

FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE DIPLOMA

**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA PUENTES
DE HORMIGÓN ARMADO EN ZONAS SISMICAS**

YULIENNI CEDEÑO PUPO

HOLGUÍN

2015

FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE DIPLOMA

**DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA PUENTES
DE HORMIGÓN ARMADO EN ZONAS SISMICAS**

YULIENNI CEDEÑO PUPO

TUTOR: ING. EDDY FERNÁNDEZ OCHOA

HOLGUÍN

2015

PENSAMIENTO

"La inteligencia consiste no solo en el conocimiento, sino también en la destreza de aplicar los conocimientos en la práctica"

Aristóteles

DEDICATORIA

En especial a mi bebe ya que sin él no soy nadie, a mi familia por no haber dudado, de algo que un día fue un sueño, y hoy es realidad. A esas personas que lo han dado todo por la formación de profesional de personas que como yo una vez soñaron el momento en que se hiciera realidad este sueño.

RESUMEN

La siguiente investigación persiguió como objetivo determinar las principales características y disposiciones constructivas que deben cumplir los proyectos de puentes de carretera de hormigón. Se toman como ejemplo ***La NC 46:2014, AASHTO-LRFD y Euro código 8, parte 2*** en estos se aplican diferentes métodos y modelos constitutivos que de forma manual pueden enfrentarse a problemas de sismos severos y daños a las estructuras (puentes de carreteras etc.). Empleando las ***Disposiciones constructivas para puentes de carreteras de hormigón en zonas sísmicas*** de los códigos. Estableciendo así las particularidades de cada código haciendo énfasis en los principales cambios que se proponen en el nuevo reglamento y exponer las metodologías de diseño en zonas sísmicas Que permiten analizar mediante el diseño sismorresistente sus factores de seguridad teniendo en cuenta las diferentes normas que nos permite realizar un detallado más exhaustivo de las estructuras de hormigón armado en puentes de carretera Posteriormente se presenta una ***Relación de forma concreta de las metodologías de cálculo que utiliza el código AASHTO-LRFD, el Euro código 8 parte 2 y la NC 46:2014 para el diseño y revisión de puentes de carreteras***, como herramienta fundamental para la formación del futuro Ingeniero Civil.

ABSTRACT

This investigation aims as objective to determine the principal characteristics and constructive dispositions that must fulfill the projects of highway bridges of concrete. **46:2014, AASHTO** take like example **Their NC LRFD and Euro code 8, part 2** in these apply different methods and constitutive models themselves than they can face problems of severe seisms and damages to the structures of manual form (bridges of roads etc.). Using the **constructive Dispositions for bridges of roads of concrete at seismic zones** of the codes. Establishing the particularities out of every code stressing the principal changes that they set themselves in the new regulations that way and exposing the designing methodologies at seismic zones That they enable examining by means of the design resistant seism his safety factors taking into account the different standards that you allow realizing to us one detailed more exhaustive **AASHTO** encounters a **Relation of concrete form of the methodologies of calculation that utilizes the code** of the structures of reinforced concrete at bridges of road Posteriormente **LRFD, the Euro code 8 46:2014 for the design and revision of bridges of roads**, like fundamental tool **splits 2 and the NC** for her Formation of the future Civil Engineer.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	10
CAPITULO- I: CONCEPTOS Y DEFINICIONES BÁSICAS DE LOS ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES EN ZONAS SÍSMICAS	19
1.1 Conceptos básicos	20
1.2 SISMO ÚLTIMO DE CÁLCULO	21
1.3 Sismo frecuente	21
1.4 Sismo de construcción	21
1.5 Propiedades Mecánicas de los Materiales constitutivos del concreto reforzado	21
1.6 Diagrama del Momento-Curvatura (M- ϕ)	23
1.7 Ductilidad	24
1.8 Consideraciones importantes en el Diseño Sismorresistente de los Puentes	25
1.9 Restricciones Funcionales	26
1.9.1 Restricciones Geotécnicas	27
1.10 Tipos de estructuras	28
1.11 Conexiones entre superestructura y subestructura	29
1.11.1 Conexión Monolítica	29
1.11.2 Conexión Apoyada	30
1.11.3 Conexión entre superestructura, subestructura y estribo	31
1.12 Secciones de las columnas de la subestructura	32
1.13 Diseño sísmico de puentes	33
1.14 Conclusiones del capítulo	33
CAPÍTULO – II DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍSMICAS	34
2.1 Clasificación de los puentes según su importancia	35
2.2 Tipos de comportamiento estructural	35
2.3 Exigencias para cada tipo de comportamiento	36
2.3.1 Comportamiento dúctil	36
2.3.2 Comportamiento con ductilidad limitada	36

2.3.3 Comportamiento elástico	37
2.4 Metodología de diseño para pilas de puentes	37
2.5 Criterios generales de armado	38
2.6 Armado en nudos	39
2.7 Armadura mínima	39
2.7.1 Regiones que requieren armadura transversal	40
2.8 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS	40
2.8.1 ARMADURA MÁXIMA	40
2.8.2 Máxima separación de la armadura transversal	41
2.8.3 Tipos de armadura transversal	41
2.9 Máxima separación de las barras de armadura.	44
2.10 Armadura de Confinamiento	44
2.10.1 Núcleos del acero	45
2.11 Conexiones	46
2.12 Estribos	46
2.12.1 Estribos cerrados	47
2.12.2 Estribos monolíticos	48
2.13 Zunchos	49
2.14 Diámetros mínimos de doblado	49
2.15 Ganchos y doblado de la armadura	51
2.15.1 Ganchos normales	51
2.15.2 Ganchos Sismorresistentes	51
2.16 Detalles de refuerzo para columnas	52
2.16.1 Refuerzo transversal para elementos a compresión	52
2.16.2 Refuerzo transversal para elementos a flexión	53
2.16.3 Refuerzo de retracción y temperatura	53
2.17 Límites del espaciamiento del refuerzo	54
2.18 Elementos estructurales de hormigón	54
2.18.1 Requisitos para la integridad estructural	55
2.19 Conclusiones del capítulo	57
CAPITULO III- MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO SISMORESISTENTE DE ACUERDO CON: LOS CÓDIGOS AASHTO-LRFD, EL EURO CÓDIGO 8 PARTE 2 Y LA NC 46:2014	58

3.1 ENFOQUE DE ACUERDO A LA AASHTO-LRFD	58
3.1.1 Método Espectral Unimodal	60
3.1.2 Método de la Carga Uniforme	60
3.1.3 Método Espectral Multimodal	60
3.1.4 Método de Historia de Tiempo	61
3.1.5 Análisis dinámico	61
3.1.6 Distribución de Masas	61
3.1.7 Selección del Método de Análisis	62
3.2 ENFOQUE DE ACUERDO A LA NC 46:2014	62
3.2.1 Rigidez	63
3.2.2 Amortiguamiento	63
3.2.3 Procedimiento de cálculos	63
3.2.4 Combinación de los componentes de la acción sísmica	63
3.3 ENFOQUE DE ACUERDO A LA NCSP-07	66
3.3.1 Cálculo modal espectral	67
3.3.2 Factor de comportamiento	67
3.3.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO EN PUENTES REGULARES	68
3.3.4 FACTORES DE COMPORTAMIENTO EN PUENTES IRREGULARES	69
3.3.5 Método dinámico no lineal en el tiempo	69
3.3.6 Procedimiento de cálculo y verificación	70
3.4 Método del empuje incremental	71
3.4.1 Cálculo estático no lineal	71
3.4.2 Acción sísmica	71
3.4.3 Modelo estructural	71
3.4.4 Procedimiento de cálculo y verificación	71
3.5 ENFOQUE DE ACUERDO A LA EURO CÓDIGO 8 PARTE 2: DISPOSICIONES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES	72
3.5.1 Cálculo dinámico no lineal. Método del espectro de respuestas	72
3.5.2 Combinación de respuestas modales	72
3.5.3 Método del modo fundamental	73
3.5.4 Métodos lineales alternativos	73
3.6 Conclusiones del capítulo.	73

Introducción

Antecedentes Históricos

La primera tipología de nuestros puentes data desde que los indios colocaron para salvar los ríos, bolos de madera que en aquel entonces existían con relativa abundancia. La construcción de éstos como obras verdaderas de ingeniería comienza con la llegada al país de los españoles.

Nuestro país se caracteriza por ser una isla larga y estrecha, con predominio de zonas llanas, la mayoría de sus ríos, de poco curso motivaron el lento desarrollo inicial de los puentes.

Antes del triunfo de la revolución se construían puentes con el objetivo de desarrollar la infraestructura vial del territorio nacional.

Debido al éxodo de ingenieros civiles hacia el exterior los ingenieros que quedaban se vieron obligados a crear una tipificación que fuera fácil de ejecutar, por lo que con la colaboración de ingenieros soviéticos surge la tipificación soviético cubana en la década de los años 70, la cual todavía en la actualidad se utiliza en la proyección y ejecución de puentes carreteros.

El primer puente construido en nuestra provincia Holguín, de tipología soviético cubana fue en el año 1973, el mismo se encuentra ubicado sobre el río Gibara.

El puente analizado, ubicado sobre el río Zagua fue proyectado en la Habana por la Ing. Carmen Panizo. Su construcción comenzó en el año 1973, ejecución que estuvo a cargo de la DAP Regional Zagua-Moa bajo el asesoramiento del Ing. Lizardo Bertolín León, especialista en puentes de nuestra provincia. Su culminación no fue hasta el 1 de Mayo de 1974. **(Información obtenida de la empresa Vértice)**

La estructura presenta buen estado técnico, aunque aún presenta problemas de corrosión y aceros expuestos en las vigas. El mismo por ser de tipología soviético cubana no está diseñado para soportar cargas sísmicas lo que puede traer como consecuencia que ante la ocurrencia de un sismo, el puente colapse o sufra daños severos.

El fenómeno de la sismicidad ha sido parte de la historia de la humanidad debido a las características de su origen natural y por lo impredecible que es conocer su magnitud.

Muchos países del mundo se han visto afectados por movimientos telúricos que han producido la pérdida de vidas humanas, además de causar grandes daños a la infraestructura de las ciudades. [1]

Aunque existen reglamentos de construcción desde 1919, no fue hasta 1930 que existió en Japón la primera norma de construcciones con parámetros sísmicos, la cual fue desarrollada después del gran terremoto de Kanto que destruyó la ciudad de Tokio (Murota, 1995). Este reglamento sugería tomar un valor del 10 por ciento del valor de la gravedad como fuerza lateral para simular el efecto del sismo sobre la estructura. [1]

En los años 50 surge la concepción de Estado Límite de Resistencia y Estado Límite de Servicio, estados mediante los cuales se establecía los estados límites en que no se superaran las cargas máximas admisibles.

Posteriormente, se dispuso de coeficientes de disipación de energía sísmica, con lo que se buscó una mayor economía en la estructura ante eventos sísmicos. [1]

En 1974 se introduce la concepción del diseño por capacidad mediante la cual se intenta orientar la forma de falla de los sistemas estructurales, eligiendo fallas dúctiles con capacidad de deformación controlada, prefiriendo fallas por flexión y no fallas por cortante, y realizando gran parte del diseño con la capacidad resistente y no con la demanda de capacidad. [1]

Actualmente el método utilizado en la mayoría de las normas vigentes, es el diseño basado en fuerzas, no obstante se ha reconocido que la resistencia no representa apropiadamente el comportamiento de una estructura ante un sismo y la resistencia de los elementos no asegura un comportamiento satisfactorio.

Las normas de diseño sísmico en Cuba datan desde la época de la colonia, pero en los códigos cubanos la primera utilizada fue en el año 1984 [2] siendo la NC 53-114:84. Dicha norma ha ido evolucionando hasta nuestros días, primero fue derogada por la NC 46:1999 y luego la de 1999 por la NC 46:2014.

Todos los cambios aplicados a la norma se deben a los adelantos en el conocimiento de la ciencia con respecto a la ejecución de estructuras en zonas sísmicas, además se ha tenido en cuenta los actuales movimientos que se han ido suscitando en la corteza terrestre.

En nuestra provincia no son muchos los puentes que han sufrido los efectos devastadores de un sismo, no quiere decir esto que no vaya a suceder algún día, por

esto es que se contactó con diversas empresas para obtener información de algún puente dañado por estos fenómenos naturales tan impredecibles.

