

47



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

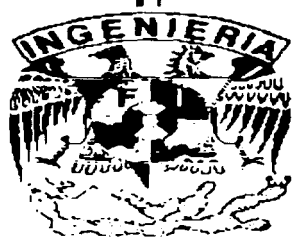
FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO SÍSMICO DE SUBESTRUCTURAS
DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO
EN EL DISTRITO FEDERAL**

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
JAVIER HORACIO GARCÍA SANTA CRUZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2002



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAGINACIÓN
DISCONTINUA



VNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/011/02

Señor
JAVIER HORACIO GARCÍA SANTA CRUZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO SÍSMICO DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO EN EL DISTRITO FEDERAL"**

- INTRODUCCION
- I. FILOSOFÍA DEL DISEÑO
 - II. FUERZAS SISMICAS
 - III. MODELO Y TIPO DE ANÁLISIS
 - IV. REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO SÍSMICO
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 16 enero 2002.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

Siempre que viene el tiempo fresco, o sea al medio del otonio, a mí me da la loca de pensar ideas de tipo eséntrico y esótico, como ser por ejenplo que me gustaría venirme golondrina para agarrar y volar a los paix adonde haiga calor, o de ser hormiga para meterme bien adentro de una cueva y comer los productos guardados en el verano o de ser una bívora como las del solójicO, que las tienen bien guardadas en una jaula de vidrio con calefacción para que no se queden duras de frío, que es lo que les pasa a los pobres seres humanos, que no pueden comprarse ropa con lo cara questá, ni pueden calentarse por la falta del querosén, la falta del carbón, la falta de lenia, la falta de petrolio y tamién la falta de plata, porque cuando uno anda con biyuya ensima puede entrar a cualquier boliche y mandarse una buena grapa que hay que ver lo que calienta, aunque no conbiene abusar porque del abuso entra el visio y del visio la degeneradés tanto del cuerpo como de las taras moral de cada cual, y cuando se viene abajo por la pendiente fatal de la falta de buena condupta en todo sentido, ya nadie ni nadies lo salva de acabar en el más espantoso tacho de basura del desprestijio humano, y nunca le van a dar una mano para sacarlo de adentro del fango enmundo entre el cual se rebuelca, ni más ni menos que si fuera un cóndoR que cuando joven supo correr y volar por la punta de las altas montañas, pero que al ser viejo cayó parabajo como bombardero en picada que le falia el motor moral. ¡Y ojalá que lo que estoy escribiendo le sirbalguno para que mire bien su comportamiento y que no searrepienta cuando es tarde y ya todo se haiga ido al corno por culpa suya!

CÉSAR BRUTO, *Lo que me gustaría ser a mí si no fuera lo que soy*
(capítulo: *Perro de San Bernaldo*)

AGRADECIMIENTOS:

A la Universidad Nacional Autónoma de México

A la Facultad de Ingeniería

Agradezco de manera especial al Dr. Eduardo Reinoso Angulo, por la oportunidad que me brindó para realizar este trabajo.

También doy mis agradecimientos a los profesores: M.I. Gabriel Moreno Pecero, M.I. Carlos Javier Mendoza y al M.I. Humberto Gardea Villegas, por compartir sus conocimientos y experiencias.

De igual forma, agradezco al M.I. Victor René Mireles sus correcciones, comentarios y sugerencias para la elaboración de este escrito y al Ing. Rubén Márquez por sus aportaciones para el compendio de esta tesis.

Al Ing. Moisés Huerta, por esa gran amistad.

Morelliana.

Pienso en los gestos olvidados, en los múltiples ademanes y palabras de los abuelos, poco a poco perdidos, no heredados, caídos uno tras otro del árbol del tiempo. Esta noche encontré una vela sobre una mesa, y por jugar la encendí y anduve con ella en el corredor. El aire del movimiento iba a apagarla, entonces vi levantarse sola mi mano izquierda, ahuecarse, proteger la llama con una pantalla viva que alejaba el aire. Mientras el fuego se enderezaba otra vez alerta, pensé que ese gesto había sido el de todos nosotros (pensé *nosotros* y pensé bien, o sentí bien) durante miles de años, durante la Edad del Fuego, hasta que nos la cambiaron por la luz eléctrica. Imaginé otros gestos, el de las mujeres alzando el borde de las faldas, el de los hombres buscando el puño de la espada. Como las palabras perdidas de la infancia, escuchadas por última vez a los viejos que se iban muriendo. En mi casa ya nadie dice <<la cómoda de alcanfor>>, ya nadie habla de <<las trebes>> -las trébedes-. Como las músicas del momento, los valsos del año veinte, las polkas que enternecían a los abuelos.

Pienso en esos objetos, esas cajas, esos utensilios que aparecen a veces en graneros, cocinas o escondrijos, y cuyo uso ya nadie es capaz de explicar. Vanidad de creer que comprendemos las obras del tiempo: él entierra sus muertos y guarda las llaves. Sólo en sueños, en la poesía, en el juego –encender una vela, andar con ella por el corredor– nos asomamos a veces a lo que fuimos antes de ser esto que vaya a saber si somos.

Rayuela

Julio Cortázar

DEDICATORIA

A mis padres, por haberme traído aquí.

Sr. Filemón Javier García Espinosa
A donde quiera que estés.

"Eche amigo nomás la última copa, que esta noche de farra y alegría, el dolor que hay en mi alma quiero ahogar..."

¡ Gracias Pá !

Sra. Socorro Santa Cruz

"Amor perdido, si como dices es cierto que vives dichosa sin mí..."

¡ Gracias Má !

A mis hermanas:

Dulce, y nuestros sueños
Lili, y "nuestra pobreza"
Fabiola y su igran corazón!
la Flaca y "la martiniana"

A Yesenia

ite espero siempre mi
amor, cada hora cada día,
cada minuto que yo
viva....!

Para mis sobrinas:

Viri, icorre conejo, corre veloz....!

Vale, izapatito blanco, zapatito azul....!

Para mi sobrino Jesús, el jaque mate y el "león" Santillán.....

**"que lejos estoy del suelo donde he nacido,
inmensa nostalgia invade mi pensamiento
y al verme tan solo y triste
cual hoja al viento
quisiera llorar, quisiera morir
de sentimiento..."**

Pa' la Banda:

**el jovenleo, enotoño hazregalos...
el escuba y surein milenario...
el aliado y sus espíritus del bosque...
el tipo paisano, yachale chango chilango...
el necaxeño y su primer caída...
el ange exterminador, otro mundo es posible...
la maldita vecindad y su mundo raro...
el chamán, el desaparecido...**

Pa' ke no le fallen al Pueblo...

DISEÑO SÍSMICO DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO EN EL DISTRITO FEDERAL

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

1 FILOSOFÍA DE DISEÑO	1
1.1 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS IDEALES DE UN PUENTE	1
1.2 RESTRICCIONES FUNCIONALES	2
1.2.1 Alineamiento	2
1.2.2 Ancho	3
1.3 RESTRICCIONES GEOGRÁFICAS	4
1.4 CONEXIÓN PILAS-SUPERESTRUCTURA	5
1.4.1 Conexión momento resistente	5
1.4.2 Superestructuras soportadas por apoyos	6
1.4.3 Superestructuras aisladas	7
1.5 CONEXIÓN ESTRIBO-SUPERESTRUCTURA	7
1.5.1 Conexión monolítica	7
1.5.2 Superestructura simplemente apoyada	7
1.5.3 Superestructura aislada	8
1.5.4 Respuesta transversal para los estribos	8
1.6 CONFIGURACIONES DE MARCOS	8
1.6.1 Pilas de una columna	9
1.6.2 Pilas-marco de varias columnas	9
1.6.3 Marcos con conexión de columnas	10
1.7 ALTERNATIVAS DE SECCIONES DE COLUMNAS Y PILAS	10
1.7.1 Columnas circulares	11
1.7.2 Columnas rectangulares	12
1.7.3 Pila-muro rectangular	12
1.7.4 Columnas huecas	12
1.8 CONEXIÓN MARCO-CIMENTACIÓN	13
1.9 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	13
1.10 TIPOS DE FALLAS COMUNES	14
1.10.1 Falla debida a la falta de apoyo en juntas de movimiento	14
1.10.2 Golpeteo de puentes	15
1.10.3 Asentamiento de estribos	15

1.10.4	Falla de columnas	15
2	MODELO Y TIPO DE ANÁLISIS SÍSMICO	19
2.1	OBJETIVO DEL ANÁLISIS SÍSMICO	19
2.2	MODELADO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES	20
2.3	TIPOS DE ANÁLISIS	21
2.3.1	Análisis estático	21
2.3.2	Análisis dinámico	22
2.4	COMBINACIÓN DE EFECTOS EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES	23
2.5	FUERZAS SÍSMICAS	23
2.5.1	Consideraciones para obtener la fuerza sísmica en pilas y columnas Espectros para diseño sísmico	24
2.6	REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	27
2.6.1	Factor de reducción propuesto para las Normas Técnicas Complementarias para diseño sísmico de puentes	
2.6.2	Factor de comportamiento sísmico	27
2.6.3	Sobrerresistencia	28
2.6.4	Factor de importancia	29
2.7	REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO	30
2.7.1	Desplazamientos de servicio	30
2.7.2	Desplazamientos en el límite de colapso	31
3	REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO SÍSMICO	32
3.1	REQUISITOS GENERALES	32
3.1.1	Efectos de esbeltez	32
3.1.2	Materiales	34
3.2	SUBESTRUCTURA FORMADA POR PILAS Y COLUMNAS	35
3.2.1	Requisitos geométricos	35
3.2.2	Flexocompresión	36
3.2.3	Refuerzo longitudinal	37
3.2.4	Refuerzo transversal	37
3.2.5	Requisitos para fuerza cortante	41
3.2.6	Requisitos complementarios	43
3.3	UNIONES VIGA Y COLUMNAS	45
3.3.1	Esfuerzos principales en la junta	45
3.3.2	Juntas de rodilla	46
3.3.3	Juntas "T"	50

4 DISEÑO SÍSMICO DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUEBTE	52
4.1 GENERALIDADES	52
4.2 CARGA MUERTA	54
4.3 CARGA VIVA	55
4.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	55
4.4.1 Peso tributario considerado en el cálculo de la fuerza sísmica	55
4.4.2 Calculo de la ordenada espectral	56
4.4.3 Elementos mecánicos de servicio	59
4.4.4 Revisión de desplazamientos	59
4.5 DISEÑO DE LA COLUMNA AISLADA	60
4.6 DISEÑO DEL MARCO DE DOS COLUMNAS	68
4.7 DISEÑO DEL MARCO DE TRES COLUMNAS	76
4.8 RESULTADOS	83
5 CONCLUSIONES	85
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

Introducción

El objetivo de este trabajo es aplicar los criterios de análisis sísmico que se fijan en la propuesta para las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de Puentes y realizar una propuesta para el diseño sísmico de la subestructura de un puente, con base en los criterios y de acuerdo al estado de arte que existe para el diseño de puentes.

En el capítulo 1 se hace mención de las características que debe tener un puente para ser consideradas en su análisis y diseño, también se describen los tipos de subestructura mencionando las ventajas y desventajas de cada uno, finalizando con el tipo de fallas comunes que se han presentado en puentes recientemente debido a los sismos. En el capítulo 2 se resumen las consideraciones para realizar el modelado y el análisis de un puente. En el capítulo 3 se hace una propuesta para el diseño de la subestructura que garantizan un comportamiento adecuado en estas estructuras. Finalmente en el capítulo 4 se realiza un ejemplo práctico para aplicar los conocimientos de los capítulos 2 y 3 de este mismo trabajo y se hace el diseño sísmico de la subestructura del puente.

Capítulo 1

FILOSOFÍA DE DISEÑO

Un buen diseño es aquel que trata de evitar el colapso parcial o total de la estructura, lo que lleva consigo el prevenir pérdidas humanas y económicas.

En la actualidad la filosofía de diseño sísmico aceptada mundialmente se basa en la propiedad que tienen las estructuras para aceptar grandes deformaciones sin tener una pérdida significativa de la resistencia, llamada ductilidad. Para el sismo de diseño se permite que la estructura admita daño reparable y controlado en sus elementos capaces de disipar energía por medio de la deformación (zonas de articulaciones plásticas) sin llegar al colapso, reduciendo así la probable interrupción de servicio.

A continuación se hace una descripción acerca de las condiciones generales que deben ser consideradas para un buen diseño sísmico de puentes (Priestley, 1996).

1.1 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS IDEALES DE UN PUENTE

Los puentes de concreto reforzado construidos no han demostrado un comportamiento satisfactorio esperado bajo las acciones sísmicas. En sismos recientes, los puentes se han colapsado o han sufrido severos daños cuando fueron sometidos a movimientos telúricos. A continuación se enlistan las características estructurales ideales que debe tener un puente para desarrollar un buen comportamiento sísmico (Priestley, 1996):

- Los puentes deben ser rectos, ya que puentes curvos complican la respuesta.
- La cubierta continua, puesto que los tramos simplemente apoyados pueden quedar sin soporte en eventos sísmicos extraordinarios.
- Deben estar cimentados sobre roca o aluvión firme. Suelos blandos están propensos a hundimientos y probablemente heuación.
- Las pilas deben tener una altura constante a lo largo del puente. Una variación en la altura resulta en distintas rigedeces y en propensión de daño en las columnas rígidas.

- Los esfuerzos y rigideces de pilas iguales en cualquier dirección.
- Los tramos largos deben de ser acortados.
- Deben desarrollarse las articulaciones plásticas en las columnas, accesibles para su inspección y reparación después de un sismo no así en la viga principal o la superestructura.
- Los estribos y pilas deben estar orientadas en la dirección perpendicular del puente ya que apoyos esviados puede causar una respuesta rotacional incrementando los desplazamientos

1.2 RESTRICCIONES FUNCIONALES

1.2.1 Alineamiento

Desde el punto de vista sísmico son preferibles los puentes más simples y regulares, con tramos de la misma longitud y las pilas de igual altura. Puentes curvos y con columnas de diferente altura son comunes. Esta irregularidad estructural crea demandas desiguales en pilas ya que las pilas cortas resisten fuerzas de inercia mayores. Cuando las pilas de altura distinta tienen secciones y refuerzo iguales en ambas direcciones ortogonales, las columnas cortas son sujetas a un incremento en la demanda de ductilidad. La solución estructural es reducir la sección de las columnas cortas, pero normalmente no es aceptable por consideraciones estéticas.

Una mejor solución es regulando los esfuerzos y rigideces en las pilas colocando una funda estructural en las columnas cortas (Fig. 1.1), creando un espacio entre la columna y el terreno, sin impedir el desplazamiento de la pila ante una acción sísmica. Se debe evitar la inclusión de basura en este espacio, para esto se coloca una protección al nivel del terreno en donde inicia la altura libre de la columna.

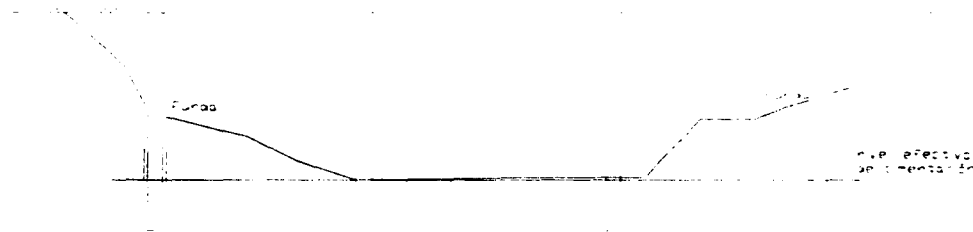


Figura 1.1 Fundas en pilas cortas para regularizar rigideces

En puentes de varios niveles es imposible una colocación adecuada de columnas que asegure un funcionamiento óptimo de las vías de carril por la intersección que puede existir de una columna de un nivel con otro, esto ocasiona la presencia de columnas que libren el espacio requerido por los carriles quedando sujetas a fuerzas excéntricas con flexión en las juntas con la superestructura, es conveniente que las columnas se encuentren lo más cercanas a los bordes de la superestructura pero a una distancia suficiente para evitar el golpeteo, además deben evitarse las columnas aisladas para ensanchar dos niveles del puente.

La respuesta sísmica de puentes curvos está influenciada por la geometría (Fig. 1.2). Esto va a producir fuerzas inerciales que son transmitidas por torsión a las columnas.



Figura 1.2 Respuesta transversal de un puente curvo

Los tramos de puentes que requieren de una bifurcación de líneas de tráfico adyacentes (Fig. 1.3), pueden responder con movimientos fuera de fase para una respuesta transversal. Si la conexión entre estos es monolítica se pueden desarrollar grandes fuerzas horizontales en la parte intermedia de la bifurcación. Una posible solución es separar los tramos de la bifurcación y colocar juntas de movimiento al comienzo de la misma.

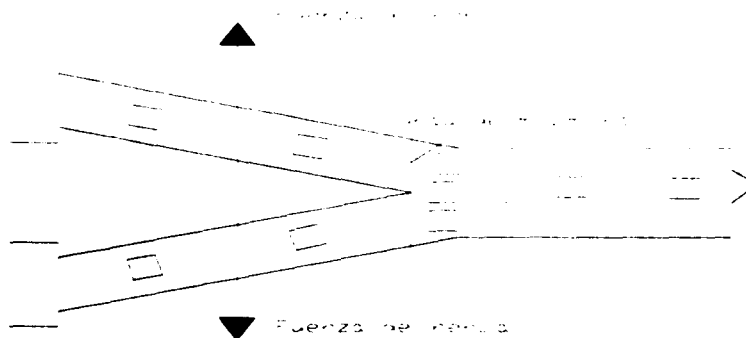


Figura 1.3 Bifurcación en la superestructura

1.2.2 Ancho

El ancho del puente no ejerce influencia sobre las consideraciones sísmicas, ya que depende básicamente de las líneas de tráfico que vayan a ser consideradas durante el diseño. Es más probable hacer una elección de acuerdo a los requerimientos carreteros que por aspectos estructurales. Pueden ser consideradas posibles modificaciones estructurales a futuro, como consecuencia de un aumento en el flujo de tráfico

pero no es común. Esto provocaría un incremento de la masa estructural con una consecuente fuerza lateral de inercia mayor.

1.3 RESTRICCIONES GEOGRÁFICAS

Un puente que cruza un terreno ejerce gran influencia en los aspectos de longitud, número de tramos y localización de las pilas; en terrenos de acceso difícil o cruces de valles profundos, tramos largos y pocas pilas son elegidas normalmente.

Como consecuencia de la necesidad de un acomodo debido a la temperatura la conexión pila-superestructura puede involucrar apoyos deslizantes. Además esto reduce el número de movimiento en nudos, que son lugares potenciales de mantenimiento continuo, estos apoyos pueden elegirse en puentes con gran número de tramos cortos.

La resonancia en la dirección longitudinal se produce únicamente cuando la excitación de una onda cortante de propagación sobre el eje transversal del puente se iguala a la del suelo. Puentes en suelos inestables o acantilados con grietas son propensos a fallar ante una excitación sísmica.

A menudo, se requieren colocar las columnas sobre terrenos con pendiente, en tal caso se necesita implementar medidas de protección especiales para mantener erguida a la columna; si se realiza un diseño sin considerar un aumento significativo en la profundidad para fijar las columnas, se cambian las características de respuesta sísmica debido a la falta de suelo de un lado de la columna. Un método para dar seguridad consiste en proteger la columna por medio de un cajón de igual sección que la columna de tal forma que la parte de suelo que falle pueda pasar a lo largo sin una restricción significativa (Fig. 1.4). La cimentación de la columna está a la profundidad donde se encuentre suelo firme, para mantener la rigidez durante y después del sismo.

La redundancia estructural y la capacidad de desplazamiento en las pilas reducen las fallas por deformaciones del suelo, particularmente si la superestructura está ligada monolíticamente con los estribos anclados al terreno.

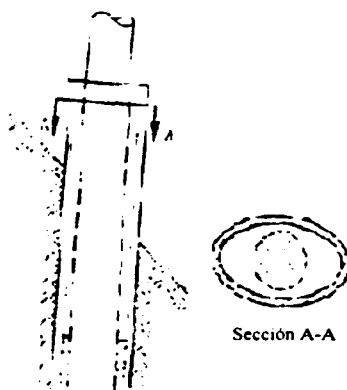


Figura 1.4 Protección para columnas colocadas en suelo con pendientes

1.4 CONEXIÓN PILAS-SUPERESTRUCTURA

Existen dos principales categorías de conexión entre pilas y superestructura, la superestructura puede construirse con la conexión momento-resistente (Fig. 1.5a), o soportada sobre apoyos (Fig. 1.5b), la elección entre estas dos opciones es relevante para el funcionamiento sísmico del puente y la obtención de fuerzas de diseño.

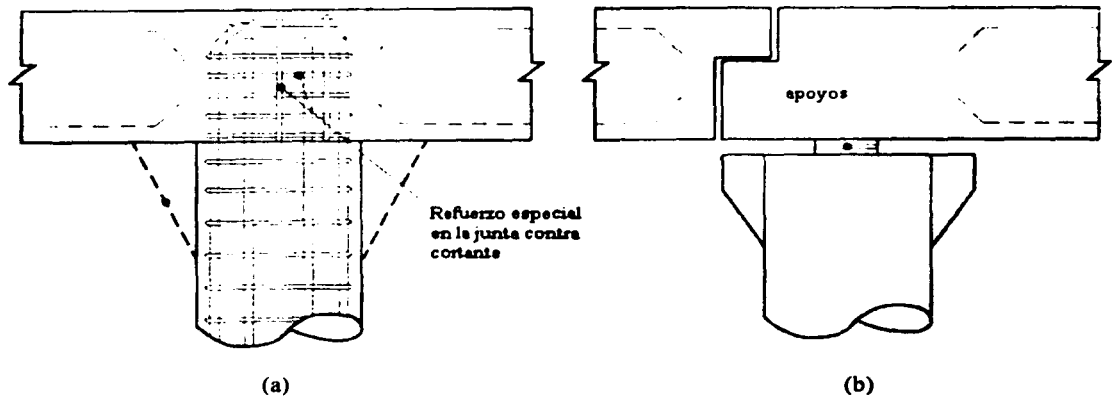


Fig. 1.5 Conexión superestructura-subestructura

1.4.1 Conexión momento-resistente

Esto normalmente se practica para superestructuras de concreto, ya sea reforzado convencionalmente o presforzado, soportadas sobre subestructuras de concreto.

