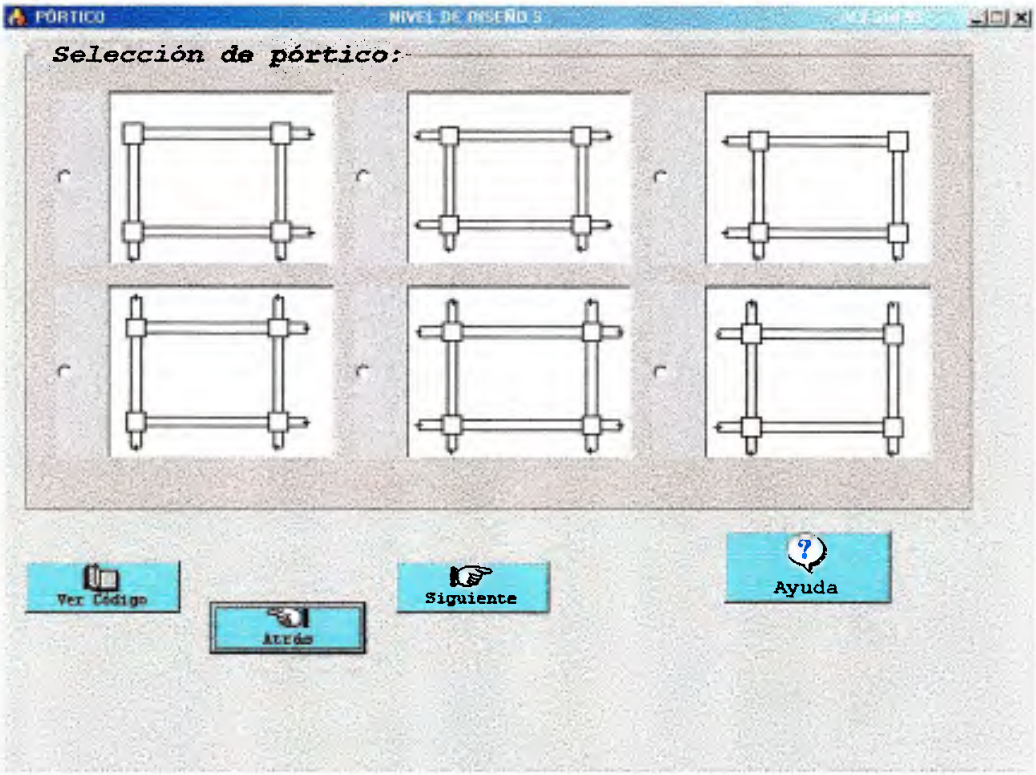


Figura A.3 (a) Formulario Pórtico.

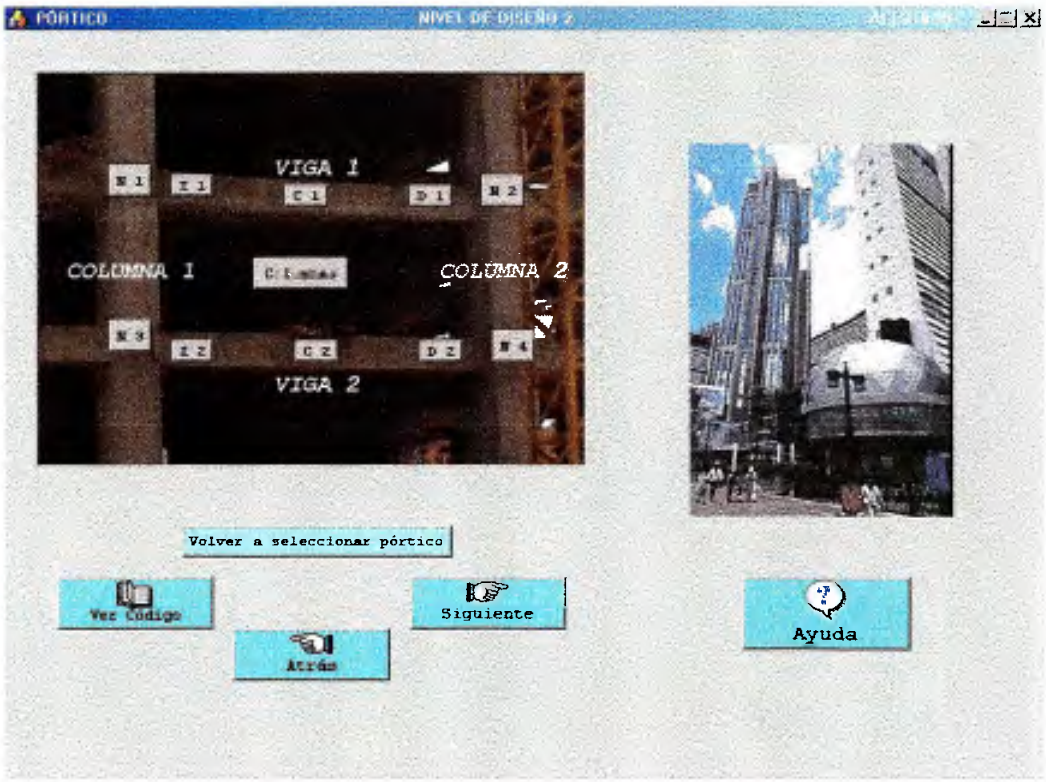


Figura A.3 (b) Formulario Pórtico.

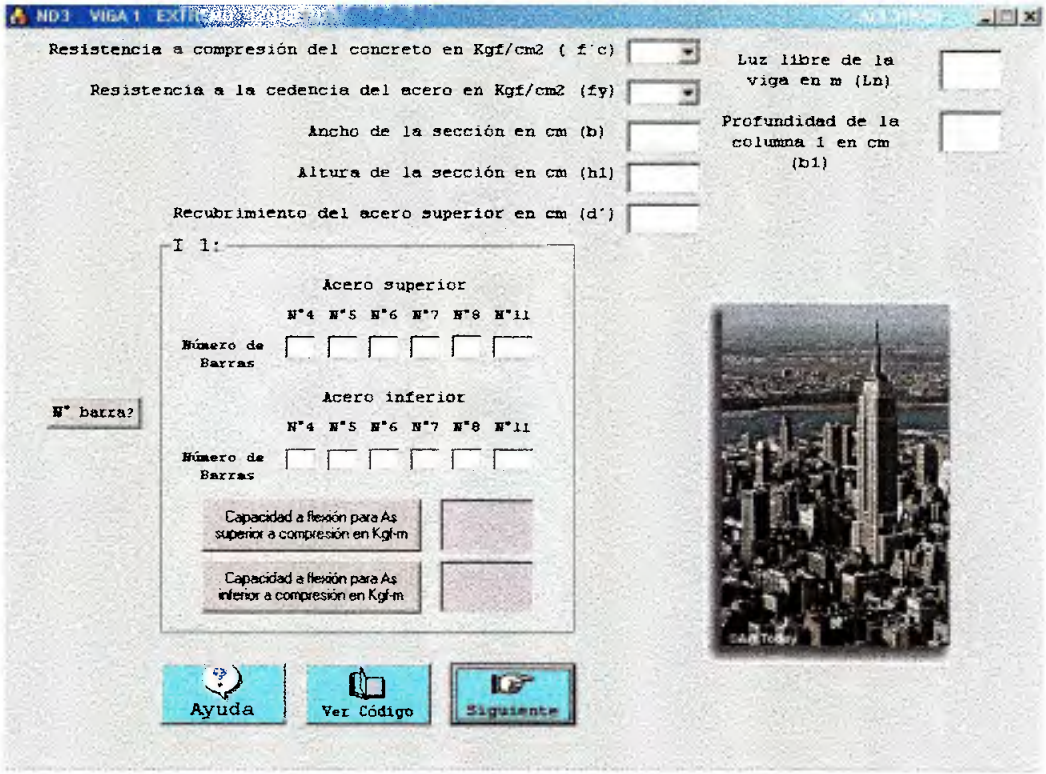


Figura A.4 Formulario ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO(I 1).

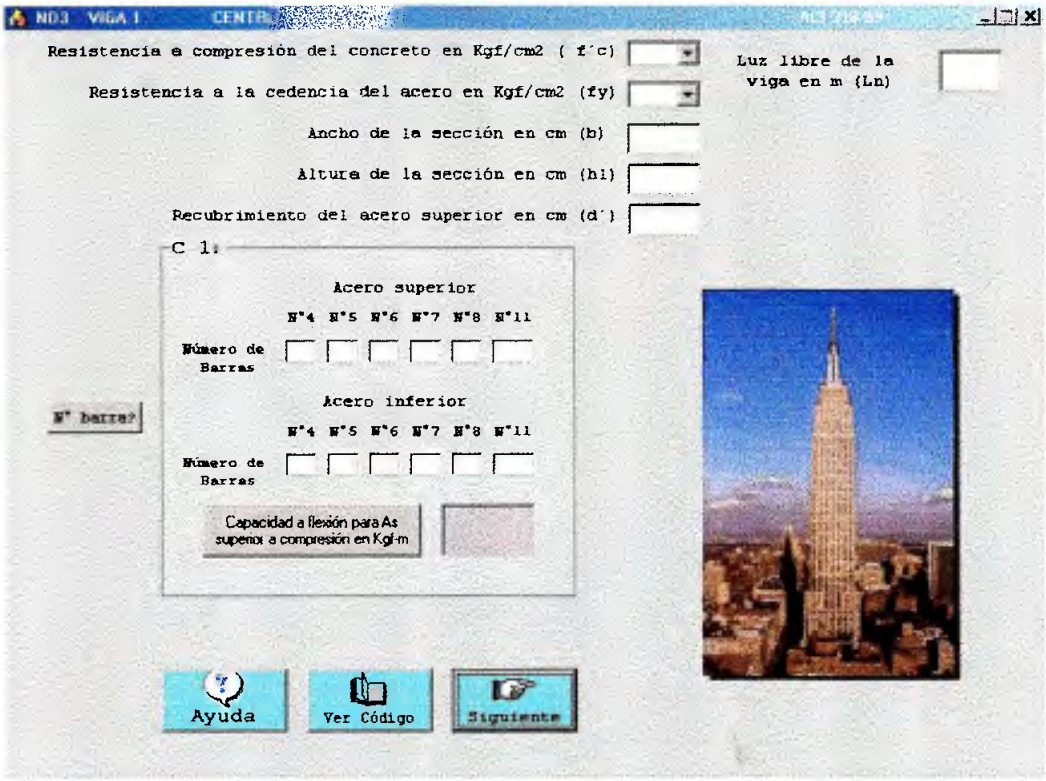


Figura A.5 Formulario ND3 VIGA 1 CENTRO (C 1).

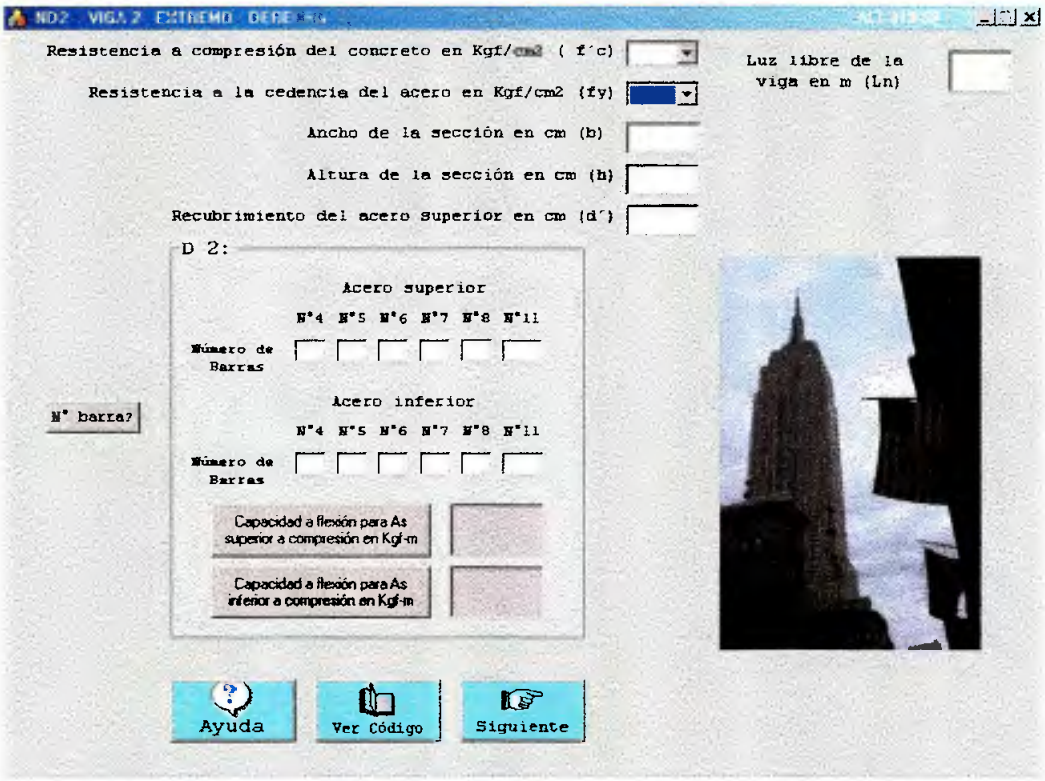


Figura A.6 Formulario ND2 VIGA 2 EXTREMO DERECHO (D 2).

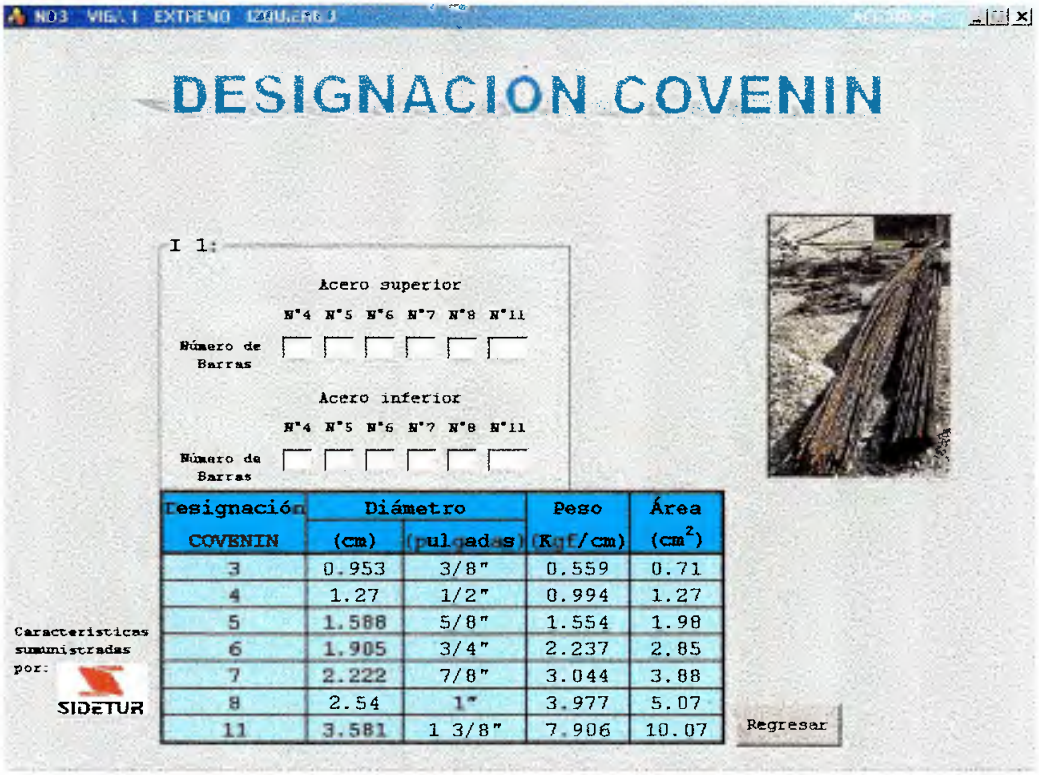


Figura A.7 Formulario ND3 VIGA 1 EXTREMO IZQUIERDO(I 1).