Después de varias investigaciones, se encontró, en el Centro de Vialidad Provincial de Holguín, un proyecto de un puente ubicado en el Km. 28.5 de la Carretera Moa-Baracoa, en el límite entre las provincias de Holguín y Guantánamo que tuvo afectaciones debido a que el mismo se encontraba sobre una falla geológica que no había sido detectada. Esto representó gran importancia ya que al conocer la existencia de la falla se tuvieron en cuenta las posibles afectaciones que pudiera tener el puente y se tomaron medidas para mitigar los daños sobre el mismo.

El fenómeno de la sismicidad ha sido parte de la historia de la humanidad por las características naturales de su origen y por lo impredecible de su magnitud. Buena parte de los países del mundo se han visto sometidos a una serie de movimientos telúricos que además de producir la pérdida lamentable de vidas humanas, han causado enormes daños en la infraestructura de las ciudades y el patrimonio de las personas.

Aunque existen reglamentos de construcción desde 1919, sólo hasta 1930 existió en Japón la primera norma de construcciones con parámetros sísmicos, la cual fue desarrollada luego del catastrófico sismo de Kanto que devastó la ciudad de Tokio (Murota, 1995). Este reglamento sugería el 10 por ciento del valor de la gravedad como fuerza lateral para simular el efecto del sismo en la estructura, como se muestra en la Figura (1). Este concepto fue tan válido en su momento que un buen número de estructuras que actualmente hoy están en uso en las zonas urbanas fueron diseñadas con esta presunción de diseño, empleando valores que alcanzan hasta el 5 por ciento del peso de la estructura como fuerza lateral. [1]

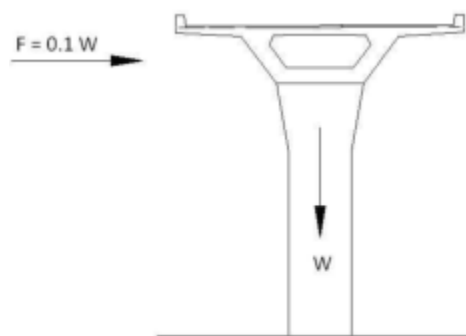


Fig. 1 Análisis estructural sismorresistente a comienzos del siglo XX
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo

En los años 50, aparecieron los conceptos de Estado Límite de Resistencia y Estado Límite de Servicio, mediante los cuales se establecía los estados límite en que no se superarán las cargas máximas admisibles. Posteriormente, se dispuso de los coeficientes de capacidad de disipación de energía sísmica, los cuales buscan principalmente la economía de las construcciones ante la baja periodicidad de los sismos de gran intensidad. [1]

En 1974 se introduce el concepto del diseño por capacidad mediante el cual se intenta orientar la forma de falla de los sistemas estructurales, eligiendo las fallas dúctiles con una capacidad de deformación controlada, prefiriendo las fallas por flexión a las fallas a cortante por no ser súbitas y realizando gran parte del diseño con la capacidad resistente y no con la demanda de capacidad. De esta forma, los diseñadores podían prever la forma en que se produciría el colapso de la estructura al detallar los elementos estructurales con el objetivo de controlar el deterioro en cada uno de estos elementos y de la estructura global. Así mismo, se puede establecer un valor de cortante basal para el cual se aumenta el daño hasta llegar a un valor en el cual se produciría el colapso. Por lo anterior, los últimos avances en el diseño sísmico están siendo enfocados a encontrar los estados límite adecuados en las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica, vigilando los daños locales en los elementos estructurales y el daño global en la estructura, analizando la acumulación de estos daños en los ciclos de carga y descarga que causa el evento sísmico y controlando de manera lógica los desplazamientos y las ductilidades. En este sentido, existen varias corrientes de investigación que se basan en el diseño por desempeño mediante las cuales se realizan controles a los desplazamientos y otros que son formulaciones metodológicas. Aunque muchas de estas propuestas son aparentemente sencillas de aplicar en el diseño sísmico, los métodos se basan en modelos bastante teóricos donde se consideran amortiguamientos en la estructura por causa de los daños durante el sismo y reducción poco cuidadosa de la rigidez de los elementos estructurales con el aumento de las cargas. [1]

Actualmente el diseño basado en fuerzas, que emplea los conceptos anteriormente mencionados, es mundialmente aceptado para el diseño sísmico debido a que es el método recomendado en la mayor parte de los reglamentos vigentes; no obstante, se ha reconocido que la resistencia no representa apropiadamente el comportamiento de una estructura durante un sismo y se ha verificado que la revisión de la resistencia de

los elementos estructurales no asegura un comportamiento satisfactorio desde el punto de vista sísmico. [1]

Por lo anterior, los últimos avances en el diseño sísmico están siendo enfocados a encontrar los estados límite adecuados en las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica, vigilando los daños locales en los elementos estructurales y el daño global en la estructura, analizando la acumulación de estos daños en los ciclos de carga y descarga que causa el evento sísmico y controlando de manera lógica los desplazamientos y las ductilidades. En este sentido, existen varias corrientes de investigación que se basan en el diseño por desempeño mediante las cuales se realizan controles a los desplazamientos y otros que son formulaciones metodológicas de conservación de energía y modelos de daño acumulado. Aunque muchas de estas propuestas son aparentemente sencillas de aplicar en el diseño sísmico, los métodos se basan en modelos bastante teóricos donde se consideran amortiguamientos en la estructura por causa de los daños durante el sismo y reducción poco cuidadosa de la rigidez de los elementos estructurales con el aumento de las cargas. Aunque es importante que las nuevas propuestas metodológicas se enfoquen en mejorar el comportamiento de las estructuras y en reducir el daño y las pérdidas económicas que se producen en los sistemas construidos con las especificaciones vigentes, sería bastante valioso que estas propuestas sean claras para los ingenieros que las aplican, de manera que éstos puedan realizar los diseños sísmicos con un grado mayor de certeza teniendo en cuenta la cantidad de variables que intervienen en el diseño. Al proponer métodos lógicos que se basan en la física y en la mecánica de materiales, se brinda a los consultores de herramientas para el mejor entendimiento del fenómeno sísmico en nuestras estructuras. [1]

El diseño sismorresistente de estructuras se hace principalmente bajo dos metodologías: **una basada en fuerzas** y otra más reciente basada en **el desempeño de la estructura**. El diseño basado en fuerzas se fundamenta en el corolario mencionado anteriormente y consiste simplemente en **garantizar que la resistencia de los elementos estructurales** superen las fuerzas a las que se verá sometida la estructura, lo que es un criterio claro de diseño. No obstante, ante la falta de certeza en la magnitud de las fuerzas sísmicas, la aplicabilidad del diseño basado en fuerzas se ve comprometida cuando se supera el rango elástico en los elementos estructurales que resisten las cargas sísmicas.

En términos generales, el diseño basado en fuerzas y, en especial el diseño sismorresistente, puede resumirse en el siguiente procedimiento:

1. Definir una geometría de los elementos estructurales y sus propiedades mecánicas hallando la correspondiente rigidez lateral ante cargas sísmicas.
2. Asumir el periodo de vibración de la estructura con las dimensiones propuestas.
3. Identificar la aceleración espectral asociada al periodo de vibración y calcular las fuerzas sísmicas dependiendo de la masa de la estructura, la altura de la estructura y la rigidez del sistema. En este paso se ajusta el periodo obtenido revisando el periodo asumido en el paso anterior, recalculando los desplazamientos laterales hasta que haya una buena convergencia.
4. Seleccionar un factor de reducción de la fuerza sísmica para la estructura.
5. Realizar la modelación de la estructura mediante un análisis estructural con todas las cargas aplicadas y la fuerza sísmica identificada en el paso 3 afectadas por el factor de reducción del paso 4.
6. Diseñar los elementos estructurales y no estructurales para que resistan las combinaciones de carga posibles.
7. Calcular los desplazamientos laterales de la estructura y valorar las vibraciones en diferentes partes de la estructura.
8. Comparar los desplazamientos y las vibraciones encontradas con los valores establecidos en las normativas sismorresistentes locales.
9. Si los desplazamientos y las vibraciones superan los establecidos previamente, se debe comenzar nuevamente el proceso de diseño basado en fuerzas, rigidizando la estructura hasta el punto que tanto los desplazamientos como las vibraciones se ajusten a los valores establecidos. En caso contrario, si la estructura resulta ser tan rígida que no se superan los valores establecidos, a criterio del diseñador puede comenzar un proceso de optimización mediante la reducción de las dimensiones de los elementos estructurales hasta ajustarse a los valores establecidos. Debe prestarse especial cuidado al rango de las vibraciones dentro en el proceso de dimensionamiento del puente pues la rigidización de la estructura puede alcanzar frecuencias válidas por diferentes y dispersas normativas, reglamentos, investigaciones o publicaciones, convirtiéndose en un valor que puede ser subjetivo y polémico principalmente en el caso de puentes peatonales. [1]

Tratar de definir con exactitud la magnitud de las fuerzas sísmicas que llegan a una estructura ha sido una labor académica y teórica compleja ya sea porque no se tienen los suficientes registros sísmicos en la gran mayoría de la ciudades del mundo o

porque existe una brecha conceptual entre la generación de los sismos como tal en la fuente y la forma en que estas fuerzas sísmicas afectan las estructuras que son diseñadas o analizadas, por lo cual **el problema de investigación** reside en: Producto al cambio de zonificación sísmica introducidas en el código NC-46:2014 se hace necesario un estudio de las disposiciones constructivas para puentes de carretera de hormigón en zonas sísmicas que sirva como base para el detallado de los elementos estructurales de estas obras. [1]

Este problema se manifiesta en el siguiente **objeto de investigación**: Puentes de carreteras de hormigón.

Y se concreta en el siguiente **campo de acción**: disposiciones constructivas.

Por lo que la presente investigación persigue como **objetivo general**: determinar las principales características y **disposiciones constructivas** que deben cumplir los proyectos de puentes de carretera de hormigón.

Como **hipótesis** se plantea que si se crea un estudio de las disposiciones constructivas para puentes de carretera de hormigón en zonas sísmicas que sirva para el detallado de sus elementos estructurales se podrá ahorrar tiempo y trabajo en el estudio a los profesionales de este campo

Objetivos específicos:

1. Realizar un análisis del estado del arte en cuanto a las características del diseño de puentes en zonas sísmicas.
2. Establecer las particularidades del refuerzo de los elementos estructurales de puentes en zonas sísmicas.
3. Exponer las metodologías de diseño según el nuevo reglamento para puentes de carreteras de hormigón en zonas sísmicas.

El trabajo está estructurado en tres capítulos:

Capítulo 1: Aborda lo referente a los **conceptos y definiciones** concernientes a los códigos analizados y los **elementos que intervienen en el diseño Sismorresistentes** de puentes de carreteras.

Capítulo 2: Analiza según la propia secuencia propuesta en la nueva norma todos los **aspectos agregados** con relación a su predecesora, con la finalidad de ahorrar trabajo en su estudio a los profesionales de este campo.

Capítulo 3: Relaciona de forma concreta las **metodologías de cálculo** que utiliza el código AASHTO-LRFD, el Euro código 8 parte 2 y la NC 46:2014 para el **diseño y revisión de puentes de carreteras** de hormigón.

Analizando el caso de los puentes, y de las estructuras en general que pueden analizarse como una estructura de un solo grado de libertad, con una masa concentrada en la parte superior y con una excitación lateral simulando el efecto sísmico, se tendrá un desplazamiento lateral en función de las propiedades geométricas y mecánicas del elemento. En el diseño sismorresistente es importante conocer la rigidez lateral del elemento estructural y por lo tanto es necesario encontrar la forma de determinar el desplazamiento basado en las curvaturas de la sección del elemento, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los elementos estructurales ante una carga de flexo-compresión y de allí encontrar su rigidez lateral. [1]

Para el diseño sismorresistente es importante conocer la capacidad de desplazamiento de la estructura y con ella la capacidad de flexión y fuerza cortante.