Ventajas

Este tipo de conexión es recomendado para columnas esbeltas y puentes cortos, debido a que posee las condiciones para una adición potencial de redundancias, especialmente en la dirección longitudinal. Además, permite el uso de articulaciones en la base de las columnas. Esta conexión es insensible para desplazamientos sísmicos bajos, excepto para aquellos que afecten la resistencia en la conexión y la capacidad de rotación de la columna.

Desventajas

Los momentos sísmicos bajo respuesta longitudinal son absorbidos por la superestructura. Se requieren demandas especiales en la conexión, el refuerzo longitudinal de la columna de gran diámetro necesitan más anclaje comparándolo con el superficial de vigas. La región del nudo está sujeta a fuerzas cortantes altas, requiriendo así refuerzo especial por cortante en la dirección vertical y horizontal.

Cuando una columna aislada proporciona la resistencia lateral del sistema, se tiene un sistema muy ineficiente para la respuesta longitudinal ya que produce doble flexión sobre la columna, a menos que una

sección rectangular sea colocada con su dimensión mayor en la dirección transversal. Los movimientos longitudinales resultado de cambios de temperatura, contracción y alargamiento son absorbidos por las columnas quedando sujetas a un mayor momento. Cuando los desplazamientos de la columna resultado de los efectos de temperatura son proporcionales a la distancia que existe entre las juntas de movimiento de la superestructura, esto puede crear intervalos pequeños de desplazamiento que permitan que la superestructura sea soportada por apoyos deslizantes, particularmente cuando las columnas son rígidas y cortas. El diseño monolítico de pilas y superestructura es apropiado únicamente para diseño de superestructuras continuas.

1.4.2 Superestructuras soportadas por apoyos

Los apoyos entre la superestructura y subestructura pueden ser diseñados para permitir rotación en la superestructura únicamente, o para translación relativa en una u otra dirección. La translación es proporcionada por cojines elastoméricos en los apoyos, politetrafluoretileno (PTFE), dispositivos deslizantes de acero inoxidable o por apoyos mecedores. Los apoyos elastoméricos proporcionan una fuerza resistente que es proporcional al desplazamiento y la rigidez puede ser ajustada encima del límite por cambio de dimensiones del apoyo y espesor del caucho.

Ventajas

La principal ventaja es que la superestructura no está sujeta a momentos por sismo transmitidos por la columna, debido a esto los tipos de secciones de la superestructura que son inapropiados para la conexión momento-resistente, pueden ser elegidos. Esto incluye tramos simplemente apoyados y construcción de vigas-losa. El uso de apoyos flexibles en la separación de la superestructura y subestructura da como resultado un incremento del periodo natural, desde un valor T_m dado por construcción monolítica al T_b correspondiente a la consideración del apoyo, esto puede dar una reducción significativa de aceleración en los niveles de respuesta elástica.

Los problemas con fuerza actuante excesiva sobre pilas rígidas cortas puede resolverse colocando apoyos entre éstas y la superestructura. Cuando son utilizados apoyos elastoméricos se compensan las diferentes rigideces de las pilas ajustando la rigidez del apoyo en la parte superior de la pila, de esta manera pilas flexibles proporcionan fuerza con apoyos rígidos y viceversa.

Desventajas

El diseño es más delicado para desplazamientos sísmicos que cuando se tienen conexiones monolíticas. Los desplazamientos son grandes puesto que se reduce la rigidez de la estructura. Si se adopta un diseño dúctil de columnas, deben restringirse los niveles de desplazamiento para evitar excesiva demanda de ductilidad en los miembros. Con este sistema se reduce la respuesta transversal a cortante pero existe respuesta longitudinal, en cuyo caso el diseño dúctil para columnas es inapropiado, a menos que se asegure una respuesta elástica con transferencia de fuerzas a los estribos.

Ante eventos sísmicos más grandes que el nivel de diseño último se presenta una articulación adicional en la separación de la superestructura y subestructura que puede hacer un puente susceptible a daño y colapso, como resultado de la respuesta de aceleración vertical y desplazamientos en los apoyos que exceden su capacidad física.

Las superestructuras soportadas con apoyos deslizantes desarrollan desplazamientos grandes particularmente ante un sismo de larga duración, como resultado de la ausencia de la fuerza de restauración del apoyo deslizante en una dirección, este efecto se reduce con la combinación del apoyo con cojines elastoméricos u otros dispositivos elásticos con características de fuerzas restauradoras.

1.4.3 Superestructuras aisladas

Existe la opción de incorporar apoyos sísmicos especiales y dispositivos de disipación de energía para reducir el aumento de desplazamientos. Estos sistemas incluyen apoyos elastoméricos especiales de caucho con alto amortiguamiento o apoyos estándar elastoméricos con disipadores de energía a cortante.

Ventajas

La incorporación de elementos disipadores de energía reduce los desplazamientos sísmicos en un 20-40% (Priestley, 1996), comparándolo con soportes que no contemplan disipadores de energía. Se puede determinar la máxima fuerza lateral desarrollada en las pilas y cimentación si se conoce la deformación de los apoyos y aisladores. Con la utilización de estos disipadores se evitan daños en la superestructura.

Desventajas

Se puede incrementar la respuesta de aceleración cuando se diseñan superestructuras sobre apoyos es usado en sitios de suelo blando. Si el puente es sujeto a niveles de respuesta más grandes que los anticipados en el diseño, se incrementa la fuerza lateral desarrollándose articulaciones plásticas dentro de regiones de la subestructura que no son diseñadas para ser dúctiles. Es importante la incorporación de detallado dúctil en articulaciones plásticas de potencial crítico asegurando una respuesta elástica de la subestructura. Para asegurar un funcionamiento mejor de los elementos disipadores y aisladores debe hacerse de manera regular una inspección y mantenimiento.

1.5 CONEXIÓN ESTRIBO-SUPERESTRUCTURA

Existen varias opciones posibles para la conexión entre la superestructura y los estribos, una elección apropiada depende de las condiciones del suelo, tamaño del puente, desplazamientos esperados y el método sísmico utilizado.

1.5.1 Conexión monolítica

Son apropiados para puentes de unos o dos tramos y ocasionalmente para algún puente largo. Toda la resistencia sísmica es proporcionada por los estribos. Las columnas internas son diseñadas para efectos de fuerzas de gravedad, la región potencial superior e inferior deben ser detalladas por ductilidad para asegurar una adecuada capacidad de desplazamiento.

1.5.2 Superestructura simplemente apoyada

Proporciona el soporte a la superestructura sirviendo como un estribo banco o silla. Se debe tener cuidado en tener una unión que minimice los daños no estructurales en el estribo cuando este se vea sujeto a choques con la superestructura.

1.5.3 Superestructura aislada

Se deberá tomar en cuenta que ante la acción sísmica del puente, esta fuerza será tomada por los muros con flanco. Existe la opción de incorporar a los apoyos elementos aisladores especiales con disipadores de energía, para reducir el aumento de desplazamientos.

1.5.4 Respuesta transversal para los estribos

Se realiza cuando la presión pasiva del suelo no puede desarrollar niveles de resistencia ante respuesta longitudinal. En estribos tipo banco, la resistencia transversal es proporcionada por el uso de muros con flancos, una resistencia adicional se logra cuando los estribos están soportados por pilotes que es lo más conveniente.

Si se incorpora detallamiento dúctil en las pilas, el sistema puede ser diseñado para fuerzas bajas que corresponden a respuesta elástica. La resistencia lateral de los estribos también se incrementa con el uso de contrafuertes en la parte trasera de estos, reforzando la resistencia longitudinal en la parte de atrás y actuando como elementos a flexión ante respuesta transversal, adicional a la resistencia proporcionada por los flancos del muro y estribo.

Se adoptan los detalles de refuerzo contra cortante que se utilizan cuando la superestructura está soportada sobre apoyos.

1.6 CONFIGURACIONES DE MARCOS

A continuación se discuten las ventajas y desventajas desde el punto de vista sísmico para marcos que soportan la superestructura, (Fig. 1.6).

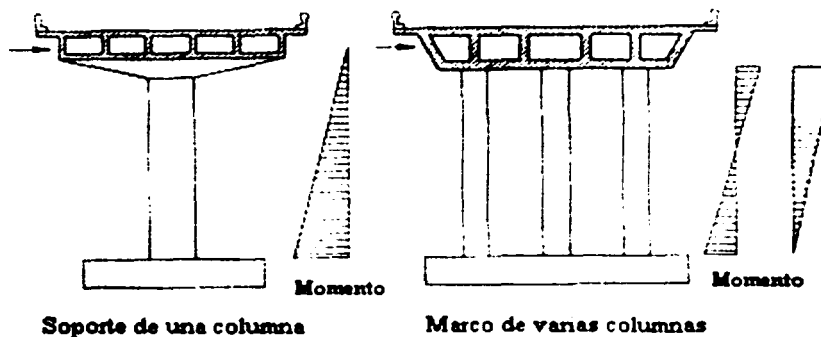


Figura 1.6 Configuraciones de marcos

1.6.1 Pilas de una columna

Ventajas

- Cuando la superestructura tiene la misma condición de apoyos en la dirección longitudinal y transversal, las características de respuesta longitudinal y transversal pueden ser iguales, facilitando el diseño sísmico.
- Se puede identificar la articulación plástica fácilmente y con un alto grado de exactitud.
- Para conexiones monolíticas columnas-superestructura, los requisitos de resistencia y ductilidad son idénticos.

Desventajas

- Se pueden producir efectos P- Δ .
- Se producen grandes momentos en la base de la columna debido al "cabeceo" de la superestructura.
- Los momentos y fuerzas en las columnas son grandes comparados con un sistema de varias columnas.
- Grandes desplazamientos en la superestructura.
- Se transmiten momentos altos a la cimentación, ya que la base de la columna debe ser fija.
- El sistema no tiene redundancias estructurales y la articulación plástica que se forme ante la acción sísmica, generará un mecanismo de colapso.

1.6.2 Pilas-marco de varias columnas

Ventajas

- Cuando la conexión superestructura-columna es monolítica, la respuesta en la dirección longitudinal y transversal es la misma.
- Si se fijan en su base las columnas a la cimentación de la estructura, los momentos inducidos son pequeños, dependiendo del número de columnas se van reduciendo.
- Las fuerzas de diseño para la cimentación pueden ser reducidas si se emplean articulaciones en las columnas.
- Se incrementa la redundancia del sistema, incrementando la posibilidad de permanencia ante un sismo.
- Se reducen desplazamientos de la superestructura.
- Se obtiene una mejor distribución del momento en la superestructura cuando la conexión con la subestructura es monolítica.

Desventajas

- Si la superestructura está simplemente apoyada, los momentos de diseño pueden ser mayores en la dirección longitudinal con respecto a la transversal.
- Las articulaciones plásticas en regiones críticas no se desarrollan simultáneamente como consecuencia de la variación de carga axial y la influencia de la rigidez de la viga principal. La demanda dúctil en la articulación es crítica y más difícil de determinar.
- La demanda dúctil de las columnas puede exceder la de la superestructura debido a la flexibilidad de la viga principal.

- En la conexión monolítica superestructura-columna, la viga puede ser sujeta de momentos sísmicos altos.

1.6.3 Marcos con conexión de columnas

Para marco de columnas muy altas (Fig. 1.7), los desplazamientos y momentos de diseño en estas pueden ser reducidos conectando a las columnas por medio una o más travesas, esto es para proporcionar rigidez y esfuerzos iguales en la dirección longitudinal y transversal.

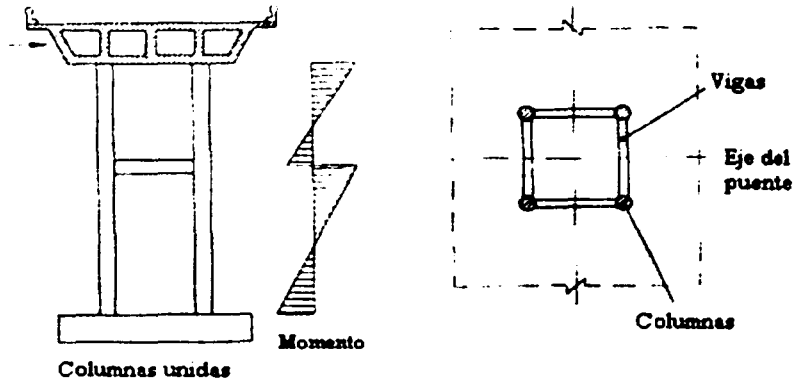
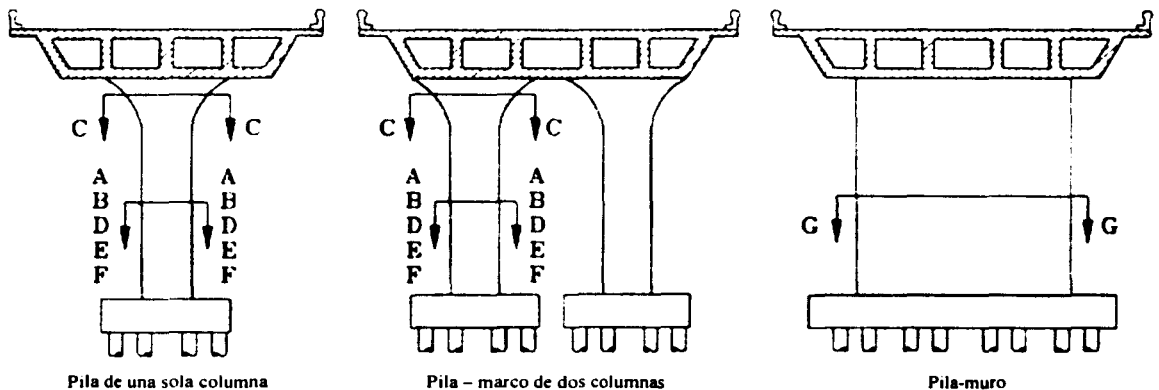


Fig. 1.7 Marco con conexión de columnas

1.7 ALTERNATIVAS DE SECCIONES DE COLUMNAS Y PILAS

En la figura 1.8 se muestran alternativas de secciones para columnas que son apropiadas para resistencia sísmica.



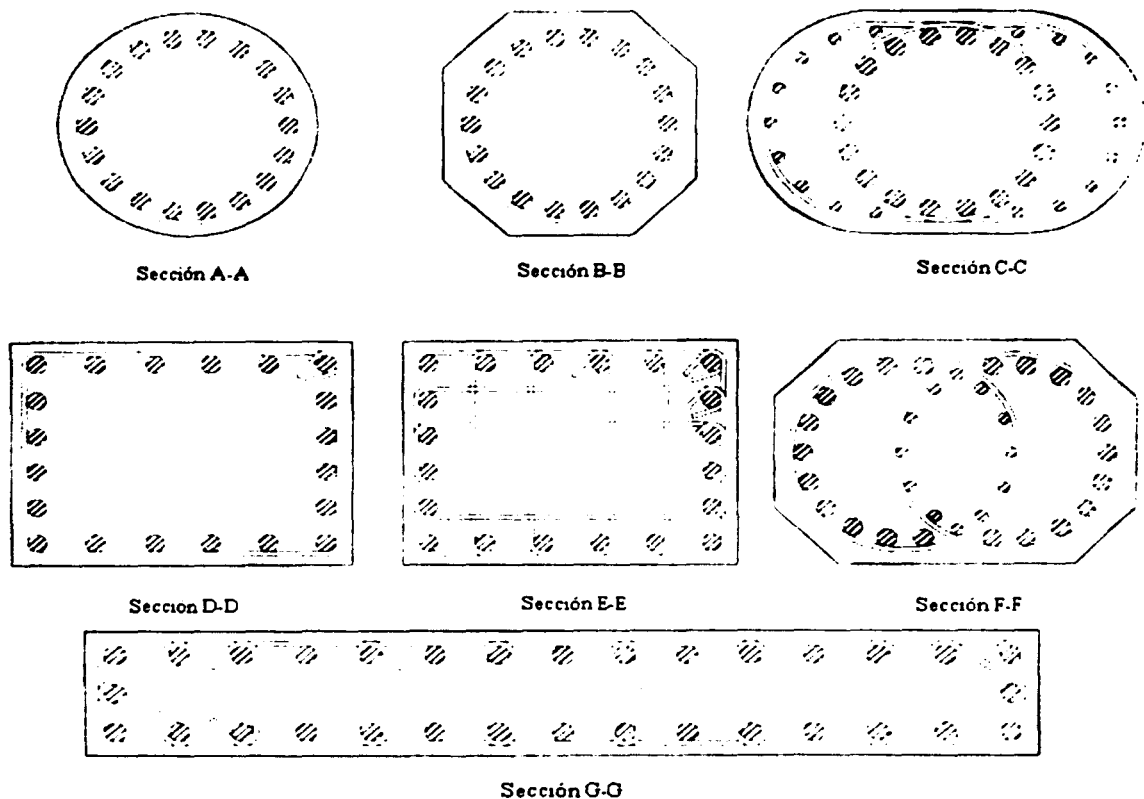


Figura 1.8 Opciones de secciones para columnas

1.7.1 Columnas de sección circular

Secciones circulares, octogonales o una variante de éstas (Fig. 1.8), sección A-A, B-B, con refuerzo transversal dado por zunchos o aros son comunes. Estas secciones son eficientes, económicas y de construcción sencilla. La curva continua del refuerzo transversal proporciona presión de confinamiento continua para el concreto y evita un doblamiento hacia adentro de cada barra longitudinal. La fuerza de flexión, cortante y la capacidad de ductilidad son independientes de la dirección en respuesta sísmica. Las secciones circulares son adecuadas para resistir sismos que dan momentos iguales en las direcciones ortogonales.

Por razones arquitectónicas y para dar mejor soporte de la viga principal bajo cargas vivas excéntricas es común ensanchar las columnas en la región superior únicamente en la dirección transversal. Esto aumenta la capacidad de resistir momentos longitudinales. El refuerzo longitudinal es circular agregando barras de diámetro pequeño para la región del ensanchamiento con sus aros transversales. Para sistemas con varas columnas (Fig. 1.8 sección C-C), puede ocurrir un aumento de la fuerza de flexión ante respuesta

transversal como consecuencia del "cabeceo" del tablero. Dificultándose así la localización de la articulación plástica en la parte superior de la columna

1.7.2 Columnas rectangulares

Son elementos que proporcionan una resistencia ante sismos que generan momentos distintos en las direcciones ortogonales. La opción mostrada en la sección D-D muestra únicamente refuerzo en la periferia del elemento, no se recomienda cuando se requiere respuesta dúctil en las columnas ya que no proporciona un confinamiento efectivo del concreto y una restricción lateral del acero longitudinal, excepto a las barras que se encuentran en las esquinas. Cuando se tiene más de 16 barras de refuerzo longitudinal en la sección se debe proporcionar un adecuado confinamiento al concreto y evitar el doblamiento del refuerzo longitudinal por medio de aros rectangulares y ortogonales traslapados evitando combinación impráctica de aros, (Fig. 1.8 sección E-E). Para columnas rectangulares grandes se puede considerar el refuerzo transversal por zunchos.

1.7.3 Pila-muro rectangular

Se usan cuando la respuesta sísmica es resistida por los estribos en su totalidad, o cuando variaciones grandes en la altura de marcos hacen antieconómica la construcción para resistencia longitudinal de marcos altos por aumento de la sección rectangular de la pila. (Fig. 1.8 sección G-G).

Esto proporciona rigideces y fuerzas altas en la dirección transversal, actuando como muro estructural, pero baja la rigidez en la dirección longitudinal atrayendo cortantes pequeños en la misma dirección. Los extremos del muro pueden necesitar confinamiento especial si se requiere ductilidad bajo respuesta transversal, ante respuesta longitudinal no se requiere confinamiento total y ocasionalmente se pueden proporcionar cruces en el refuerzo.

Los desplazamientos longitudinales pueden ser limitados por las partes rígidas del puente ante respuesta sísmica. Además las secciones de pilas típicamente tienen carga axial baja en proporción con el refuerzo longitudinal y tienen considerable capacidad de ductilidad aún si no tienen confinamiento.

1.7.4 Columnas huecas

Se utilizan cuando se tienen puentes de tramos grandes con columnas de sección muy grandes y altas, estas tienen la ventaja de eficiencia estructural máxima en términos de las proporciones fuerzas-masa y rigidez/masa y reduciendo la contribución de la masa de la columna para respuesta sísmica. Columnas fuertes y altas pueden además desarrollar momentos sísmicos significativos como resultado de respuesta inercial por pérdida de peso.

Son necesarias dos capas de estribos (Fig.1.9). Las tensiones inducidas en el interior del aro son resultado del confinamiento de resistencia cortante, tiene una componente radial interna que es mejor resistida por grapas alrededor del aro interno. Para asegurar el confinamiento efectivo se requiere de un número alto de aros y su construcción es costosa en tiempo.

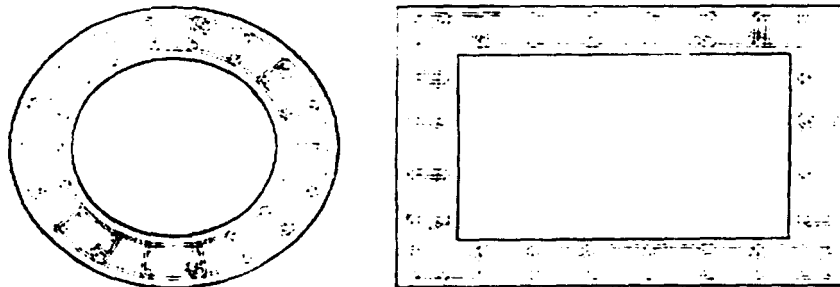


Figura 1.9 Secciones huecas para columnas altas

1.8 CONEXIÓN MARCO-CIMENTACIÓN

La elección del sistema de cimentación puede ser una influencia sustancial en la respuesta sísmica del puente y para la distribución de fuerzas de diseño de las columnas hacia la cimentación. Existen varias alternativas como son: zapatas corridas, zapatas corridas sobre roca, columnas integradas a la pila y zapata soportada por pilas.