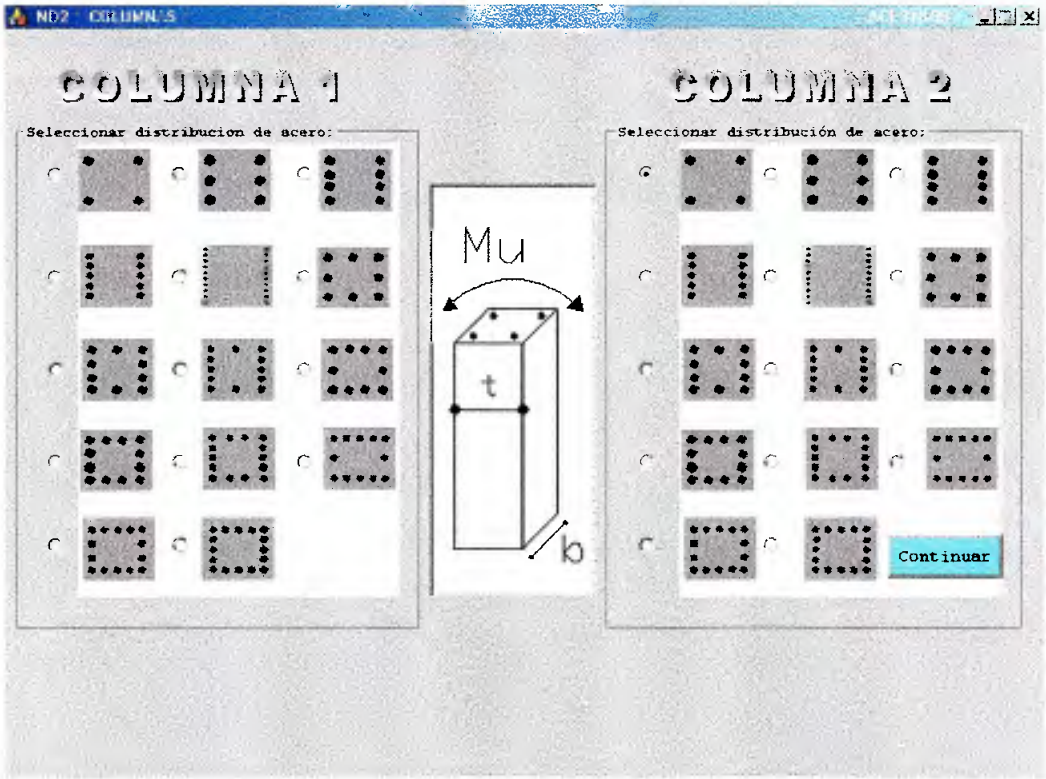


Figura A.8 (a) Formulario ND2 COLUMNAS

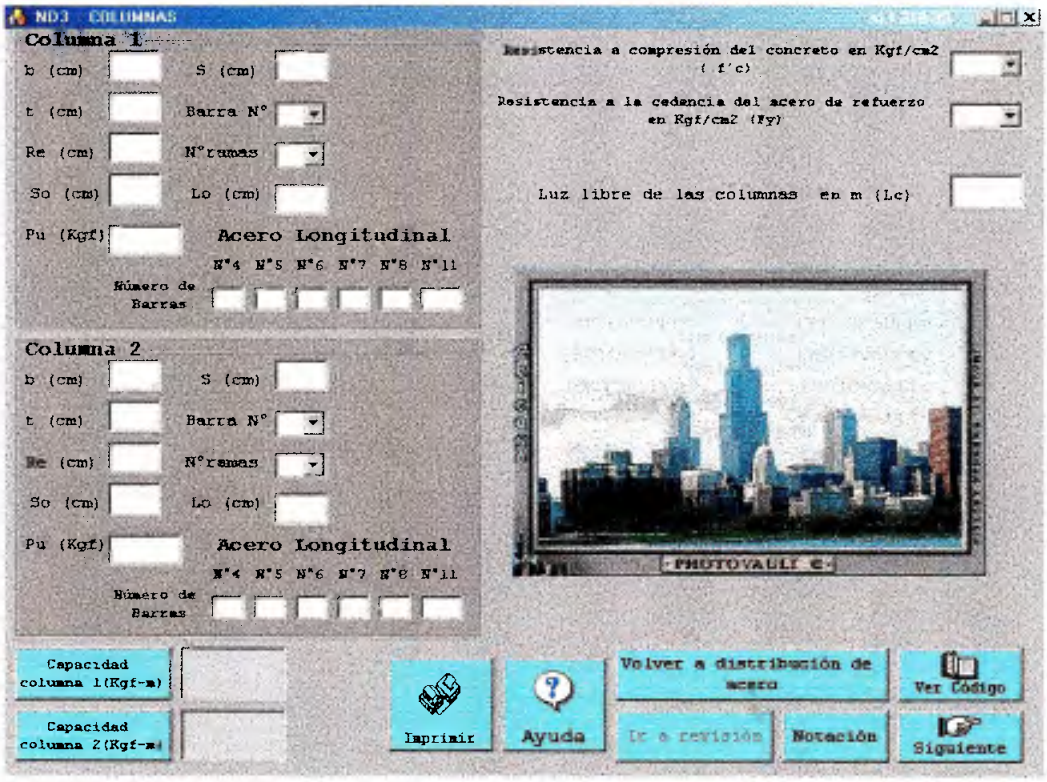


Figura A.8 (b) Formulario ND3 COLUMNAS

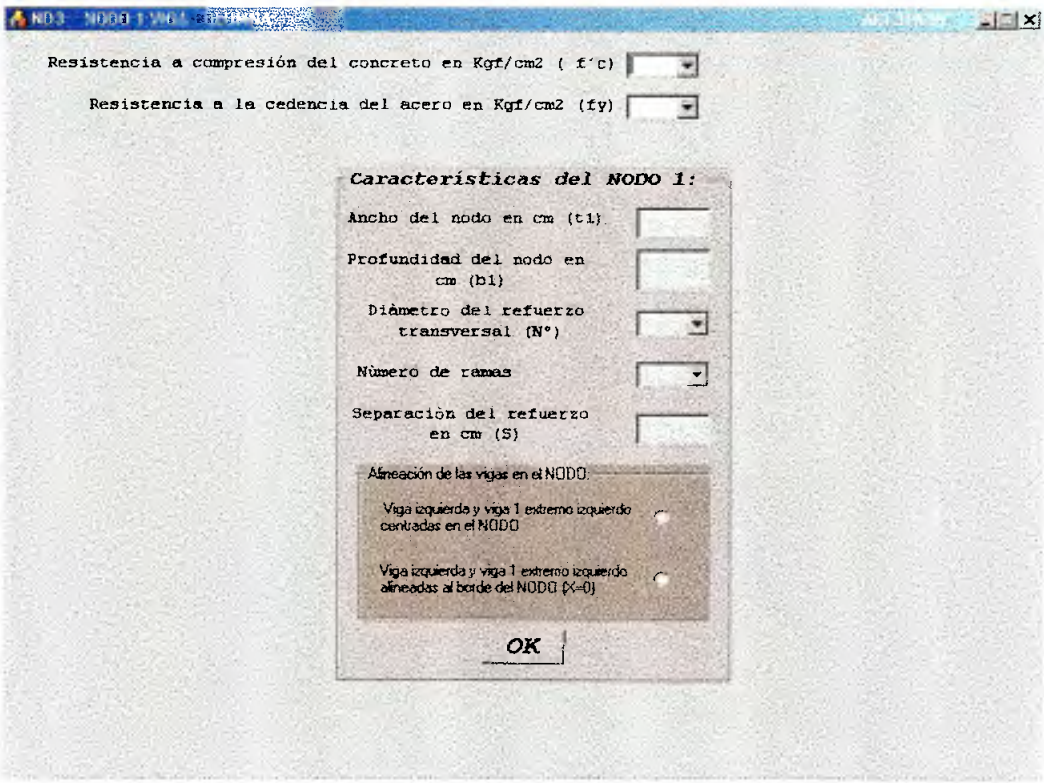


Figura A.9 (a) Formulario ND3 NODO 1 VIGA - COLUMNA

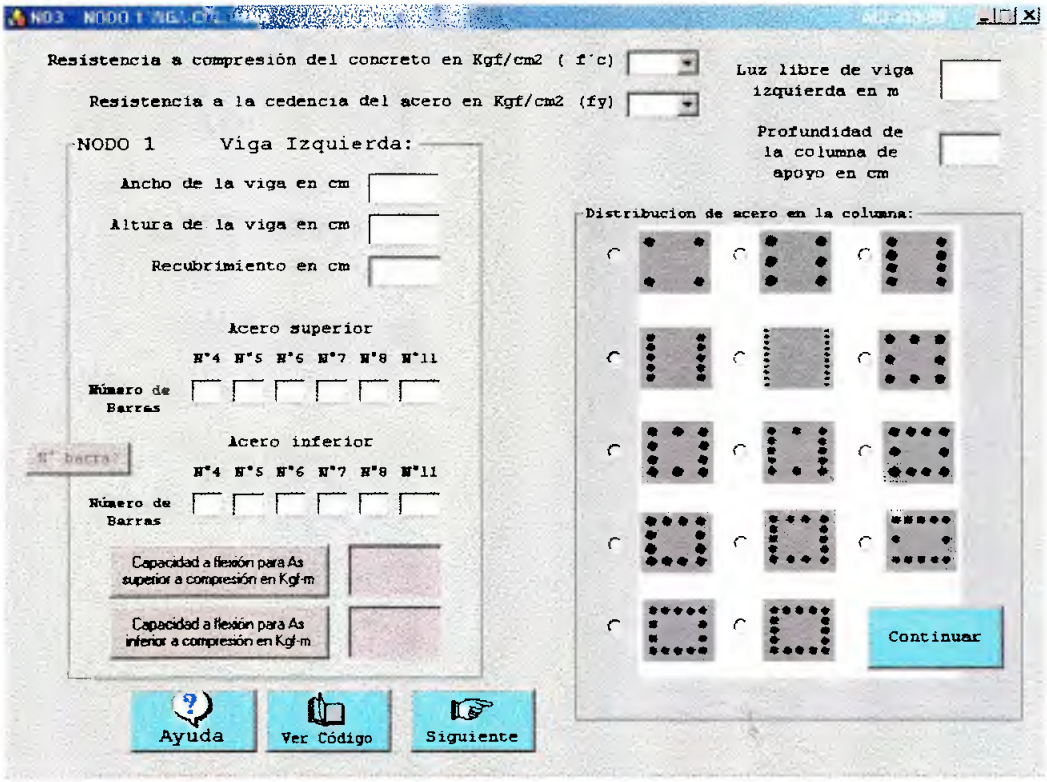


Figura A.9 (b) Formulario ND3 NODO 1 VIGA - COLUMNA

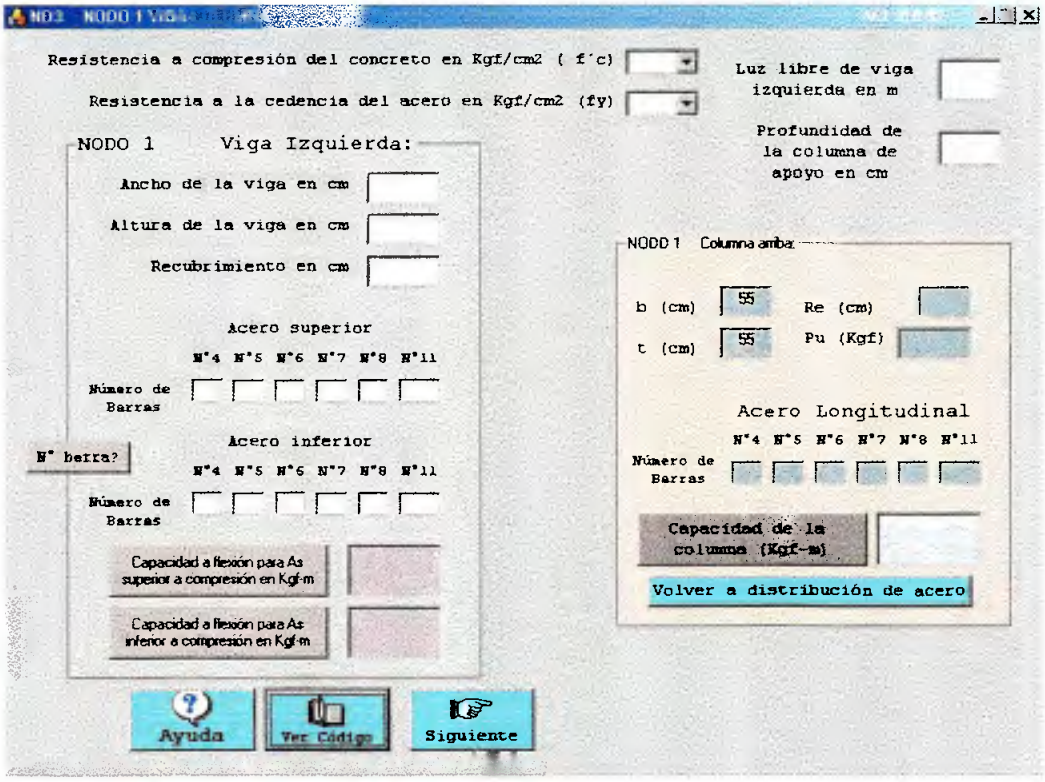


Figura A.9 (c) Formulario ND3 NODO 1 VIGA - COLUMNA

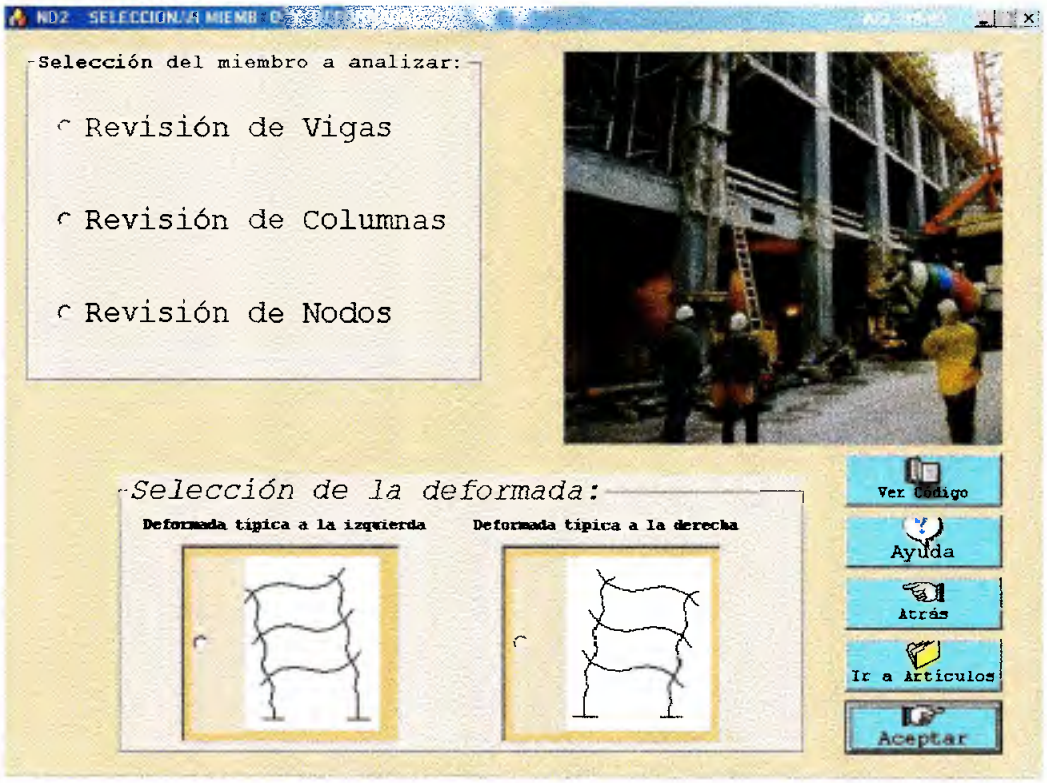