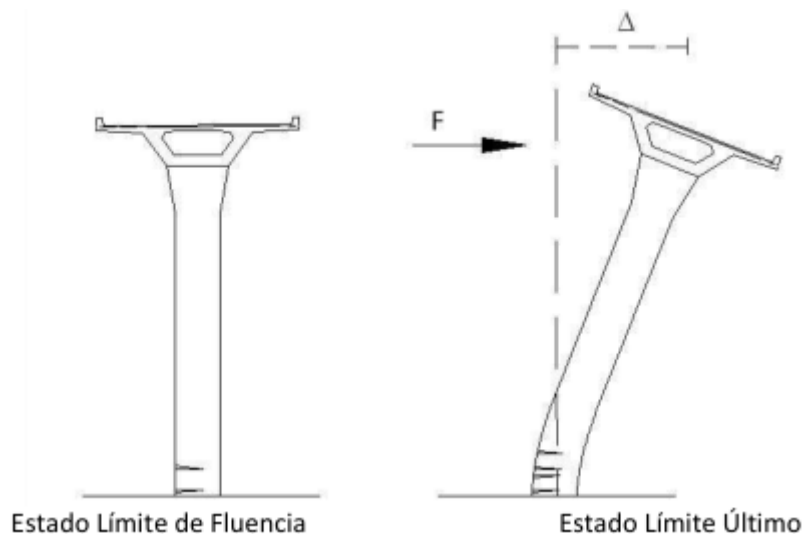


Fig. 2 Niveles de daños en un puente por carga sísmica
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN
INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012

Esta alternativa de diseño es convincente por su transparencia, racionalidad y sencillez. A través de este método se pretende reducir la incertidumbre en el proceso de diseño relacionando de una manera directa las hipótesis de análisis y diseño y el comportamiento esperado de la estructura. Como se espera en las zonas de amenaza sísmica, las estructuras deben experimentar deformaciones superiores al límite elástico, razón por la cual se considera adecuado utilizar criterios de diseño que

relacionen la intensidad sísmica directamente con el nivel de daño en la estructura (Urrego, 2005).

En las figuras 2 y 3 se muestra la sección de un puente en la que se observa que el daño se inicia con desplazamientos relativamente bajos, cercanos al desplazamiento de fluencia. [1]

Con el aumento de la carga se incrementa el daño, creciendo las deformaciones y los desplazamientos. Sin embargo, la fuerza lateral resistente que actúa en la columna del puente luego del límite elástico se incrementa ligeramente y no puede ser utilizada como índice del nivel de daño que ocurre en el elemento estructural. Por otro lado, los desplazamientos pueden caracterizarse adecuadamente en el nivel de daño de la columna que conforma la estructura. [1]

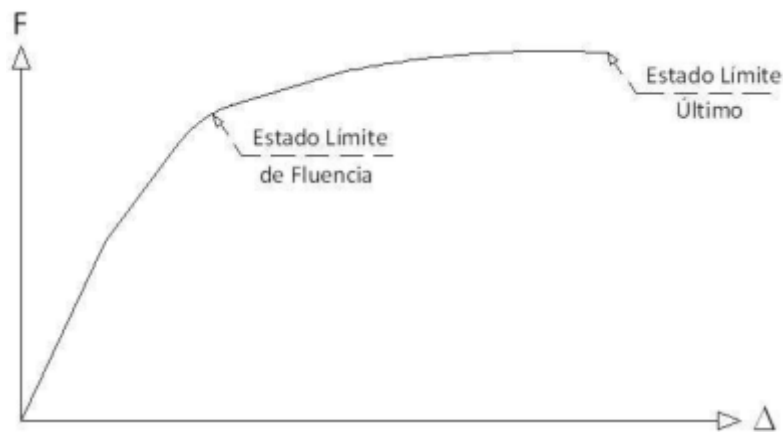


Fig. 3 Análisis estático no lineal del puente mostrado anteriormente
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012

De igual forma, el planteamiento de esta metodología de diseño basado en desplazamiento también requiere definir con claridad la demanda sísmica en términos de los desplazamientos y de las propiedades mecánicas de la estructura que definan la capacidad de ésta ante cargas sísmicas. [1]

CAPITULO- I: CONCEPTOS Y DEFINICIONES BÁSICAS DE LOS ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES EN ZONAS SÍSMICAS

Los puentes al igual que todas las construcciones que el hombre ha realizado han variado de acuerdo con los materiales disponibles y el conocimiento que se tenga sobre este tipo de estructura. Es así como en Cuba se ha seguido el camino trazado por el conocimiento y como resultado de ello, los puentes construidos han sido de madera, ladrillos, piedra, hierro, acero, hormigón armado y hormigón prensado.

Los puentes de madera han desaparecido casi todos al no ser protegidos ni adecuadamente preservados, por el contrario los de ladrillo y piedra quedan muchos demostrando que la piedra es el material ideal para resistir el destructor intemperismo de nuestro clima, de hierro quedan pocos y en mal estado la mayoría de ellos. Las metodologías vigentes para el diseño sísmico de puentes se basan en dimensionar una estructura con un refuerzo al interior de los elementos estructurales para disipar las fuerzas, en el rango inelástico permitiendo deformaciones sin alcanzar el colapso, repartiendo esta capacidad de disipación de energía de acuerdo a la posición en que se encuentra el elemento estructural en el puente y a su importancia. Esta repartición se hace sin tener en cuenta la deformación que alcanzan estos elementos y sus respectivos desplazamientos y sin que se verifiquen las hipótesis planteadas al enfrentar el problema. [1]

Por otro lado, en el diseño de las estructuras de concreto reforzado se presume que los elementos que conforman la estructura poseen una rigidez a flexión que se va reduciendo con el aumento del agrietamiento de la sección, situación que disminuye su capacidad inercial, considerándose adicionalmente como un material elástico.

En realidad, el concreto reforzado es un material que no es homogéneo puesto que está compuesto por dos materiales con diferentes características mecánicas, donde se presenta un comportamiento no lineal que merece ser evaluado para poder cumplir

con los requisitos de un adecuado diseño sismorresistente, es decir, que conociendo las propiedades de las secciones de los elementos estructurales se pueda garantizar con su configuración sin que se produzca algún daño estructural para sismos de gran intensidad mediante la disipación de energía sin que se presente el colapso de la estructura. [1]

Aunque es importante que las nuevas propuestas metodológicas se enfoquen en mejorar el comportamiento de las estructuras y en reducir el daño y las pérdidas económicas que se producen en los sistemas construidos con las especificaciones vigentes, sería bastante valioso que estas propuestas sean claras para los ingenieros que las aplican, de manera que éstos puedan realizar los diseños sísmicos con un grado mayor de certeza teniendo en cuenta la cantidad de variables que intervienen en el diseño; al proponer métodos lógicos que se basan en la física y en la mecánica de materiales, brindando a los consultores el mejor entendimiento del fenómeno sísmico en nuestras estructuras. [1]

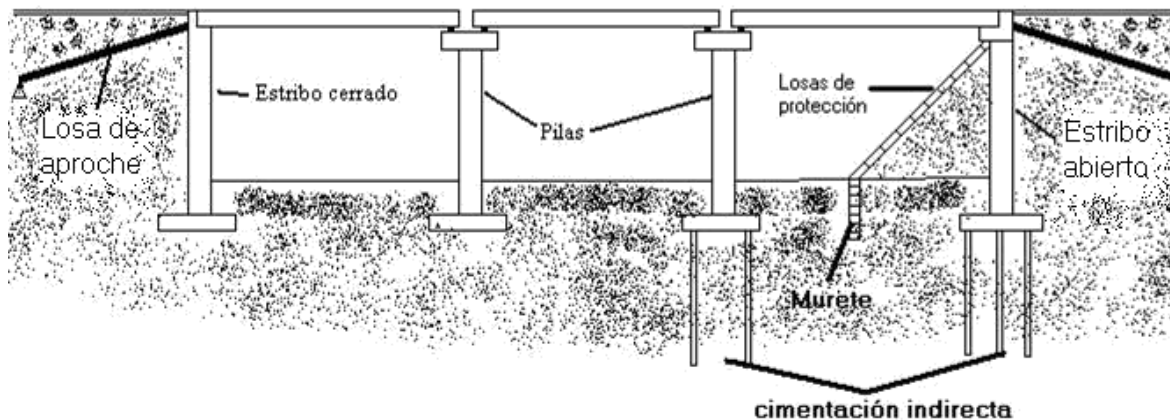


Fig. 1.1 Elementos fundamentales[2]

Tomado de: Asignatura optativa: Conservación de puentes MsC. Ing. Darío Candebat Sánchez

1.1 Conceptos básicos

Teniendo en cuenta las particularidades del concreto reforzado como el material de las subestructuras de los puentes, debe identificarse con detalle las propiedades mecánicas tanto del concreto como del acero y trabajando en conjunto, de manera que mediante un cuidadoso análisis de carga a flexión se definan los estados límites de desempeño de las secciones de los elementos, enfatizando particularmente la pérdida de la rigidez inicial y el agotamiento de la sección, de manera que se establezca un grado de disipación de energía a través del concepto de la ductilidad. [1]

1.2 SISMO ÚLTIMO DE CÁLCULO

Es aquel cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña corresponde a un periodo de retorno de 500 años, la acción de este sismo es la que se aplica a los puentes de importancia normal aumentándose en un 30% para los puentes de importancia normal. Se denomina al que resulta de multiplicar la acción del sismo básico por el factor de importancia γ_i , bajo la acción del sismo último de cálculo el requisito que se le exige a los puentes es la ausencia de colapso es decir que una situación excepcional podría convertir el puente en una estructura incapaz de soportar su propio peso. [3]

Importancia del puente	γ_i
Normal	1,0
Especial	1,3

Tabla 2.1 Factor de importancia
Tomado de NCSP-07 Norma de construcción sismorresistente para puentes

1.3 Sismo frecuente

Por el contrario, es aquel que tiene una alta probabilidad de ocurrencia, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, bajo su acción el puente debe cumplir el requisito de limitación de daño solo pueden producirse daños menores para los que no sea necesario restringir el tráfico de los mismos

Es el de alta probabilidad de ocurrencia que corresponde a un periodo de retorno de 100 años. [3]

1.4 Sismo de construcción

Será aquel que corresponde a un periodo de retorno no inferior a cinco veces la duración de la etapa constructiva en esta situación deberá revisarse el requisito de ausencia de colapso. Cuando se considere necesario tener en cuenta la acción sísmica durante la construcción se tomara el sismo correspondiente a un periodo de retorno no menor de cinco veces durante etapa constructiva. [3]

1.5 Propiedades Mecánicas de los Materiales constitutivos del concreto reforzado.

El concreto reforzado es una combinación de materiales que presentan un comportamiento estructural bastante disperso por definición, pero que en conjunto

forman elementos capaces de resistir diferentes tipos de esfuerzos para cargas que se presentan de diferentes orígenes. [1]

La curva típica Esfuerzo - Deformación del concreto sin confinamiento tiene una tendencia a una parábola de segundo grado presentando un valor máximo ϵ_{co} para las deformaciones unitarias cercanas al 0,002 y luego presenta una caída tal como se observa en la figura 1.1. Esto hace que las deformaciones máximas admisibles para esta condición del concreto varíen según los reglamentos en valores que oscilan entre 0,003 y 0,004. En estos rangos de deformación no se exige confinamiento de la sección a menos que se considere la contribución del acero a compresión en el elemento estructural [4]

Por su parte, en el concreto confinado se logra casi el doble de la resistencia del concreto no confinado y se alcanzan deformaciones del orden de casi 5 veces la deformación del concreto. [1]

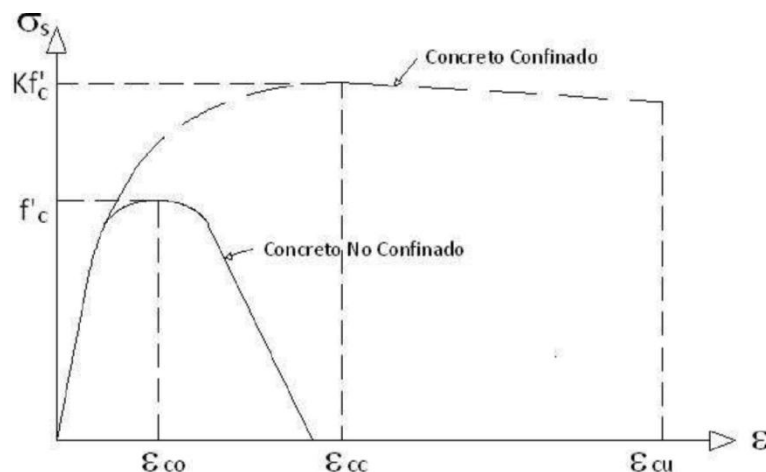


Figura 1.2 Diagrama esfuerzo-deformación de un cilindro de concreto no confinado y confinado
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN

INGENIERÍA

Alejandro Ospina Trujillo

Mayo de 2012

Desde el punto de vista del funcionamiento no lineal de un elemento estructural, proporcionar estribos o espirales de confinamiento a la sección de concreto es bastante satisfactorio. La **ductilidad** se define básicamente como la capacidad que tiene un elemento de deformarse sin que se llegue a la falla y éste es el gran aporte del confinamiento de la sección para un correcto desempeño del concreto reforzado ante cargas sísmicas. Además, se produce una restricción al pandeo de las barras longitudinales ante altas compresiones, razón por la cual las zonas confinadas de un elemento estructural corresponden a lugares críticos donde se concentran los mayores

esfuerzos combinados de flexión y compresión, causados en parte por efectos sísmicos en las estructuras. A pesar del excelente complemento que representa el acero para el concreto, conformando estructuras sismorresistente, las propiedades mecánicas del refuerzo deben controlarse con más cuidado del que establecen los reglamentos y los diseños. [1]

1.6 Diagrama del Momento-Curvatura ($M-\phi$)

Una forma de definir esta relación entre la carga y la desplazamiento es mediante el diagrama momento curvatura $M-\phi$, identificando gráficamente todo el proceso de carga del elemento mientras se va deformando en su interior. La utilidad de este análisis $M-\phi$ radica en que de este diagrama se extraen la curvatura y el momento de fluencia y la curvatura y el momento últimos, pasando por los estados límites de manera detallada.