1.9 COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El comportamiento estructural de puentes es distinto al de otro tipo de estructuras, debido a que tienen características propias que deben ser consideradas detalladamente para realizar su análisis y diseño. Se mencionan las siguientes:

- Tienen poca o nula redundancia y la falla de un elemento estructural conduciría probablemente al colapso del mismo.
- Tienen columnas de alturas diferentes. Esto lleva a una distribución no uniforme de la rigidez a lo largo del eje de la estructura, que se refleja en zonas de concentración de daños.
- Tienen apoyos ampliamente espaciados que no están interconectados. Esta característica puede llevar a diferencias en las cargas dinámicas de cada pila debido a los cambios en la amplitud y la fase de los movimientos sísmicos en la ubicación de cada apoyo.
- Tienen generalmente diferente rigidez lateral en las direcciones longitudinal y transversal. Esto hace que las propiedades dinámicas y la capacidad sísmica del sistema pueden ser diferentes en ambas direcciones.

Un puente debe estar diseñado para resistir todas las solicitaciones que se aparezcan durante su vida útil, especialmente para sismos que no impidan su funcionamiento. Debido a que son consideradas estructuras importantes requieren preservar su funcionamiento durante una emergencia después de un sismo, por lo que en su diseño se utilizan periodos de retorno poco probable de presentarse.

La evaluación del comportamiento de un puente durante un evento sísmico es crítica en el diseño o reforzamiento de su estructura. El procedimiento de evaluación se puede realizar comparando, al mismo

tiempo, la demanda impuesta por el sismo expresada en términos de las deformaciones máximas a que está sometida la estructura durante el sismo, con la capacidad correspondiente de la estructura, que está dada por la deformación máxima que la estructura y sus componentes pueden soportar, que corresponden a un estado de servicio especificado.

1.10 TIPOS DE FALLAS COMUNES

1.10.1 Falla debida a la falta de apoyo en juntas de movimiento

Este problema es particular para puentes de múltiples claros con columnas altas. Los marcos adyacentes separados por juntas móviles pueden moverse fuera de fase, incrementando los desplazamientos relativos a través de la junta.

Se ha observado que la superestructura desarrolla mayores desplazamientos cuando los apoyos presentan esviaje con respecto al eje del puente que cuando los apoyos son rectos, como una consecuencia de la tendencia de los primeros a rotar en la dirección en que el esviaje decrece, tendiendo así a caer de los apoyos en las esquinas agudas. Este comportamiento es debido a la combinación de la respuesta longitudinal y transversal. En la figura 1.10 se puede ver que la respuesta transversal en cada dirección causará aproximaciones en las esquinas obtusas, lo que provoca a su vez rotación en el sentido de las manecillas del reloj. Estas rotaciones tienden a acumularse bajo respuestas transversales cíclicas.



Figura 1.10 Pérdida de apoyo debido al esviaje

Amplificación de los desplazamientos debido a los efectos del suelo

Cuando los puentes son construidos sobre suelos blandos o licuables, el problema es complejo. Los suelos blandos generalmente resultan en una amplificación del periodo estructural de vibración, incrementando la probabilidad de falta de apoyo. Cuando los puentes marco están soportados por pilas a través de arenas saturadas sedimentadas o fangosas, puede ocurrir licuación del suelo, causando la pérdida de apoyo en las pilas, con excesivos desplazamientos verticales y o laterales no relacionados a la respuesta por vibración. Los puentes con vigas simplemente apoyadas son particularmente susceptibles a fallas de claro resultado de la licuación.

1.10.2 Golpeteo de puentes

Los desplazamientos sísmicos imprevistos, debidos a una inadecuada holgura dejada entre estructuras adyacentes, pueden producir daño debido al golpeteo entre éstas. Éste es un problema importante cuando las estructuras adyacentes tienen diferente elevación, resultando en impacto entre la superestructura de una y la columna (o columnas) de la otra. Las fuerzas de choque de los elementos de puentes pueden ser muy grandes, causando amplificación de las fuerzas cortantes en los miembros, con un incremento importante en la probabilidad de falla frágil por cortante. El golpeteo entre estructuras de diferente altura se evita realizando evaluaciones realistas de deformación y suministrando adecuadas separaciones. Existe, sin embargo, evidencia teórica que el golpeteo entre superestructuras que tienen la misma altura, como puede ocurrir con estructuras de puentes paralelos conduciendo direcciones opuestas de tránsito, pueden ser benéficos en la respuesta sísmica, esto es debido a que los impactos entre estructuras de diferente periodo fundamental actúan como disipador en la respuesta.

1.10.3 Asentamiento de estribos

Relacionado a la respuesta de suelos blandos y rellenos para estribos mal consolidados, se ha incrementado el asentamiento de rellenos y la rotación de los de estribos en sismos recientes (Fig. 1.11). La respuesta longitudinal ante la presión de tierras sobre el estribo se incrementa debido a las aceleraciones sísmicas. El impacto del puente con el estribo puede generar empujes pasivos altos, los cuales inducirán un incremento mayor en la presión lateral en los niveles inferiores del punto de impacto de la cubierta o superestructura. Una inadecuada compactación de rellenos tenderá a compactarse naturalmente, empujando a la parte baja interior del estribo. El contacto entre la parte superior del estribo y la superestructura limita el desplazamiento interior en la parte alta, resultando en una rotación del estribo. Las consecuencias típicas son el daño de la parte superior del muro del estribo debido al choque con la superestructura y el daño al sistema de pilas de soporte si las rotaciones del estribo son grandes.

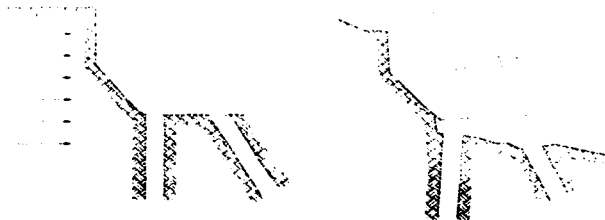


Figura 1.11 Asentamiento de estribos y rotación

1.10.4 Falla de columnas

La falla de las columnas de puentes puede resultar de un gran número de deficiencias relacionadas con las consecuencias de una filosofía de diseño elástico.

a) *Falla a flexión por resistencia y ductilidad*

i) *Inadecuada resistencia a flexión*

Hasta los años 70, no se requería proporcionar ductilidad en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, porque el concepto de articulaciones plásticas era irrelevante para los métodos de diseño elástico utilizados. Se prescribían niveles de fuerzas laterales muy bajos para caracterizar la acción sísmica, aunque ahora se reconoce que los niveles de respuesta elástica pueden exceder 100% de los de las cargas de gravedad. Aunque la discrepancia entre los niveles de respuesta elásticas y de diseño parecen grandes, la discrepancia entre los niveles actuales de resistencia y respuesta elástica son generalmente mucho menores, como resultado de la naturaleza conservativa del análisis elástico adoptado para el diseño a flexión de las columnas.

ii) *Resistencia a flexión independiente de la columna*

Frecuentemente el refuerzo longitudinal de la columna es traslapado inmediatamente arriba de la cimentación, con una longitud de traslape inadecuada para desarrollar la resistencia de las barras. Debe señalarse que aún muchos traslapes largos, que cumplen los requisitos del reglamento, tienden a la falla si la columna es sujeta a moderados niveles de ductilidad. Una inadecuada resistencia a flexión puede también ocurrir de la soldadura a tope del refuerzo longitudinal cercano a la máxima zona de momento.

iii) *Ductilidad a flexión inadecuada*

Para que una estructura sobreviva a un sismo intenso, debe poseer ductilidad, ya que aún las columnas más reforzadas no alcanzan los niveles necesarios para comportarse dentro del rango elástico. La ductilidad, algunas veces llamada tenacidad, es la propiedad de un material de ser capaz de deformarse ante varios ciclos de desplazamientos mucho mayores a los de fluencia, sin degradación significativa de resistencia.

iv) *Terminación prematura del refuerzo de la columna*

En Japón un gran número de columnas de puentes desarrollaron fallas a flexo-cortante a la mitad de su altura, como consecuencia de la terminación prematura del refuerzo longitudinal. Esta deficiencia fue aumentada por la disposición de una longitud de desarrollo corta de las barras traslapadas en esta sección (Fig. 1.12).

b) *Falla por cortante en columnas*

La resistencia a cortante de columnas de concreto resulta de una combinación de mecanismos que involucran transferencia de cortante por compresión del concreto, un puntal a lo largo de las grietas a flexión inclinadas, la acción de arco sostenida por las fuerzas axiales, y el mecanismo de armadura utilizando estribos horizontales suministrados por el refuerzo transversal.

Los mecanismos de cortante actúan en un uso complejo. Si el refuerzo transversal del mecanismo de armadura fluye, el ancho de la grieta flexo-cortante se incrementa rápidamente, reduciendo la resistencia del mecanismo a cortante que utiliza el puntal. Como consecuencia, la falla a cortante es frágil e involucra rápida degradación de resistencia (Fig. 1.13). La deformación a cortante inelástica es así inapropiada para obtener una respuesta sísmica dúctil.



Figura 1.12 Terminación del refuerzo de la columna



Figura 1.13 Falla por cortante en columnas

Las columnas cortas son las más susceptibles a la falla por cortante como consecuencia de la alta relación cortante/momento y el conservadurismo en la resistencia de diseño por flexión de las columnas viejas. La resistencia actual a flexión de columnas existentes será mayor a la resistencia de diseño si se diseña elásticamente. Antes de 1970, hubo una carencia de apreciación en la necesidad de asegurar que la resistencia a cortante excediera a la resistencia a flexión, y como consecuencia es

común encontrar columnas de puentes donde la resistencia a flexión puede ser dos o tres veces la resistencia a cortante.

La resistencia a cortante en regiones de articulaciones plásticas es menor que en las regiones donde no se forman articulaciones plásticas, esto es una consecuencia de una reducción en la transferencia de cortante del puntal de compresión en articulaciones plásticas, donde las grietas por cortante se incrementan bajo la acción de la ductilidad por flexión. Las ecuaciones de diseño deberían entonces reconocer una influencia de la demanda de ductilidad por flexión sobre la resistencia a cortante.

c) *Falla de cabezales*

Las fallas en cabezales causadas por el sismo de Loma Prieta en 1989 y sus subsecuentes evaluaciones sísmicas de cabezales de concreto existentes indican deficiencias significativas en tres áreas: (1) la capacidad a cortante, particularmente donde el cortante por cargas gravitatoria y sísmica se suman; (2) la terminación prematura del refuerzo longitudinal en la zona de momento negativo (arriba); y (3) el insuficiente anclaje del refuerzo del cabezal dentro de las regiones extremas. Los dos primeros problemas fueron encontrados principalmente en cabezales volados, mientras que la tercera deficiencia se observa en muchos puentes viejos con marcos multicolumnas.

d) *Falla en conexiones*

Una consecuencia relevante del temblor de Loma Prieta en 1989 fue el enfoque al problema del cortante en la conexión entre los cabezales y las columnas. La transferencia de las fuerzas de los miembros a través de las conexiones resulta en fuerzas cortantes verticales y horizontales en el nudo que pueden ser muy superiores al cortante en el miembro que se conecta. No ha sido común considerar estas fuerzas en el diseño del puente, y aún en nuestros días, el diseño del refuerzo de la conexión por cortante casi nunca es llevado a cabo. Sin este refuerzo, la falla por cortante en el nudo puede ocurrir.

Capítulo 2

MODELO Y TIPO DE ANÁLISIS SÍSMICO

Al realizar un diseño en ingeniería la prioridad es la necesidad de optimizar, lo que implica que se consideren alternativas de adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico; y la evaluación de cada una de éstas estimando la respuesta estructural y hacer la elección con base a la comparación de costos, mantenimiento y reparación de las alternativas.

A continuación se presenta las consideraciones a utilizar para poder realizar un análisis sísmico apropiado de la subestructura de puentes (Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Puentes, Reinoso 2001, Márquez 2002).

2.1 OBJETIVOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

La respuesta sísmica de un puente en términos de los desplazamientos de la estructura y de fuerzas en sus elementos se obtiene mediante modelos matemáticos y técnicas de análisis, los cuales se han desarrollado ante las facilidades de programación que ofrece la computación. A pesar del avance y desarrollo de dichas técnicas y modelos, su aplicación es aún laboriosa ya que se requiere de un profundo conocimiento en las diversas disciplinas que abarca el proyecto estructural de un puente.

Para seleccionar el modelo y tipo de análisis requerido en un puente es necesario comprender entre otros conceptos: (1) el proceso de diseño sísmico del puente, (2) la respuesta dinámica de estructuras típicas para puentes ante movimientos sísmicos, (3) limitaciones en el tipo de modelo empleado, así como el conocimiento de los tipos de análisis disponibles y sus limitaciones.

Por otro lado en la realización del análisis y modelado del puente se hacen hipótesis simplificatorias de características en las que se cuenta con poco o nulo conocimiento como son comportamiento de juntas, interacción del suelo estructura de estribos y pilas, características de los materiales ante cargas reversibles, amortiguamiento, interacción de cortante y flexión ante un incremento de ductilidades, modelado de dispositivos de amortiguamiento, comportamiento sísmico de estribos, etc.

Por lo anterior, la elaboración de un modelo es un proceso que requiere ser afinado para lograr una estimación confiable en la respuesta sísmica del puente.

El objetivo del modelado y análisis estructural es encontrar la respuesta sísmica en términos del desplazamiento y fuerzas en los miembros, ya sea para diseño de puentes nuevos o revisión de los ya existentes.

Para puentes nuevos se obtiene el diseño del mismo de acuerdo a las demandas sísmicas, mientras que para puentes existentes se obtienen deformaciones esperadas y capacidad resistente de la estructura.

El proceso de diseño es iterativo ya que el análisis se realiza con base en un dimensionamiento o diseño preliminar de los elementos, con el cual se obtiene una respuesta ante las cargas sísmicas; se hace una valoración de la respuesta global y local del puente, y si es necesario se modifican dimensiones, configuración geométrica, se realiza una refinación del modelo de análisis, etc., para nuevamente realizar el análisis sísmico y obtener una respuesta que cumpla con las condiciones de servicio y resistencia establecidos por las normas.

Adicionalmente puede ser revisado el comportamiento último de la estructura mediante un análisis del tipo no lineal para determinar las demandas de ductilidad y revisar si la estructura es capaz de mantener las deformaciones sin llegar al colapso, así como la revisión de los desplazamientos para evitar colisiones con estructuras vecinas o falta de longitud de apoyo de la superestructura.

De acuerdo a la configuración, dimensiones y comportamiento de un puente, se puede elegir una técnica de análisis simple o de gran refinamiento, cada una acompañada de un modelo igualmente sencillo o de gran complejidad.

2.2 MODELADO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES

Para obtener el comportamiento estructural, el tipo de análisis elegido empleará un modelo matemático que requiere como datos las características estructurales y geométricas del puente mediante la discretización de sus elementos, tipo de conexiones y condiciones de apoyo. Cada tipo de análisis emplea un nivel de discretización según la aproximación, teniendo así los siguientes modelos (Fig 2.1):

- a) **Modelos con parámetros concentrados.**- Las características de masa, rigidez y amortiguamiento son concentrados en puntos estratégicos representativos del comportamiento esperado de la estructura. Es el modelo más sencillo, pero se debe tener cuidado para conocer las limitaciones del modelo tales como: interacción suelos estructura y efectos P- Δ , o saber cómo considerar estos en el análisis. Con estos modelos se obtiene una aproximación muy cercana en el proceso de diseño.
- b) **Modelos compuestos con elementos estructurales.**- Están formados por subsistemas estructurales conectados entre sí para formar la configuración geométrica completa del puente. Son empleados en la mayor parte de análisis estructural teniendo una amplia disposición de programas de computo.
- c) **Modelo con elementos finitos.**- Discretizan la geometría de la estructura en pequeños elementos conectados entre sí, con características propias que se derivan directamente de las de los materiales estructurales, este método obtiene la respuesta de cada elemento, es de los métodos más exactos, por

tal razón, requiere de dedicación, programas de cómputo y conocimiento necesario para su correcta aplicación.

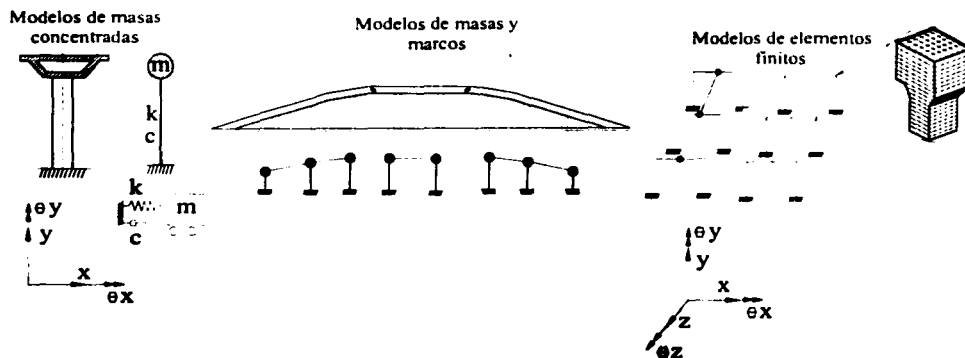


Figura 2.1 Modelos de análisis para puentes

En cada uno de los modelos anteriores existe la posibilidad de elegir si las condiciones de carga son estáticas o dinámicas, que varíen o no con el tiempo, o bien si se requiere una respuesta en el rango elástico o inelástico.

Al elegir un modelo de análisis se habrá de considerar entonces: el nivel de aproximación que se requiere en la respuesta del puente, el estado límite de diseño, la magnitud e importancia del puente y el grado de aproximación que brinda cada tipo de análisis.

2.3 TIPO DE ANÁLISIS

2.3.1 Análisis estático

Con este análisis se busca conocer las fuerzas y desplazamientos que se generan en las estructuras bajo la acción de un sismo mediante fuerzas laterales aplicadas a cada nivel de una estructura. Éstas se determinan por el producto cW , donde c es el coeficiente sísmico de diseño y W es el peso total de la estructura, el cual incluye su peso propio, el de la carpeta asfáltica y el de otros elementos.

Adicionalmente para puentes urbanos se debe considerar la posibilidad de la existencia de tránsito lento en el momento en que se presente el sismo; para ello, a las cargas anteriores es conveniente sumar la correspondiente a estacionamientos, que es de 100 kg/m^2 según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDf-99). Las fuerzas laterales obtenidas actuarán sobre cada nivel de la estructura, donde se ha supuesto concentrada su respectiva masa.

2.3.2 Análisis dinámico

Para evaluar los efectos que un sismo impone a una estructura, los métodos estáticos recurren generalmente a un análisis lineal con un sistema de cargas estáticas equivalentes y distribuidas de acuerdo al modo que rige el comportamiento de la estructura. Los métodos estáticos deben su eficacia a que supone que la estructura responde al primer modo de vibrar. Sin embargo las excitaciones del terreno sobre estructuras irregulares pueden ocasionar que la respuesta crítica de la estructura no sea en primer modo, por lo que se recurre al análisis dinámico para estimar otros modos de vibrar y lograr cubrir respuestas que pueden no ser considerados en el planteamiento de los métodos estáticos.

La respuesta de una estructura sometida a la acción de un sismo se determina mediante el análisis dinámico el cual resuelve las ecuaciones de movimiento del sistema. Por la complejidad de esta solución, en modelos con varios grados de libertad, normalmente se recurre a programas de computadora. Estos métodos deben incluir la masa, la rigidez, y el amortiguamiento de la estructura, de apoyos y dispositivos especiales. Se pueden considerar propiedades lineales o no lineales de éstos.

a) Análisis modal espectral

El método modal espectral desacopla el sistema de ecuaciones diferenciales de movimiento que resulta de considerar varios grados de libertad en el modelo de análisis en ecuaciones independientes, correspondientes a cada uno de los modos considerados en el modelo. El número de grados de libertad y el número de nodos a considerar deberán ser los suficientes para incluir todos los modos críticos. Se obtiene la respuesta de cada modo como si fuera de un grado de libertad, cuya solución es más sencilla que resolver un sistema de ecuaciones diferenciales. La solución de cada ecuación es la participación de cada modo dentro de la respuesta global del sistema analizado. Las respuestas individuales se combinan para obtener la respuesta total.

b) Análisis en la historia del tiempo no lineal

En ocasiones los modelos lineales no representan adecuadamente el comportamiento de estructuras ante excitaciones sísmicas intensas, ya que éstos no consideran los cambios de rigidez y la disipación de energía en la estructura a través de la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales, entre otros. A través del análisis dinámico no lineal se busca estimar el comportamiento real de las estructuras ante sismos, utilizando modelos de histéresis con degradación de rigidez y de resistencia y propiedades dinámicas no lineales de los materiales.

El análisis en la historia del tiempo es el análisis dinámico para encontrar la respuesta de una estructura ante un registro de aceleración solucionando las ecuaciones de movimiento que rigen al sistema. La técnica más común para la solución de las ecuaciones de movimiento es la de paso a paso. Se basa en la integración directa de las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo, donde para cada intervalo de tiempo se resuelven las ecuaciones de movimiento con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. El proceso se realiza utilizando generalmente las características no lineales del modelo y acelerogramas del sitio.

Los reglamentos recomiendan la utilización del método paso a paso para obtener la respuesta dinámica de puentes muy importantes sometidos a un sismo severo utilizando parámetros de comportamiento no lineal para conocer el comportamiento de la estructura una vez que haya rebasado el rango elástico.

Como resultado del cálculo para un puente se obtienen valores máximos de cortante en la base, coeficiente de cortante, momento de volteo, desplazamientos y ductilidad en columnas. Estos valores se verifican contra los criterios de diseño. Estos métodos de análisis son por lo general de tipo no lineal.

2.4 COMBINACIÓN DE EFECTOS EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES

Los puentes al ser estructuras con poca redundancia tienen un comportamiento más transparente que los edificios y, por ser estructuras importantes en que se espera que después de un sismo de gran magnitud el puente no colapse se considera la siguiente combinación de efectos por sismo en dos direcciones ortogonales (ATC 32):

- Combinación de efectos sísmicos en dirección transversal más el 40% de los efectos en dirección longitudinal
- Combinación de efectos sísmicos en dirección longitudinal más el 40% de los efectos en dirección transversal.

La combinación de efectos es mayor que la que se utiliza en el diseño sísmico de edificios.