Figura A.10 Formulario ND2 SELECCIONAR MIEMBRO Y DEFORMADA.

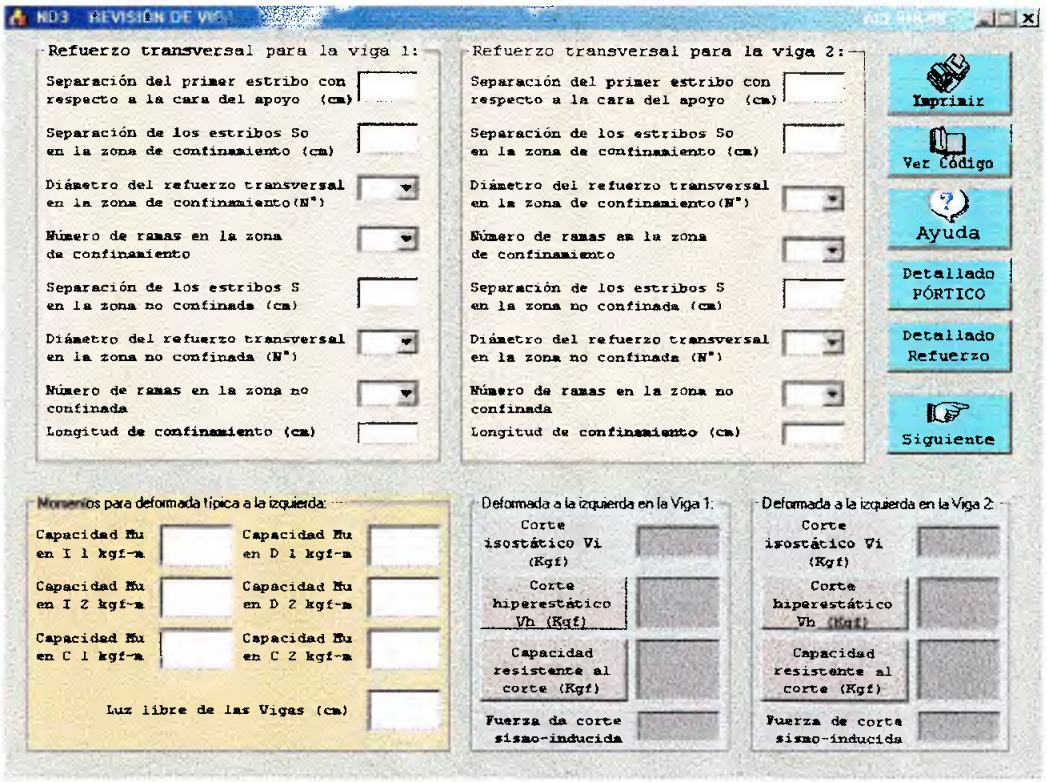


Figura A.11 (a) Formulario ND3 REVISIÓN DE VIGAS.

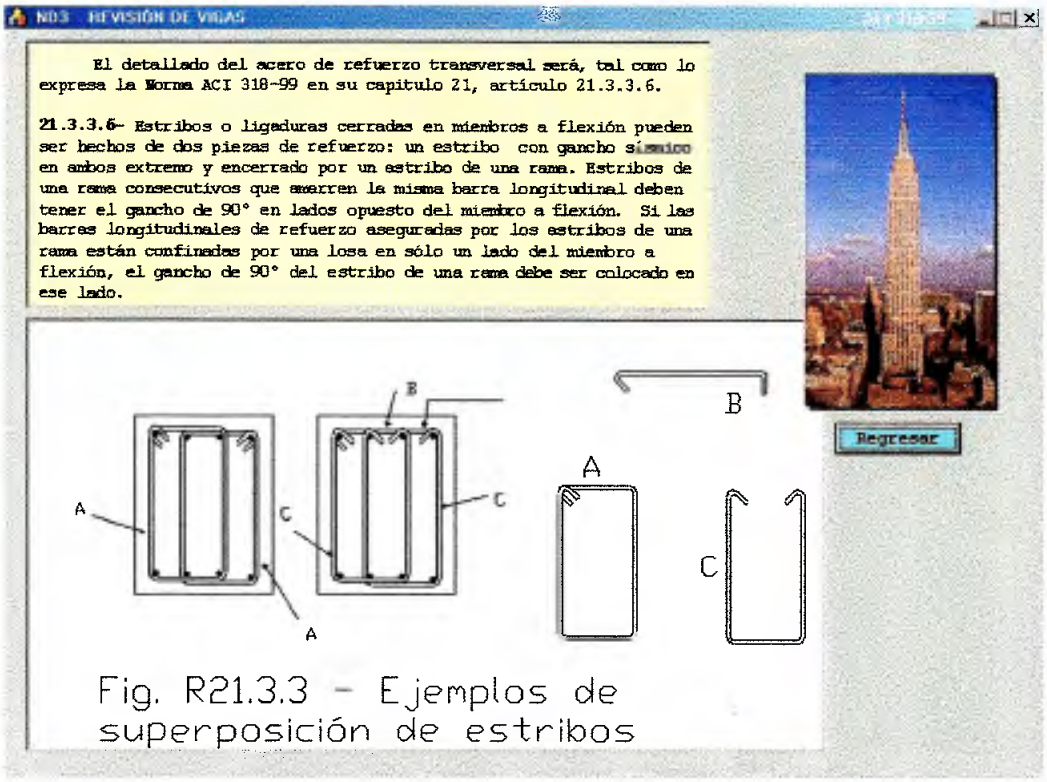


Figura A.11 (b) Formulario ND3 REVISIÓN DE VIGAS

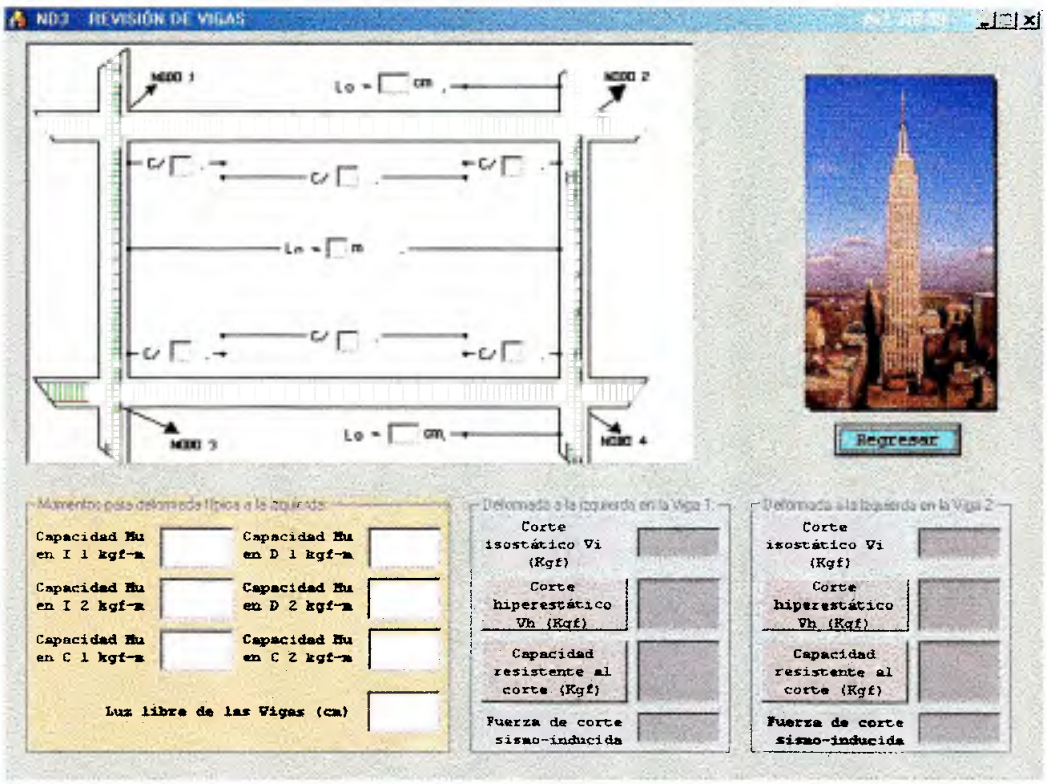


Figura A.11 (c) Formulario ND3 REVISIÓN DE VIGAS

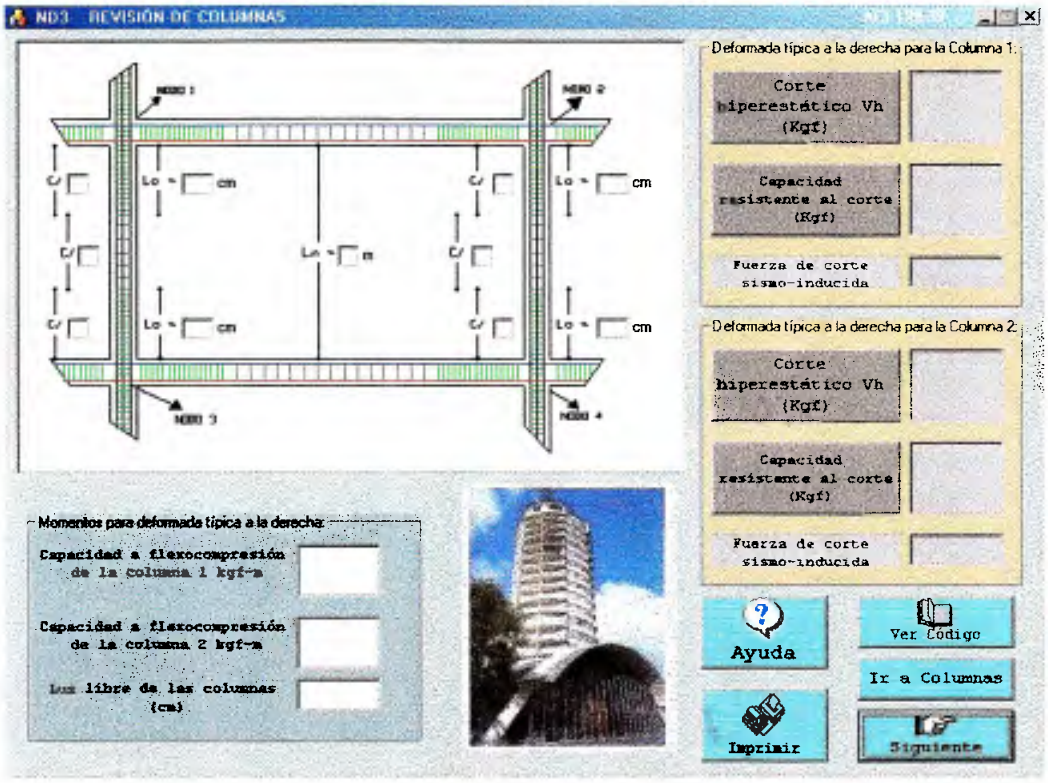


Figura A.12 Formulario ND3 REVISIÓN DE COLUMNAS

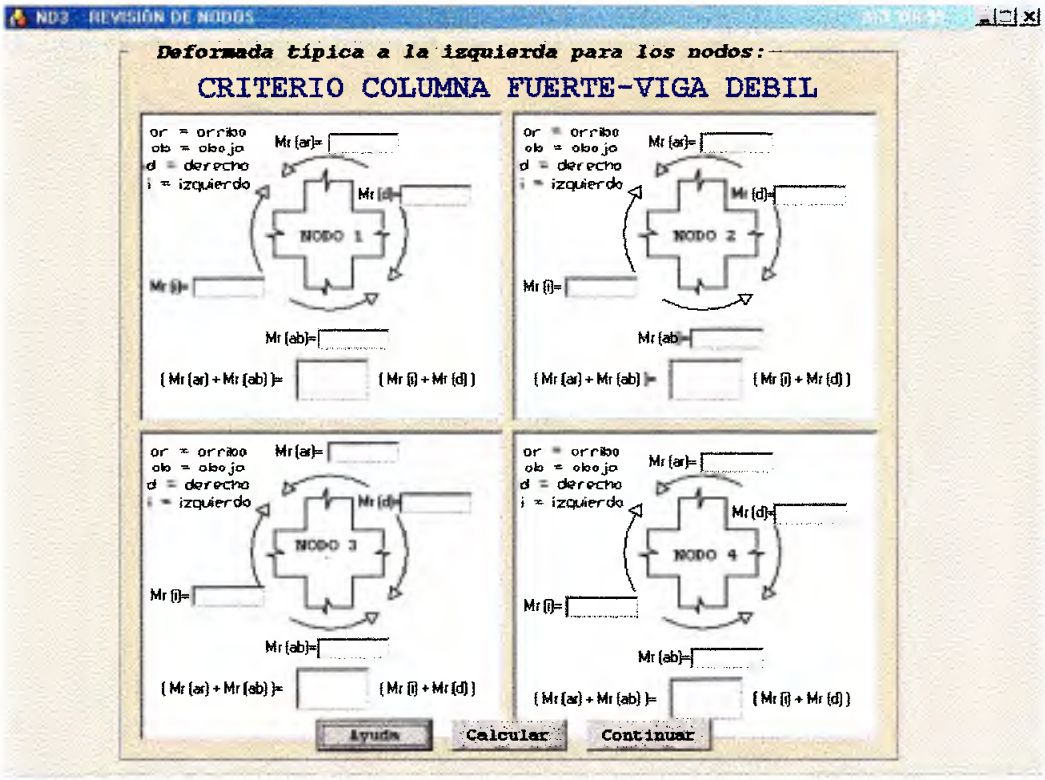


Figura A.13 (a) Formulario ND3 REVISIÓN DE NODOS.