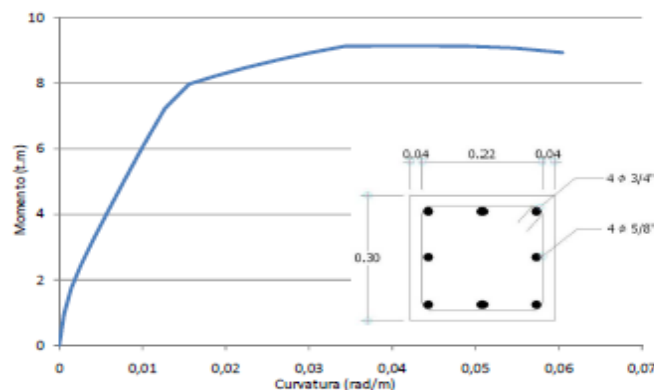


Fig. 1.3 Diagrama $M-\phi$ de una columna cuadrada de 30 cm de lado, en concreto de $f'_c = 21$ Mpa, con 8 barras de refuerzo de $f_y = 420$ Mpa y una carga axial de 5t.

Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA

Alejandro Ospina Trujillo Mayo de 2012

En la fig.1.3 Se ilustra una columna de un puente de concreto reforzado que es sometida a una fuerza axial (P) y una flexión por una carga lateral (F) en la superestructura, generando momentos (M) y fuerzas axiales. La profundidad del eje neutro (c) y las deformaciones del acero (E_s) y del concreto (E_c) son variables a lo largo de la columna debido a que el concreto toma cierta tracción entre las grietas. La curvatura, que es el inverso del radio de curvatura (R_a) con que se gira lateralmente la columna, es la pendiente del perfil de deformaciones del elemento representando en una rotación por longitud unitaria del elemento, curvatura que varía igualmente a lo largo de todo el elemento estructural por la fluctuación de la localización del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. [1]

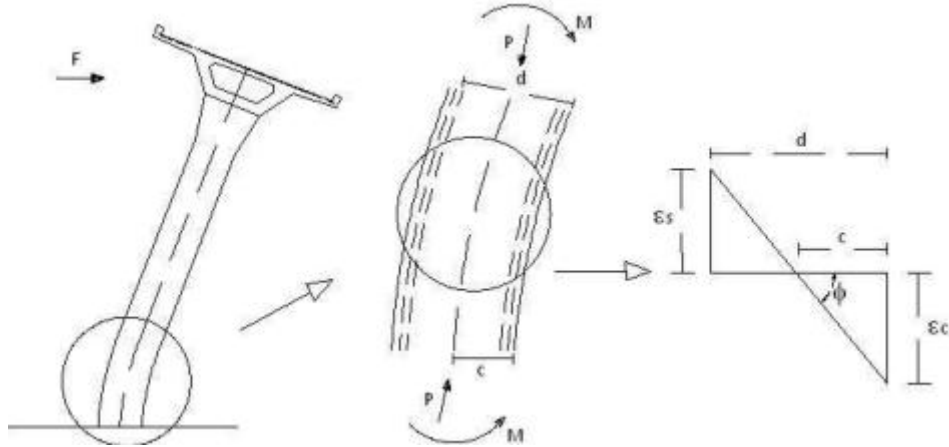


Fig. 1.4 Deformación de una columna de puente a flexo-compresión
Tomado de: *TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA*
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012

1.7 Ductilidad

La propiedad de la sección de los elementos que conforman la estructura de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, perdiendo su capacidad de resistir esfuerzos, se conoce como ductilidad y define qué tanto puede deformarse la sección hasta llegar a la falla, tomando como medidas las correspondientes a los estados límites en que se reduce la rigidez en la fluencia y cuando alcanza un estado límite tal que llegue a una falla perdiéndose su integridad. Su importancia radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que ésta pueda deformarse sin colapsar. Cuanto más dúctil sea un elemento, más podrá absorber energía sin fallar durante la acción de un sismo. [1]

Normalmente se identifican dos **tipos de ductilidad** en el análisis y diseño estructural:

1. La Ductilidad Local que corresponde a la relación de los estados límites último y de fluencia de una misma sección del elemento que se esté analizando.
2. La Ductilidad Global es la relación de los estados límites de fluencia asociados al último elemento estructural que fluyendo forma un mecanismo de colapso con respecto al primer elemento estructural que fluye en la estructura, siendo esta ductilidad de importancia al determinar el momento en que ocurre la falla de la estructura por perderse la estabilidad del sistema estructural hiperestático.

Para el caso de columnas individuales en el sentido transversal, estas ductilidades son equivalentes pues la falla de la columna implica la falla de la estructura del puente; por otro lado, en las subestructuras que están conformadas con pórticos de dos o más

columnas, la ductilidad local de cada uno de los elementos de columnas y vigas del pórtico son tenidas en cuenta en la ductilidad global pues al fluir cada una de estas se produce una redistribución de esfuerzos hacia el resto de los elementos que aún mantienen la misma rigidez, aumentando los esfuerzos en el sistema hasta que uno de estos elementos del pórtico fluye y transfiere los esfuerzos a los otros elementos, formando así un mecanismo de colapso. [1]

Aunque los rangos de ductilidad no están normalizados en los reglamentos de diseño sismorresistente, los valores alcanzados son útiles en la comunidad académica y científica del campo de las estructuras. El valor de la ductilidad se convierte en un índice que establece claramente la cantidad de veces en que la estructura se deformará por fuera del rango elástico hasta colapsar y puede ser válido al realizar comparaciones entre los resultados de diferentes ensayos con valores estándares y teóricos, estableciendo unos índices numéricos como valores límites de ductilidad según la finalidad y el desempeño de la estructura. [1]

1.8 Consideraciones importantes en el Diseño Sismorresistente de los Puentes.

Generalmente, el diseño de puentes se basa en parámetros definidos por su funcionalidad brindando continuidad vehicular o peatonal entre dos o más vías dispuestas en sitios no contiguos, en este sentido, el diseño sismorresistente de un puente no debe suponerse como un complemento del diseño estructural por carga vertical. [1]

Independientemente de todos los factores que restringen y condicionan este diseño, algunas recomendaciones básicas que mejorarían su desempeño son:

- ❖ El puente debe ser lo más recto posible debido a que las curvas hacen que la respuesta sísmica sea compleja.
- ❖ Las luces simplemente apoyadas son propensas a la pérdida del apoyo del neopreno durante un movimiento sísmico o con el movimiento de las juntas, deben ser lo más cortas como sea posible de manera que las cargas axiales en las columnas no sean muy altas, pues reducen su ductilidad y, por ende, su correcto desempeño sismorresistente.
- ❖ Debe fundarse sobre roca o aluvión firme; los suelos blandos pueden amplificar los desplazamientos laterales de la estructura, además de causar asentamientos o licuefacción.

- ❖ La altura de las columnas debe ser lo más uniforme posible puesto que las más cortas pueden absorber mayor energía sísmica por tener una rigidez mayor comparativamente con las columnas más altas.
- ❖ La rigidez de las columnas debe ser la misma en todas las direcciones pues sería un diseño ineficiente considerar diferente rigidez para la dirección longitudinal y para la transversal.
- ❖ Las articulaciones plásticas deben desarrollarse en la parte baja de las columnas donde pueda realizarse una rápida inspección y reparación post-sismo.
- ❖ Los estribos y las columnas rectangulares deben orientarse en el sentido perpendicular al eje longitudinal pues los puentes esviados tienden a causar una rotación del tablero que aumenta los desplazamientos laterales.

De manera general, puede decirse que estas restricciones llevan a diseños conservadores que aumentan el costo de la construcción de la obra, pues además de aumentar el tamaño de los elementos estructurales Sismorresistentes que absorben más energía en proporción a su rigidez, se debe disponer mayor cantidad de refuerzo longitudinal a lo largo de la subestructura e incluso de la superestructura, situación que puede llevar a aumentar el refuerzo transversal en algunas secciones al incrementarse la demanda de ductilidad y la fuerza cortante a resistir. [1]

1.9 Restricciones Funcionales

Las imposiciones funcionales y sísmicas pueden entrar en conflicto en lo que tiene que ver con el alineamiento de la vía. Sísmicamente, el puente ideal es el que tiene una forma simple y lo más regular posible, prefiriendo que las luces sean iguales y que la altura de las columnas sea uniforme. Desde el punto de vista funcional, están los casos como las rampas para realizar algunos intercambios viales, generando puentes curvos con luces no uniformes y altura de columnas que varían completamente. Estas irregularidades estructurales crean una demanda desigual de energía sísmica en cada subestructura, inversamente proporcional a la altura de las columnas dada la rigidez de los apoyos pequeños, requiriendo una resistencia e inercia mayor al resto de la subestructura, absorbiendo cada vez más energía sísmica, haciendo imposible que se genere el mismo desempeño para el mismo nivel de carga lateral. Aunque todas estas columnas, de diferente altura, tengan la misma sección transversal, todas tendrán una demanda de ductilidad diferente, situación que puede optimizarse reduciendo la sección de las columnas más cortas aunque esto no sea consecuente con las condiciones estéticas y urbanísticas de la infraestructura de la ciudad. Una solución

más elaborada consiste en asignarle a todas las columnas la misma altura libre entre la cimentación y la superestructura, de manera que las columnas más cortas tengan una brecha producto de una excavación mayor alrededor de las pilas a diferentes niveles, dejando una pequeña holgura para que la columna no tenga restricción lateral al movimiento, teniendo así las pilas la misma inercia por conservar la misma sección y la misma longitud y, por consiguiente, un diseño eficiente y bien concebido. [1]

Finalmente, otro caso que presenta cierta complejidad con los trazados en planta de los puentes es el caso de las bifurcaciones para los accesos y salidas en los lazos con otras vías. Generar una continuidad estructural implica una alta demanda de esfuerzos en los bordes del contacto del puente por las fuerzas que le imponen estas estructuras de los lazos al puente principal como tal. Por otro lado, cuando existe una junta que separa estos lazos del puente, existirá un movimiento relativo, toda vez que las fuerzas inerciales de ambas estructuras no coincidan. [1]

1.9.1 Restricciones Geotécnicas

Las propiedades del suelo de cimentación de un puente pueden ser decisivas para su localización, distribución de luces y emplazamiento de la subestructura, independientemente de las dificultades de la topografía mediante las cuales se definen las longitudes de los vanos y las alturas de las columnas en zonas topográficamente complejas, previendo cambios en la respuesta sísmica, la normativa de puentes establece que cuando mediante un análisis de estabilidad global el factor de seguridad al deslizamiento no supere 1,40, debe garantizarse que la cimentación sea capaz de atender estos efectos de cargas laterales adicionales, incluso las inducidas por sismo (AIS,1995).