2.5 FUERZAS SÍSMICAS

Las fuerzas sísmicas para el diseño de puentes vehiculares cuando se utilizan los métodos estáticos y dinámicos están en función de la intensidad del sismo, de las características de la estructura y del tipo de suelo, y están dadas por

$$a = \frac{a_E F_I}{Q' R} W_0 \quad (2.1)$$

donde:

- a_E es la ordenada del espectro de aceleración
- Q' es el factor de reducción por desempeño sísmico
- R es el factor de reducción por sobrerresistencia estructural
- F_I es el factor de importancia y para puentes urbanos es 1.5
- W_0 es el peso

Para obtener a_E , se requiere el coeficiente sísmico, c , el cual es el cociente de la fuerza cortante horizontal que se considera actuando en la base del puente por efecto del sismo, V_0 , entre su peso, W_0 .

Para este fin, se toma como base o desplante del puente el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante empiezan a ser significativos.

La ecuación 2.1 proporciona la fuerza sísmica con la que se analizará el puente. Si se utiliza el método estático, la aceleración espectral a_E , es la ordenada del espectro de diseño correspondiente al período del

puente en estudio: si se emplea el método dinámico modal espectral, la ordenada espectral a_E es la correspondiente al período de cada modo considerado en el modelo de análisis.

Comúnmente se utiliza un programa de computadora en el cual se introducen los valores de cada punto del espectro de diseño.

2.5.1 Consideraciones para obtener las fuerzas sísmicas en pilas o columnas

Para el análisis de columnas y elementos de soporte individuales donde sea necesario concentrar la masa tributaria que toman tales elementos se debe atender a la forma de apoyo entre el puente y sus soportes que pueden ser fijos (F) o móviles (M), según se muestra en la (figura 2.1), que muestra el criterio propuesto para considerar análisis en sentido longitudinal y transversal, respectivamente.

Para el caso de sismo longitudinal con elementos simplemente apoyados, el apoyo móvil sobre la columna hace que el estribo tome las fuerzas sísmicas de todo el primer tramo de puente y no la mitad de éste, como puede pensarse, mientras que en la columna central existe un apoyo fijo lo que hace que dicha columna tome todo el tramo adyacente al primero.

Para el análisis individual de un soporte en sentido transversal se considera que los tramos se encuentran fijos, por lo que cada uno de ellos toma la masa tributaria del tablero (Fig. 2.2).

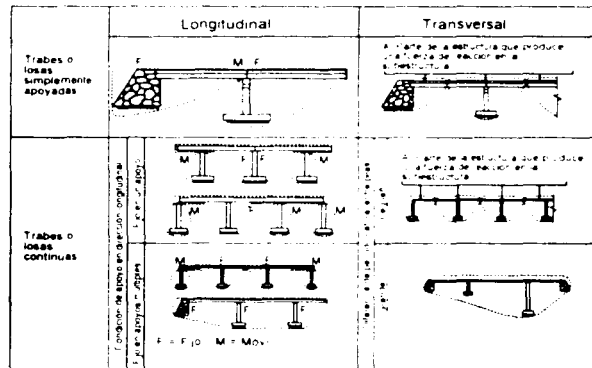


Figura 2.2 Peso tributario de acuerdo a la dirección de fuerza sísmica

2.5.2 Espectros para diseño sísmico

El espectro de diseño es una envolvente de los espectros de respuesta calculados para el sitio de interés para todas las posibles fuentes sísmicas que lo afecten y para un determinado periodo de retorno. Estos espectros de respuesta son la representación gráfica de las aceleraciones máximas de un sistema de un grado de libertad en función de su periodo. En general, los espectros de diseño se construyen a partir de un conjunto de sismos que tienen la misma probabilidad de ocurrencia.

Para calcular la ordenada del espectro de aceleraciones sin reducciones a_g , que está expresada como fracción de la gravedad, se considera lo siguiente:

$$a_g = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T_a < T < T_b \\ \beta c; & \text{Si } T < T_a \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{Si } T > T_b \end{cases} \quad (2.2)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) (T_b / T)^2$$

a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno (la ordenada al origen del espectro)

c es la ordenada máxima del espectro también conocido como coeficiente sísmico

T_a y T_b son los periodos característicos del espectro

k es un parámetro que controla caída de la ordenada espectral

β es un factor que afecta directamente a c , y considera el efecto de amortiguamiento al considerar la interacción suelo-estructura del puente, es decir, hay una fuente adicional de disipación de energía que reduce la respuesta de la estructura, dada por la deformación de la masa del suelo, el efecto neto resulta en una reducción de las fuerzas que el sismo induce a la estructura. El valor de β será siempre menor a 1. Si se desprecia la interacción suelo-estructura, $\beta=1$.

Este valor de la ordenada a_g debe afectarse por el factor de importancia del puente; además, el coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente sísmico c , los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones y el coeficiente k se obtienen en función del periodo dominante del sitio, T_s , con base a las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

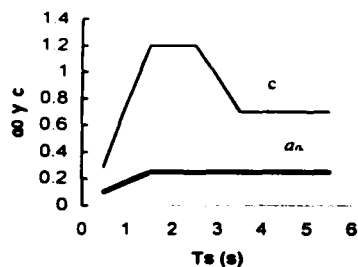
$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (2.5)$$

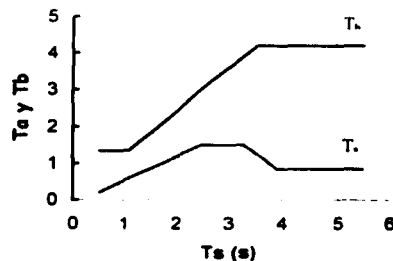
$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.6)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (2.7)$$

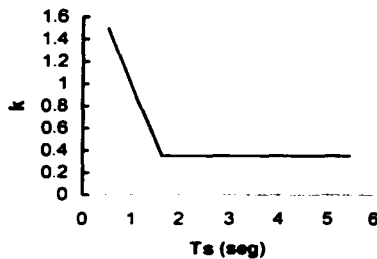
La figura 2.3 muestran la variación de c , a_0 , T_a , T_b y k para diferentes valores del período del suelo T_s . En la figura 2.4 se muestran los espectros obtenidos para varios períodos de suelo T_s .



a_0 y c en función de T_s



T_a y T_b en función de T_s



k en función de T_s

Figura 2.3 Gráfica de a_0 , c , T_a , T_b y k en función de T_s

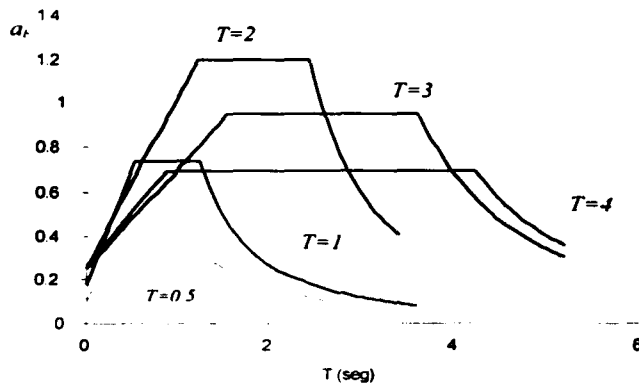


Figura 2.4 Gráfica de a_E para algunos periodos de T .

2.6 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Como se especifica en varios reglamentos para poder realizar el análisis sísmico, las ordenadas espectrales de aceleración se ven afectadas por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y de sobrerresistencia, R , a partir de las consideraciones siguientes.

2.6.1 Factor de reducción propuesto para las NTC para diseño sísmico de puentes

Para puentes, se propone utilizar el factor de reducción Q' contenido en las NTC 2000 para diseño sísmico de edificios (Ordaz y Pérez Rocha, 1998).

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{k} \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \end{cases} \quad (2.8a)$$

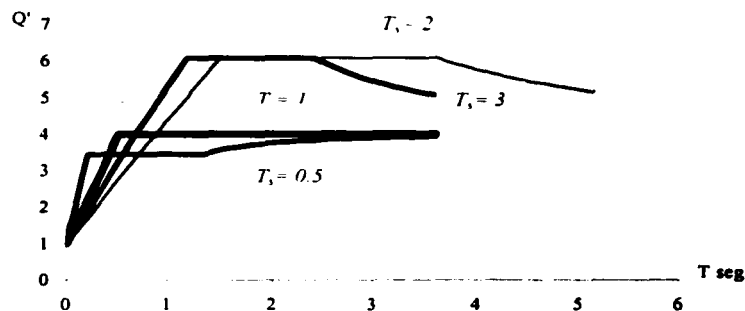
$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{k} & \text{si } T_a < T \leq T_b \end{cases} \quad (2.8b)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \frac{p}{k} & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (2.8c)$$

donde:

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$$

T_a y T_b son los periodos característicos del espectro de aceleraciones y k es un coeficiente que depende del periodo dominante del suelo. La figura 2.5 muestra las gráficas de Q' en función del periodo para distintos periodos de suelo.

Figura 2.5 Q' en función de T_s

2.6.2 Factor de comportamiento sísmico

A continuación se enlistan los requisitos para distintos valores de desempeño sísmico Q .

Requisitos para $Q=4$

Se usará $Q=4$ cuando se cumpla lo siguiente:

- La resistencia es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales.
- En puentes de dos niveles el cociente de la capacidad resistente entre la acción de diseño de un nivel no deberá diferir en más del 35% del cociente de otro nivel. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Requisitos para $Q=3$

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones (c) y (d) para $Q=4$ y en cualquier nivel dejan satisfacerse las condiciones (a) o (b), pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=2$

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con

los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún nivel lo especificado por $Q = 4$ ó 3 arriba mencionados.

También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia sea suministrada por elementos de concreto prefabricado o, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de acero con las características que se indican en las Normas respectivas.

Requisitos para $Q = 1$

Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes. Para estribos se empleará un factor de comportamiento sísmico $Q=1$.

2.6.3 Sobrerresistencia

La sobrerresistencia estructural es la capacidad mayor a la de diseño que tiene un sistema estructural. En edificios la contribución a esta sobrerresistencia la constituye principalmente la participación de elementos no estructurales (muros divisorios, ventanas, prefabricados de fachada, etc.).

Las NTC para diseño por sismo de edificios (Ordaz y otros 2000) estima un factor de sobrerresistencia empírico que se obtiene con la ecuación 2.9 y reduce a las ordenadas espectrales.

$$R = \begin{cases} 4 + \frac{10}{T_d} & \text{si } T \leq T_d \\ 2 & \text{si } T > T_d \end{cases} \quad (2.9)$$

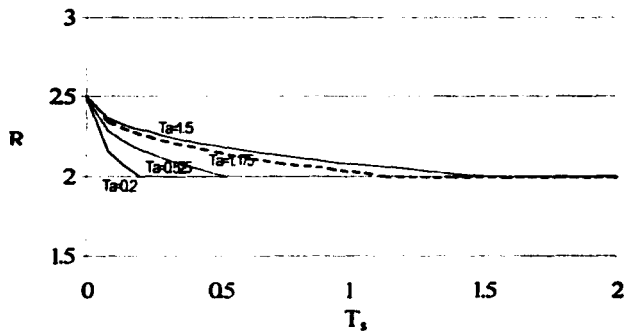


Figura 2.6 R en función de T_d

2.6.4 Factor de importancia

Este factor está definido para evaluar el riesgo sísmico sobre una estructura y se aplica directamente a las fuerzas de diseño, su utilización es debido a razones sociales ya que a las estructuras importantes se les debe brindar un nivel de seguridad mayor que hace que las estructuras sean mayores en dimensiones y costos. De acuerdo a su importancia, los puentes se clasifican en la siguiente tabla:

Tabla 2.1 Factor de importancia en puentes

Propietario	Grado	Tipo	F_I
Particular	No importante	B	1.0
	Importante	A	1.5
Gobierno del Distrito Federal	Importante	A	1.5

Los puentes clasificados como importantes (tipo A), son todos aquellos construidos en zonas urbanas, el valor de 1.5 es porque éstos nunca deben de interrumpir su funcionamiento, aún en el caso de sismos extremos, porque son estructuras necesarias como vías de comunicación en cualquier caso de desastre o contingencia. El tipo B, son puentes pequeños que sirven de comunicación o acceso a conjuntos residenciales privados.

2.7 REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO

Los desplazamientos de diseño tienen tanta importancia como las fuerzas de diseño ya que determinan el comportamiento de la estructura, nivel de daño y revisión contra impacto entre estructuras adyacentes. En el rango inelástico los desplazamientos determinan las articulaciones plásticas y demandas de ductilidad en las secciones.

Para evaluar el daño de estructural se toma como parámetro la distorsión de entrepiso que se define como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso. Para puentes de un solo nivel la distorsión será el desplazamiento relativo entre el tablero y su base dividido entre su altura. La evaluación de daños por distorsión define el estado límite de servicio y el estado límite de colapso:

- El estado límite de servicio. Es aquel que ante sismos frecuentes de baja a moderada intensidad limita el daño de elementos no estructurales como barandales, postes, juntas y accesos peatonales, entre otros, y garantiza la circulación segura de vehículos
- Estado límite de colapso. Ante sismos severos con periodos de retorno mucho mayores que el caso anterior, el daño estructural se limita para evitar que la estructura llegue al colapso

2.7.1 Desplazamiento de servicio

Las NTC para diseño sísmico de edificios (Ordaz y otros 2000) proponen que para el estado límite de servicio, la estructura permanezca elástica ante un sismo con un período de retorno de 10 años.

Las distorsiones en el estado límite de servicio se obtendrán con los desplazamientos del análisis lineal obtenido con el espectro de diseño multiplicados por el factor $Q'R/7$:

$$D_s = \frac{Q'R}{7} D \quad (2.10)$$

Donde Q' y R en el factor de reducción por ductilidad y de sobrerresistencia definidos en el capítulo 2. En la expresión anterior se ha dividido entre 7 para convertir los desplazamientos en aquellos que se tendrían durante un sismo 7 veces menor que el de diseño y corresponde a un sismo con un periodo de retorno de 10 años. Las distorsiones obtenidas con los desplazamientos resultantes se comparan con las distorsiones de servicio propuestos en la tabla 2.2, cuyos valores se basan en los correspondientes de las NTC para edificios con muros desligados al a estructura.

2.7.2 Desplazamientos en el límite de colapso

Para revisar las distorsiones en el límite de colapso en puentes los desplazamientos de diseño D_s se obtienen multiplicando los desplazamientos del análisis por $Q'R$:

$$D_s = Q'R D \quad (2.11)$$

Tabla 2.2 Distorsiones permisibles para el estado límite de colapso para edificios

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$ o 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ o 2)	0.015
Muros diafragma y pilas muro	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002

Capítulo 3

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO SÍSMICO

En el diseño sísmico, el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales es un aspecto fundamental, por tal razón hay que interpretar reglas y códigos que rigen las normas estructurales de cada país.

A continuación se hace una propuesta para el detallado de la subestructura con base en las NTC-2001, completado según se indique por algunos reglamentos de puentes (ASSHTO-96, CALTRANS 2001) y otras referencias (Priestley, 1996).

3.1 REQUISITOS GENERALES

3.1.1 Efectos de esbeltez

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando éstos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

Se considera que no hay desplazamientos laterales apreciables si:

$$\frac{Q\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u} \quad (3.1)$$

Donde:

Q factor de comportamiento sísmico

V fuerza cortante de entrepiso

Δ desplazamiento de entrepiso;

W_u cargas de diseño última

h altura.

Miembros en los que puede despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación H/r y el radio de giro r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34 \cdot 12 M_1/M_2$, donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse. Cuando H/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden.

Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que no pueda despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño P_u , obtenida de un análisis elástico y un momento amplificado M_c .

Miembros con extremos restringidos

Los miembros con extremos restringidos lateralmente se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con la ecuación:

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (3.2)$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (3.3)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.4)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(H')^2} \quad (3.5)$$

$$E I = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (3.6)$$

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y carga viva sostenida, y el máximo momento de diseño total asociados a la misma combinación de cargas.

El momento M_2 , es el mayor de los momentos en los extremos del miembro y se toma su valor absoluto multiplicado por el factor de carga.

Miembros con extremos no restringidos

Para miembros con extremos no restringidos lateralmente, los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s} \quad (3.7)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (3.8)$$

Donde:

M_{1b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{1s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

$$F_{as} = \frac{1}{1-\lambda} \geq 1 \quad (3.9)$$

donde:

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V} \quad (3.10)$$

Si F_{as} excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden.

Cuando un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3.11)$$

Entonces se diseña para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c .

3.1.2 Materiales

Concreto

Como los puentes están clasificados como estructuras tipo A de acuerdo con el RCDF, para su diseño y construcción, se utiliza concreto clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 t/m³.

Resistencia a compresión

Este concreto tiene resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 250 kg/cm². Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente:

$$f_c^* = 0.8 f_c' \quad (3.12)$$

Módulo de elasticidad

Esta clase de concreto tiene un módulo de elasticidad, E_c , igual a $14\,000 \sqrt{f_c'}$, en kg/cm^2

Acero

Para refuerzo ordinario del concreto se utilizan barras de acero corrugadas, cuyo módulo de elasticidad E_s , se supone igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ con un esfuerzo de fluencia $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Factores de resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R .

$F_R = 0.9$ para flexión.

$F_R = 0.8$ para cortante y torsión.

$F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas

Para el caso de elementos sujetos a flexocompresión los factores de resistencia tienen los valores siguientes:

$F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular o con estribos;

$F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;

$F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

3.2 SUBESTRUCTURA FORMADA POR PILAS Y COLUMNAS

3.2.1 Requisitos geométricos

Estos requisitos se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f_c' / 10$.

- La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- El área A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f_c'$ para toda combinación de carga;
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

Cuando existen pilas que forman marcos como parte de la subestructura, Caltrans propone de acuerdo con estudios empíricos basados en la observación de comportamiento de puentes existentes se obtienen estructuras razonablemente proporcionadas que cumplirán los requerimientos ante los cuales se les solicite si se mantienen las dimensiones de los elementos estructurales dentro del rango de la siguiente relación:

$$0.67 < \frac{D_c}{D_s} < 1.33 \quad (3.13)$$

Donde:

D_c , dimensión de la sección transversal de la columna o cabezal

D_s , peralte de la viga principal del marco, viga o cabezal de la superestructura

3.2.2 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento se realiza a partir de las hipótesis generales, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, P_R , se aplica a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

Compresión y flexión en dos direcciones

Para secciones cuadradas o rectangulares puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{R_x} + 1/P_{R_y} - 1/P_{R0}} \quad (3.14)$$

donde:

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{R0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{R_x} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y

P_{R_y} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

Esta ecuación es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$.

Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{R_x}} + \frac{M_{uy}}{M_{R_y}} \leq 1.0 \quad (3.15)$$

donde:

- M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes x y y ; y
 M_{Rx} y M_{Ry} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

4.2.3 Refuerzo longitudinal

- a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.
- b) Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.
- c) El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento.
- d) Las uniones soldadas de barras no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia, además no se permite soldar estribos o grapas al refuerzo longitudinal requiendo por diseño; se podrán utilizar dispositivos mecánicos cuando no exista espacio suficiente para anclar barras por medio de dobleces.

Los códigos de diseño especifican límites inferiores y superiores para porcentaje de área de acero de refuerzo longitudinal. Existen diferencias entre estos valores ya que son específicos de cada país y varían de uno a otro. En los estados Unidos son admitidos porcentajes entre el 1 y el 8.0%, para límites inferior y superior respectivamente. En Nueva Zelanda se permite un rango entre 0.8 y 8.0%. En Japón son permitidos porcentajes de refuerzo bajos, valores como 0.5% son comunes. En nuestro país de acuerdo con las NTC-2001 para estructuras de concreto tenemos que los límites están entre 1 y el 4%. Priestley propone los límites siguientes:

- $0.005 \leq \rho \leq 0.04$ Para columnas circulares
 $0.008 \leq \rho \leq 0.04$ Para columnas rectangulares

Diseños prácticos se dan en el siguiente rango:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

3.2.4 Refuerzo transversal

- a) el refuerzo será proporcionado con barras con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm² y su resistencia real debe ser igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia, así mismo se dimensionarán para que no fallen por fuerza cortante antes de la formación de articulaciones plásticas por flexión en sus extremos.
- b) Se suministrará el refuerzo transversal mínimo en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. Esta longitud será la mayor de:
 - 1) La mayor dimensión transversal del miembro;
 - 2) Un sexto de su altura libre; o

3) 600 mm.

c) Cuantía mínima de refuerzo transversal

- 1) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, ρ_v , no será menor que la calculada con la ecuación:

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \text{ ni que } 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (3.16)$$

- 2) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecuaciones siguientes:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (3.17)$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (3.18)$$

donde b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} .

- d) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

El refuerzo transversal con espacios cerrados junto con el refuerzo longitudinal actúan para restringir la expansión lateral del concreto manteniendo la integridad del corazón de concreto, asegurando resistencia a compresión alta e incrementando la deformación por compresión aún después de que ocurre la falla por cortante.

Las siguientes ecuaciones fueron modificadas por Caltrans para un diseño práctico asegurando una ductilidad adecuada, el porcentaje de acero transversal para columnas circulares o rectangulares restringidos con espirales:

$$\rho = \frac{4A_s}{D's} \geq 0.16 \frac{f_{cc}}{f_{cc-AK}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_{cc-AK}} \right) + 0.13(\rho - 0.01) \quad (3.19)$$

Donde:

A_s : área de acero de la espiral

D' : diámetro del corazón de concreto

s : separación entre cada espiral

f_{cc} : resistencia a compresión del concreto

f_{cc-AK} : resistencia de fluencia del acero longitudinal

A_g : área de la sección de concreto

ρ : porcentaje de acero longitudinal

Para columnas rectangulares con distribución rectangular de refuerzo longitudinal el área de refuerzo transversal será:

$$A_{sh} = 0.12Sh_c \frac{f'_{cc}}{f_{cr}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f'_{cc}A_g} \right) + 0.13(\rho - 0.01) \quad (3.20)$$

Donde:

h_c : es el ancho del corazón de concreto perpendicular a la dirección de A_{sh}

s : es la separación

P : carga axial última

Para miembros de talla pequeña ($D \leq 914$ mm), sujetos a carga de compresión alta, como puedes ser el caso de pilas, se recomiendan los requisitos del ACI 318, tal que:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_{cc}}{f_y} \quad (3.21)$$

Donde:

A_g : área de la sección de concreto

A_c : área del corazón de concreto

Separación

Las barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con una separación no mayor que

- $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en kg/cm^2).
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- la dimensión transversal máxima de la columna;
- un sexto de su altura libre; ni que
- 600 mm arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

La separación mínima del refuerzo transversal no debe ser menor que:

- La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 100 mm.