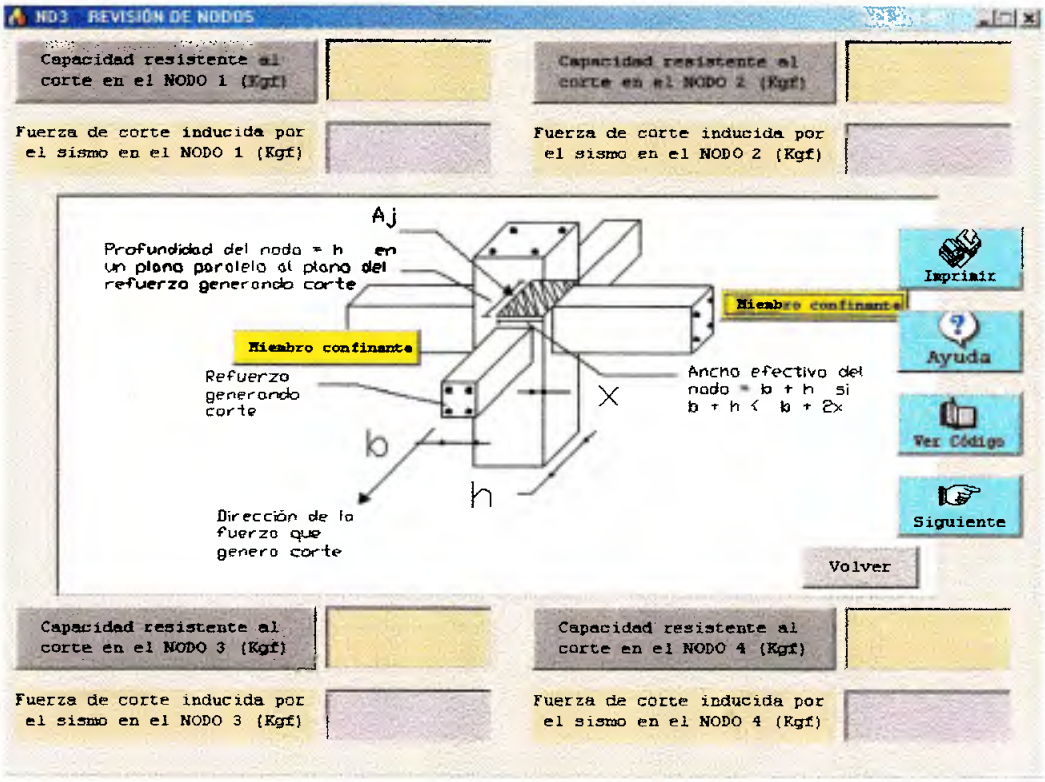


Figura A.13 (b) Formulario ND3 REVISIÓN DE NODOS

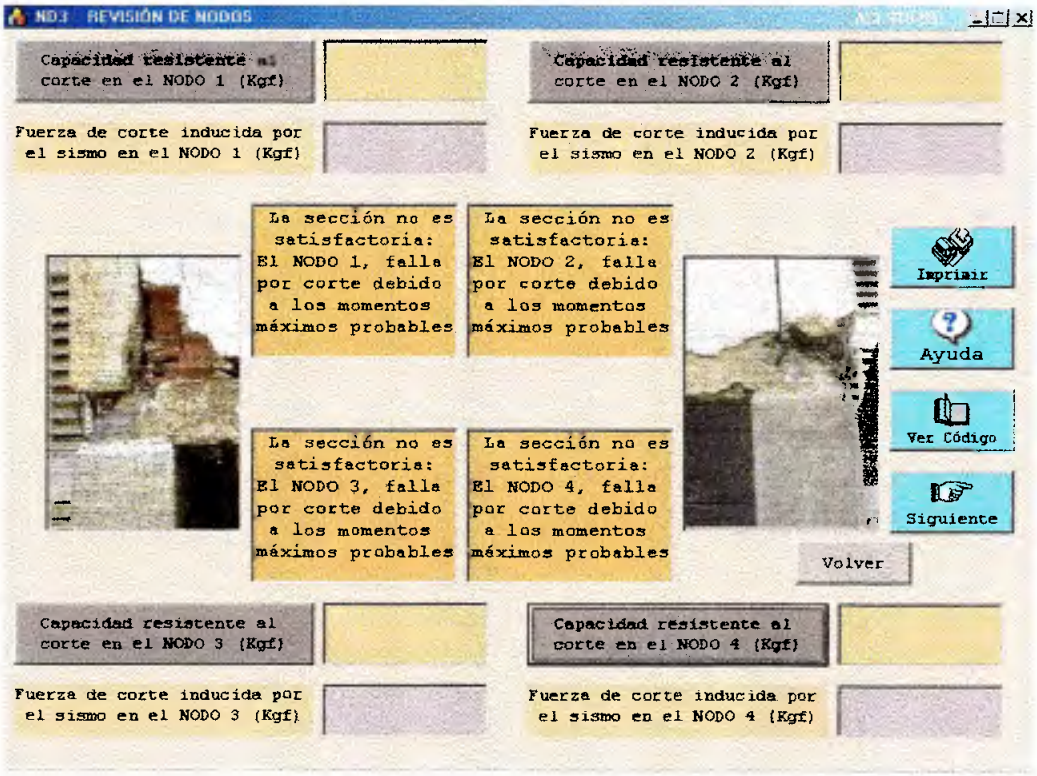


Figura A.13 (c) Formulario ND3 REVISIÓN DE NODOS

Figura A.14 (a) Formulario ND3 ARTÍCULOS.

Figura A.14 (b) Formulario ND3 ARTÍCULOS

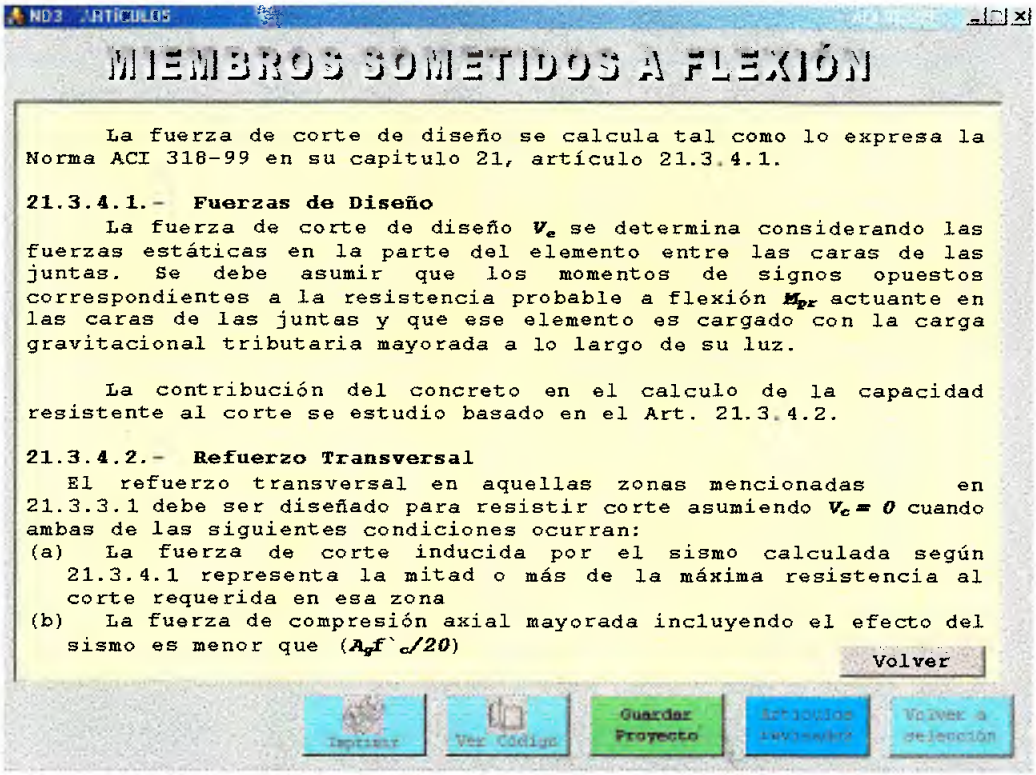


Figura A.14 (c) Formulario ND3 ARTÍCULOS

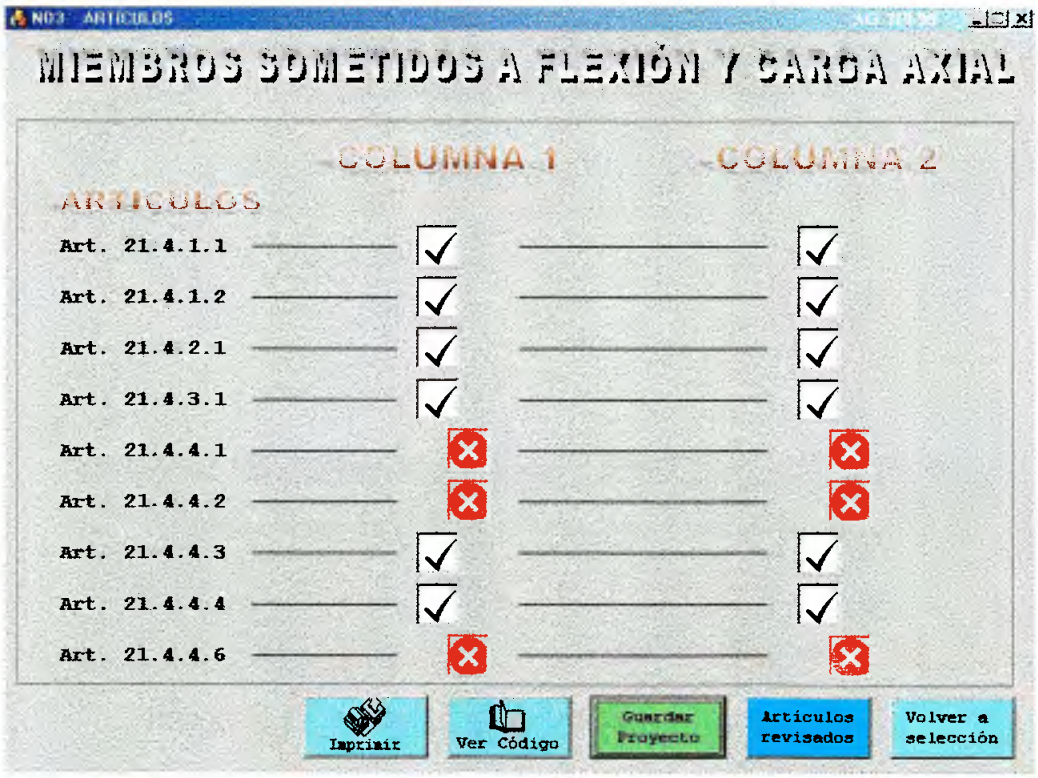


Figura A.14 (d) Formulario ND3 ARTÍCULOS

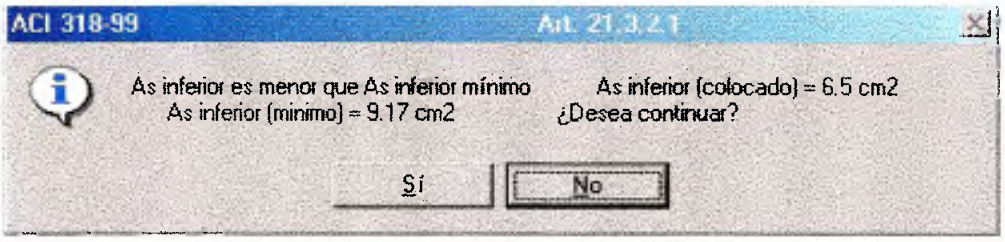


Figura A.15 Mensaje para Artículos

Figura A.16 Mensaje de Advertencia

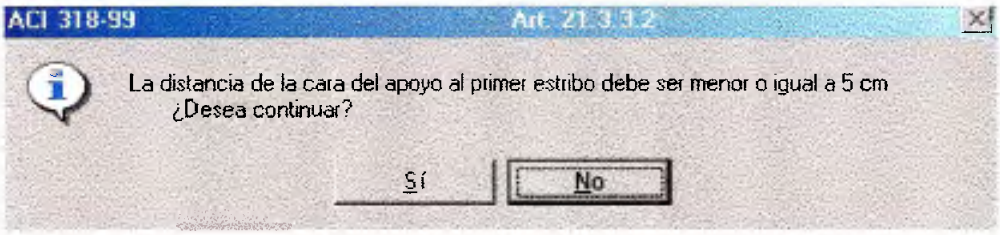


Figura A.17 Mensaje para Artículos

APÉNDICE B

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 7169 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20919 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 7169 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20919 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 7169 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20919 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 7169 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20919 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 29075 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 29075 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 29075 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 29075 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 29075 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 29075 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 29075 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 29075 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) "= 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 4

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) "= 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 55723 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND2