Cuando estos cruzan zonas susceptibles de fenómenos de licuefacción, la primera alternativa siempre será cambiar el las técnicas de mejoramiento de suelos para minimizar el potencial de licuefacción, aunque son viables, requieren de un buen conocimiento del área comprometida mediante una detallada investigación geotécnica. La cimentación sobre este tipo de suelos implica un compromiso en el diseño estructural de la superestructura de manera que se considere el efecto del desplazamiento de los apoyos durante la licuefacción, aunque esta opción en particular ha presentado casos reales no exitosos, la opción más responsable es entonces la que garantiza la cimentación en suelo firme por debajo de las capas de suelo licuables pues de esta forma se asegura la redundancia estructural del puente y la buena capacidad del suelo ante cargas verticales; de ésta forma, se reduce la susceptibilidad del suelo a la falla causada por las deformaciones bajo la cimentación,

particularmente si la superestructura es monolítica con la subestructura y los estribos, sitios donde debe existir anclajes a unos macizos pesados ubicados en zonas estables. [1]

La cimentación en pilas es la más común, pero su método constructivo varía según el tipo de suelo y la accesibilidad a diversas tecnologías debido a que las pilas pueden ser excavadas y vaciados en el sitio o pueden ser prefabricadas e hincadas en el suelo. A menos que se construya una subestructura con una rigidez menor a la de la pila, cabe la posibilidad de que la longitud de plastificación se ubique en la zona enterrada, siendo ésta una limitante para la verificación del desempeño estructural luego de un evento sísmico, mediante la inspección post-sismo, pues el máximo esfuerzo por flexión puede presentarse hacia parte inferior del elemento, siendo esta zona más alargada debido a la variación gradual de los esfuerzos en la pila. Otra situación que debe contemplarse en este tipo de cimentaciones es que la altura de la subestructura como tal no corresponde al tramo del elemento que tiene la superficie expuesta pues el suelo puede generar una reacción horizontal que varía en profundidad y causaría la relocalización del punto que define la altura respecto al centro de masas, ocurriendo rotaciones en la pila dentro del suelo. Aunque los efectos de interacción suelo estructura explican una respuesta elástica, existen esfuerzos locales por flexión que pueden aumentar el límite de fluencia de la pila enterrada. La otra cimentación profunda común es un sistema de pilas o pilotes conectados en la parte superior por un dado en concreto, sitio donde se apoya la subestructura del puente. De esta forma se genera un importante cambio de rigidez entre las cimentaciones y las columnas que demarca una zona de plastificación que se ubica en la subestructura, es decir en una zona explorable fácilmente luego de un evento sísmico. Las pilas pueden trabajar por punta o fricción como es habitual, pero la conformación del dado mejora las propiedades de la cimentación. [1]

1.10 Tipos de estructuras

Existen diversos tipos de puentes como son:

- ❖ Puentes continuos.
- ❖ Puentes isostáticos.
- ❖ Puentes colgantes.
- ❖ Puentes atirantados.
- ❖ Puentes en cercha.
- ❖ Puentes en arco con tímpano vacío o lleno.

Los tableros formados por losas macizas o aligeradas son prácticos para puentes de luces hasta de 15 m. Para el caso de losas macizas, la gran masa que representa esta superestructura hace que la fuerza sísmica sea proporcional a su peso, generando unas cargas laterales igualmente importantes para tramos no muy largos, es decir causando una demanda sísmica significativa a una subestructura relativamente pequeña o convencional para una separación de columnas igualmente cortas. Un aspecto que merece especial cuidado en las especificaciones de las superestructuras es el tema de las juntas y su localización en el tablero. Aunque muchos puentes antiguos tienen sus juntas por efectos de deformaciones causadas por contracción y temperatura, los efectos sísmicos pueden causar movimientos en las juntas con graves consecuencias, una forma de generar una restricción al movimiento lateral es construir uniones machihembradas en las juntas de manera, que exista un grado de libertad limitado en la dirección longitudinal a la junta a través de llaves de cortante.

La viga transversal que se debe disponer en los extremos de las luces y en el intermedio cuando la luz supera los 15 m (AIS, 1995) que funciona como una viga de repartición que uniformiza las deformaciones verticales y rigidiza el diafragma de las vigas longitudinales, es un elemento de arriostramiento que limita el pandeo local de estas vigas en los sitios donde existen los mayores esfuerzos a flexión. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico del puente, este arriostramiento es importante toda vez que brinda una resistencia adicional a la flexión transversal a las vigas de la superestructura por efecto de las cargas laterales que son transferidas a la subestructura, principalmente en los apoyos de las luces donde hay aumento de esfuerzos en las vigas. [1]

1.11 Conexiones entre superestructura y subestructura

Existen básicamente dos filosofías de diseño en lo que respecta a la forma de conectar la superestructura con la subestructura de un puente, siendo éste un tema decisivo en el comportamiento sismorresistente y, en todo el mundo, se construyen puentes con ambas especificaciones. Las conexiones pueden ser entonces resistentes a momentos mediante conexiones monolíticas o apoyadas sin transferencia de momentos. [1]

1.11.1 Conexión Monolítica

Es típico generar una conexión monolítica con la subestructura en el vaciado del concreto de manera que los refuerzos de ambos elementos se intercepten y los nudos tengan suficiente confinamiento para resistir estos esfuerzos. En vigas postensadas o

metálicas, se construye en forma de martillo en la parte superior, de manera que las vigas de la superestructura cuenten con apoyos simples en los extremos de este martillo, en forma de ménsulas, tal que no se genere conexión entre vigas longitudinalmente y no se transfiera esfuerzos de flexión. Es conveniente este tipo de conexión para columnas esbeltas para aumentar su rigidez lateral o torsional y adicionalmente para proporcionar redundancia ante cargas sísmicas principalmente en el sentido longitudinal, comportándose como un pórtico resistente a momentos, y complementariamente en el sentido transversal. Cuando la subestructura es una sola columna, el análisis sísmico corresponde a un elemento en voladizo con una carga en el extremo. Para contrarrestar la demanda de la carga lateral, es necesario disponer una columna con una inercia tal que la subestructura no tenga una sección regular, causando que el diseño sismorresistente no sea eficiente dada la asimetría de la sección, toda vez que la columna en planta será más larga en el sentido transversal respecto al sentido longitudinal. [1]

Finalmente, se anota que la conexión monolítica es conveniente para luces continuas en puentes de dos o más luces; mientras en puentes de una luz es más económico generar la discontinuidad, para que las vigas principales queden simplemente apoyadas en los estribos, de manera que no haya transferencia de los momentos del tablero. [1]

1.11.2 Conexión Apoyada

Cuando existe un elemento que separa la superestructura de la subestructura, pueden especificarse grados de libertad para rotación en estos apoyos, incluso hasta desplazamientos en ambas direcciones en planta teniendo especial cuidado con las restricciones que se pueden generar con las llaves de cortante laterales. Los elastómeros están en capacidad de amortiguar el movimiento y controlar los desplazamientos laterales por efectos elásticos y de fricción, aportando una capacidad resistente a su desplazamiento, la cual es controlada con las dimensiones del mismo y las características mecánicas del elastómero. La discontinuidad que se genera entre el tablero y las columnas hace que no haya transferencia de momentos entre un elemento y otro, asignándole secciones con una rigidez determinada a las vigas de la superestructura tal que no exista relación directa con la dimensión de la subestructura pero sí con el tipo de apoyo que transfiere las cargas verticales y los cortantes. [1]

Cuando los espectros de diseño son detallados o especiales para las zonas donde se emplazan los puentes, tal como se hace en los proyectos de importancia estratégica para una región (AIS, 1995),

Desde este punto de vista, el detalle del aumento del periodo debe revisarse cuidadosamente, toda vez que para suelos rocosos el alargamiento del periodo puede significar reducción de la aceleración espectral si se encuentra en la parte plana o en la parte descendente del espectro al cambiar de zona; no obstante, si el puente es cimentado sobre suelo blando, puede presentarse aumento en las aceleraciones para estructuras de periodo corto al ubicarse en la zona ascendente del espectro. [1]

Con las superestructuras apoyadas sobre neoprenos, el diseño se vuelve más sensible a los desplazamientos sísmicos en comparación con las conexiones monolíticas a las subestructuras. Por otro lado, en sismos grandes, existen aceleraciones verticales que pueden exceder 1,0 g y causar daño de los elementos estructurales y el colapso del puente. [1]

1.11.3 Conexión entre superestructura, subestructura y estribo

La conexión monolítica con superestructuras implica una transferencia de momentos entre un elemento y otro, es decir que las cargas de uso del tablero se transfieren al estribo y las cargas laterales del empuje de suelos también se transfieren a la superestructura, situación que puede ser determinante para estribos altos y luces cortas. Es por esto que esta conexión es recomendable para puentes que tengan hasta dos luces y eventualmente para puentes largos. Teniendo en cuenta que la rigidez de los estribos es más alta que la de las pilas centrales, es común asignarle resistencia sísmica a estos apoyos extremos de los puentes, diseñando las columnas a carga vertical, teniendo cuidado en la formación de articulaciones plásticas en las partes alta y baja de estos elementos verticales. [1]

La respuesta sísmica lateral de estos estribos tiene una particular importancia. Algunos estribos forman cajones para la conformación de los llenos en los aproches, disponiendo de un par de caras laterales paralelas que confinan el suelo y una cara perpendicular a éstas que separa el aproche de la superestructura, conformando el estribo y puede observarse que en una aceleración transversal las aletas trabajarán a una flexión adicional a los esfuerzos causados por el empuje lateral del lleno del aproche, con un incremento de esfuerzos en las esquinas con la cara perpendicular. Situación similar ocurre con la inclusión de contrafuertes en los estribos, donde los elementos transversales a la cara principal serán sometidos a esfuerzos de flexión en las dos direcciones principales. [1]

1.12 Secciones de las columnas de la subestructura

Las secciones de columnas circulares o polígonos equiláteros de tantos lados que asemejen un círculo es la opción más típica, conteniendo el refuerzo longitudinal en espirales o estribos cerrados, siendo ésta una sección eficiente, económica y de fácil construcción. [1]

Las secciones cuadradas, y más aún las rectangulares o alargadas en una proporción que no supere el doble, presentan cierta deficiencia toda vez que el confinamiento del núcleo no es homogéneo en todo el perímetro de la sección, llevando esto a disponer estribos suplementarios para que la barras queden correctamente restringidas a un pandeo local por exceso de compresiones en una de las caras o esquinas. [1]

En términos generales, en puentes de grandes luces que transfieren esfuerzos a la subestructura y se requiere de secciones resistentes a flexión bastante voluminosas que tengan una inercia competente. El uso de secciones aligeradas es eficiente debido a que, para condiciones de rigidez y resistencia de los elementos prácticamente iguales a los de un elemento macizo, se logra una considerable reducción de la masa de la estructura, además de representar una sobrecarga por peso propio. Para grandes esfuerzos de flexión, las fibras a compresión pueden perder el recubrimiento en el exterior o hacia el interior del elemento como una implosión, siendo en estos casos la sección circular la óptima por el efecto arco que se forma en el tabique, siendo necesario muchas veces disponer dos capas de refuerzo en unos tabiques que son de poco espesor con una colocación de estribos más detallada. [1]

En la parte superior de muchas subestructuras se aumenta su sección para mayor eficiencia al recibir las cargas verticales aumentando su ancho y para aumentar la resistencia en los nudos cuando las conexiones son monolíticas con la superestructura, esta configuración facilita la aparición de las articulaciones plásticas en la base de las columnas, situación que es ideal en la filosofía de desempeño sismorresistente; no obstante. Constructivamente, puede resultar complejo darle la forma a las barras longitudinales, que generalmente son de diámetros importantes, para que adquieran la curva que se le da a la formaleta de manera que perimetralmente se disponga de refuerzo; es por eso que se acostumbra disponer barras de menor diámetro en estos sitios, dándole continuidad al refuerzo longitudinal de manera vertical y colocando otras barras auxiliares que atenderán los esfuerzos a que haya lugar. [1]

1.13 Diseño sísmico de puentes

El diseño sismorresistente consiste precisamente en limitar la capacidad de respuesta lateral del puente a la capacidad de la subestructura, formándose zonas donde se degrada la rigidez y se va reduciendo la continuidad estructural de un elemento a otro. El incremento en la energía sísmica en el sistema estructural causa que se supere el límite de fluencia del acero en la sección de los elementos de la subestructura, situación que trae como consecuencia la aparición de las articulaciones plásticas y es común, para el caso de los puentes, que estas articulaciones se desarrollen en las columnas y no en las vigas de la subestructura o de la superestructura, que es lo esperado en las edificaciones comunes. [1]

Cuando un sismo llega a la estructura, se producen aceleraciones que se localizan en las grandes concentraciones de masa, generando fuerzas y esfuerzos que concentran el daño en sitios puntuales de algunos elementos estructurales. Ésta es una marcada diferencia entre el desempeño sísmico de una estructura de edificación y una estructura de un puente: las edificaciones pueden tener tantos elementos estructurales que el daño no será necesariamente catastrófico o al menos tiene mucha más oportunidad de disipar energía sísmica comparativamente con los puentes que tienen muchos menos elementos estructurales para soportar las fuerzas horizontales. Los puentes son entonces estructuras con mucha menos redundancia en el sistema estructural, en donde la falla de un solo elemento estructural o conexión aumenta las posibilidades de un colapso respecto a una edificación. En el diseño sismorresistente de las estructuras de los puentes es importante que se tenga una configuración lo más sencilla posible para que su análisis sea fácilmente concebible y se puedan predecir las implicaciones de las fuerzas sísmicas, identificando la forma en que se producirá la disipación de energía debida al sismo. Sin embargo, como puede observarse en cualquier lugar del mundo, conseguir que sean regulares es una utopía pues estas estructuras solo hacen parte de un diseño vial relativamente complejo donde se dejan estos pasos viales con curvas horizontales pronunciadas y con un desarrollo de peraltes en estas que comprometen más la estabilidad del sistema. [1]

1.14 Conclusiones del capítulo

Podemos concluir entonces que:

1. El uso del diagrama Momento-M- ϕ facilita la asimilación de la degradación de la rigidez pues se prescinde de los conceptos de módulo de elasticidad y de inercia, ruta o fisurada, de un elemento estructural y con unos objetivos de

desempeño estructural claramente definidos se establece un comportamiento sismorresistente de una manera didáctica.