El refuerzo transversal en la articulación plástica debe ser capaz de restringir el refuerzo longitudinal a compresión contra doblamiento.

Existen dos formas de doblamiento (Priestley 1996):

- a) Doblamiento del acero longitudinal entre dos capas del refuerzo transversal
- b) Doblamiento del acero longitudinal que se presenta entre varias capas del refuerzo transversal.

En el primer caso, las capas de refuerzo no deben exceder una distancia $6 d_{bl}$.

$$s \leq 6d_{bl}$$

d_{bl} es el diámetro de la barra de acero longitudinal

Para el caso b) cuando el acero longitudinal y transversal tienen el mismo esfuerzo de fluencia, requiere que se cumplan las siguientes condiciones:

- Que el diámetro del refuerzo transversal se encuentre en un rango no mayor 4 veces el diámetro de la barra longitudinal
- La distancia entre cada estribo del refuerzo transversal no debe exceder de 10 cm y,
- Toda barra longitudinal debe estar restringida por un aro o grapa paralela a la dirección potencial de doblamiento.

Además, debe existir un espaciamiento de 10 cm entre cada barra de acero longitudinal cuando se encuentren restringidas por una espiral y la distancia centro a centro del zuncho debe ser no mayor que $6 d_{bl}$ (diámetro de la barra más pequeña del acero longitudinal); el anclaje para la espiral será proporcionado por 1.5 vueltas extras de la barra que forma la espiral en cada extremo.

Para columnas rectangulares todas las barras longitudinales deben estar restringidas por estribos laterales. se deberán utilizar estribos de diámetro #3 para restringir las barras del #10 o más pequeñas, y del #4 para barras del #11 y mayores.

Detallado

a) Estribos y zunchos

Los estribos se disponen de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Para seis o más varillas repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados o zunchos.

b) Grapas

Para proporcionar restricción lateral a barras que no sean de esquina, se utilizan grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminan en un doblez a 135 grados alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la

grapa. Estas grapas se colocan perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión.

3.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Fuerza cortante que toma el concreto

Las expresiones para V_{cR} que se presentan para distintos elementos se aplican cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700) \quad (3.22)$$

El factor calculado con la expresión 2.18 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (3.23)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (3.24)$$

Miembros sujetos a flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , no exceda de:

$$F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \quad (3.25)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 4.23 ó 4.24 por:

$$1 + 0.007 P_u / A_g$$

usando A_s en cm^2 , f_c^* en kg/cm^2 y P_u en kg

Si P_u es mayor que

$$F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \quad (3.26)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$$

Refuerzo por tensión diagonal

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.25 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad (3.27)$$

Donde $s \leq d/2$

Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}} \quad (3.28)$$

donde:

- A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;
- θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y
- V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d , por el diámetro de la sección, D .

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (3.29)$$

la separación de estribos no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (3.30)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

a) En vigas

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (3.31)$$

b) En columnas

$$2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (3.32)$$

3.2.6 Requisitos complementarios

Anclaje

Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la siguiente ecuación:

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.33)$$

donde

a_s área transversal de la barra;

c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr} f_{yt}}{100 s n}$; en kg cm² y cm.

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;

f_{yt} esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;

s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d ; y

n número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

El confinamiento efectivo de las columnas depende también de la longitud de desarrollo que tenga cada barra de refuerzo longitudinal que permite alcanzar su fluencia antes de que pueda ocurrir la falla, o en su caso un traslape y anclaje eficiente que permitan dar continuidad a los esfuerzos que aparecen en los elementos estructurales.

En los años 70's era común expresar a longitud de desarrollo de una barra de acero como un múltiplo del diámetro de la barra, actualmente gracias a los adelantos tecnológicos que permitieron estudiar el comportamiento del concreto contra los esfuerzos a tensión, las expresiones se han ido modificando (Priestley 1996). La longitud de desarrollo de un elemento se toma de la siguiente relación:

$$\frac{l_d}{d_b} = 0.04725 \frac{d_b f_y}{f'_c} \quad (3.34)$$

Barras con dobleces

Cuando una barra a tensión termina con un doblez a 90 ó 180 grados, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la longitud básica de desarrollo, es decir, la distancia paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblez, es al menos igual a

$$0.076 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor que 150 mm ni que $8d_b$, el tramo recto después del doblez no será menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados.

Para el anclaje del acero cuando sea requerido para el confinamiento en las uniones de columnas con vigas principales o con zapatas esta longitud no debe ser menor que:

$$l_{dc} = \frac{0.0958 d_b f_y}{f'_c} \quad (\text{en cm}) \quad (3.35)$$

Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión, pero en ningún caso será menor de 200 mm.

Anclajes mecánicos

Para el caso de que no haya espacio suficiente para anclar barras por medio de doblez, se pueden usar anclajes mecánicos capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar sin que se dañe el concreto.

Anclaje del refuerzo transversal

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos no menores de $6d_b$ de largo, ni que 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal.

Paquetes de barras

En la subestructura compuesta por columnas de un puente, se permitirá agrupar las barras longitudinales formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno, éstos deben de quedar alojados en un ángulo de los estribos, amarrados con alambre. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete.

Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de

transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas.

Para el traslape de las barras de acero de refuerzo, la longitud de la barra debe de cumplir con (Priestley 1996):

$$l_s = \frac{0.153dbf_s}{f'_c} \quad (\text{en cm}) \quad (3.36)$$

3.3 DETALLES DEL REFUERZO EN CONEXIONES

Uniones viga-columna

El sismo de Loma Prieta en 1989 (Priestley 1996), puso en alerta a los especialistas en el diseño de puentes para que prestaran atención para proporcionar un mecanismo adecuado para la transferencia de fuerzas en la conexión entre vigas principales y columnas del puente. Estas uniones requieren atención especial para el diseño de estructuras de concreto reforzado con requerimientos que aseguren un comportamiento satisfactorio cuando se presente un sismo. En puentes existen dos tipos de uniones que son comunes en subestructuras formadas por marcos: juntas de rodilla y juntas T. A continuación se presenta un panorama general para ser tomadas en cuenta para su diseño.

3.3.1 Esfuerzos principales en la junta (Caltrans 2001)

Los esfuerzos principales en la región de la junta están dados por la siguiente expresión:

$$p_t = \frac{(f_v + f_h)}{2} - \left(\frac{f_v - f_h}{2} \right)^2 + v_v^2 \quad (3.37)$$

$$p_c = \frac{(f_v + f_h)}{2} + \left(\frac{f_v - f_h}{2} \right)^2 + v_v^2 \quad (3.38)$$

Donde p_c y p_t son los esfuerzos nominales de compresión y tensión respectivamente; v_v es la fuerza cortante en la junta, f_v y f_h son las fuerzas axial en la dirección vertical y horizontal, f_c es proporcionada por la fuerza axial de la columna.

$$V_v = T_c$$

$$A_v = l_{ac} \times B_{cap}$$

$$f_c = \frac{P_c}{A_{jh}}$$

$$A_{jh} = (D_c + D_s) \times B_{cap}$$

$$f_h = \frac{P_b}{B_{cap} \times D_s}$$

Donde:

A_{jh} = área horizontal efectiva en la junta

A_{jv} = área efectiva vertical de la junta

B_{cap} = ancho de la viga principal

D_c = Dimensión de la sección de la columna en la dirección del doblado

D_s = Profundidad de la superestructura en la viga principal

L_{ur} = longitud del refuerzo de la columna dentro de la viga principal

P_c = Fuerza axial en la columna

T_c = Fuerza de tensión en la columna definida por M_0^{col}/h , donde h es la distancia desde el centro de gravedad de la fuerza de tensión al centro de gravedad de la fuerza de compresión en la sección

$P_b = V_{col}$

a) Esfuerzo principal de tensión

Estudios experimentales indican que el agrietamiento diagonal en la región de la junta se inicia cuando el esfuerzo de tensión diagonal es aproximadamente $0.93 \cdot f'c$.

b) Esfuerzo principal de compresión

El esfuerzo de compresión en la junta está limitado por: $p_c \leq 0.3f'c$

3.3.2 Juntas de rodilla (Priestley, 1996)

Este tipo de junta se presenta cuando dos elementos estructurales forman un ángulo recto, donde las fuerzas internas generadas en este tipo puede provocar falla dentro de la junta antes de que se logre la resistencia del elemento más débil, la viga o la columna. El tamaño de los miembros y la magnitud de los esfuerzos que se presentan estas juntas afectan el comportamiento y el detallado del elemento.

Éstas juntas difieren de las T debido a que la respuesta en este tipo varía de acuerdo con la dirección del momento (que abre o cierra) aplicado a esta T. Los requerimientos especiales de refuerzo deben ser incluidos en el proyecto especificando el criterio de diseño utilizado

a) Momentos que cierran

Cuando existen momentos que cierran, aparecen grietas que tienen el perfil de un abanico que se originan desde la superficie externa de la viga hacia la parte interna de la columna como se muestra en la figura 3.1. Si el acero longitudinal de la columna no está traslapado con el acero superior de la viga dentro de la junta, la fuerza de tensión T_c se transmite desde la parte posterior de la junta. Este mecanismo no está diseñado para resistir el momento en la base del elemento de concreto en forma de cuña causado por la tensión T_c .

Si el refuerzo superior de la viga es anclado por una extensión recta en la parte posterior de la junta, podría ocurrir una falla aparente por fractura en la contraesquina o una falla en la unión de las barras de la viga.

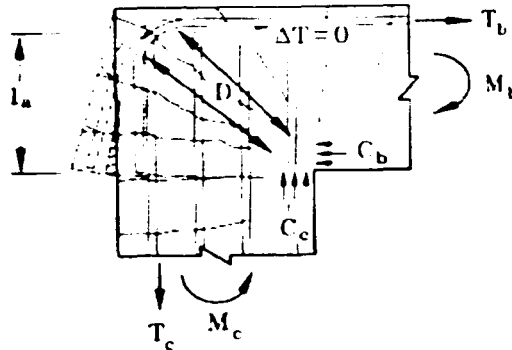


Figura 3.1 Momentos que cierran

-Cuando la longitud de anclaje l_a proporcionada por el refuerzo de la columna es adecuada, la continuidad de la fuerza de tensión alrededor de la esquina está asegurada, y la fuerza de tensión diagonal D se forma desde el doblaje de las barras de la viga hacia el interior de la esquina, esta tensión D se resiste por las fuerzas de compresión resultantes de la viga y la columna, C_b y C_c .

En la figura 3.2 se muestran tres posibles detalles comunes en este caso específico (Priestley 1996). La figura 3.2.a, muestra el detalle del doblaje del acero inferior de la viga principal dentro la caja de la columna; en la figura 3.2.b el refuerzo de la viga atraviesa y está anclado por estribos dentro de la caja de la columna.

Una mejor alternativa se muestra en la figura 3.2c, todo el refuerzo de la viga es proporcionado por barras continuas en forma de U.

Cuando el acero de la viga se encuentra anclado dentro de la junta que forma con la columna, (Fig. 3.2a), el porcentaje volumétrico de refuerzo transversal para evitar falla por anclaje es:

$$\rho = \frac{4A_h}{D's} \quad (3.39)$$

Donde A_h y s son el área y la separación del zuncho, en cm.

Cuando el acero de la viga se ancla dentro de la extensión que se encuentra fuera de la columna (Fig. 3.2b), el acero se debe restringir cumpliendo la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.0088d_b f_y}{s' f_{yh}} \quad (3.40)$$

s' , es la separación de la barra longitudinal en la circunferencia del zuncho.

f_y , es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal

Se prefieren diseños de junta como el que se muestra en la figura c, porque proporcionan continuidad entre el acero superior e inferior de la viga, y permite desarrollar requerimientos mínimos de refuerzo transversal que es proporcionado con la ecuación:

$$\frac{0.93 \times f'_c}{f_{sh}}$$

(3.41)

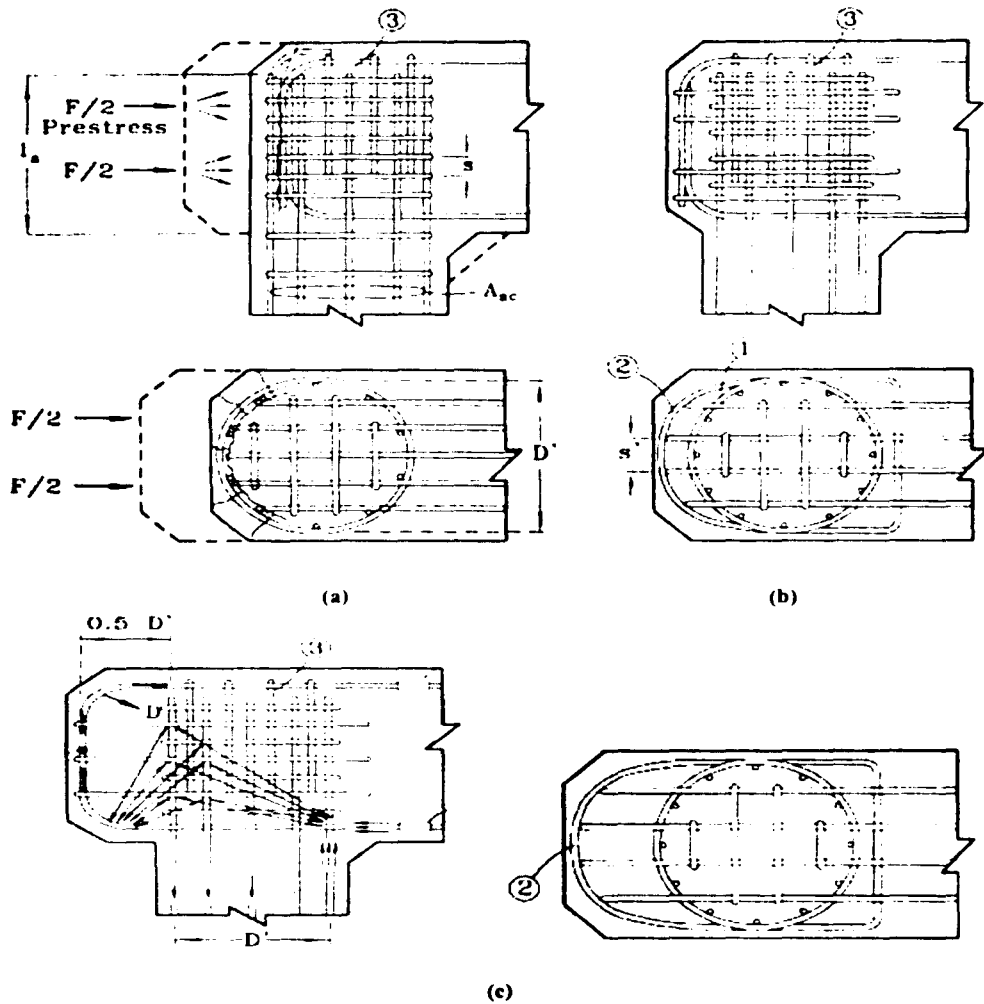


Figura 3.2 Detalles en juntas de rodilla

b) Momentos que abren

Esta situación se ilustra en la figura 3.3. Tienden a formarse grietas entre la zona de compresión de la parte externa de la columna y la superior de la viga. La curva natural de estas grietas está en función del distribución del acero de refuerzo en la columna. La intersección del arco D y la zona de

compresión por flexión en la parte superior de la viga y la parte posterior de la columna crea fuerzas resultantes internas. El refuerzo superior de la viga anclado por extensión de barras rectas (Fig. 3.4.a) no es suficiente para resistir la resultante de tensión horizontal dando como resultado agrietamiento vertical que reducen la contribución del anclaje del acero de la columna y las barras superiores de la viga (Fig. 3.4.b).

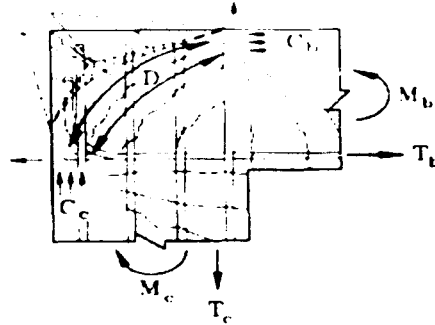


Figura 3.3 Junta de rodilla ante momentos que abren

En la intersección de D con C_b , la resultante vertical puede formar una grieta horizontal en la parte superior de la columna reforzada. Las fuerzas de compresión por flexión forman una cuña en la parte externa de la esquina, ayudado por las grietas diagonales que aparecen cuando existen momentos que cierran. El anclaje del acero de la columna es ineficiente y ocurre la falla en la junta. Se presentan tres diseños comunes (Fig.3.4) para evitar la falla cuando existen en la junta momentos que tienden a abrir.

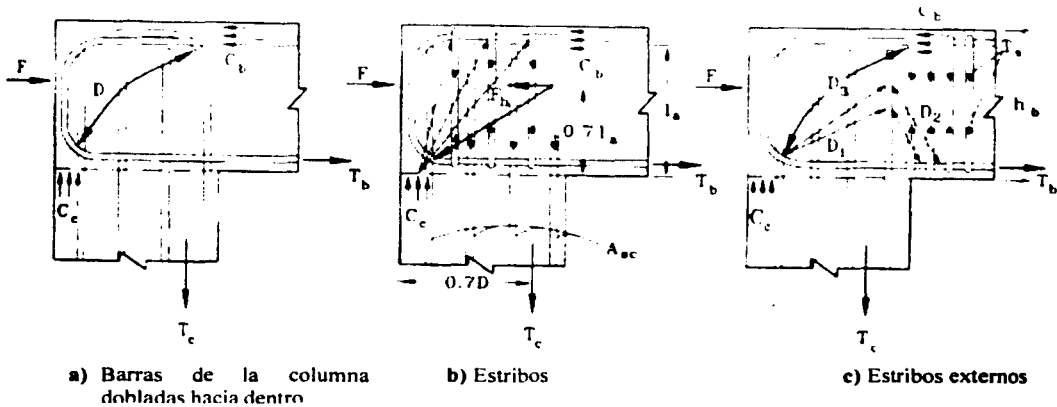


Figura 3.4 Refuerzo en junta de rodilla para momentos que abren

Para evitar este tipo de falla, se debe desviar la fuerza de compresión de la viga C_b con la diagonal D hacia la fuerza de compresión de la columna C_c . El refuerzo de la columna puede colocarse sobre la junta para proporcionar la componente vertical necesaria para C_b , el refuerzo vertical en la junta también transmite la fuerza de tensión de la columna T_c hacia la parte superior de la junta donde

pueden formarse diagonales como se ve en la figura 3.4b. La tercera alternativa requiere refuerzo adicional vertical fuera de la junta colocado en la viga para que se genere una compresión diagonal que se origine fuera de la junta (Fig. 3.4 c).

La solución propuesta en el primer caso probablemente cause una congestión de material en la junta porque requiere que cada barra de refuerzo de la columna sea anclada. El arreglo de la figura 3.4.b requiere un área de acero para estribos verticales y un porcentaje de estribos transversales dados por:

$$A_{sv} = 0.25 A_{sc} \frac{f_{yc}}{f_{sv}} \quad (3.42)$$

$$\rho_s = \frac{0.6 A_{sc} f_{yc}}{l_u^2 f_{sh}} \quad (3.43)$$

Donde:

$f_{yc}^* = 1.3 f_{yc}$ (esfuerzo de fluencia del acero de la columna)

l_u , es el peralte de la viga

El mecanismo de la figura 3.4.c necesita estribos verticales en la viga fuera de la junta, que son colocados hasta una distancia $h_b/2$ desde la junta, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$A_{sv} = 0.125 A_{sc} \frac{f_{yc}^*}{f_{sv}} \quad (3.44)$$

Además se requieren estribos verticales para ayudar a la transferencia del refuerzo superior y evitar que la fuerza de tensión de la viga sea transferida totalmente hacia el anclaje, de acuerdo con:

$$A_{sv} = 0.0625 A_{sc} \frac{f_{yc}^*}{f_{sv}} \quad (3.45)$$

Columnas rectangulares

Este diseño de juntas puede ser aplicado directamente para columnas rectangulares de concreto reforzado con barras longitudinales restringidas con espirales. Cuando las barras de la columna están dispuestas de manera rectangular alrededor del perímetro de la columna, es difícil proporcionar anclaje adecuado de éstas sin que se presente un amontonamiento del acero debido al número de estribos transversales atravesando la junta. Para este caso se recomienda que la viga principal sea de concreto pretorzado para asegurar un anclaje adecuado, o que se adopte el perfil mostrado en la figura 3.2.b, además deben de estar restringidas con estribos verticales. El mecanismo de la figura 3.4 c puede emplearse con ventaja para la resistencia ante momentos que abren en columnas rectangulares.

3.3.3 Juntas T (Caltrans, 2001)

Este tipo se presenta en columnas internas de marcos formados por dos o más columnas y también cuando existe una conexión monolítica entre la superestructura y las columnas. Esta unión, falla cuando los esfuerzos principales de compresión o tensión exceden la capacidad de la junta. Cuando el esfuerzo principal de tensión p_t no excede $0.93 \times \lambda \cdot f'_c$ se deberá proporcionar el porcentaje de refuerzo mínimo ρ_s dado por la ecuación 3.41.

Refuerzo mínimo por cortante

En caso de que el esfuerzo principal de tensión p , sea mayor que $0.93 \times f'_c$, se consideran las siguientes cantidades de acero contra cortante para estribos verticales:

$$A_s^{jv} = 0.2 A_{st} \quad (3.46)$$

A_{st} = área de refuerzo de la columna

Estos estribos verticales se extienden a cada lado de la columna a una distancia D_c tomada a partir del centro de la columna.