Características del NODO 4

****

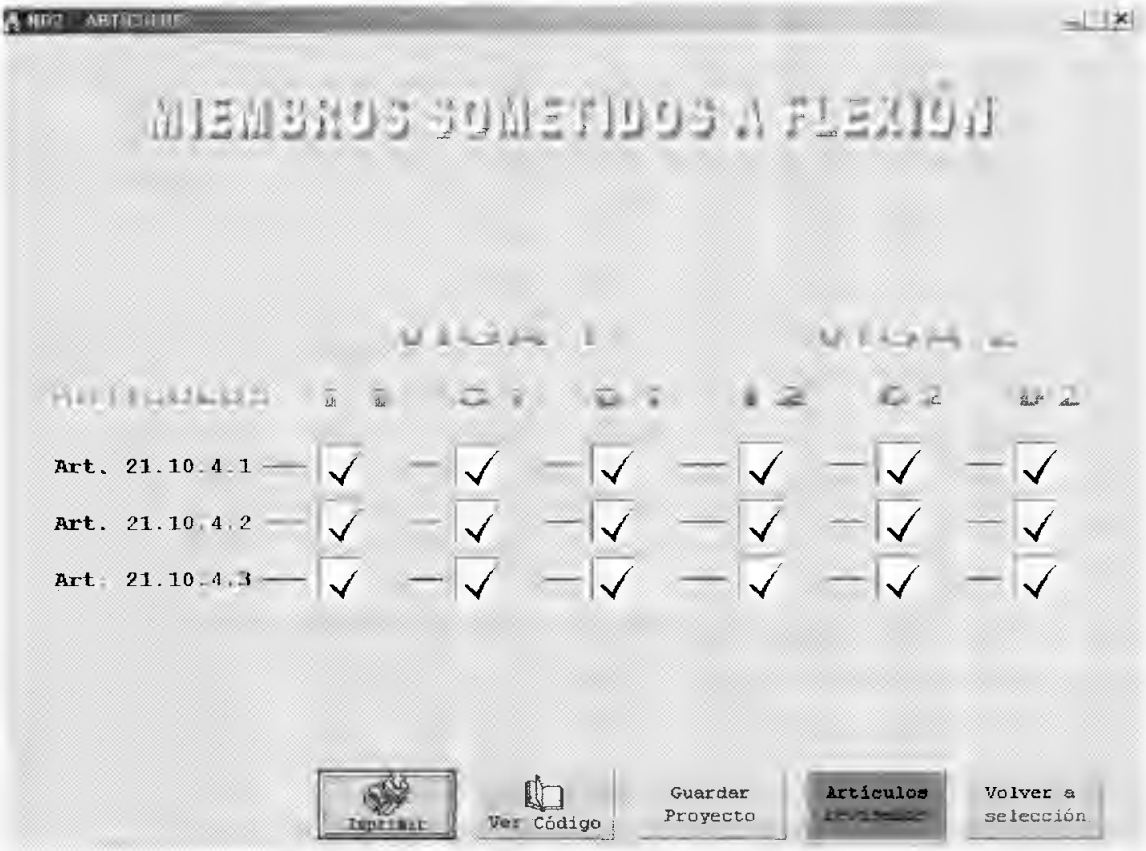
Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

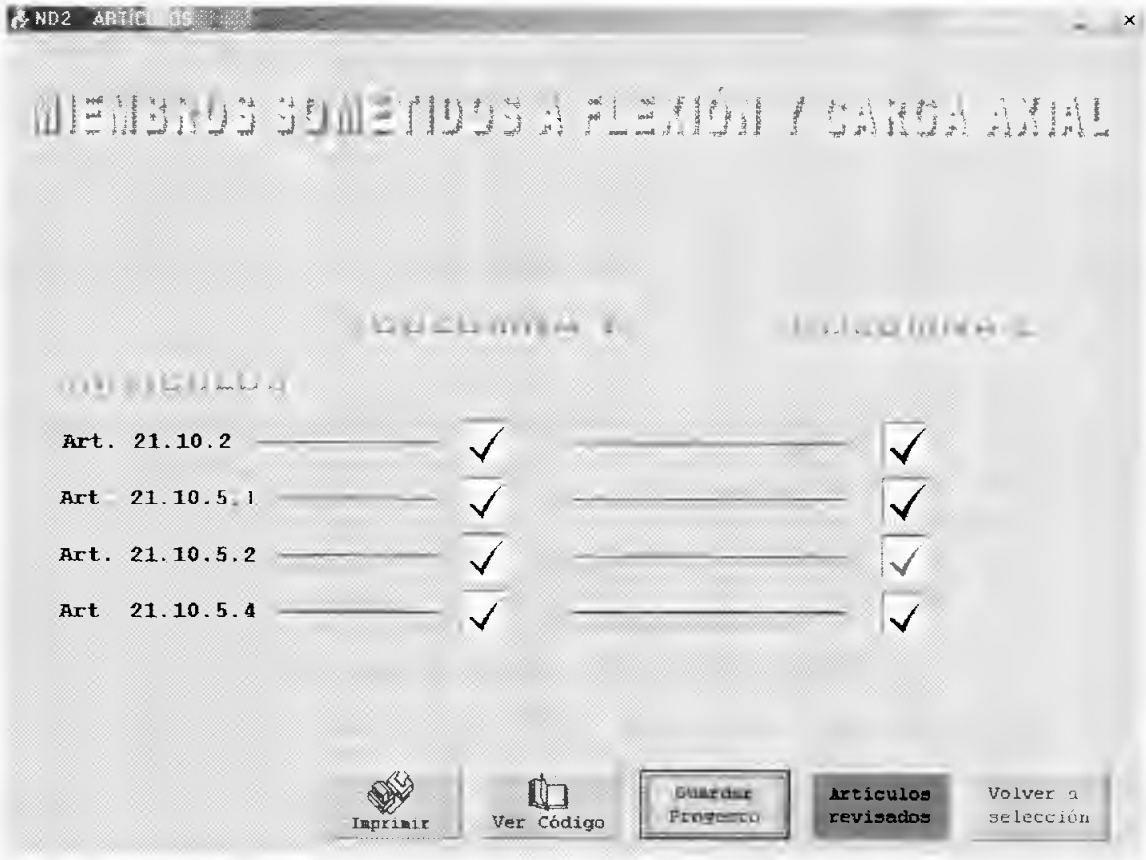
Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 55723 kgf


MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN
Art. 21.10.4.1
Art. 21.10.4.2
Art. 21.10.4.3
Imprimir
Ver Código
Guardar Proyecto
Artículos
Volver a selección


ND2 ARTICULOS
MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL
Art. 21.10.2
Art. 21.10.5.1
Art. 21.10.5.2
Art. 21.10.5.4
Imprimir
Ver Código
Guardar Progreso
Artículos revisados
Volver a selección

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h1)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 9823 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 23573 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h2)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 9823 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 23573 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h1)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 9823 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 23573 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h2)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 5.5 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 9823 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 23573 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 47873 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 47873 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 47873 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 47873 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 47873 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 47873 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 30 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 60 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 3
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 36344 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 47873 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 53576 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 47873 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 11910 kgf-m

Mr izquierda = 27522 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 54644.0047731527 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 58124.308 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 11910 kgf-m

Mr izquierda = 27522 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 11910 kgf-m

Mr izquierda = 27522 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 4

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 11910 kgf-m

Mr izquierda = 27522 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 27522 kgf-m

Mr izquierda = 11910 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 27522 kgf-m

Mr izquierda = 11910 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 27522 kgf-m

Mr izquierda = 11910 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 58124 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 1 PARA EL ND3

Características del NODO 4

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 60 cm
Profundidad del nodo (b) = 30 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 3 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Mr derecha = 27522 kgf-m

Mr izquierda = 11910 kgf-m

Capacidad resistente a flexocompresión

Mr arriba = 36344 kgf-m

Mr abajo = 36344 kgf-m

criterio COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL = 1.843

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 54644 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 58124 kgf

MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN
Art. 21.3.1.2
Art. 21.3.1.3
Art. 21.3.1.4
Art. 21.3.2.1
Art. 21.3.2.2
Art. 21.3.3.1
Art. 21.3.3.2
Art. 21.3.3.4
Imprimir
Ver Código
Guardar Proyecto
Artículos revisados

Art. 21.4.1.1
Art. 21.4.1.2
Art. 21.4.2.1
Art. 21.4.3.1
Art. 21.4.4.1
Art. 21.4.4.2
Art. 21.4.4.3
Art. 21.4.4.4
Art. 21.4.4.6
Imprimir
Ver Código
Artículos revisados
Volver a selección

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 6.1 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 6464 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20214 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 6.1 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 27522 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 11910 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 6464 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20214 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 1

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 6.1 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 1 = 14.25 cm2 C 1 = 8.55 cm2 D 1 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 1 = 5.94 cm2 C 1 = 9.9 cm2 D 1 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 1 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 1 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 1 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 6464 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20214 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características de la sección: Viga 2

****

Resistencia a compresión del concreto en Kgf/cm2 (f´c)= 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero en Kgf/cm2 (fy)= 4200 kgf/cm2
Ancho de la sección en cm (b)= 30 cm
Altura de la sección en cm (h)= 60 cm
Recubrimiento del acero superior en cm (d´)= 5 cm
Luz libre de la viga en m (Ln)= 6.1 m

Refuerzo longitudinal (superior)

I 2 = 14.25 cm2 C 2 = 8.55 cm2 D 2 = 14.25 cm2

Refuerzo longitudinal (inferior)

I 2 = 5.94 cm2 C 2 = 9.9 cm2 D 2 = 5.94 cm2

Separación del primer estribo con respecto a la cara del apoyo (cm)= 5 cm
Separación de los estribos So en las zonas de confinamiento (cm)= 10 cm
separación de los estribos S en la zona no confinada (cm)= 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento (N°)= 3
Número de ramas en las zonas de confinamiento= 2
Diámetro del refuerzo transversal en la zona no confinada (N°)= 3
Número de ramas en la zona no confinada= 2
Longitud de confinamiento (cm)= 120 cm

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexión

Capacidad Mu en I 2 kgf-m = 11910 kgf-m
Capacidad Mu en C 2 kgf-m = 19365 kgf-m
Capacidad Mu en D 2 kgf-m = 27522 kgf-m

Resistencia al corte

Corte isostático Vi (Kgf) = 13750 kgf
Corte hiperestático Vh (Kgf) = 6464 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 39635 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 20214 kgf

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 60 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 30 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 5
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 15041 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 12033 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 42368 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 12033 kgf

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 60 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 30 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 5
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la izquierda

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 15041 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 12033 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 42368 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 12033 kgf

Características de la sección: Columna 1

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 60 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 30 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 5
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 1 kgf-m = 15041 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 12033 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 42368 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 12033 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características de la sección: Columna 2

****

Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm2 (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo en kgf/cm2 (Fy) = 4200 kgf/cm2
Profundidad de la columna en cm (b) = 60 cm
Ancho de la columna en cm (t) = 30 cm
Recubrimiento de la columna en cm (Re) = 5 cm
Separación de las ligaduras en la zona de confinamiento en cm (So) = 10 cm
Separación de las ligaduras en la zona no confinada en cm (S) = 20 cm
Diámetro del refuerzo transversal (N°) = 3
Número de ramas = 5
Longitud de confinamiento en cm (Lo) = 100 cm
Carga axial mayorada en kgf (Pu) = 187000 kgf
Longitud de la columna en m = 2.5 m

Refuerzo longitudinal As = 34.2 cm2

·Deformada típica a la derecha

Capacidad resistente a flexocompresión

Capacidad a flexocompresión de la columna 2 kgf-m = 15041 kgf-m

Resistencia al corte

Corte hiperestático Vh (Kgf) = 12033 kgf
Capacidad resistente al corte (Kgf) = 42368 kgf
Fuerza de corte sismo-inducida = 12033 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) "= 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 4

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

Deformada típica a la izquierda

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 72765 kgf

REVISIÓN DEL PÓRTICO Ejemplo 2 PARA EL ND2

Características del NODO 1

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 1 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 1 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 1 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 2

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) "= 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 2 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 2 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 2 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 3

****

Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

·Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 3 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 3 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 3 (Kgf) = 72765 kgf

Características del NODO 4

****

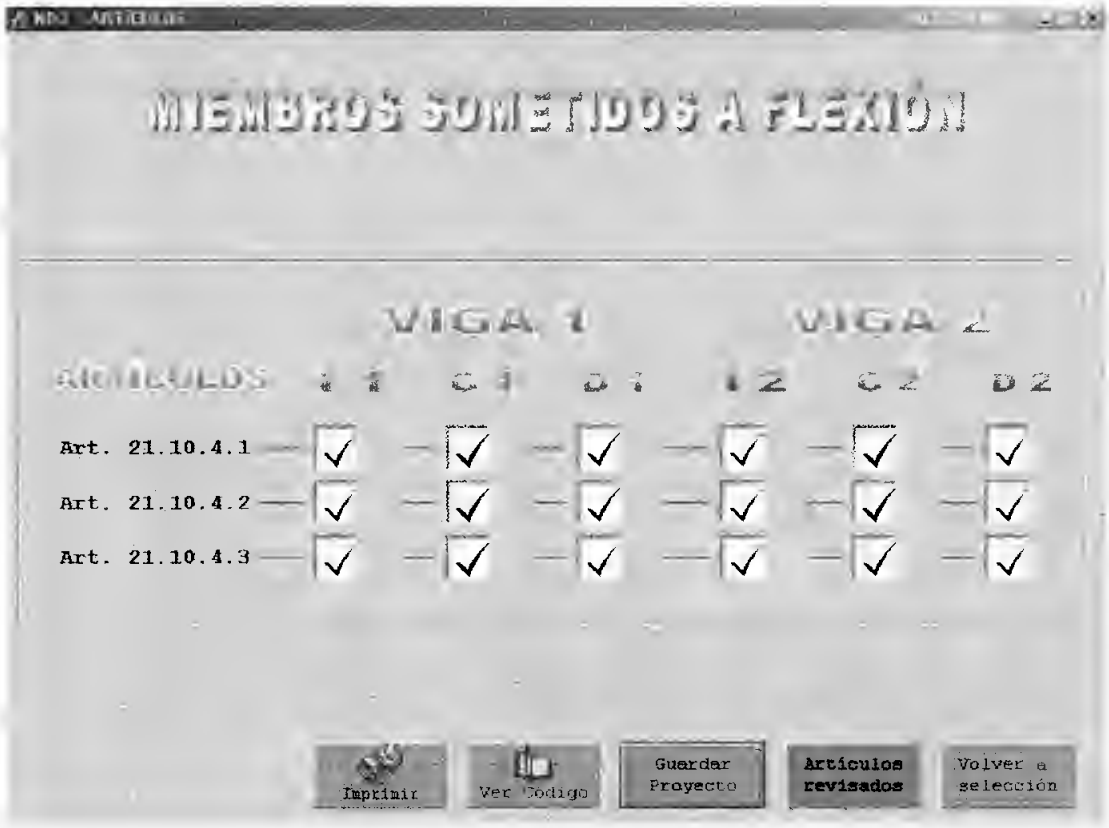
Resistencia a compresión del concreto (f´c) = 250 kgf/cm2
Resistencia a la cedencia del acero (fy) = 4200 kgf/cm2
Ancho del nodo (t) = 30 cm
Profundidad del nodo (b) = 60 cm
Diámetro del refuerzo tranversal (Nº) = 3
Número de ramas = 5 ramas
Separación del acero de refuerzo tranversal = 10 cm