2. La constante interacción con el concepto de ductilidad en el proceso de análisis y diseño garantiza el adecuado comportamiento sismorresistente a la vez que se controla la geometría, la especificación y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado y, por lo tanto, el costo de construcción óptimo.
3. Puede observarse que existen temas que merecen un grado de detalle mayor que el tratado en esta investigación a criterio del interesado. La especificación de unos estados límites más precisos en lo que respecta físicamente al agotamiento de la sección, la correcta definición de una longitud de plastificación de acuerdo con análisis experimentales a escala real, la inclusión de un detallado efecto de interacción suelo estructura que no solo considere los efectos inerciales y que contemple la frecuencia de excitación de la cimentación en la capacidad de la estructura y además se tenga en cuenta la modificación del espectro de aceleraciones en la demanda sísmica por los efectos de amortiguamiento, la realización de aplicaciones prácticas para subestructuras de puentes formadas por dos o más columnas en forma de pórtico y, posteriormente, la ejecución de una propuesta formal para la inclusión del diseño basado en el desplazamientos en los reglamentos de diseño sismorresistente, tanto en los puentes como en las edificaciones, son temas que pueden llevar a la realización de nuevas investigaciones.

CAPÍTULO – II DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍSMICAS

En este capítulo se establecen los requisitos fundamentales que deben cumplir los puentes bajo la acción sísmica ante los tipos de comportamiento estructural durante el sismo así como las exigencias que corresponden en cada tipo de comportamiento. Analizar según la propia secuencia propuesta en la nueva norma todos los aspectos agregados con relación a su predecesora con la finalidad de ahorrar trabajo en su estudio a los profesionales de este campo para así establecer las particularidades de cada código haciendo énfasis en los principales cambios que se proponen en el nuevo reglamento.

2.1 Clasificación de los puentes según su importancia

Los puentes se clasificaran por su importancia en función de los años que pueda ocasionar su destrucción los mismo pueden ser NORMAL o ESPECIAL, en caso de que un puente sea considerado como importancia moderada entonces la autoridad competente deberá especificar además el valor de importancia correspondiente al comportamiento sísmico. Durante la etapa constructiva para todos los puentes se considerara salvo justificación especial un factor de importancia $\gamma_i = 1.0$. [3]

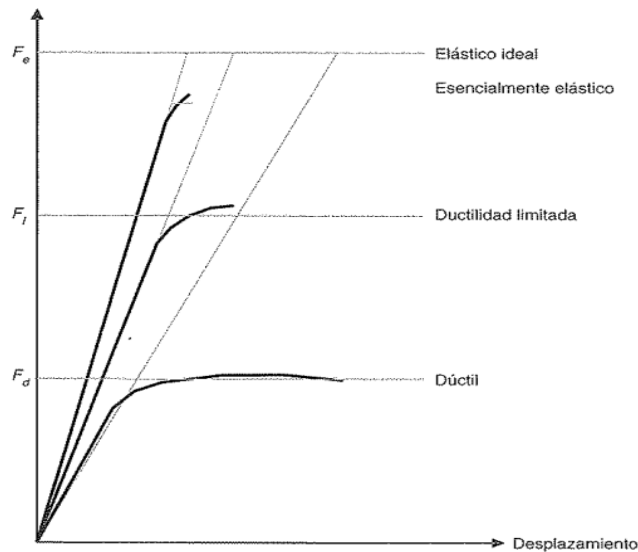


Fig. 2.1 Comportamiento sísmico

Tomado de: NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

2.2 Tipos de comportamiento estructural

Los puentes deben proyectarse para que su comportamiento no sea uno de los indicados, el tipo de comportamiento del puente se asegurará mediante el cumplimiento de las exigencias para cada tipo:

- ✓ *Bajo la acción del sismo último de cálculo*

Los puentes podrán proyectarse para que su cumplimiento bajo la acción del sismo último de cálculo sea dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico

- ✓ *Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo*

El comportamiento de los puentes deberá ser elástico

- ✓ *Bajo la acción del sismo durante la construcción*

El comportamiento de los puentes durante su construcción sometidos a la acción del sismo podrá ser dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico. [3]

2.3 Exigencias para cada tipo de comportamiento

2.3.1 Comportamiento dúctil

En este caso se supone que la disipación de energía se produce por la formación de rotulas plásticas, cuya ductilidad es suficiente y compatible con los efectos considerados. Aunque no es necesario que las rotulas se forme en todas las pilas el óptimo comportamiento sísmico post-elástico de un puente se consigue cuando las rotulas plásticas se forman simultáneamente en la mayor cantidad posibles de pilas

El tablero debe permanecer dentro del rango elástico. Únicamente se permitirá la formación de rotulas plásticas en las losas de continuidad entre vanos isostáticos de vigas prefabricadas. [3]

Para asegurar el comportamiento dúctil es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

- **Condición de resistencia:**

Se debe comprobar que las rotulas plásticas disponen de la resistencia adecuada, tanto a flexión como a cortante al igual para el resto de las zonas de la estructura [3]

- **Condición de desplazamientos:**

Se debe comprobar que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de las juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales. [3]

- **Condición de ductilidad:**

Se debe garantizar una ductilidad adecuada en las zonas en las que se admita la deformación de las rotulas plásticas. [3]

2.3.2 Comportamiento con ductilidad limitada

En los puentes que presentan un comportamiento con ductilidad limitada se supone que alcanza un determinado nivel de plastificación que sin ser significativo da lugar a una cierta disipación de energía y para lograrlo se debe cumplir las siguientes condiciones:

- Condición de resistencia
- Condición de desplazamiento
- Condición de ductilidad

2.3.3 Comportamiento elástico

Este comportamiento exige a todos los puentes considerar que queda asegurado sin necesidad de comprobaciones adicionales y en caso de que sea previsto un comportamiento dúctil será necesario comprobarlo mediante la condición de plastificadores y lo de los deslizamientos: [3]

- **Condición de plastificaciones**

Se debe comprobar que en ninguna sección se alcanza el límite elástico el acero ni se producen pérdidas del recubrimiento en las armaduras. [3]

- **Condición de desplazamientos**

Debe tenerse en cuenta que en esta situación se supone que el puente queda abierto al tráfico después del sismo, por lo que es necesario comprobar que las juntas de calzada permiten los desplazamientos máximos y mínimos calculados teniendo en cuenta la acción sísmica

No será necesario armadura transversal de confinamiento en pilas huecas si el axil reducido es $\eta_k \leq 0.2$. Adicionalmente no será necesario armadura transversal de confinamiento en pilas huecas si para la acción sísmica se puede alcanzar una ductilidad en términos de curvatura de valor $\psi_c \geq 13$, para puentes con comportamiento dúctil o ductilidad limitada con una deformación unitaria máxima del hormigón comprimido menor que 0.35% [3]

2.4 Metodología de diseño para pilas de puentes

En las pilas de puentes se busca que se formen rótulas plásticas en las columnas, y por tal motivo el resto de elementos deben diseñarse para que se comporte elásticamente, entre estos elementos se tiene la viga cabezal y la cimentación

Paso I: Primero se debe realizar el diseño de los elementos de la superestructura en función de las cargas gravitacionales, luego se realiza un pre diseño de la columna de la pila. Debido a que las cotas del puente están definidas por otros parámetros como el perfil de la vía, nivel de socavación, etcétera; la altura de la pila está previamente definida por factores no estructurales, y por ende sólo se debe elegir la forma, las dimensiones de la misma y los materiales a ser utilizados.

Paso II: Se eligen los estados límites para el diseño: servicio, de control de daño y de supervivencia. En función de los estados límites, se tienen los criterios de desempeño de la estructura y también el nivel de riesgo sísmico representado. El procedimiento descrito a continuación se debe repetir para cada estado límite.

Paso III: Inicialmente se asume una curvatura de fluencia y se calcula el desplazamiento de fluencia de la estructura, se debe colocar un valor razonable para empezar el proceso. [1]

2.5 Criterios generales de armado

El diámetro mínimo tanto en armaduras longitudinales como transversales es de 10 mm, la longitud de anclaje de las armaduras se aumenta en 10 diámetros respecto a la necesaria en situación no sísmica, los empalmes de armaduras están alejados en lo posible de las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas. [3]

Exigencias dimensionales para pilas huecas

En pilas huecas de sección de cajón, mono o multicelular la esbeltez en las paredes es menor a la siguiente:

Factor de comportamiento	b/t
$q > 1,5$	8
$1,5 \geq q > 1,0$	10
$q = 1,0$	15

Tabla 2.5 Valores límites de la esbeltez de paredes en pilas huecas
Tomado de: NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

Donde:

q = factor de comportamiento

b = longitud libre de la pared

t = espesor de la pared

En pilas huecas de sección circular son válidos los límites anteriormente mostrados siendo b el diámetro interior de la sección

Criterios para armadura longitudinal en pilas

Para estructuras proyectadas con comportamiento dúctil la cuantía geométrica de armadura longitudinal cumple:

- En zonas que no se realicen solapes:

$$1\% \leq \underline{A_s} < 3\% A_c$$

Siendo A_s el área de la armadura longitudinal y A_c el área de la sección de hormigón

- En las zonas de solapes de armadura se admite un valor máximo de cuantía del 6%
- La separación máxima entre barras longitudinales no excede 250mm [3]

2.6 Armado en nudos

En las conexiones o empotramientos entre pilas y tablero puede considerarse como zona efectiva del tablero para la transmisión de momentos un ancho de tableros igual a la dimensión de la pila más dos veces el canto del tablero. [3]

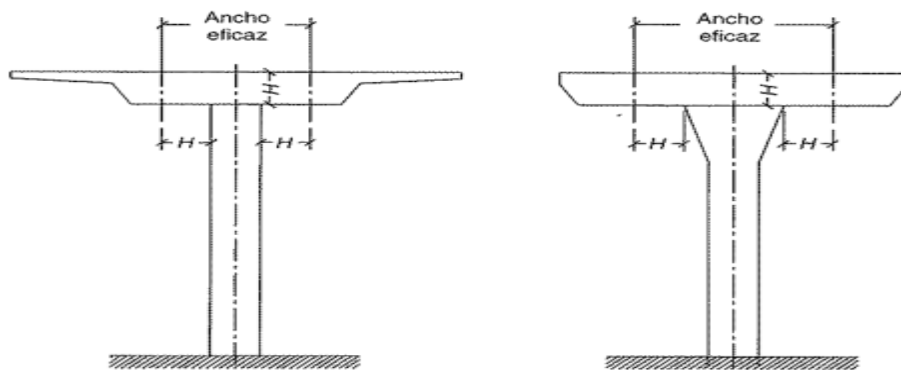


Figura 2.6 Ancho eficaz del tablero para la transmisión de momentos
Tomado de NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

2.7 Armadura mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de Fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:[6]

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r$$

Donde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior:

para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c .