Estribos horizontales o grapas se deben proporcionar alrededor de los estribos verticales en dos o más capas intermedias espaciadas verticalmente a una distancia no mayor de 45 cm, estos deben abarcar un área que comprenda una distancia igual a D_c medida a partir del centro de la columna.

$$A_s^{jh} = 0.1 A_{st} \quad (3.47)$$

El refuerzo transversal en la región de la junta requiere de un porcentaje mínimo dado por la siguiente ecuación, el refuerzo de confinamiento de la columna se extenderá dentro de la viga principal para cumplir este porcentaje.

$$\rho = 0.4 \times \frac{A_{st}}{l_{ac}^2} \quad (3.48)$$

Capítulo 4

DISEÑO SÍSMICO DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE

El diseño sísmico, dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales es un aspecto fundamental en la supervivencia de edificios y estructuras en general ante movimientos de suelo y proporciona a la estructura la capacidad de disipar la energía que se induce durante un sismo por medio de la deformación de sus elementos minimizando los daños y la probabilidad de colapso.

4.1 GENERALIDADES

En este capítulo se realiza el análisis sísmico estático de un puente, aplicando el RCDF-99, la propuesta que existe para las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Puentes (Reinoso 2001, Márquez 2002) y los requisitos de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para estructuras de Concreto Reforzado (NTC-2001). Para conocer los elementos mecánicos en los miembros de la estructura debidos a la carga muerta, carga viva y sismo y combinaciones en las dos direcciones se realiza un análisis 3D elástico, por medio del programa SAP2000 versión 6.11. El modelo estudiado se presenta en la figura 4.1.

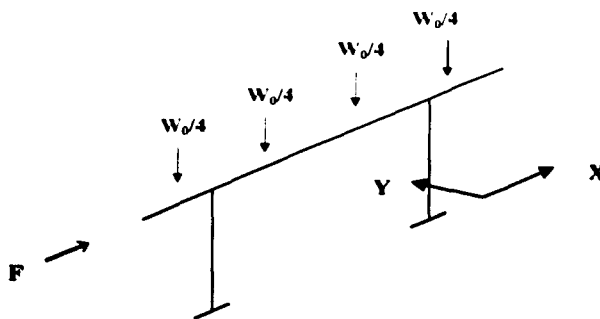


Figura 4.1 Modelo de la estructura analizada

El puente en estudio (Fig. 4.2) se encuentra en el lugar donde se intersectan las avenidas de Reforma y Circuito Interior en la ciudad de México. La superestructura es de concreto presforzado y la subestructura la forman estribos y una pila de concreto reforzado, el puente tiene las siguientes características geométricas:

- longitud total del puente 40 metros.
- ancho de la cubierta 12 metros,
- la altura de la pila es de 6 metros

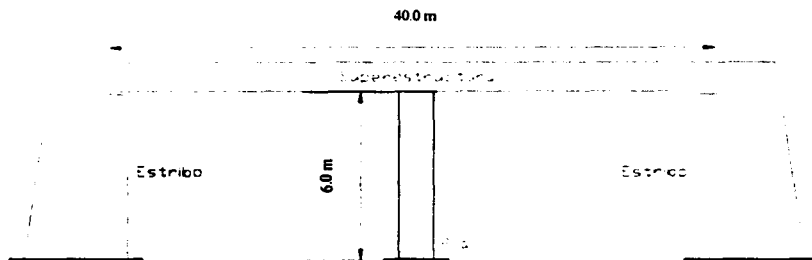


Figura 4.2 Características geométricas del puente

Estructuralmente está compuesto de:

- Superestructura, formada con cuatro traveses de concreto presforzado (Fig. 4.3), sobre la que actúan las cargas vivas y muertas.
- La subestructura está formada por estribos en sus extremos y pilas en la parte intermedia, empotrados en la cimentación.

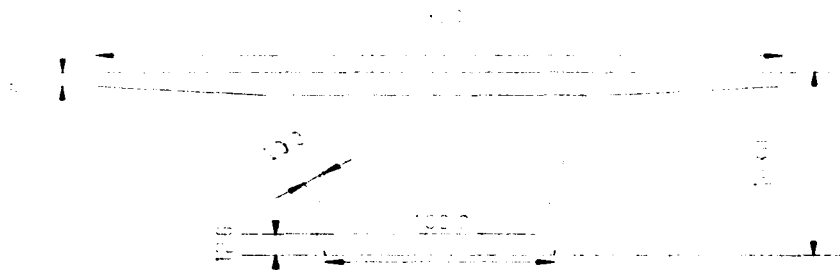


Figura 4.3 Sección geométrica de traveses tipo

Para fines comparativos de diseño y de respuesta ante el sismo, se analizaron tres casos:

- a) Subestructura formada por una pila de una sola columna MC1
- b) Pila formada por un marco rígido de dos columnas MC2 y
- c) Pila formada por un marco rígido de tres columnas MC3

Un corte transversal típico del puente en estudio se muestra en la figura 4.4.

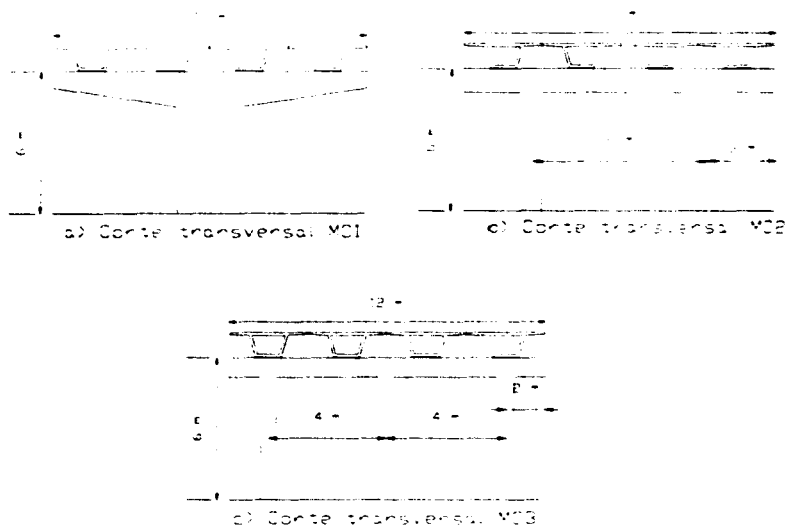


Figura 4.4 Sección transversal del puente

4.2 CARGA MUERTA

Las cargas muertas se definen como las acciones permanentes en la estructura. Éstas involucran la cuantificación del peso propio, firme, sobrecargas, banquetas, guarniciones y aquellos elementos que tengan una posición fija en la estructura. Las cargas muertas que son consideradas por metro lineal para la superestructura, se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 3.1 Cargas muertas consideradas (Mireles, 2002)

Banquetas y guarniciones	720 kg/m
Carpeta asfáltica, $e = 12 \text{ cm}$ y $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$	1872 kg/m
Trabes prefabricadas, $h = 103 \text{ cm}$ y $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$	6240 kg/m
Carga muerta adicional	480 kg/m
Total	9312 kg/m

$$CM_T = 9.312 \text{ T/m} \times 40 \text{ m} = 372.48 \text{ T}$$

4.3 CARGA VIVA

En los puentes urbanos existe la probabilidad de que durante un sismo se encuentren transitando sobre ellos vehículos automotores (automóviles, autobuses) que deben considerarse en el diseño. Para este caso se propone que la carga viva accidental del puente es la correspondiente a estacionamientos que marca el RCDF-99, de 100 kg cm^2 , por lo que la carga viva accidental es de:

$$CV = 100 \times 12 \times 40 = 48000 \text{ kg} = 48.0 \text{ T}$$

El peso total W_0 , de la superestructura es la suma de la carga muerta más la carga viva.

$$W_0 = 420.48 \text{ T}$$

4.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

La estructura es considerada regular, ya que presenta simetría de sus elementos que la componen respecto a dos ejes ortogonales, por tal razón se aplica el análisis estático.

4.4.1 Peso tributario considerado en el cálculo de la fuerza sísmica

De acuerdo con el punto 2.5.1 de esta tesis, para el análisis de la pila del puente que se realiza en el sentido transversal, la masa tributaria a considerar es la mitad de la total de la superestructura (Fig. 4.5), longitudinalmente se presenta el mismo caso.

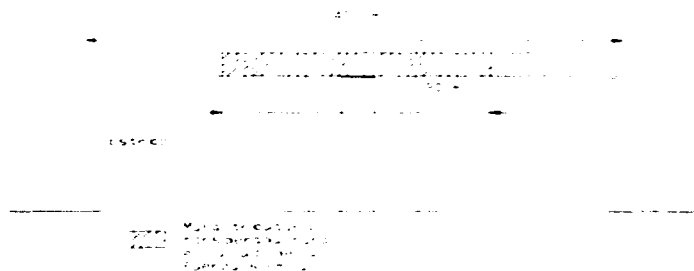


Figura 4.5 Consideraciones para el cálculo de la fuerza sísmica actuante

La masa tributaria a considerar en el análisis es:

$$W_0/2 = 243.43 \text{ Ton}$$

4.4.2 Cálculo de la ordenada espectral

Se considera un puente hipotético ubicado en una zona de terreno de transición (zona II) definida de acuerdo con el RCDI-99, en el lugar en que se intersectan las avenidas de Reforma y Circuito Interior, cuyo periodo característico de suelo es $T_s = 1.0$ s.

Para obtener la ordenada del espectro de diseño se calcula el periodo natural de la estructura considerándola un sistema lineal de un grado de libertad empotrada en su base que describe un movimiento armónico simple de acuerdo con la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

donde:

$$M = \frac{W_0}{g}$$

K es la rigidez lateral del marco

W_0 , es el peso total de la estructura

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$M = \frac{W_0}{g} = \frac{420.48}{9.81} = 42.86 \text{ T}\cdot\text{s}^2/\text{m}$$

La rigidez lateral del sistema estructural se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$F = k\Delta$, donde F , es una fuerza unitaria aplicada al modelo y Δ , es el desplazamiento debido a esta fuerza, del programa de análisis estructural, se obtiene un $\Delta = 0.0001703$ m.

Entonces,

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{1}{0.0001703} = 5872 \text{ T/m}$$

Finalmente, sustituyendo valores, el periodo estimado de la estructura es:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{42.86}{5872}} = 0.54 \text{ s}$$

El cálculo de la ordenada espectral se realiza con las ecuaciones dadas en el capítulo 2 de esta tesis, donde se definen cada una de las variables que aquí se especifican.

Obtención del coeficiente de aceleración del terreno, a_o

De la ecuación 2.3, dado que, $0.5 \leq T_s \leq 1.5$ s

$$a_o = 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5)$$

$$a_o = 0.1 + 0.15 (1 - 0.5) = 0.175$$

Coeficiente sísmico, c

De la ecuación 2.4, para $0.5 < T_s \leq 1.5$ s

$$c = 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5)$$

$$c = 0.28 + 0.92 (1 - 0.5) = 0.74$$

Periodos característicos del espectro de diseño T_a y T_b

Además, de la ecuación 2.5, para $0.5 < T_s \leq 2.5$ s

$$T_a = 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5)$$

$$T_a = 0.2 + 0.65 (1 - 0.5) = 0.525 \text{ s}$$

De la ecuación 2.6, para $T_s \leq 1.125$ s

$$T_b = 1.2 T_s$$

$$T_b = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ s}$$

Ordenada del espectro de aceleraciones sin reducciones a_E

De la ecuación 2.2, como $T > T_a$

$$a_E = \beta c$$

$$a_E = 1.0 \times 0.74 = 0.74 \quad (\beta = 1.0)$$

Obtención del parámetro K

De la ecuación 2.7, para $0.5 < T_s \leq 1.65$ s

$$K = 2 - T_s$$

$$K = 2 - 1.0 = 1.0$$

Factor de reducción por comportamiento sísmico, Q'

Para hacer una estructura dúctil y garantizar que la misma conserve resistencia aceptando deformaciones grandes ante un sismo de diseño, de acuerdo a las restricciones del punto 2.6.2 de esta tesis, se considera que la resistencia del puente es suministrada por marcos que cumplen con los requisitos que fijan las NTC-2001 para marcos dúctiles, por lo que se tomará $Q=4$.

La columna aislada no cumple con esta restricción pero para fines prácticos de comparación desde el punto de vista económico se le asigna el mismo valor.

De la ecuación 2.8 b, como $T_a < T \leq T_b$

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{k}$$

$$Q' = 1 + \frac{4-1}{1.0} = 4$$

Factor de sobrerresistencia, R

Además, de la ecuación 2.9, para $T > T_a$

$$R = 2$$

Finalmente, para la ordenada espectral, de 2.1,

$$a = \frac{a_E F_1}{Q' R} W_0$$

Donde F_1 es el factor de importancia, que de acuerdo con la tabla 2.1 de esta tesis, tiene un valor de 1.5, W_0 es la masa tributaria definida en 3.2.3, $W_0 = 243.435$ T. Para el análisis estático esta ordenada a , equivale a la fuerza sísmica actuando en el entrepiso correspondiente, por lo tanto:

$$a = \frac{0.74 \times 1.5}{4 \times 2} \times 243.435 = 33.78 \text{ Ton}$$

Una vez obtenida la fuerza sísmica que actúa sobre la estructura, se realiza el análisis con ayuda del programa de análisis estructural y se realizan las siguientes combinaciones de acuerdo con lo definido en el punto 2.4 de esta tesis.

Caso 1: carga muerta + carga viva

Caso 1: carga muerta + carga viva + carga accidental (sismo x + 0.4 sismo y)

Caso 2: carga muerta + carga viva + carga accidental (0.4 sismo x + sismo y)

4.4.3 elementos mecánicos de servicio

Los elementos mecánicos de servicio para cada columna obtenidos del análisis se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Elementos mecánicos obtenidos del SAP2000

Ejemplo	Elementos mecánicos	Carga muerta + carga viva	Sismo en la dirección x	Sismo en la dirección y
MC1	P	484.49 T	0	0
MC1	M _x	0	203.42 Tm	0
MC1	M _y	0	0	203.42 Tm
MC2	P	228.62 T	18.58 T	0
MC2	M _x	20.44 Tm	84.97 Tm	0
MC2	M _y	0	0	101.71 Tm
MC3	P	154.35 T	12.01 T	0
MC3	M _x	3.94 Tm	37.67 Tm	0
MC3	M _y	0	0	67.66 Tm

4.4.4 Revisión de desplazamientos

Los desplazamientos que tiene la estructura debidos a la fuerza lateral sísmica aplicada en las direcciones ortogonales, obtenidos a partir del programa de análisis estructural, se muestran en la tabla 4.3, para cada ejemplo. Éstos desplazamientos están dados en metros.

De acuerdo con el inciso 2.7 de este trabajo los desplazamientos de servicio de la estructura se obtienen multiplicando los desplazamientos que resultan del análisis por el factor $Q/R = 1.14$, estos desplazamientos son los de servicio de la estructura.

El producto de los desplazamientos obtenidos del análisis (D) por el factor $Q/R = 8$, dió como resultado el desplazamiento último de la estructura, el cual sirvió para obtener las distorsiones en el estado límite de colapso y poder compararlas con la distorsión permisible (igual a 0.030) que muestra la tabla 2.2 de esta tesis.

Tabla 4.3 Revisión de desplazamientos

Tipo		Desplazamiento obtenido D (m)	Desplazamiento de servicio de la estructura (m)	Desplazamiento último de la estructura (m)	Distorsión de entropeso
MC1	Sismo x	0.00577	0.0066	0.046	0.0077
MC1	Sismo y	0.00577	0.0066	0.046	0.0077
MC2	Sismo x	0.00573	0.0065	0.046	0.0076
MC2	Sismo y	0.01791	0.0204	0.143	0.0240
MC3	Sismo x	0.00615	0.0070	0.0492	0.0090
MC3	Sismo y	0.02069	0.0235	0.165	0.0276

4.5 DISEÑO DE LA COLUMNA AISLADA (MC1)

Las constantes utilizadas para el diseño en todos los casos, son las siguientes:

$$\text{Concreto } f'_c = 350.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2, \text{ pero } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces: } f''c = (1.05 - f^*c/1250)f^*c$$

$$f''c = (1.05 - 280/1250)280 = 231 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para la columna aislada se propuso una sección cuadrada de 120 x 120 cm. No se considera el momento por cabeceo. Los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura se toman de la tabla 4.2.

4.5.1 Efectos de esbeltez

Se considera que un elemento tiene su extremo superior restringido cuando no se desplace de manera apreciable o que no sobrepase el límite siguiente (1.3.2.1.a, NTC-2001):

$$\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u}$$

Donde:

Q factor de comportamiento sísmico, en este caso es $Q = 4$;

V fuerza cortante de entrepiso, $V = 33.76 \text{ T}$;

Δ desplazamiento de entrepiso;

W_u cargas de diseño última, $W_u = 1.1 \times 420.46 = 462.50 \text{ T}$

h altura, $h = 6.0 \text{ m}$.

En la dirección X y Y:

$$\frac{4 \times 0.00577}{6} \leq 0.08 \frac{33.76}{462.50} = 0.0058$$

$0.0038 < 0.0058$, por lo tanto esta columna tiene sus extremos restringidos en ambas direcciones

Al tratarse de una columna con extremos restringidos, se pueden despreciar los efectos de esbeltez si la cumple la relación (NTC-2001 1.3.2.2.a):

$$\frac{H'}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

H' , es la longitud efectiva de las columnas

r , es el radio de giro, $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

M_1 y M_2 , son los momentos menor y mayor en la columna

I , es el momento de inercia de la columna

A , área de la columna

$$H' = kH$$

El parámetro k , se obtiene del nomograma de la figura 1.1 de las NTC-2001.

$$H' = 0.6 \times 6 = 3.6 \text{ m}$$

$$M_1 = 0, \text{ entonces } M_1/M_2 = 0$$

$$r = \sqrt{\frac{120^4}{120^2 \times 12}} = 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{3.6}{0.35} = 10.3 < 34; \text{ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez en las dos direcciones.}$$

Por carga vertical el elemento no se desplaza, por lo que no se consideran los efectos de esbeltez.

4.5.2 Elementos mecánicos de diseño

➤ *Carga vertical (CM + CV)*

$$Pu = Fc \times Ps = 1.5 \times 484.49 = 726.73 \text{ T}$$

$$Mu_x = 0.0$$

$$Mu_y = 0.0$$

➤ *Sismo en la dirección x:*

$$Pu_x = Fc(Ps_v + 0.4 \times Ps_y) = 1.1 \times (484.49 + 0) = 532.94 \text{ T}$$

$$Mu_x = Fc(Ms_v + Ms_x) = 1.1(0 + 203.42) = 223.76 \text{ Tm}$$

$$Mu_y = Fc(Ms_v + 0.4Ms_y) = 1.1(0 + 0.4 \times 203.42) = 89.50 \text{ Tm}$$

► *Sismo en la dirección y:*

$$P_{uy} = Fc(P_{sv} + 0.4 \times P_{sv}) = 1.1(484.49 + 0) = 532.94 \text{ T}$$

$$M_{ux} = Fc(M_{sv} + 0.4M_{sv}) = 1.1(0 + 0.4 \times 203.42) = 89.50 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = Fc(M_{sv} + F_w \times M_{sv}) = 1.1(0 + 203.42) = 223.76 \text{ Tm}$$

4.5.3 Diseño a flexocompresión

La columna se diseñará a flexocompresión biaxial considerando flexocompresión principal en la dirección X.

El diseño se hace utilizando el manual del Instituto de Ingeniería de las ayudas de diseño para columnas de concreto reforzado, suponiendo refuerzo distribuido en la periferia, considerando los siguientes parámetros:

$$\text{Se propone un porcentaje de acero } \rho = 0.010; q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.010 \frac{4200}{231} = 0.18$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{223.76}{532.94} = 0.42, \text{ entonces; } \frac{e_x}{h} = \frac{0.42}{1.20} = 0.35$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{89.50}{532.94} = 0.17, \text{ entonces; } \frac{e_y}{h} = \frac{0.17}{1.20} = 0.14$$

$$\frac{d}{h} = \frac{115}{120} = 0.95$$

$$k_x = 0.47, k_y = 0.85$$

La ecuación 2.16 de las NTC-2001, indican que debe cumplirse que:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}}$$

Donde:

$$P_{R0} = F_R(Ac f'_c + As f_y)$$

$$P_{Rx} = k_x F_R b h f'_c$$

$$P_{Ry} = k_y F_R b h f'_c$$

$$P_{R0} = 0.7(120 \times 120 \times 231 + 138 \times 4200) = 2734200 = 2734.20 \text{ T}$$

$$P_{Rx} = 0.47 \times 0.7 \times 120 \times 120 \times 231 = 1094390 = 1094.39 \text{ T}$$

$$P_{Ry} = 0.85 \times 0.7 \times 120 \times 120 \times 231 = 1979210 = 1979.21 \text{ T}$$

$$P_R = \frac{1}{1/1094.39 + 1/1979.2 - 1/2734.2} = 949.42 \text{ T} > P_u = 532.94 \text{ T}$$

Se acepta el porcentaje de acero

4.5.4 Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero, $\rho = 0.010$, cumple con los requerimientos para marcos dúctiles de las NTC-2001 (7.3.3), que designan los siguientes límites, $0.01 \leq \rho \leq 0.04$.

Este porcentaje se cumple con un área de acero $A_s = 138.0 \text{ cm}^2$, se proporcionará con 28 varillas del #8, $A_s = 141.96 \text{ cm}^2$.

4.5.5 Cortante

$$V_s = 33.76 \text{ T}; V_u = 1.1 \times 33.76 = 37.136 \text{ T}$$

$$P_u = 532.94 \text{ T} < F_R(0.7f_c^* A_g + 2000A_s) = 0.7(0.7 \times 280 \times 120^2 + 2000 \times 40.56) = 2032460 = 2032.46 \text{ T}$$

Entonces V_{CR} , se multiplica por el factor: $1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{532940}{120^2} = 1.26$

Además, el acero en la cara de la columna perpendicular a la fuerza cortante: $A_s = 8 \times 5.07 = 40.56 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{40.56}{120 \times 115} = 0.0028 < 0.015;$$

Entonces, el cortante que toma el concreto es:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) f_c^* = 0.7 \times 120 \times 115 (0.2 + 20 \times 0.0028) \cdot 280 = 41830.32 \text{ kg}$$

$$1.26 V_{CR} = 52667 = 52.67 \text{ T}$$

Como $V_u < V_{CR}$, entonces el área de refuerzo transversal necesaria se obtiene con la ecuación:

$$A_s = 0.25 f_c^* \frac{bs}{f_s} = 0.25 \times 280 \frac{120 \times 57.5}{4200} = 6.87 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá ser menor que: $s = d/2 = 115/2 = 57.5 \text{ cm}$

4.5.6 Refuerzo transversal

Se proporcionarán estribos para el confinamiento adecuado del concreto y para evitar el pandeo lateral de las barras longitudinales en la columna, tomándose la menor de las distancias que resulte de las consideraciones siguientes:

- a) $120/4 = 30$ cm
- b) $6d_{bl} = 6 \times 3.18 = 19.08$ cm
- c) 10 cm.