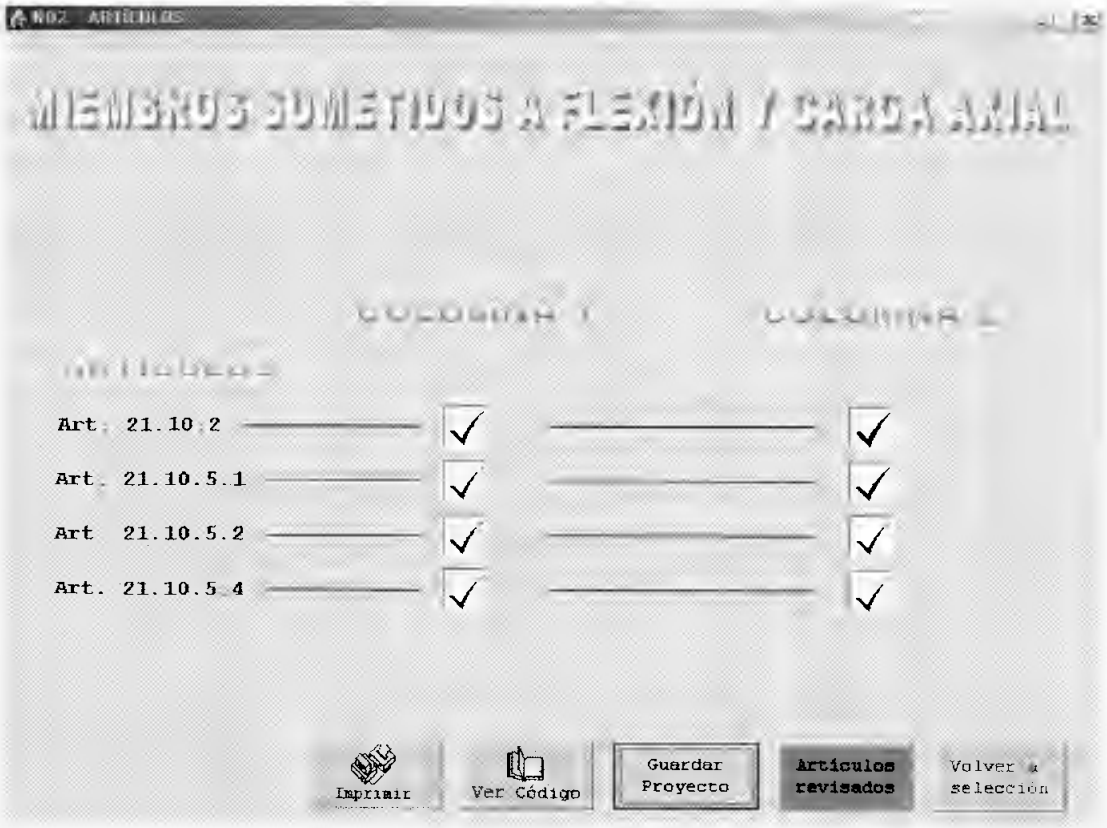
Deformada típica a la derecha

Resistencia al corte

El nodo 4 falla por corte

Capacidad resistente al corte en el NODO 4 (Kgf) = 44505 kgf
Fuerza de corte inducida por el sismo en el NODO 4 (Kgf) = 72765 kgf


MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN
VIGA 1
VIGA 2
ARTÍCULOS
A 1
C 1
D 1
A 2
C 2
D 2
Art. 21.10.4.1
Art. 21.10.4.2
Art. 21.10.4.3
Imprimir
Ver Código
Guardar Proyecto
Artículos revisados
Volver a selección


MIEMBROS SUMETIDOS A FLEXIÓN / CARGA AXIAL
Art. 21.10.2
Art. 21.10.5.1
Art. 21.10.5.2
Art. 21.10.5.4
Imprimir
Ver Código
Guardar Proyecto
Artículos revisados
Volver a selección

APÉNDICE C

American Concrete Institute ACI 318-99.

CAPITULO 21 REQUISITOS ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

CÓDIGO

21.0 Notación.

- A_{ch} = Área transversal de un elemento estructural medido de extremo a extremo del refuerzo transversal, cm^2.
- A_{cp} = Área de la sección de concreto, resistente al corte de una pila individual o un segmento de muro horizontal, cm^2.
- A_{cv} = Área total de la sección transversal de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección, en la dirección de la fuerza de corte considerada, cm^2.
- A_g = Área total de la sección transversal, cm^2.
- A_j = Área transversal efectiva dentro de un nodo, ver 21.5.3.1, en un plano paralelo al plano de refuerzo generando corte en el nodo, cm^2. La profundidad del nodo debe ser igual a la profundidad total de la columna. Donde una viga se conecte dentro de una columna de mayor ancho, el ancho efectivo del nodo no excederá el menor valor entre:
  - (a) Ancho de la viga mas la profundidad del nodo.
  - (b) Dos veces la menor distancia perpendicular desde el eje longitudinal de la viga al borde de la columna, ver 21.5.3.1.
- A_{sh} = Área transversal total del refuerzo transversal (incluyendo los estribos de una rama) dentro de una separación S y perpendicular a la sección h_c, cm^2.
- A_{vd} = Área total del refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento diagonalmente reforzada, cm^2.

- l_w = Longitud total del muro o un segmento del muro considerado, en la dirección de la fuerza de corte, cm.
- M_c = Momento en la cara del nodo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna conectada al nodo, calculada por la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, resultando en la menor resistencia a flexión, kgf-m. Ver 21.4.2.2
- M_g = Momento en la cara del nodo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la viga incluyendo la losa donde esté en tensión, conectada al nodo, kgf-m. Ver 21.4.2.2
- M_{pr} = Resistencia al momento flector probable del elemento, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades del elemento en las caras de los nodos, asumiendo una resistencia a tensión en las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de resistencia ϕ de 1.0, Kgf-m.
- M_s = Porción del momento de la losa, balanceado por el momento del apoyo, kgf-m.
- M_u = Momento último en la sección, kgf-m.
- S = Separación del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural, cm.
- S_o = Separación máxima del refuerzo transversal, cm.
- S_x = Separación del refuerzo transversal dentro de la longitud l_o, cm.
- V_c = Fuerza de corte nominal resistida por el concreto, kgf.
- V_e = Fuerza de corte de diseño determinada en 21.3.4.1 o 21.4.5.1, kgf.
- V_n = Fuerza de corte nominal, kgf.
- V_u = Fuerza de corte última en la sección, kgf.
- α = Angulo entre el refuerzo diagonal y el eje longitudinal de una viga de acoplamiento diagonalmente reforzada, grados.

- α_c = Coeficiente, que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia del muro estructural. Ver Ec. (21-7).
- δ_u = Desplazamiento de diseño, cm.
- ρ = Relación del refuerzo a tensión no pretensado = $\boldsymbol{A_s/bd}$.
- ρ_g = Relación del área total de refuerzo con el área transversal de la columna.
- ρ_n = Relación del área del refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} con el área total de concreto perpendicular a ese refuerzo.
- ρ_s = Relación del volumen del refuerzo espiral con el volumen del núcleo confinado por el refuerzo en espiral (medido de extremo a extremo).
- ρ_v = Relación del área del refuerzo distribuido perpendicular al plano de $\boldsymbol{A_{cv}}$ con el área total de concreto $\boldsymbol{A_{cv}}$.
- ϕ = Factor de reducción de resistencia.

21.1 Definiciones.

- **Base de la estructura:** Nivel de la edificación en el cual se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura. Este nivel no coincide necesariamente con el nivel del terreno.
- **Elementos de borde:** Porciones a lo largo del muro estructural y bordes del diafragma estructural reforzados por refuerzo longitudinal y transversal. Los elementos de borde no necesariamente requieren un incremento en el espesor del muro o diafragma. Los bordes de las aberturas dentro de los muros y diafragmas deben ser provistos por elementos de borde como se requiere en 21.6.6 o 21.7.5.3.
- **Elementos colectores:** Elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales de los diafragmas estructurales a los miembros del sistema resistente a fuerzas laterales.

- **Estribos de una rama:** Barra de refuerzo continuo, con un gancho sísmico en un extremo y un gancho no menor de 90 grados con una extensión mínima de 6 diámetros en el otro extremo. Los ganchos deben encajarse en el perímetro de las barras longitudinales. Los ganchos de 90 grados de dos estribos de una rama consecutivos enganchados a la misma barra longitudinal deben ser alternados.
- **Desplazamiento de diseño:** Desplazamiento lateral total esperado para el sismo de diseño base, como lo requiere el código actual para un diseño sismo resistente.
- **Combinaciones de cargas de diseño:** Combinaciones de cargas y fuerzas mayoradas en 9.2.
- **Longitud de desarrollo para barras con gancho estándar:** Menor distancia entre la sección crítica (donde la resistencia de las barras va a ser desarrollada) y una tangente al extremo del gancho de 90 grados.
- **Cargas y fuerzas mayoradas:** Cargas y fuerzas modificadas por los factores en 9.2.
- **Ligadura:** Es una atadura cerrada o una atadura continuamente doblada. Una atadura cerrada puede ser hecha de varios elementos de refuerzo teniendo cada uno ganchos sísmicos en ambos extremos. Una atadura continuamente doblada debe tener un gancho sísmico en ambos extremos.
- **Sistema resistente a fuerza lateral:** Es la parte de la estructura compuesta de miembros dispuestos a resistir las fuerzas relacionadas a los efectos sísmicos.
- **Concreto de agregado liviano:** Todo concreto de agregado liviano o de arena liviana hecho con agregados livianos conforme a 3.3.
- **Pórticos a momento:** Pórticos espaciales en los cuales miembros y nodos resistentes a flexión, fuerzas de corte y carga axial. Los pórticos a momento pueden ser clasificados de la siguiente forma:
  - **Pórticos intermedios a momento:** Pórtico que cumple con los requisitos de 21.2.2.3 y 21.10 además de los requisitos para pórticos ordinarios a momento.

- **Pórticos ordinarios a momento:** Pórtico que cumple con los requisitos del capítulo 1 al 18.
- **Pórticos especiales a momento:** Pórtico que cumple con los requisitos del 21.2 hasta 21.5 además de los requisitos para pórticos ordinarios a momento.

- **Gancho sísmico:** Gancho en un estribo, ligadura o estribo de una rama teniendo un dobles no menor de 135° grados, excepto en las ligaduras circulares que no debe ser menor de 90 grados. Los ganchos deben tener una extensión de 6 diámetros (pero no menor de 7.5 cm), que se enganchan al refuerzo longitudinal y se proyectan dentro del estribo o ligadura.
- **Elementos de borde especiales:** Elementos de borde requeridos por 21.6.6.2 o 21.6.6.3.
- **Fuerzas laterales especificadas:** Fuerzas laterales correspondiente a la distribución apropiada de la fuerza de corte de diseño base prescrita por el código actual para diseño sismo resistente.
- **Diafragmas estructurales:** Miembros estructurales, como por ejemplo losas de pisos y techos; que transmiten fuerzas inerciales a los miembros resistentes a fuerzas laterales.
- **Celosías estructurales:** Ensamblajes de miembros de concreto reforzado sujetos principalmente a fuerzas axiales.
- **Muros estructurales:** Muros diseñados para resistir combinaciones de fuerzas de corte, momento y cargas axiales, inducidas por los movimientos sísmicos. Un muro de corte es un muro estructural. Los muros estructurales pueden ser clasificados de la siguiente forma:
  - **Muros estructurales ordinarios de concreto reforzado:** Un muro que cumple con los requisitos del capítulo 1 al 18.
  - **Muros estructurales ordinarios de concreto simple:** Un muro que cumple con los requisitos del capítulo 22.
  - **Muros estructurales especiales de concreto reforzado:** Un muro que cumple con los requisitos del 21.2 y 21.6 además de los requisitos para muros estructurales ordinarios de concreto reforzado.

- **Riostra:** Elemento de un diafragma estructural usado para suministrar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.
- **Elementos de unión:** Elementos que sirven para transmitir fuerzas inerciales y proveer la separación de los componentes de construcción como zapatas y muros.

21.2 Requerimientos generales.

21.2.1 Alcances.

21.2.1.1- El capítulo 21 contiene los requisitos especiales para el diseño y construcción de miembros de concreto reforzado de una estructura para la cual las fuerzas de diseño, relacionadas a los movimientos sísmicos, han sido determinadas en base a la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

21.2.1.2- En regiones de bajo riesgo sísmico o para estructuras asignadas a un comportamiento sísmico o categoría de diseño baja, las provisiones del capítulo 1 al 18 y 22 se deben cumplir excepto las modificaciones por las provisiones de este capítulo. Donde las cargas de diseño sísmico son calculadas usando las provisiones para sistemas de concreto intermedio o especiales, los requisitos del capítulo 21 para sistemas intermedios o especiales, que sean aplicables, deben ser cumplidos.

21.2.1.3- En regiones de moderado riesgo sísmico o para estructuras asignadas a un comportamiento sísmico o categoría de diseño intermedio, los pórticos intermedios o especiales a momento o muros estructurales ordinarios o especiales de concreto reforzado, deben ser usados para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. En donde las cargas de diseño sísmico están calculadas usando las provisiones para sistemas especiales de concreto, los requisitos del capítulo 21 para sistemas especiales, que sean aplicables, deben ser satisfechos.

21.2.1.4- En regiones de alto riesgo sísmico o para estructuras de comportamiento sísmico o categoría de diseño alta, los pórticos especiales a

momento, muros estructurales especiales de concreto reforzado, y diafragmas y armaduras que cumplen con 21.2 hasta 21.8 deben ser usados para resistir fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. Los miembros de pórticos no diseñados para resistir fuerzas por sismos deben cumplir con 21.9.

21.2.1.5- Un sistema estructural de concreto reforzado que no satisfaga los requisitos de este capítulo será permitido si es demostrado por evidencia experimental y analítica que el sistema propuesto tendrá la resistencia y rigidez igual o mayor a aquellas provistas de una estructura monolítica de concreto reforzado comparable que satisfaga este capítulo.

21.2.2 Análisis y diseño de miembros estructurales.

21.2.2.1- La interacción de todo miembro estructural y no estructural que afecte materialmente a la respuesta lineal y no lineal de la estructura con los movimientos sísmicos debe ser considerada en el análisis.

21.2.2.2- El efecto de los miembros rígidos que no formen parte del sistema resistente a la fuerza lateral en la respuesta del sistema, será considerado y ajustado en el diseño estructural. Las consecuencias de la falla de miembros estructurales y no estructurales, los cuales no son parte del sistema resistente a la fuerza lateral, también deben ser consideradas.

21.2.2.3- Los miembros estructurales por debajo de la base de la estructura que están diseñados para transmitir a la fundación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos también deben cumplir con los requisitos del capítulo 21.

21.2.2.4- Todos los miembros estructurales asumidos para no ser parte del sistema resistente a la fuerza lateral deben cumplir con 21.9.

21.2.3 Factores de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia serán los especificados en 9.3.4.

21.2.4.1 Concreto en miembros resistentes a fuerzas sismo inducidas.

21.2.4.1- La resistencia especificada a compresión del concreto f'_c no debe ser menor a ***200 Kgf/cm²***.

21.2.4.2- La resistencia especificada a compresión de un concreto de agregado liviano usado en el diseño no debe exceder ***300 Kgf/cm²***. a menos que sea demostrado por evidencia experimental que un miembro estructural hecho con ese concreto de agregado liviano, provee una resistencia y rigidez igual o mayor a aquellos miembros comparables hechos con concreto de agregado normal de igual resistencia.