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia. [6]

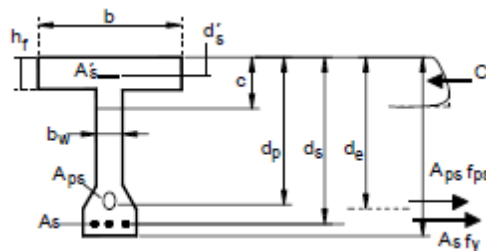


Fig. 2.2 Relación entre la armadura y distintos valores de d

Tomado de: AASHTO_LRFD_2004

2.7.1 Regiones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0.5\phi (V_c + V_p)$$

Siendo:

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

ϕ = factor de Resistencia [6]

2.8 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS

2.8.1 ARMADURA MÁXIMA

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la Ecuación 1, la sección se deberá considerar sobre armada. En los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar secciones sobre armadas, siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobre armadas. A los fines del presente requisito, un elemento se deberá considerar de hormigón armado si la relación de pretensado parcial (PPR) es menor que 50 por ciento. [6]

2.8.2 Máxima separación de la armadura transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, S_{max} , determinada de la siguiente manera:

- Si $V_u < 0.125 f_c$:
 $S_{max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$
- Si $V_u \geq 0.125 f_c$:
 $S_{max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$

Donde:

V_u = tensión de corte (MPa)

d_v = altura de corte efectiva (MPa) [6]

2.8.3 Tipos de armadura transversal

La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos que forman un ángulo mayor o igual que 45° respecto de la armadura longitudinal de tracción;
- Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar un alargamiento mínimo de 4 por ciento, medido en una longitud de calibración de al menos 100 mm que incluya como mínimo un alambre en dirección perpendicular; o

- Tendones de pretensado anclados, detallados y construidos de manera de minimizar el acuñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que 45° respecto de la armadura longitudinal de tracción.

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura transversal consistirá en estribos cerrados perpendiculares al eje longitudinal del elemento. [6]

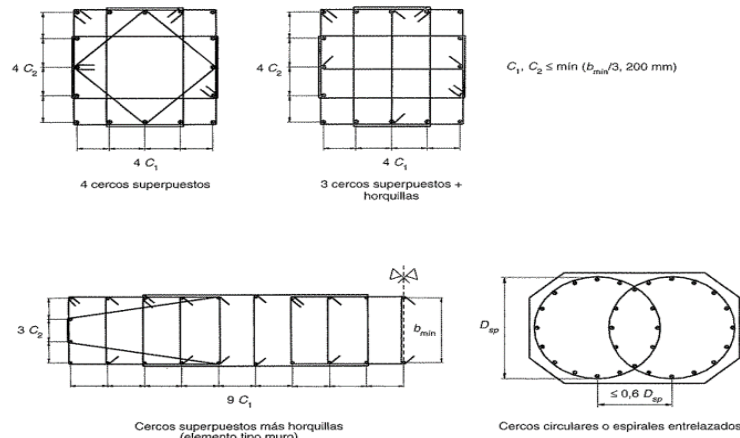


Figura 2.3 Disposición geométrica relativas a las armaduras transversales de confinamiento en zonas de rotulas plásticas
 Tomado de NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

Además la armadura transversal de confinamiento debe cumplir las condiciones siguientes:

- La distancia C entre dos ramas de los cercos u horquillas que constituyen la armadura de confinamiento en una sección rectangular no será mayor que $1/3$ de la menor dimensión del núcleo confinado ni mayor de 200mm tan cómo se indica en la fig. anterior
- La separación máxima de la armadura transversal de confinamiento fuera de la zona de rotulas plásticas será dependiendo de la de las características de ductilidad exigidas a la estructuras en menor de los valores indicados en la siguiente tabla (2.3)

Comportamiento estructural	Separación máxima			
	$b/4$	$6 \varnothing_L$	100 mm	$24 \varnothing_T$
Dúctil $q > 1,50$				
Ductilidad limitada $1,50 \geq q > 1$	$b/3$	$8 \varnothing_L$	150 mm	$24 \varnothing_T$

Donde: b Dimensión menor de la sección del elemento estructural.
 \varnothing_L Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 \varnothing_T Diámetro de la barra transversal.

Tabla 2.3 Separación mínima de la armadura transversal de confinamiento fuera de la

rótula plástica

Tomado de NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

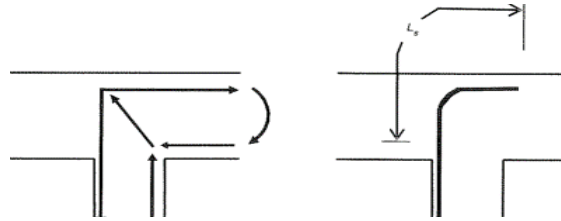


Fig.2.2 Detalle de anclaje de la armadura de la pila hacia el interior de la misma
Tomado de NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes

Estas separaciones máximas de la armadura transversal se consideran suficiente, asimismo para evitar el pandeo de la armadura longitudinal

- La armadura de confinamiento se extenderá a lo largo de una longitud L_h , definida como la longitud de la potencial rótula plástica a efectos de los criterios de armado que depende del axil reducido actuante, cuando el axil reducido sea

$\eta_k \leq 0.30$ la longitud L_h puede estimarse como el mayor de los valores siguientes:

- Canto del elemento perpendicular al eje de la rotula
- Distancia desde el punto de momento máximo a aquel en el que dicho momento se haya reducido en un 20%

Cuando el axil reducido sea $0.30 < \eta_k \leq 0.60$ la longitud L_h deberá incrementarse en un 50% respecto a la definida en el caso anterior

Debido al riesgo de pérdida del recubrimiento en las zonas de las rotulas plásticas las armaduras transversales de confinamiento deberán anclarse mediante una patilla doblada de 135° alrededor de una barra longitudinal con una longitud de al menos 10 veces su diámetro entrando al núcleo de su elemento [3]

- Para las secciones circulares:

$$P_{w,c} = 4 \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S}$$

Donde:

$P_{w,c}$ = cuantía general de confinamiento para secciones circulares

A_{sp} = área de un cerco circular o espiral

Dsp= diámetro de un cerco circular o espiral

S= separación de los cercos paso a paso de la espiral con las limitaciones siguientes:

$S \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal

$S \leq 1/5$ dimensión del núcleo confinado [3]

2.9 Máxima separación de las barras de armadura.

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura. [6]

2.10 Armadura de Confinamiento

Excepto en las vigas cajón, en las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a $1,5d$ a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas No. 10 con una separación no mayor que 150 mm y cuya geometría le permita encerrar los cables.

En las vigas cajón se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

Para la armadura transversal de confinamiento se aplican los siguientes requisitos:

- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior e inferior de las columnas en una longitud no menor que el mayor valor entre la máxima dimensión transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna, ó 450 mm;
- La armadura transversal de confinamiento se deberá prolongar hacia las conexiones superior e inferiores
- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior de los caballetes de pilotes en la misma longitud especificada para columnas;
- Se deberá disponer armadura transversal de confinamiento dentro de los pilotes de un caballete de pilotes en una longitud que se extiende entre 3,0 veces la máxima dimensión de la sección transversal por debajo del punto calculado de fijación de momento hasta una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal ó 450 mm por encima de la línea de lodo; y

- La separación entre los centros de la armadura transversal de confinamiento no deberá ser mayor que $1/4$ de la mínima dimensión del elemento ni 100 mm.
- [6]

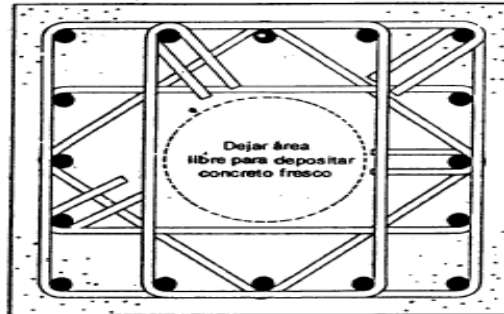


Fig.2.12 Acero de confinamiento en columnas sujetas a fuerzas sísmicas intensas [4]
Tomado de: *Estructuras de Concreto Reforzado* - R. Park & T. Paulay- New Zelanda

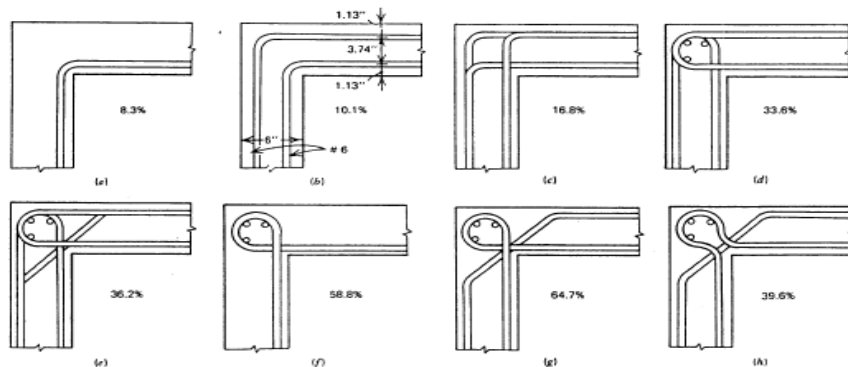


Fig. 2.13 juntas de esquina (a-b) juntas insatisfactorias, (c-e) detalles utilizados comúnmente, (f-h) arreglos usando aros [4]
Tomado de: *Estructuras de Concreto Reforzado* - R. Park & T. Paulay- New Zelanda

2.10.1 Núcleos del acero

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo con lo siguiente:

- Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico. [5]
- La capacidad de transferencia de carga por apoyo en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.
- La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado anteriormente

— La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata; o se debe diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo. [5]

2.11 Conexiones

— En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

— El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores. [5]

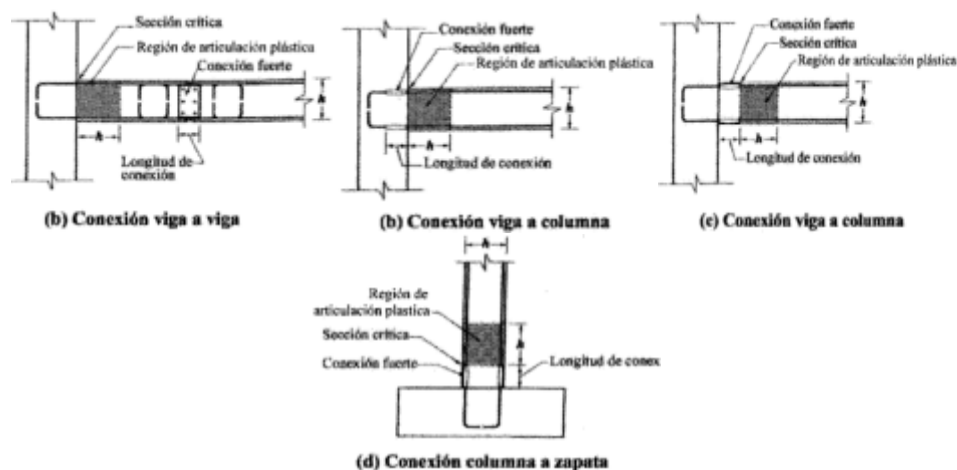


Fig. 2.5 Ejemplos de conexión fuerte

Tomado de: *Requisitos de reglamento para concreto estructural Norma ACI 318s-05 y Comentario 318sr-05*

2.12 Estribos

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

— Todas las barras no pre-esforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente. [6]

— El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión. [6]

— Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo. [6]

— La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos. [6]

— Cuando vigas o ménsulas concurren a una columna desde cuatro direcciones, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura. [6]

— Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras No. 13 o tres barras No. 10. [6]

2.12.1 Estribos cerrados

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- Barras No. 10 para Barras No. 32 o menores,
- Barras No. 13 para Barras No. 36 o mayores, y
- Barras No. 13 para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 300 mm. Si hay dos o más barras mayores que una barra No. 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento o 150 mm. [6]

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Los estribos cerrados se deberán disponer de manera que cada barra longitudinal de esquina y cada barra longitudinal alternada tengan un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno de no más de 135° . A excepción de lo aquí especificado, ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 610 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa en la

capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal deberá estar a una distancia mayor que 150 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si las barras longitudinales están ubicadas alrededor del perímetro de un círculo, si los empalmes de los estribos se alternan se puede utilizar un estribo circular cerrado.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos. [6]

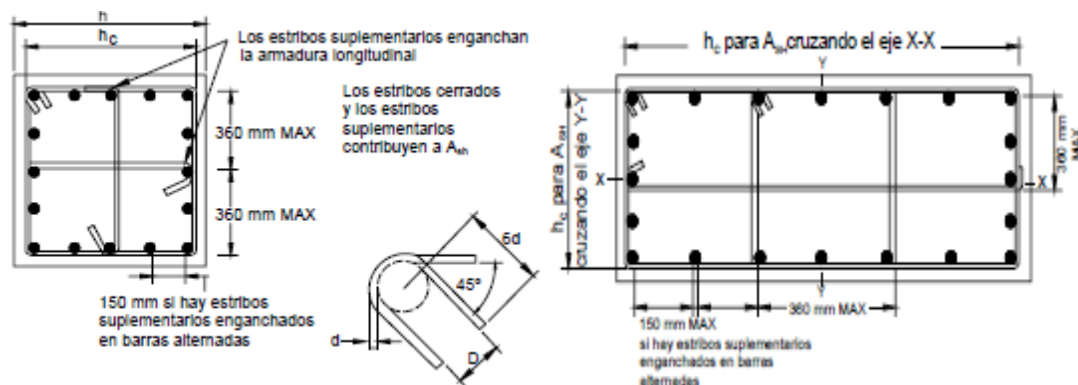


Fig. 2.7 Detalles de los estribos de una sola columna

Tomado de: AASHTO_LRFD_2004

2.12.2 Estribos monolíticos

Muchas veces para los puentes de uno y dos tramos se utilizan estribos monolíticos o con un diafragma en el extremo, el diafragma del extremo se hormigona monolíticamente con la superestructura y puede ser soportado directamente sobre pilotes o bien se pueden tomar medidas para acortar la viga durante el postesado. El diafragma actúa como un muro de sostenimiento, mientras que la superestructura actúa como un puntal entre estribos.