La separación que rige es $s = 10$ cm.

La cuantía del refuerzo transversal se elegirá de la mayor de las cantidades obtenidas de las ecuaciones 7.3 y 7.4 (NTC-2001):

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c = 0.3 \left(\frac{120 \times 120}{115 \times 115} - 1 \right) \frac{350}{4200} \times 10 \times 115 = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c = 0.09 \frac{350}{4200} \times 10 \times 115 = 8.63 \text{ cm}^2,$$

Rige esta área y se proporciona con 8 ramas del #4.

La separación máxima de estribos (6.2.3, NTC-2001) en zonas fuera de donde sean consideradas articulaciones plásticas, debe proporcionarse a la distancia menor que resulten de las siguientes consideraciones:

- a) $\frac{850}{f_y} d_{bl} = \frac{850}{4200} \cdot 2.54 = 33.31$ cm
- b) $48d_{bh} = 48 \times 1.27 = 61$ cm
- c) $120 / 2 = 60$ cm

Se propone una separación de 30 cm. Un detalle de la distribución de los estribos y del acero longitudinal se muestra en la figura 4.5.

Zona de articulación plástica

Al presentarse el momento mayor en la parte inferior de la columna, la formación de la articulación plástica en esta será en este lugar, la longitud en la zona de articulación plástica será igual a 2 veces el peralte efectivo (6.8, NTC-2001), en este caso esta distancia se toma a partir del nivel del terreno sobre el cual está desplantada la estructura y tendrá un valor de:

Longitud de articulación plástica = $2 \times 120 = 240$ cm.

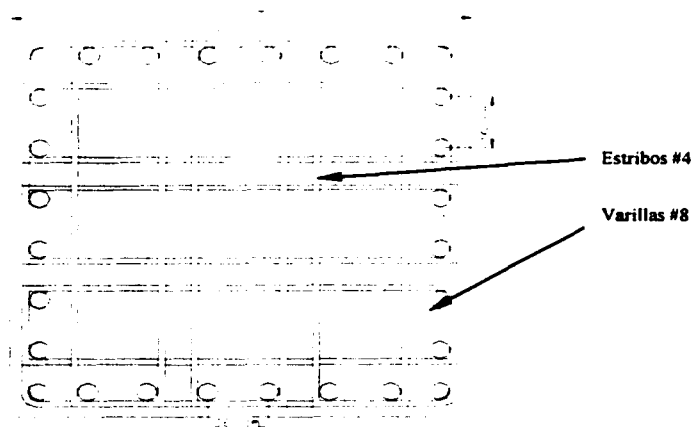


Figura 4.5 Distribución del acero en la columna aislada

Diseño del cabezal que forma parte de la pila

La pila para la columna aislada está compuesta también por un elemento horizontal (cabezal) mostrada anteriormente en la figura 4.4, a continuación se realiza el diseño de este elemento.

Diseño a flexión

Se considera un factor de reducción para diseño de elementos que trabajan a flexión de acuerdo con el RCDF-99, $F_R = 0.9$, el parámetro utilizado en el diseño es el siguiente:

$$\frac{M_u}{F_R b d^2 f''c} = \frac{695.59 \times 10^5}{0.9 \times 120 \times 115^2 \times 231} = 0.21$$

De las ayudas de diseño del Instituto de Ingeniería se obtiene que $q = 0.24$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.24 \frac{231}{4200} = 0.013$$

Este porcentaje se encuentra dentro del rango marcado para marcos dúctiles de las NTC-2001. El acero que se debe colocar es:

$$A_s = \rho b d = 0.013 \times 120 \times 115 = 182.16 \text{ cm}^2, \text{ y se proporciona con 23 varillas del \# 10, } A_s = 182.16 \text{ cm}^2$$

Cortante

El cortante que toma el concreto, como $\rho < 0.015$ es:

$$V_{cr} = F_{Rb}d(0.2 + 20\rho) \cdot f_c' = 0.8 \times 120 \times 115 \times (0.2 + 20 \times 0.013) \cdot 280 = 84977.9 = 84.95 \text{ T} < V_u = 255.04 \text{ T}$$

Pero:

$$1.5F_{Rb}d \cdot f_c' = 1.5 \times 0.8 \times 120 \times 115 \times 280 = 289149 = 289.15 \text{ T} > V_u$$

Se proponen estribos del #5, a una separación no mayor de (7.2.3.b, NTC-2001):

- $0.25d = 0.25(115) = 38.75 \text{ cm}$
- $8d_{bl} = 8(3.18) = 25.44 \text{ cm}$
- $24d_{b,estribo} = 24(1.27) = 30.48 \text{ cm}$
- 30 cm

Se proponen estribos #4, a cada 25 cm.

Unión viga-columna

Para esta unión, se prolongará el refuerzo transversal de la columna, a la separación especificada para la misma.

Además se debe suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo del peralte del nudo, el refuerzo longitudinal de este será el de la viga, el refuerzo vertical en la unión es el mismo que proporciona a la columna.

En la figura 3.6, se muestra el detalle de la separación del acero.

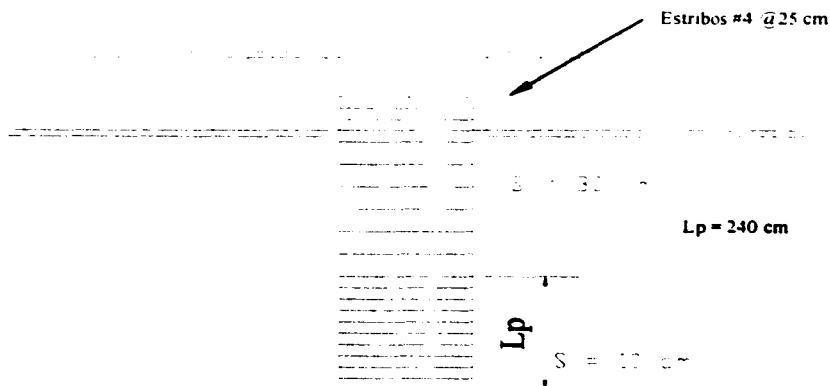


Figura 3.6 Detalle del diseño de la columna aislada

4.5.7 Diseño de la columna aislada de acuerdo a la propuesta realizada en el capítulo 3 de esta tesis

Se acepta el acero longitudinal que se calcula de acuerdo a las NTC-2001. $A_s = 141.96 \text{ cm}^2$

Refuerzo transversal

Para la zona de articulación plástica, la separación será la menor de:

$$s = 6d_{bl} = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm};$$

$$s = 10 \text{ cm}.$$

Se toma $s = 10 \text{ cm}$

Fuera de la zona de la articulación plástica el refuerzo debe cumplir la separación de $s = 15 \text{ cm}$.

En la propuesta se tiene que el área de refuerzo transversal para columnas rectangulares, debe cumplir la ecuación 3.20 de esta tesis:

$$A_{sh} = 0.12 \times 10 \times 120 \frac{350}{4200} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 532939}{350 \times 120 \times 120} \right) + 0.13(0.01 - 0.01) = 7.58 \text{ cm}^2$$

Se proporciona con 6 ramas del #4. $A_{sh} = 7.62 \text{ cm}^2$.

Pero todas las barras longitudinales deben estar restringidas por estribos, entonces se aceptan 8 ramas del #4.

Se acepta el diseño realizado antes del cabezal que forma parte de la pila.

Se acepta el análisis hecho por cortante

Detallado en la unión viga-columna

Se calculan los esfuerzos principales en la unión, de acuerdo con las ecuaciones 3.37 y 3.38, para compararlos con los esfuerzos permisibles definidos en el capítulo 3 y verificar si requiere acero en la unión.

Esfuerzos permisibles

$$p_t \leq 0.93 f'_c = 0.93 \cdot 350 = 17.4 \text{ kg/cm}^2 = 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_c \leq 0.3 f'_c = 0.3 \times 350 = 105 \text{ kg/cm}^2 = 1050 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de los esfuerzos en la unión:

$$p_t = \frac{(f_h + f_v)}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{jv}^2}$$

$$p_c = \frac{(f_h + f_v)}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{jv}^2}$$

$$f_v = \frac{P_c}{A_{jh}} = \frac{532.34}{2.88} = 184.84 \text{ T/m}^2$$

$$f_h = \frac{P_b}{B_{cap} \times D_s} = \frac{33.76}{1.20 \times 1.20} = 23.44 \text{ T/m}^2$$

$$v_{jv} = \frac{T_c}{A_{jv}} = \frac{0}{1.38} = 0$$

$$p_t = \frac{(184.84 + 23.44)}{2} - \sqrt{\left(\frac{184.84 - 23.44}{2}\right)^2 + 0} = 23.44 \text{ T/m}^2 < 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_c = \frac{(184.84 + 23.44)}{2} + \sqrt{\left(\frac{184.84 - 23.44}{2}\right)^2 + 0} = 184.84 \text{ T/m}^2 < 1050 \text{ T/m}^2$$

Los esfuerzos en la unión son menores que los permisibles, por lo tanto únicamente se proporcionará el acero mínimo en la junta de acuerdo con:

$$\rho_{min} = \frac{.93 \times f'_c}{f_h} = \frac{.93 \times 350}{4200} = 0.007875$$

4.6 DISEÑO DEL MARCO DE DOS COLUMNAS (MC2)

Para el marco de dos columnas se proponen columnas de 75 x 75 cm. Los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura se muestran en la tabla 4.2.

4.6.1 Efectos de esbeltez

Se considera que un elemento tiene su extremo superior restringido si su desplazamiento no es mayor que el límite siguiente:

$$\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{I'}{W_u}$$

Las variables Q , h , V y W_u , se definen en el ejemplo anterior.

En la dirección X:

$$\frac{4 \times 0.00573}{6} \leq 0.08 \frac{33.76}{462.50} = 0.0058$$

$0.0038 < 0.0058$, por lo tanto esta columna tiene sus extremos restringidos en esta dirección.

En la dirección Y:

$$\frac{4 \times 0.01791}{6} \leq 0.0058$$

$0.012 > 0.0058$, por lo tanto esta columna tiene sus extremos no restringidos en esta dirección.

En la dirección X:

Al tratarse de una columna con extremos restringidos, de acuerdo con las NTC-2001 (1.3.2.2.a). Se desprecian los efectos de esbeltez si se cumple la relación:

$$\frac{H'}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

k , se obtiene del nomograma de la figura de las NTC-2001

$$H' = kH = 0.55 \times 6 = 3.3 \text{ m}$$

$$r = \frac{75^4}{75^2 \times 12} = 0.22 \text{ m}$$

$$M_1 = 64.8 \text{ Tm}, M_2 = 66.74 \text{ Tm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{3.3}{0.22} = 15 < 34 - 12 \times \frac{64.8}{66.74} = 22.34$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez en esta dirección

En la dirección Y, los efectos de esbeltez no se pueden despreciar por lo que el momento de diseño se obtiene por:

$$M = M_b + F_{as} M_s$$

$$\lambda = \frac{462.50 \times 4 \times 0.01751}{6 \times 33.76} = 0.163$$

$$F_{as} = \frac{1}{1 - .163} = 1.2$$

Por carga vertical el elemento no se desplaza, por lo que no se consideran los efectos de esbeltez.

4.6.2 Elementos mecánicos de diseño

➤ *Carga vertical (CM + CV)*

$$P_u = F_c \times P_s = 1.5 \times (228.62 + 15.58) = 244.20 \text{ T}$$

$$M_{u_x} = 1.5(20.44) = 13.66 \text{ Tm}$$

$$M_{u_y} = 0.0$$

➤ *Sismo en la dirección x:*

$$P_{u_x} = F_c(P_{s_y} + P_{s_x} + 0.4 \times P_{s_y}) = 1.1 \times (228.62 + 15.58 + 0) = 268.29 \text{ T}$$

$$M_{u_x} = F_c(M_{s_y} + M_{s_x}) = 1.1(20.44 + 54.97) = 75.41 \text{ Tm}$$

$$M_{u_y} = F_c(M_{s_y} + 0.4M_{s_y}) = 1.1(0 + 0.4 \times 101.71) = 44.75 \text{ Tm}$$

➤ *Sismo en la dirección y:*

$$P_{u_y} = F_c(P_{s_y} + 0.4 \times P_{s_x} + P_{s_y}) = 1.1(228.62 + 0.4 \times 15.58) = 258.33 \text{ T}$$

$$M_{u_x} = F_c(M_{s_y} + 0.4F_w \times M_{s_x}) = 1.1(0 + 0.4 \times 1.20 \times 54.97) = 29.02 \text{ Tm}$$

$$M_{u_y} = F_c(M_{s_y} + F_w \times M_{s_y}) = 1.1(0 + 1.20 \times 101.71) = 134.25 \text{ Tm}$$

4.6.3 Diseño a flexocompresión

Se diseñará considerando flexocompresión principal en la dirección Y. El diseño se realiza utilizando las ayudas de diseño del Instituto de Ingeniería para columnas de concreto reforzado, suponiendo refuerzo distribuido en la periferia.

Se propone un porcentaje de acero $\rho = 0.02$; $q = 0.02 \frac{4200}{231} = 0.36$

$$e_x = \frac{M_{u_x}}{P_u} = \frac{29.02}{268.29} = 0.11, \text{ entonces; } \frac{e_x}{h} = \frac{11}{75} = 0.14$$

$$e_y = \frac{M_{u_y}}{P_u} = \frac{134.25}{268.29} = 0.50, \text{ entonces; } \frac{e_y}{h} = \frac{50}{75} = 0.67$$

$$\frac{d}{h} = \frac{70}{75} = 0.93 \approx 0.95$$

$$k_x = 0.95, k_y = 0.35$$

Cálculo de la carga resistente:

$$P_{Ro} = 0.7(75 \times 75 \times 231 + 112.5 \times 4200) = 1240310 = 1240.31 \text{ T}$$

$$P_{Rx} = 0.95 \times 0.7 \times 75 \times 75 \times 231 = 864080 = 864.08 \text{ T}$$

$$P_{Ry} = 0.35 \times 0.7 \times 75 \times 75 \times 231 = 318350 = 318.35 \text{ T}$$

$$P_R = \frac{1}{1/864.08 + 1/318.35 - 1/1240.31} = 286.34 \text{ T} > P_u = 258.33 \text{ T}$$

Se acepta el porcentaje de acero.

4.6.4 Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero, $\rho = 0.02$, cumple con los requerimientos para marcos dúctiles de las NTC (7.3.3), el área de acero necesaria, $A_s = 112.5 \text{ cm}^2$, se proporcionará con 12 varillas del # 10 y 4 del # 8, $A_s = 115.32 \text{ cm}^2$.

4.6.5 Cortante

$$V_s = 21.92 \text{ T}; V_u = 1.1 \times 21.92 = 24.11 \text{ T}$$

$$P_u = 258.33 \text{ T} < F_R(0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) = 0.7(0.7 \times 280 \times 75^2 + 2000 \times 40.56) = 823200 = 823.2 \text{ T}$$

Entonces V_{CR} , se multiplica por el factor: $1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{258330}{75^2} = 1.32$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{36.75}{75 \times 70} = 0.0081 < 0.015 ;$$

$$A_s = 4 \times 7.92 + 5.07 = 36.75 \text{ cm}^2$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) f_c^* = 0.7 \times 75 \times 70 (0.2 + 20 \times 0.0081) \cdot 280 = 20908 \text{ kg}$$

$$1.35 V_{CR} = 27629 = 27.63 \text{ T}$$

Como $V_u < V_{CR}$: $A_s = 0.25 \cdot f_c^* \frac{bs}{f_y} = 0.25 \times \cdot 280 \frac{75 \times 35}{4200} = 2.61 \text{ cm}^2$

$$s = d/2 = 70/2 = 35.0 \text{ cm}$$

4.6.6 Refuerzo transversal

Se proporcionarán estribos, a una separación que resulte la menor de las consideraciones siguientes:

- a) $75/4 = 18.75$ cm
- b) $6d_{bl} = 6 \times 2.54 = 15.24$ cm
- c) 10 cm,

La separación que rige es, $s = 10$ cm.

La cuantía del refuerzo transversal se elegirá de la mayor de las cantidades obtenidas de las ecuaciones siguientes:

$$0.3 \left(\frac{75 \times 75}{70 \times 70} - 1 \right) \frac{350}{4200} \times 10 \times 70 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c = 0.09 \frac{350}{4200} \times 10 \times 70 = 5.25 \text{ cm}^2,$$

Ésta área se proporciona con 4 ramas del #4 y 2 del #3. $A_{s_t} = 6.5 \text{ cm}^2$

La separación máxima de estribos (6.2.3, NTC-2000) en zonas fuera de donde sean consideradas articulaciones plásticas, debe proporcionarse a la distancia menor que resulte de las siguientes consideraciones:

- a) $\frac{850}{f_y} d_{bl} = \frac{850}{4200} \times 2.54 = 33.31$ cm
- b) $48d_{bl} = 48 \times 2.54 = 121.92$ cm
- c) $75 / 2 = 37.5$ cm

Para fines prácticos se toma una separación de 30 cm. La figura 3.7 muestra la distribución del acero.

Zona de articulación plástica

La articulación plástica se formará en los extremos de las columnas, la distancia de esta zona se toma igual a:

$$\text{Longitud de articulación plástica} = 2 \times 75 = 150 \text{ cm}$$

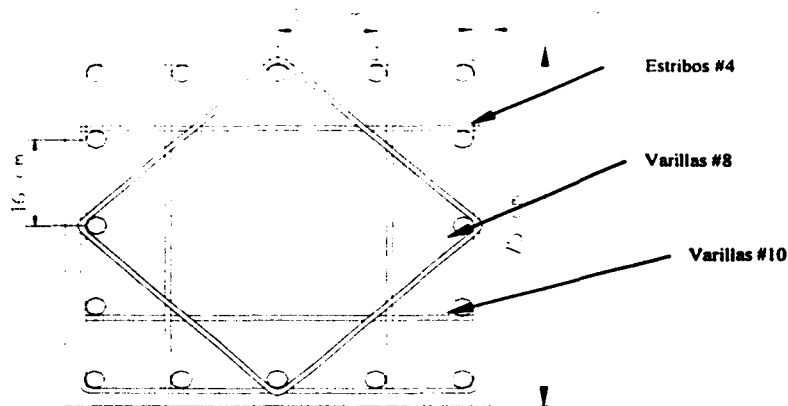


Figura 3.7 Distribución del acero para la columna

Diseño de la trabe que forma el marco

Diseño a flexión

El parámetro utilizado en el diseño es el siguiente:

$$\frac{M_u}{F_r b d^2 f''c} = \frac{243.34 \times 10^5}{0.9 \times 75 \times 95 \times 231} = 0.17$$

De las ayudas de diseño y el parámetro antes calculado se obtiene un $q = 0.19$.

$$\rho = 0.19 \frac{231}{4200} = 0.010$$

Este porcentaje $\rho = 0.010$, se encuentra dentro del rango marcado para marcos dúctiles de las NTC-2001.

$A_s = 0.010 \times 75 \times 95 = 71.25 \text{ cm}^2$, se proporciona con 14 del # 8, $A_s = 71.0 \text{ cm}^2$

Cortante que toma el concreto

Como $\rho < 0.015$,

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 20 \rho) \cdot \overline{f''c} = 0.8 \times 75 \times 95 \times (0.2 + 20 \times 0.010) \cdot \overline{280} = 38151.69 = 38.15 \text{ T} < V_u = 138.41 \text{ T}$$

Pero:

$$1.5F_{Rbd} \cdot f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 75 \times 95 \times 280 = 143068 = 143.06 T > 1'u$$

$$2.5F_{Rbd} \cdot f \cdot c = 2.5 \times 0.8 \times 75 \times 95 \times 280 = 143068 = 238.43 < 1'u$$

Se proponen estribos del #4, a una separación no mayor de (7.2.3.b, NTC-2001):

- $0.25d = 0.25(95) = 23.75 \text{ cm}$
- $8d_{bl} = 8(2.54) = 20.32 \text{ cm}$
- $24d_{b,estribo} = 24(1.27) = 30.48 \text{ cm}$
- 30 cm

Se proponen estribos #4 @20 cm

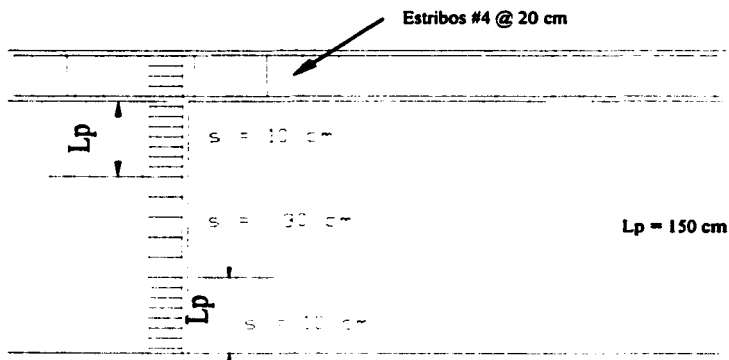


Figura 3.8 Detallado de la separación del refuerzo transversal

Unión viga-columna

La consideración del armado en las uniones viga-columna se proporciona, suministrándose el acero horizontal que es el mismo de la columna y acero vertical a la distancia dada de acuerdo con los requisitos para la columna.

4.6.7 Diseño de la columna de acuerdo a la propuesta realizada en el capítulo 3 de esta tesis

Se acepta el acero longitudinal que se calcula de acuerdo a las NTC-2001. $A_s = 112.5 \text{ cm}^2$

Refuerzo transversal

Para la zona de articulación plástica, la separación será la menor de:

$$s = 6d_{bl} = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm; ó } s = 10 \text{ cm.}$$

Se toma $s = 10 \text{ cm}$

Fuera de la zona de la articulación plástica el refuerzo debe cumplir la separación de $s = 15 \text{ cm}$.