21.2.5 Refuerzo en miembros resistentes a fuerzas sismo inducidas.

El refuerzo resistente a flexión y fuerzas axiales inducidas por sismos en miembros de pórticos y elementos de borde de muros estructurales deben cumplir con **ASTM A 706**. Los grados de refuerzo 40 y 60 de la **ASTM A615** serán permitidos en estos miembros sí:

(a) La resistencia a la cedencia real, basada en ensayos de prensa no exceda la resistencia a la cedencia especificada en mas de un 25%.(***1265 Kgf/cm²***). (los re-ensayos no excederán este valor por mas de ***210 Kgf/cm²***. adicionales); y

(b) La relación entre la resistencia a tensión ultima real y la resistencia a la cedencia en tensión no sea menor que ***1.25***.

21.2.6 Empalmes mecánicos.

21.2.6.1- Los empalmes mecánicos serán clasificados como uniones de ***tipo 1*** o de ***tipo 2***, según lo siguiente:

(a) Los empalmes mecánicos ***Tipo 1*** deben acatar a 12.14.3.2;

(b) Los empalmes mecánicos ***Tipo 2*** deben acatar a 12.14.3.2 y deben desarrollar la resistencia a tensión especificada de la barra empalmada.

21.2.6.2- El ***tipo 1*** de los empalmes mecánicos no deben ser usados dentro de una distancia igual a dos veces la altura útil del miembro, medida desde la cara

de la columna (en caso de vigas) o desde la cara de la viga (en caso de columna) o en secciones donde sea probable que ocurra la cedencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. El ***tipo 2*** de los empalmes mecánicos son permitidos en cualquier sección.

21.2.7 Empalmes soldados.

21.2.7.1- Los empalmes soldados en refuerzos resistentes a fuerzas inducidas por el sismo deben acatar a 12.14.3.3 y no serán ubicados dentro de una distancia menor o igual a dos veces la altura del miembro en la cara de la columna o viga y en aquellas secciones donde la cedencia del refuerzo es probable que ocurra como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.

21.2.7.2- no será permitida la soldadura de estribos, ataduras, insertos u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

21.3 Miembros Sometidos a Flexión en pórticos especiales a momento.

21.3.1- Alcances

Los requisitos del artículo 21.3 aplican a miembros sometidos a flexión en pórticos dúctiles: (a) resistentes a fuerzas inducidas por sismos (b) proporcionados principalmente para resistir flexión. Estos miembros también deben satisfacer las condiciones desde el 21.3.1.1 hasta el 21.3.1.4.

21.3.1.1- La fuerza axial de compresión mayorada en el miembro no debe exceder ($A_g f'_c/10$).

21.3.1.2- La luz libre del miembro no debe ser menor que 4 veces su altura útil.

21.3.1.3- La relación ancho-altura de la sección transversal del miembro no debe ser menor que ***0.3***.

21.3.1.4- El ancho no debe ser (a) menor de ***25 cm***., y (b) mayor que el ancho del miembro de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del

miembro a flexión) más una distancia en cada lado del apoyo que no exceda *3/4* de la altura del miembro a flexión.

21.3.2- Refuerzo Longitudinal

21.3.2.1- En cualquier sección de un miembro sometido a flexión, excepto como se establece en 10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la dada en la Ec. (10-3) pero tampoco menor que ($14b_wd/f_y$), y la relación del refuerzo ρ no debe exceder ***0.025***. Al menos dos barras deben ser continuas tanto en la parte superior como en la inferior.

21.3.2.2- La resistencia a momento positivo en la cara del nodo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa cara. La resistencia al momento positivo y negativo en cualquier sección a lo largo del miembro no debe ser menor que *1/4* de la capacidad resistente de la sección en la cara del nodo que demande mayor capacidad resistente.

21.3.2.3- Empalmes por solape del refuerzo a flexión se deben permitir sólo si estribos cerrados, zunchos o refuerzo en espiral son colocados sobre la longitud de empalme. La máxima separación del refuerzo transversal que encierra las barras empalmadas no debe exceder a ***d/4*** o ***10 cm***. Empalmes por solape no se deben usar (a) dentro del nodo (b) dentro de una distancia igual a 2 veces la altura del miembro medida desde la cara del nodo, (c) en lugares donde el análisis indique cedencia causada por los desplazamientos laterales de la estructura.

21.3.2.4- Los empalmes mecánicos deben cumplir con el artículo 21.2.6 y los empalmes soldados deben cumplir con el artículo 21.2.7.1.

21.3.3- Refuerzo Transversal

21.3.3.1- Ligaduras cerradas o estribos deben ser provistos en las siguientes zonas del miembro:

(a) En una distancia igual a dos veces la altura del miembro medida desde la cara del apoyo hacia la luz libre en ambos extremos del miembro a flexión

(b) En una longitud igual a dos veces la altura del miembro a ambos lados de una sección donde la cedencia a flexión se considere probable que ocurra debido a los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura.

21.3.3.2- El diámetro mínimo de los estribos será 3/8", y el primer estribo o ligadura debe ser colocado a no más de ***5 cm***. de la cara del apoyo. La separación máxima del estribo o ligadura no debe exceder (a) ***d/4***, (b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, (c) 24 veces el diámetro de la ligadura o estribo y (d) ***30 cm***.

21.3.3.3- Donde ligaduras o estribos sean requeridos, las barras longitudinales en el perímetro deben tener soporte lateral que cumpla con 7.10.5.3.

21.3.3.4- Donde ligaduras cerradas no sean requeridas, estribos con gancho sísmico en ambos extremos deben ser separados a una distancia no mayor que ***d/2*** a lo largo del miembro.

21.3.3.5- Estribos o ataduras requeridas para resistir corte deben ser cerradas en las zonas descritas en los artículos 21.3.3, 21.4.4 y 21.5.2.

21.3.3.6- Estribos o ligaduras cerradas en miembros a flexión pueden ser hechos de dos piezas de refuerzo: un estribo con gancho sísmico en ambos extremo y encerrado por un estribo de una rama. Estribos de una rama consecutivos que amarren la misma barra longitudinal deben tener el gancho de 90° en lados opuesto del miembro a flexión. Si las barras longitudinales de refuerzo asegurada por los estribos de una rama están confinadas por una losa en sólo un lado del miembro a flexión, el gancho de 90° del estribo de una rama debe ser colocado en ese lado.

21.3.4 Requerimientos para la resistencia al Corte

21.3.4.1.- Fuerzas de Diseño

La fuerza de corte de diseño V_e se determina considerando las fuerzas estáticas en la parte del elemento entre las caras de los nodos. Se debe asumir que los momentos de signos opuestos correspondientes al momento resistente

máximo probable a flexión M_{pr} actuante en las caras de los nodos y que ese elemento es cargado con la carga gravitacional tributaria mayorada a lo largo de su luz.

21.3.4.2.- Refuerzo Transversal

El refuerzo transversal en aquellas zonas mencionadas en 21.3.3.1 debe ser diseñado para resistir corte asumiendo $V_c=0$ cuando ambas de las siguientes condiciones ocurran:

(a) La fuerza de corte inducida por el sismo calculada según 21.3.4.1 representa la mitad o más de la máxima resistencia al corte requerida en esa zona

(b) La fuerza de compresión axial mayorada incluyendo el efecto del sismo es menor que $(A_g f'_c/20)$

21.4 Miembros en pórticos especiales a momento sometidos a flexión y carga axial.

21.4.1- Alcances

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros sometidos a flexión y carga axial en pórticos dúctiles del sistema resistente a sismos (a) resistentes a fuerzas inducidas por el sismo y (b) que posean una fuerza axial mayorada mayor a $(A_g f'_c/10)$. Estos miembros deben satisfacer también las condiciones del 21.4.1.1 y 21.4.1.2.

21.4.1.1- La menor dimensión de la sección transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor que ***30 cm***.

21.4.1.2- La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que ***0.4***.

21.4.2- Resistencia mínima a flexión de columnas

21.4.2.1- La resistencia a flexión de cualquier columna proporcionada para resistir una fuerza axial de compresión mayor a $(A_g f'_c/10)$ debe satisfacer 21.4.2.2 o 21.4.2.3.

Las columnas cuya resistencia lateral y rigidez no satisfaga el artículo 21.4.2.2 deben ser ignorados en la determinación de la resistencia y rigidez de la estructura, pero tales columnas deben cumplir con 21.9.

21.4.2.2- La resistencia a flexión de la columna debe satisfacer la Ec. (21-1)

$$\sum M_c \geq (6/5) \sum M_g \qquad (21\text{-}1)$$

$\sum M_c$ = suma de los momentos en las caras del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que llegan a ese nodo. La resistencia a flexión de la columna debe ser calculada para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, resultando en la resistencia a flexión más baja.

$\sum M_g$= suma de los momentos en las caras del nodo correspondientes a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a ese nodo. En construcciones de secciones T,L(*) donde la losa está en tracción bajo momentos en las caras de los nodos, el refuerzo de la losa con un ancho efectivo de losa definido en 8.10 son asumidas para contribuir a la resistencia a flexión si el refuerzo de la losa es desarrollado en la sección crítica a flexión.

La resistencia a flexión debe ser asumida tal que los momentos en las columnas se opongan a los momentos en las vigas. La Ec. (21-1) debe ser satisfecha para los momentos de las vigas actuando en ambas direcciones del plano vertical del pórtico considerado.

21.4.2.3- Si 21.4.2.2 no es satisfecho en un nodo, las columnas que soportan reacciones de ese nodo debe ser provista con refuerzo transversal como se especifica desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 a lo largo de toda su altura.

21.4.3- Refuerzo Longitudinal

21.4.3.1- La relación del refuerzo ρ_g no debe ser menor que ***0.01*** y no debe exceder de ***0.06***.

21.4.3.2- Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.2.6 y los empalmes soldados deben cumplir con 21.2.7.1. Los empalmes por solape se deben permitir dentro de la mitad central de la longitud del miembro, se deben diseñar

como empalmes por solapes en tracción, y deben ser encerrados con refuerzo transversal que cumplan con los artículos 21.4.4.2 y 21.4.4.3.

21.4.4- Refuerzo Transversal

21.4.4.1- El refuerzo transversal como se requiere más adelante debe ser provisto a menos que una cantidad mayor sea requerida por 21.4.3.1 o 21.4.5.

(a) La relación volumétrica de ligaduras circulares o espirales ρ_s no debe ser menor que la requerida por la Ec. (21-2)

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \qquad (21\text{-}2)$$

y no debe ser menor que la requerida por la Ec. (10-6)

(b) El área total del refuerzo, estribo o ligadura cerrada, no debe ser menor que la requerida por la Ec. (21-3) y (21-4)

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f'c / f_{yh})\left[(A_g / A_{ch}) - 1\right] \qquad (21\text{-}3)$$

$$A_{sh} = 0.09 sh_c f'_c / f_{yh} \qquad (21\text{-}4)$$

(c) El refuerzo transversal debe ser provisto por ligaduras simples o solapadas. Estribos de una rama del mismo diámetro de la barra y separadas como los estribos son permitidos. Cada extremo del estribo de una rama debe confinar una barra periférica del refuerzo longitudinal. Estribos de una rama consecutivos deben alternarse en los extremos a lo largo del refuerzo longitudinal.

(d) Si la resistencia de diseño del núcleo del miembro satisface los requerimientos de las diferentes combinaciones de carga incluyendo el efecto del sismo, las Ec. (21-3) y (10-6) no necesitan ser cumplidas.

(e) Si el espesor del recubrimiento excede ***10 cm***., refuerzo transversal adicional debe ser provisto a una separación no mayor de ***30cm***. El recubrimiento en el refuerzo adicional no debe exceder ***10 cm***.

21.4.4.2- El refuerzo transversal debe estar separado a una distancia no mayor de (a) *1/4* de la menor dimensión del miembro (b) 6 veces el diámetro del

refuerzo longitudinal de menor diámetro, y (c) S_x como se define en la Ec (21-5).

$$s_x = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \qquad (21\text{-}5)$$

El valor de S_x no debe exceder de ***15 cm***, ni debe ser menor de ***10 cm***.

21.4.4.3- Estribos de una rama o las ramas de solapamiento de los estribos no deben ser separados más de ***35 cm***. centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del miembro estructural.

21.4.4.4- La cantidad de refuerzo transversal especificada desde el 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 debe ser provista sobre una longitud l_o desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección donde la cedencia sea probable que ocurra como resultado de desplazamientos inelásticos laterales de la estructura. La longitud l_o no debe ser menor que (a) la altura del miembro en la cara del nodo o en la sección donde la cedencia es probable que ocurra, (b) *1/6* de la luz libre del miembro, y (c) ***45 cm***.

21.4.4.5- Las columnas que soporten reacciones de miembros rígidos discontinuos, tales como muros, deben ser provistas con refuerzo transversal como se requiere desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 sobre toda su altura bajo el nivel donde ocurre la discontinuidad, si la fuerza axial mayorada de compresión en estos miembros, debida a efectos del sismo, excede ($A_g f'_c/10$). El refuerzo transversal como se requiere desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal más grande de la columna en concordancia con 21.5.4. Si el extremo más bajo de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal como se requiere desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud de desarrollo de la barra más grande de la columna hasta su extremo. Si la columna termina en una zapata o losa de fundación, el refuerzo transversal como se requiere desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 se extenderá por lo menos 30 cm, dentro de la zapata o losa de fundación.

21.4.4.6- Donde el refuerzo transversal, como se especifica desde 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3, no sea provisto a todo lo largo de la columna, el remanente de longitud de la columna debe contener refuerzo en espiral o estribos con una separación centro a centro no mayor de la dimensión más pequeña de, 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro ó ***15 cm.***

21.4.5- Requerimientos para la resistencia al Corte

21.4.5.1- Fuerzas de diseño

La fuerza de corte de diseño V_e será determinada tomando en consideración las máximas fuerzas que pueden ser generadas en las caras de los nodos en cada extremo del miembro. Estas fuerzas en los nodos deben ser determinadas usando los momentos resistentes máximos probables M_{pr} del miembro asociado al rango de las cargas axiales mayoradas en el miembro. El corte en el miembro no necesita exceder aquellos determinados por la resistencia del nodo, basados en los momentos resistentes máximos probables M_{pr} de los miembros transversales que llegan al nodo. En ningún caso V_e será menor que el corte mayorado determinado por el análisis de la estructura.

21.4.5.2- El refuerzo transversal a lo largo de l_o, identificada en 21.4.4.4 será calculado para resistir el corte asumiendo $V_c=0$, cuando ocurran las dos condiciones siguientes:

(a) La fuerza de corte inducida por el sismo, calculada en concordancia con 21.4.5.1, representa la mitad o más de la máxima resistencia requerida por corte en esa longitud;

(b) La fuerza axial a compresión mayorada incluyendo los efectos del sismo sea menor que $A_g f'_c/20$.

21.5 Nodos viga-columna

21.5.1- Requerimientos Generales

21.5.1.1- Las fuerzas en el refuerzo longitudinal en la cara del nodo deben ser determinadas asumiendo que el esfuerzo en el acero a flexión es ***1.25fy***.

21.5.1.2- La resistencia del nodo debe ser gobernada por los factores de reducción de resistencia apropiados según 9.3.

21.5.1.3- El refuerzo longitudinal de la viga que termine en columna debe ser prolongado a la cara más alejada del núcleo confinado de la columna y anclada en tracción según 21.5.4 y en compresión según el capitulo 12.

21.5.1.4- Donde el refuerzo longitudinal de la viga se extienda a través de un nodo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro, en el caso de concreto normal. Para concreto liviano la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

21.5.2- Refuerzo Transversal

21.5.2.1- Estribos o ligaduras cerradas deben ser provistos en los nodos según 21.4.4, a menos que el nodo esté confinado por miembros estructurales según 21.5.2.2.

21.5.2.2- En una distancia correspondiente a la altura más baja de los miembros que llegan al nodo se debe proveer refuerzo transversal igual o por lo menos la mitad de la cantidad requerida por 21.4.4.1 en donde los miembros se conecten en las 4 caras del nodo y donde el ancho de cada miembro sea por lo menos ***3/4*** el ancho de la columna. En estos lugares, la separación requerida en 21.4.4.2(b) se puede incrementar a ***15cm***.

21.5.2.3- El refuerzo transversal como se requiere por 21.4.4 debe ser provisto a través del nodo para proporcionar confinamiento a las barras longitudinales de la viga fuera del núcleo de la columna si tal confinamiento no es proporcionado por una viga que llegue al nodo.

21.5.3- Resistencia al Corte

21.5.3.1- La resistencia nominal al corte del nodo no debe tomarse mayor que las fuerzas especificadas más adelante para concretos de agregado normal.

Para nodos confinados en las 4 caras..... $5.3\sqrt{f`_c}A_j$

Para nodos confinados en 3 caras o 2 caras opuestas.. $4\sqrt{f`_c}A_j$

Otras.... .... $3.2\sqrt{f`_c}A_j$

Un miembro que se conecte en cualquier cara es considerado para proveer confinamiento al nodo si por lo menos ***3/4*** de la cara del nodo es cubierta por el mismo. Un nodo es considerado confinado si los miembros en todas las caras se consideran que aplican el correcto confinamiento.

21.5.3.2- Para concretos con agregados livianos la resistencia nominal al corte del nodo no debe exceder ***3/4*** de los límites dados en 21.5.3.1.

21.5.4- Longitud de Desarrollo para Barras en Tracción

21.5.4.1- Para barras con gancho estándar de 90º en concretos con agregado normal y para barras desde la No.3 hasta la No. 11, la longitud de desarrollo l_{dh} no debe ser menor que la longitud más grande entre $8d_b$, ***15 cm***., y la requerida por la Ec. (21-6).

$$l_{dh} = 0.058 f_y d_b / \sqrt{f'_c} \qquad (21\text{-}6)$$

Para concretos con agregados livianos la longitud de desarrollo para barras con gancho estándar de 90º no debe ser menor que la dimensión más grande entre $10d_b$, ***20cm***. (***7 ½*** in) y 1.25 veces la longitud requerida por la ecuación (21-6).

El gancho de 90º debe ser colocado dentro del núcleo confinado de la columna o elemento de borde.

21.5.4.2- Para barras desde la No. 3 hasta la No.11, la longitud de desarrollo l_d para una barra recta, sin gancho, no debe ser menor que (a) 2.5 veces la longitud requerida por 21.5.4.1 si la altura del concreto vaciado por debajo de la

barra no excede ***30 cm.***, y (b) 3.5 veces la longitud requerida por 21.5.4.1 si la altura del concreto vaciado por debajo de la barra excede ***30 cm.***

21.5.4.3- Barras rectas que terminen en el nodo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier parte de la longitud de anclaje que no esté dentro del núcleo confinado debe ser incrementada por un factor de ***1.6***.

21.5.4.4- Si el refuerzo posee recubrimiento epóxico la longitud de desarrollo del 21.5.4.1 hasta 21.5.4.3 debe ser multiplicada por los factores aplicables en 12.2.4 o 12.5.3.6.

21.9 Miembros de pórticos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos.

21.9.1.- Los miembros de pórticos asumidos para no contribuir con la resistencia lateral deben estar detallados de acuerdo con 21.9.2 o 21.9.3 dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en estos miembros si están sujetos al desplazamiento de diseño. Si los efectos del desplazamiento de diseño no son explícitamente verificados, se permitirá aplicar los requisitos de 21.9.3.

21.9.2.- Cuando los momentos y cortes inducidos por el desplazamiento de diseño de 21.9.1, combinado con momentos y cortes gravitacionales mayorados, no excedan las resistencias a cortes y momentos de diseño de un miembro del pórtico, las condiciones de 21.9.2.1, 21.9.2.2 y 21.9.2.3 serán satisfechas. Las combinaciones de cargas gravitacionales de 1.05D + 1.28L o 0.9D, la que sea mas crítica, será usada.

21.9.2.1.- Los miembros con fuerzas axiales gravitacionales mayoradas que no excedan $A_g f'_c/10$ deben satisfacer 21.3.2.1. Los estribos deben estar separados no mas de $d/2$ a través de toda la longitud del miembro.

21.9.2.2.- Los miembros sometidos a fuerzas axiales gravitatorias mayoradas que excedan $A_g f'_c/10$ deben satisfacer 21.4.3, 21.4.4.1(c), 21.4.4.3 y 21.4.5. La separación longitudinal máxima de las ataduras debe ser S_o para la altura total

de la columna. La separación S_o no debe ser mayor que 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal encerrada ó ***15 cm***, el que sea menor.

21.9.2.3.- Los miembros sometidos a fuerzas axiales gravitatorias mayoradas que excedan $0.35P_o$ deben satisfacer 21.9.9.2 y la cantidad de refuerzo transversal provisto debe ser la mitad del requerido por 21.4.4.1, pero no debe exceder una separación S_o para la altura total de la columna.

21.9.3.- Si los cortes o momentos inducidos bajo los desplazamientos de diseño de 21.9.1 exceden los cortes o momentos de diseño en el miembro, o si los momentos inducidos no son calculados, se debe satisfacer las condiciones de 21.9.3.1, 21.9.3.2 y 21.9.3.3.

21.9.3.1.- Los materiales deben satisfacer 21.2.4 y 21.2.5. Los empalmes mecánicos deben satisfacer 21.2.6 y los empalmes soldados deben satisfacer 21.2.7.1

21.9.3.2.- Los miembros sometidos a fuerzas axiales gravitatorias mayoradas que no excedan a $A_g f'_c/10$ deben satisfacer 21.3.2.1 y 21.3.4. Los estribos deben ser separados una distancia no mayor a d/2 a lo largo de la longitud del miembro.

21.9.3.3.- Los miembros sometidos a fuerzas axiales gravitatorias mayoradas que excedan a $A_g f'_c/10$ deben satisfacer 21.4.4, 21.4.5 y 21.5.2.1.

21.10 Requisitos para pórticos intermedios a momento.

21.10.1.- Los requisitos de esta sección se aplican a pórticos intermedios a momento.

21.10.2.- Los detalles del refuerzo en un miembro deben satisfacer 21.10.4 si la carga axial a compresión mayorada para el miembro no excede $A_g f'_c/10$. Si la carga axial mayorada es mayor, los detalles del refuerzo del pórtico deben satisfacer 21.10.5 a menos que el miembro tenga un refuerzo en espiral de acuerdo con la Ec. (10-6). Si un sistema de losas en dos direcciones sin vigas es tratado como parte de un pórtico resistente a efectos sísmicos, los detalles

del refuerzo en cualquier luz que soporte momentos causados por la fuerza lateral deben satisfacer 21.10.6.

21.10.3.- La resistencia de diseño al corte de las vigas, columnas y losas en dos direcciones que resisten efectos sísmicos no deben ser menor que cualquier valor entre:

(a) La suma del corte, asociado con las resistencias nominales a momento del miembro en cada extremo restringido de la luz libre, y el corte calculado para cargas gravitacionales mayoradas;

(b) El corte máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluye el efecto sísmico E, con E asumido para ser el doble que el prescrito por el código actual para el diseño sismorresistente.

21.10.4 Vigas.

21.10.4.1.- La resistencia al momento positivo en la cara del nodo no debe ser menor que un tercio de la resistencia al momento negativo provisto en la cara de ese nodo. Tampoco la resistencia al momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro debe ser menor que ***1/5*** de la resistencia al momento máximo provisto en la cara de cualquier nodo.

21.10.4.2.- En ambos extremos del miembro, los estribos deben ser colocados sobre una longitud igual al doble de la altura del miembro medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo debe ser localizado a no mas de ***5 cm***. desde la cara del miembro de apoyo. La separación máxima de los estribos no debe exceder:

(a) ***d/4.***

(b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal menor encerrada.

(c) 24 veces el diámetro del estribo, y

(d) ***30 cm.***

21.10.4.3.- Los estribos deben ser ubicados a no mas de ***d/2*** a través de la longitud del miembro donde no se necesiten estribos por confinamiento.

21.10.5 Columnas.

21.10.5.1.- La separación máxima de ataduras no debe exceder S_o sobre una longitud l_o medida desde la cara del nodo. La separación S_o no debe exceder el menor valor entre:

(a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal menor encerrada.

(b) 24 el diámetro de la atadura.

(c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del miembro, y

(d) ***30 cm***.

La longitud l_o no será menor que el mayor valor entre:

(1) ***1/6*** de la luz libre del miembro;

(2) La máxima dimensión transversal del miembro; y

(3) ***45 cm***.

21.10.5.2.- La primera atadura no debe ser localizada a no mas de $S_o/2$ de la cara del nodo.

21.10.5.3.- El refuerzo del nodo debe estar conforme al 11.11.2.

21.10.5.4.- La separación de la atadura no debe exceder dos veces la separación S_o.

21.10.6 Losas armadas en dos direcciones sin vigas.

21.10.6.1.- El momento mayorado de la losa en el apoyo, relacionado con el efecto sísmico, debe ser determinado por las combinaciones de carga definidas por la Ec.(9-2) y (9-3). Todo el refuerzo provisto para resistir (M_s), que es parte

del momento de la losa balanceado por el momento del apoyo, será colocado dentro de la franja de columna definido en 13.2.1.

21.10.6.2.- La fracción, definida por la Ec.(13-1), del momento M_s , será resistido por el refuerzo colocado dentro del ancho efectivo en 13.5.3.2.

21.10.6.3.- No menos de la mitad del refuerzo necesario en la franja de columna en el apoyo debe ser colocado dentro del ancho efectivo de la losa, especificado en 13.5.3.2.

21.10.6.4.- No menos de un cuarto del refuerzo superior necesario en el apoyo en la franja de columna será continuo a través de la luz.

21.10.6.5.- El refuerzo inferior continuo en la franja de columna no debe ser menor que *1/3* del refuerzo superior en el apoyo de la franja de columna.

21.10.6.6.- No menos de la mitad de todo el refuerzo superior en el centro de la luz será continuo y deberá desarrollar su resistencia a la cedencia en la cara del apoyo, como se define en 13.6.2.5.

21.10.6.7.- En todos los bordes discontinuos de la losa todo el refuerzo en el apoyo, tanto inferior como superior, deberá desarrollarse en la cara del apoyo como se define en 13.6.2.5.

COVENIN 1753 EN REVISIÓN

18.8.6 Nodos

18.8.6.1. Las fuerzas en el refuerzo longitudinal se determinará considerando que el esfuerzo en el acero de refuerzo a tracción por flexión es f_y. Las demás consideraciones generales de diseño del nodo cumplirán con lo establecido en las Subsecciones 18.4.1.2 al 18.4.1.4:

- **18.4.1.2.** La resistencia del nodo se calculará con el apropiado factor de reducción de resistencia que se determine de acuerdo al Artículo 9.3.
- **18.4.1.3.** La armadura longitudinal de una viga, que termine en una columna, se extenderá a la cara más lejana del núcleo confinado de la columna y se anclará a tracción de acuerdo al Artículo 18.4.
- **18.4.1.4.** Cuando la armadura longitudinal de la viga se extienda a través del nodo viga – columna, la dimensión de la columna en la dirección paralela al refuerzo de la viga no será menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro, para concreto normal. Para concreto con agregado liviano, la dimensión de la columna no será menor que 26 veces el diámetro de la barra.

18.8.6.2. El refuerzo transversal en los nodos se detallará de acuerdo a la sección 18.4.2. Solo que la separación no debe exceder dos veces S_o.

- 18.4.2. **Armadura transversal de confinamiento.**

  - **18.4.2.1.** La armadura transversal establecida en la sección 18.3.4 se colocará dentro de la junta, a menos que el nodo

este confinado por elementos según se indica en la subsección 18.4.2.2.

- **18.4.2.2.** Dentro de la altura del elemento menos alto que llega al nodo se requiere armadura transversal igual o al menos 1/2 de la cantidad requerida por la subsección 18.3.4.1 al 18.3.4.5. cuando los elementos se conectan con el nodo por los cuatro lados y cuando el ancho de cada viga sea, al menos 3/4 del ancho de la columna. En esa área la separación requerida en la subsección 18.3.5.1 podrá incrementarse en 15 cm.
- **18.4.2.3.** La armadura tramsversal, requerida en las secciones 18.3.4 al 18.3.6, será dispuesta a través del nodo para suministrar confinamiento a la armadura longitudinal de la biga fuera del núcleo de la columna, si tal confinamiento se asegura por algunas de las vigas de la junta.

18.8.6.3. La resistencia al corte se diseñará de acuerdo a la sección 18.4.3.

- **18.4.3. Verificación de la resistencia al corte.**

  - **18.4.3.1.** La resistencia nominal del nodo al corte, para concreto con agregado normal, se tomará según las fuerzas especificadas abajo:

Para juntas confinadas en las 4 caras..... $5.3\sqrt{f`_c}A_j$

Para juntas confinadas en 3 caras o 2 caras opuestas..... $4\sqrt{f`_c}A_j$

Otras..... $3.2\sqrt{f`_c}A_j$

Un elemento que se conecta a la cara de un nodo, se considera confinante del nodo, si al menos 3/4 de la cara del nodo es cubierta por la sección del elemento. Un nodo es considerado que está confinado, si a todas sus caras llegan elementos confinantes.

Nota: El área efectiva del nodo, no se menciona en el articulado, en la notación y en los comentarios. Esta área efectiva debe ser estudiada:

- Ancho efectivo, menor entre:.....$b_v + h$, $b_v + 2x$
- Profundidad:..... ....$h_j = h_c$

- **18.4.3.2.** Cuando se trate de concreto hecho con agregado liviano, la resistencia nominal del nodo al corte no debe exceder el 75% de los limites dados en la subsección 18.4.3.1.