En la propuesta se tiene que el área de refuerzo transversal para columnas rectangulares, debe cumplir la ecuación 3.20 de esta tesis:

$$A_{sh} = 0.12 \times 10 \times 75 \frac{350}{4200} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 258330}{350 \times 75 \times 75} \right) + 0.13(0.02 - 0.01) = 4.98 \text{ cm}^2$$

Se proporciona con 4 ramas del #4, $A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$.

Todas las barras longitudinales deben de estar restringidas, por lo que se proponen 6 ramas de estribos del #4.

$$6 \text{ #4, } A_{sh} = 7.62 \text{ cm}^2$$

Se acepta el diseño realizado para la viga anteriormente.

Detallado en la unión viga-columna

Se calculan los esfuerzos principales en la unión, de acuerdo con las ecuaciones 3.37 y 3.38 de este escrito, para compararlos con los esfuerzos permisibles definidos en el capítulo 3 y verificar si requiere acero en la unión.

Esfuerzos permisibles

$$p_t = 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_c = 1050 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de los esfuerzos en la unión:

$$f_v = \frac{258.33}{1.275} = 140.6 \text{ T/m}^2$$

$$f_h = \frac{33.76}{.75 \times .95} = 19.48 \text{ T/m}^2$$

$$V_{jv} = T_c \frac{.68.21}{.64} = 106.6 \text{ T}$$

$$p_t = \frac{(140.6 + 19.48)}{2} - \sqrt{\left(\frac{140.6 - 19.48}{2} \right)^2} + 106.6 = 18.60 \text{ T/m}^2 < 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_t = \frac{(140.6 + 19.48)}{2} + \left(\frac{140.6 - 19.48}{2} \right)^2 + 106.6 = 141.46 \text{ T/m}^2 < 1050 \text{ T/m}^2$$

Los esfuerzos en la unión son menores que los permisibles, por lo tanto únicamente se proporcionará el acero mínimo en la junta de acuerdo con:

$$\rho_{\min} = \frac{.93 \times 350}{4200} = 0.00404$$

4.7 DISEÑO DEL MARCO DE TRES COLUMNAS (MC3)

Para el marco de tres columnas se proponen columnas de 65 x 65 cm. Los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura se muestran en la tabla 3.2.

4.7.1 Efectos de esbeltez

Los desplazamientos no deben pasar el límite siguiente:

$$\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u}$$

En la dirección X:

$$\frac{4 \times 0.00615}{6} \leq 0.0058$$

0.0041 < 0.0058, por lo tanto esta columna tiene su extremo superior restringido en esta dirección.

En la dirección Y:

$$\frac{4 \times 0.02113}{6} \leq 0.0058$$

0.014 > 0.0058, por lo tanto esta columna tiene su extremo superior no restringido en esta dirección.

En la dirección X:

Al tratarse de una columna con extremos restringidos, de acuerdo con las NTC-2001 (1.3.2.2.a). Se desprecian los efectos de esbeltez si se cumple la relación:

$$\frac{H'}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

k se obtiene del nomograma de las NTC-2001.

$$H' = kH = 0.54 \times 6 = 3.24 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{65^4}{65^2 \times 12}} = 19 \text{ cm}$$

$$M_1 = 33.70 \text{ Tm}, M_2 = 36.33 \text{ Tm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{3.24}{0.19} = 17 < 34 - 12 \times \frac{33.7}{36.33} = 22.90 ; \text{ se desprecian los efectos de esbeltez en esta dirección}$$

En la dirección Y, los efectos de esbeltez no se pueden despreciar por lo que el momento de diseño se obtiene por:

$$M = M_b + F_{as} M_s$$

$$\lambda = \frac{462.50 \times 4 \times 0.02113}{6 \times 33.76} = 0.19$$

$$F_{as} = \frac{1}{1 - .19} = 1.24$$

Por carga vertical el elemento no se desplaza, por lo que no se consideran los efectos de esbeltez.

4.7.2 Elementos mecánicos de diseño

➤ *Carga vertical (CM + CV)*

$$Pu = Fc \times Ps = 1.5 \times (154.35 + 12.01) = 29.54 \text{ T}$$

$$Mu_x = 1.5(3.94) = 5.91 \text{ Tm}$$

$$Mu_y = 0.0$$

➤ *Sismo en la dirección x:*

$$Pu_x = 1.1 \times (154.35 + 12.01) = 183.0 \text{ T}$$

$$Mu_x = 1.1(3.94 + 37.67) = 45.77 \text{ Tm}$$

$$Mu_y = 1.1(0.4 \times 67.66) = 27.06 \text{ Tm}$$

➤ *Sismo en la dirección y:*

$$P_{uy} = 1.1(154.35 + 0.4 \times 12.01) = 175.07 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 1.1(0.4 \times 1.24 \times 37.67) = 20.55 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1(1.24 \times 67.66) = 92.30 \text{ Tm}$$

4.7.3 Diseño a flexocompresión

Se diseñará considerando flexocompresión principal en la dirección Y.

Utilizando las ayudas de diseño del Instituto de Ingeniería para columnas de concreto reforzado y suponiendo refuerzo distribuido en la periferia.

Se propone un porcentaje de acero $\rho = 0.02$; $q = 0.02 \frac{4200}{231} = 0.36$

$$e_x = \frac{20.55}{175.07} = 0.12, \text{ entonces; } \frac{e_x}{h} = \frac{12}{65} = 0.18$$

$$e_y = \frac{92.30}{175.07} = 0.53, \text{ entonces; } \frac{e_y}{h} = \frac{53}{65} = 0.81$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{65} = 0.92 \approx 0.90$$

$$k_x = 0.85, k_y = 0.3$$

Cálculo de la carga resistente:

$$P_{Ro} = 0.7(65 \times 65 \times 231 + 84.5 \times 4200) = 931610 = 931.61 \text{ T}$$

$$P_{Rx} = 0.85 \times 0.7 \times 65 \times 65 \times 231 = 580710 = 580.71 \text{ T}$$

$$P_{Ry} = 0.33 \times 0.7 \times 65 \times 65 \times 231 = 204950 = 204.95 \text{ T}$$

$$P_R = \frac{1}{1/580.71 + 1/204.95 - 1/931.61} = 180.91 \text{ T} > P_u = 175.07 \text{ T}$$

El porcentaje de acero es adecuado.

4.7.4 Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero cumple con los requerimientos para marcos dúctiles de las NTC (7.3.3). Esta área de acero $A_s = 84.50 \text{ cm}^2$, se proporcionará con 12 varillas del #10, $A_s = 95.04 \text{ cm}^2$

➤ *Sismo en la dirección y:*

$$P_{uy} = 1.1(154.35 + 0.4 \times 12.01) = 175.07 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 1.1(0.4 \times 1.24 \times 37.67) = 20.55 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1(1.24 \times 67.66) = 92.30 \text{ Tm}$$

4.7.3 Diseño a flexocompresión

Se diseñará considerando flexocompresión principal en la dirección Y.

Utilizando las ayudas de diseño del Instituto de Ingeniería para columnas de concreto reforzado y suponiendo refuerzo distribuido en la periferia.

Se propone un porcentaje de acero $\rho = 0.02$; $q = 0.02 \frac{4200}{231} = 0.36$

$$e_x = \frac{20.55}{175.07} = 0.12, \text{ entonces; } \frac{e_x}{h} = \frac{12}{65} = 0.18$$

$$e_y = \frac{92.30}{175.07} = 0.53, \text{ entonces; } \frac{e_y}{h} = \frac{53}{65} = 0.81$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{65} = 0.92 \approx 0.90$$

$$k_x = 0.85, k_y = 0.3$$

Cálculo de la carga resistente:

$$P_{R0} = 0.7(65 \times 65 \times 231 + 84.5 \times 4200) = 931610 = 931.61 \text{ T}$$

$$P_{Rx} = 0.85 \times 0.7 \times 65 \times 65 \times 231 = 580710 = 580.71 \text{ T}$$

$$P_{Ry} = 0.33 \times 0.7 \times 65 \times 65 \times 231 = 204950 = 204.95 \text{ T}$$

$$P_R = \frac{1}{1/580.71 + 1/204.95 - 1/931.61} = 180.91 \text{ T} > P_u = 175.07 \text{ T}$$

El porcentaje de acero es adecuado.

4.7.4 Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero cumple con los requerimientos para marcos dúctiles de las NTC (7.3.3). Esta área de acero $A_s = 84.50 \text{ cm}^2$, se proporcionará con 12 varillas del #10, $A_s = 95.04 \text{ cm}^2$

4.7.5 Cortante

$$V_s = 11.67 \text{ T}; V_u = 1.1 \times 11.67 = 12.84 \text{ T}$$

$$P_u = 175.07 \text{ T} < 0.7(0.7 \times 280 \times 65^2 + 2000 \times 31.68) = 624022 = 624.02 \text{ T}$$

Entonces V_{CR} , se multiplica por el factor: $1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{175070}{65^2} = 1.29$

$$p = \frac{31.68}{65 \times 60} = 0.0081 < 0.015;$$

$$A_s = 4 \times 7.92 = 31.68 \text{ cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 65 \times 60(0.2 + 20 \times 0.0081) \cdot 280 = 16557 \text{ kg}$$

$$1.27V_{CR} = 21360 = 21.36 \text{ T}$$

Como $V_u < V_{CR}$: $A_s = 0.25 \times \frac{280}{4200} \frac{65 \times 30}{4200} = 1.94 \text{ cm}^2$

$$s = d/2 = 60/2 = 30.0 \text{ cm}$$

4.7.6 Refuerzo transversal

Se proporcionarán estribos para el confinamiento adecuado del concreto y para evitar el pandeo lateral de las barras longitudinales en la columna, tomándose la menor de las distancias que resulte de las consideraciones siguientes:

- $65/4 = 16.2 \text{ cm}$
- $6d_{bl} = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm}$
- 10 cm,

La separación que rige es, $s = 10 \text{ cm}$.

La cuantía del refuerzo transversal se elegirá de la mayor de las cantidades obtenidas de las ecuaciones siguientes:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c = 0.3 \left(\frac{65 \times 65}{60 \times 60} - 1 \right) \frac{350}{4200} \times 10 \times 60 = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c = 0.09 \frac{350}{4200} \times 10 \times 60 = 4.5 \text{ cm}^2,$$

Entonces esta área se proporciona con 4 ramas del # 4. $A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$.

La separación máxima de estribos (6.2.3, NTC-2000) en zonas fuera de la zona de articulación plástica, debe proporcionarse a la menor distancia menor que resulte de lo siguiente:

$$a) \frac{850}{f_y} d_{bl} = \frac{850}{4200} 3.18 = 41.70 \text{ cm}$$

$$b) 48d_{bl} = 48 \times 3.18 = 152.6 \text{ cm}$$

$$d) 65 / 2 = 32.5 \text{ cm}$$

Esta separación de estribos se toma igual a 30 cm. La distribución del acero se propone de acuerdo a la figura 3.8.

Zona de articulación plástica

Para las columnas esta distancia se toma a partir del nivel de terreno y en la unión con la viga que forma el marco, la distancia será:

Longitud de articulación plástica = $2 \times 65 = 130 \text{ cm}$.

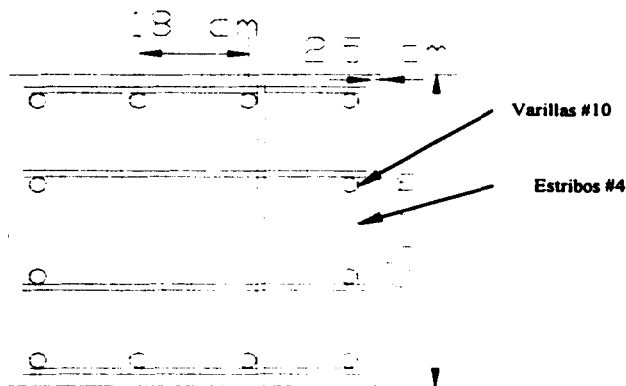


Figura 3.8 Distribución del acero

Diseño de la viga que forma parte del marco

El diseño se realiza de acuerdo con las ayudas de diseño del Instituto de Ingeniería.

Diseño a flexión

El parámetro utilizado en el diseño es el siguiente:

$$\frac{M_u}{F_R b d^2 f''c} = \frac{99.88 \times 10^5}{0.9 \times 65 \times 85 \times 231} = 0.10$$

De las gráficas de diseño se obtiene un $q = 0.10$.

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y} = 0.10 \frac{231}{4200} = 0.0055$$

$A_s = \rho b d = 0.0055 \times 65 \times 85 = 30.38 \text{ cm}^2$, se proporciona con 6 del #8, $A_s = 30.42 \text{ cm}^2$

Cortante que toma el concreto

Como $\rho < 0.015$,

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f''c} = 0.8 \times 65 \times 85 \times (0.2 + 20 \times 0.0055) \sqrt{280} = 22927.80 = 22.93 \text{ T} < V_u = 118.37 \text{ T}$$

Pero:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f''c} = 1.5 \times 0.8 \times 65 \times 85 \times \sqrt{280} = 110941 = 110.94 \text{ T} < V_u$$

$$2.5 F_R b d \sqrt{f''c} = 2.5 \times 0.8 \times 65 \times 85 \times \sqrt{280} = 184901 = 184.90 > V_u$$

Se proponen estribos del #4, a una separación no mayor de (7.2.3.b, NTC-2001):

- > $0.25d = 0.25(85) = 21.25 \text{ cm}$
- > $8d_{bl} = 8(2.54) = 20.32 \text{ cm}$
- > $24d_{b,estribo} = 24(1.27) = 30.48 \text{ cm}$
- > 30 cm

Se colocarán estribos del #4 a cada 20 cm.

Unión viga-columna

Se proporciona el mismo acero que a la columna y acero vertical a la distancia dada de acuerdo con lo requisitos para la columna.

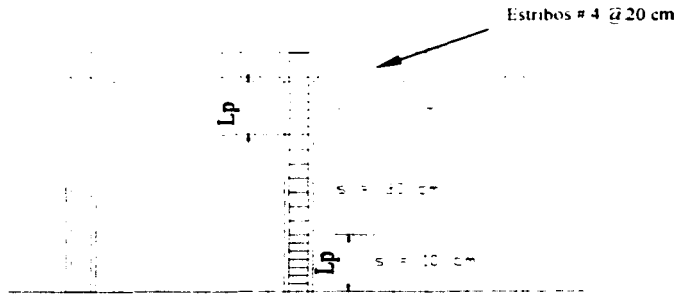


Figura 3.9 Detallado de la separación del acero transversal

4.7.7 Diseño de la columna de acuerdo a la propuesta realizada en el capítulo 3 de esta tesis

Se acepta el acero longitudinal que se calculó anteriormente. $A_s = 95.04 \text{ cm}^2$

Refuerzo transversal

Para la zona de articulación plástica, la separación será la menor de:

$$s = 6d_{hl} = 6 \times 3.18 = 19.08 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm.}$$

Se toma $s = 10 \text{ cm}$

Fuera de la zona de la articulación plástica el refuerzo debe cumplir la separación de $s = 20 \text{ cm}$.

En la propuesta se tiene que el área de refuerzo transversal para columnas rectangulares, debe cumplir la ecuación 3.20 de esta tesis:

$$A_{sh} = 0.12 \times 10 \times 65 \frac{350}{4200} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 175070}{350 \times 65 \times 65} \right) + 0.13(0.022 - 0.01) = 4.21 \text{ cm}^2$$

Se proporciona con 4 ramas del #4, $A_{sh} = 5.08 \text{ cm}^2$.

Se acepta el diseño de la viga realizado antes.

Detallado en la unión viga-columna

Se calculan los esfuerzos principales en la unión, de acuerdo con las ecuaciones 3.37 y 3.38 de este escrito, para compararlos con los esfuerzos permisibles definidos en el capítulo 3 y verificar si requiere acero en la unión.

Esfuerzos permisibles

$$p_t = 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_c = 1050 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de los esfuerzos en la unión:

$$f_v = \frac{175.07}{.975} = 144.4 \text{ T/m}^2$$

$$f_h = \frac{10.73}{.65 \times .85} = 12.70 \text{ T/m}^2$$

$$V_{jv} = \frac{T_c}{A_{jv}} = \frac{38.2}{.48} = 78.33 \text{ T}$$

$$p_t = \frac{(144.4 + 12.70)}{2} - \sqrt{\left(\frac{144.4 - 12.70}{2}\right)^2 + 78.33^2} = -23.8 \text{ T/m}^2 < 174.0 \text{ T/m}^2$$

$$p_c = \frac{(144.4 + 12.70)}{2} + \sqrt{\left(\frac{144.4 - 12.70}{2}\right)^2 + 78.33^2} = 180.91 \text{ T/m}^2 < 1050 \text{ T/m}^2$$

Los esfuerzos en la unión son menores que los permisibles, por lo tanto únicamente se proporcionará el acero mínimo en la junta de acuerdo con:

$$\rho_{min} = \frac{.93 \times f'_c}{f_{yh}} = \frac{.93 \times 350}{4200} = 0.00404$$

4.8 RESULTADOS

En la tabla 4.5 se muestra una comparación del diseño de las columnas, que realicé basándome en los requisitos que marcan las NTC-2000, y en la propuesta realizada en el capítulo 3.

Tabla 3.5 Comparación de resultados de diseño

Requisitos de diseño	Acero longitudinal	Acero transversal			Longitud de articulación plástica (cm)	Longitud de desarrollo (cm)	Longitud de anclaje (cm)	Traslape (cm)
		Área (cm ²)	Separación en zona de la articulación plástica (cm)	Separación fuera de la zona de la articulación plástica (cm)				
MC1	$\rho = 0.01$							
NTC-2001	141.96 cm ²	8.63	10	40	240	75.0	43.0	100.0
Propuesta	141.96 cm ²	7.58	10	15	150	69.0	55.0	87.0
MC2	$\rho = 0.02$							
NTC-2001	115.32 cm ²	8.25	10	30	130	75.0	43.0	100.0
Propuesta	115.32 cm ²	4.98	10	15	150	69.0	55.0	87.0
MC3	$\rho = 0.02$							
NTC-2001	95.04	4.5	10	30	120	94.0	54.0	125.0
Propuesta	95.04	4.21	10	15	150	107.0	68.0	109.0

En la tabla anterior se puede observar que los requisitos que marcan las NTC-2001 y los de la propuesta que se realiza son semejantes, una de las diferencias se nota en la separación del refuerzo transversal fuera de la zona de la articulación plástica, en la propuesta presentada se recomienda que esta no sea mayor que seis veces el diámetro de la barra longitudinal.

La longitud de articulación plástica se obtiene de acuerdo a la experimentación y observaciones realizadas por Priestley, así como también la longitud de desarrollo de la propuesta que es un múltiplo del diámetro del acero de refuerzo longitudinal que se incrementa de acuerdo con el tamaño de éste; la longitud de anclaje que se presenta garantiza que el acero se encontrará anclado lo más cercano posible a la cara más lejana de la viga principal y el traslape es el suficiente para asegurar la continuidad en los esfuerzos del acero.

Se hace notar que las NTC-2001 no realizan una consideración especial para el diseño de las uniones de columnas con traveses, ya que marcan que es suficiente que se prolongue el acero de las columnas además de proporcionar la misma cantidad de la columna como acero vertical dentro del nudo; para realizar esta consideración en la propuesta se mencionan las posibles causas que pueden ocasionar una falla en el nudo y se sugiere como corregir esta deficiencia por medio de estribos verticales u horizontales en la zona de la conexión con base en un cálculo de los esfuerzos que actúan en la junta.

Capítulo 5

CONCLUSIONES

De acuerdo con la importancia que en la actualidad tiene los puentes urbanos por razones de desarrollo económico y demográfico dentro de la ciudad y debido a que el comportamiento de los puentes es distinto al de otras estructuras, es necesario reglamentar unas Normas Técnicas para Puentes.

Con base al diseño realizado para las pilas del puente basado en las NTC-2001, para estructuras de concreto reforzado y al comparar con la propuesta presentada en este trabajo, puedo concluir lo siguiente:

- Se debe de hacer una consideración para la carga viva accidental para diseño sísmico en puentes.
- El porcentaje de acero longitudinal que disponen las NTC-2001, es aceptable para estructuras de puentes.
- Se proponen las fórmulas para el cálculo del refuerzo transversal mostradas en el capítulo 3 de esta tesis, ya que los elementos que conforman las pilas están trabajando a flexocompresión y dichas ecuaciones están en función de la carga axial que actúa sobre la columna.
- La longitud de la zona de articulación plástica propuesta la han obtenido especialistas en puentes con base a estudios y observaciones al comportamiento de sus elementos, por lo que se recomiendan éstas consideraciones.
- La separación del refuerzo transversal para puentes es la misma que especifican las NTC-2001.
- Las consideraciones para el diseño de las uniones en la viga y columna, deben ser analizadas siempre para el caso de los puentes, por lo que se hace una recomendación para su análisis en la propuesta presentada.

Esta propuesta presentada recabada de distintos reglamentos para puentes tiene el propósito de que pueda ser considerado como base para servir a aquellos estudiantes y profesionistas que estén interesados en conocer un poco más acerca de estas estructuras importantes, como son los puentes urbanos.

Referencias bibliográficas

- ACI, Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridges Structures, Reported by ACI Committee 343, U.S.A. 1995.
- AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, U.S.A. 1996.
- ATC, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, Applied Technology Council California U.S.A. 1996.
- BAZÁN E., Meli R., Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Limusa, México D.F., 1985.
- CALTRANS, Seismic Design Criteria, versión 1.2. California U.S.A., december 2000.
- DDF, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Departamento del Distrito Federal, México D.F., 2001.
- DDF, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, México D.F., 1999.
- GONZÁLEZ C. Oscar, Robles F. Francisco, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, 3^a edición, México D.F. 2000.
- HENS P. Conrad, Design of Modern Concrete Highway Bridges, Krieger Publishing Company, Florida 1992.
- MELI R., Diseño Estructural, Limusa, México D.F., 2000.
- MIRELES V.R., Reinoso E., Diseño Sísmico de Puentes, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, 1997.
- ORDAZ M., Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Memorias del XII Congreso de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., México, 2000.
- PARK R., Paulay T. Estructuras de Concreto Reforzado, Editorial Limusa, 1^a reimpresión, México D.F. 1980.
- PRIESLEY M.J.N., Seible F., and G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley, New York, 1996.