El comportamiento sísmico de estos estribos ha sido satisfactorio, evitando problemas tales como los daños en el relleno y los apoyos asociados con el movimiento de los estribos y reduciendo la carga lateral tomada por las columnas o pilas. Por otra parte, la superestructura transmite mayores fuerzas inerciales longitudinales y transversales directamente al relleno, por lo cual se deben tomar recaudos para contar con una adecuada resistencia pasiva a fin de evitar desplazamientos relativos excesivos. [6]

Aunque los estribos independientes (auto estable) le proporcionan al diseñador mayor control sobre el desarrollo de las fuerzas en el suelo, la unión que se agrega introduce un potencial mecanismo de colapso en la estructura. Para evitar este mecanismo de

colapso, los estribos monolíticos son particularmente recomendables para puentes en Zona Sísmica [6]

Aunque debido a las mayores fuerzas transferidas a los suelos de relleno los daños pueden ser mayores que si se utilizaran estribos independientes, si los estribos monolíticos están armados correctamente el potencial de colapso es bajo. Al estimar la rigidez de un estribo monolítico y los desplazamientos longitudinales asociados durante la transferencia de las fuerzas sísmicas pico de la estructura se recomienda dimensionar los estribos para restringir los desplazamientos a 91,4 mm o menos a fin de minimizar los daños. [6]

2.13 Zunchos

La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9,5 mm. La armadura se deberá disponer de manera que toda la zunchos y esté en contacto con los mismos.

La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6,0 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.

Para Zonas Sísmicas 3 y 4, los zunchos se deberán extender desde la zapata u otro apoyo hasta el nivel de la armadura horizontal de menor cota en los elementos soportados. [6]

El anclaje de las armaduras en forma de zuncho se deberá proveer mediante 1,5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos del zuncho.

En los zunchos los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- Empalmes solapados con una longitud igual a 48, 0 veces el diámetro de las barras no recubiertas; 72,0 veces el diámetro de las barras recubiertas ó 48,0 diámetros del alambre;
- Conectores mecánicos aprobados; o
- Empalmes soldados aprobados. [6]

2.14 Diámetros mínimos de doblado

Los dobleces estándar de las barras de refuerzo se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez. [6]

El doblado mínimo de $4d$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos, se basa en la práctica aceptada de la industria en los Estados Unidos. El uso de una barra para estribos no mayor de No. 16, para los ganchos estándar de 90° o de 135° en estribos, permite doblar múltiples unidades con equipo normal para doblar estribos. [6]

--El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros No. 10 a No. 16, no debe ser menor que los valores de la Tabla (2.4) [6]

Tamaño de barra y aplicaciones	Diámetro mínimo
No. 10 a No. 16 – Uso general	$6,0 d_b$
No. 10 a No. 16 – Estribos y zunchos	$4,0 d_b$
No. 19 a No. 25 – Uso general	$6,0 d_b$
No. 29, No. 32 y No. 36	$8,0 d_b$
No. 43 y No. 57	$10,0 d_b$

Tabla. 2.4 Diámetros mínimos de doblado

Tomado de: AASHTO_LRFD_2004

El diámetro interno de doblado para estribos y zunchos en mallas soldadas de alambres lisos o conformados no deberá ser menor que $4,0 d_b$ para alambre conformado mayor que D6 ($38,7 \text{ mm}^2$) ó $2,0 d_b$ para los demás tamaños de alambre. Si el doblado se realiza con un diámetro interno menor que $8,0 d_b$, este doblado no deberá estar a una distancia menor que $4,0 d_b$ de la intersección soldada más próxima. [6]

— El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que $4d_b$, para alambre corrugado mayor de MD39 (7 mm de diámetro), y $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblado con diámetro interior menor de $8d_b$ debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más cercana. Puede utilizarse refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado para estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad uniforme y capacidad de doblado que en las zonas en que no se ha calentado. Estos efectos de la temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre. [6]

2.15 Ganchos y doblado de la armadura

2.15.1 Ganchos normales

Para los propósitos de estas Especificaciones, el término "gancho normal" tendrá uno de los siguientes significados:

- Para la armadura longitudinal:
 - (a) Gancho con un ángulo de doblado de 180° más una prolongación de $4,0 d_b$ pero no menor que 65 mm en el extremo libre de la barra, o
 - (b) Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de $12,0 d_b$ en el extremo libre de la barra.
- Para la armadura transversal:
 - (a) Barras No. 16 y menores – Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de $6,0 d_b$ en el extremo libre de la barra.
 - (b) Barras No. 19, No. 22 y No. 25 – Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una barra.
 - (c) Barras No. 25 y menores – Gancho con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación de $6,0 d_b$ en el extremo libre de la barra.

Siendo:

d_b = diámetro nominal de la barra de armadura (mm) [6]

2.15.2 Ganchos Sismorresistentes

Los ganchos Sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación no menor que $6,0 d_b$ ó 75 mm en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar ganchos Sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica. [6]

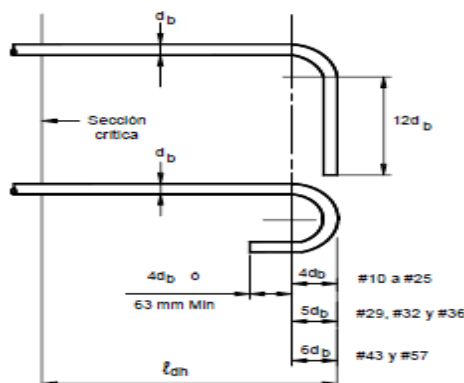


Fig.: 2.4 detalles de las barras determinadas en gancho para el anclaje de ganchos normales
Tomado de: AASHTO_LRFD_2004

2.16 Detalles de refuerzo para columnas

2.16.1 Refuerzo transversal para elementos a compresión

— El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones siguientes:

— Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de 10 mm.

— El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25mm.

— El anclaje de la espiral debe consistir en 1.5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

— El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

- (a) Empalme por traslapo no menor que 300 mm ni menor al largo indicado en uno de los puntos (1) a (5) a continuación:

1) barra o alambre corrugado sin recubrimiento.	48db
2) barra o alambre liso sin recubrimiento	72db
3) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico	72db
4) Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral	48db
5) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico con un gancho estándar de estribo en sus extremos empalmados por traslapo. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral.	48

Tabla. 2.6 Recubrimiento Mínimo

*Tomado de: Requisitos de reglamento para concreto estructural Norma ACI 318s-05 y
Comentario 318sr-05*

— Los espirales deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

- Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.
- En columnas con capitel, la espiral debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el de la columna.
- Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas. [5]

2.16.2 Refuerzo transversal para elementos a flexión

- El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento antes mencionado o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo a compresión.
- El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos reversibles de flexión o a torsión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.
- Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslapo Clase B (longitud de traslapo de $1.3L_d$) o anclándolas. [5]

2.16.3 Refuerzo de retracción y temperatura

- El refuerzo corrugado, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:
- La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350	0.0020
(b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420	0.0018
(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

Tabla 2.7 Valores de cuantía de refuerzo y temperatura
 Tomado de: *Requisitos de reglamento para concreto estructural Norma ACI 318s-05 y Comentario 318sr-05*

- En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

- Se deben diseñar los tendones para que produzcan un esfuerzo promedio de compresión mínima de 0.7 MPa en el área bruta del concreto usando esfuerzos de pre esforzado efectivo, después de las pérdidas
- El espaciamiento entre los tendones no debe exceder de 1.8 m.
- Si el espaciamiento entre los tendones excede 1.4 m se debe colocar refuerzo adherido adicional de retracción y temperatura, entre los tendones en los bordes de la losa, en una zona que se extiende desde el borde en una distancia igual al espaciamiento entre los tendones. [5]

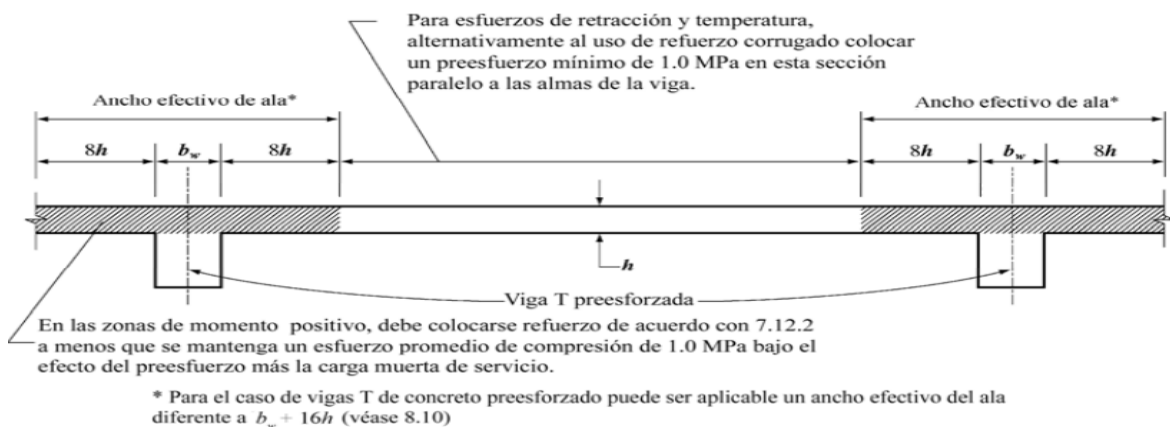


Fig. 2.9 Pre esforzado empleado par retracción y temperatura
Tomado de: *Requisitos de reglamento para concreto estructural* Norma ACI 318s-05 y
Comentario 318sr-05

2.17 Límites del espaciamiento del refuerzo

- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b (Diámetro de la barra), pero no menor de 25 mm.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.
- En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$ ni de 40 mm.
- La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes. [5]

2.18 Elementos estructurales de hormigón

Los elementos estructurales deberán cumplir los requisitos expuestos a continuación:

- Criterios generales de armado en zonas sísmicas
- Exigencias dimensionales para pilas huecas, que limiten la esbeltez en las paredes.

- Criterios para la armadura longitudinal en las pilas, que permiten conseguir la ductilidad prevista
- Armadura transversal de confinamiento en pilas, en el caso de estructuras de comportamiento dúctil o de ductilidad limitada deberá disponerse una armadura transversal de confinamiento en las zonas de rotulas plásticas, con unas exigencias específicas, en cuando a su cuantía mecánica, disposición geométrica y anclaje
- Armado de nudos de unión entre pilas y tablero o cimentación. Los detalles de armado y la solución de anclaje de barras se utilizaran teniendo en cuenta que durante la actuación del sismo se puede producir inversión de esfuerzos. En el caso de pilas empotradas en el tablero será necesario estimar un ancho de tablero que sea efectivo para la transmisión de momentos. [5]

2.18.1 Requisitos para la integridad estructural

— Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

— En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslapo con un empalme por traslapo de tracción Clase A, o un empalme mecánico o soldado y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

— Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo que consiste en:

(a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y

(b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos dos barras.

— Cuando se requieran empalmes por traslapo para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslapo cerca de o en la mitad del vano y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslapo cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslapo deben ser empalmes de tracción [5]

Clase A, o empalmes mecánicos o soldados, El refuerzo continuo exigida en el inciso (a) e inciso (b) debe estar rodeada en las esquinas por estribos con forma de U con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor de las barras continuas superiores, o con estribos cerrados de una pieza con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor

del extremo de una de las barras superiores. No es necesario continuar los estribos a través del nudo. [5]

— En vigas distintas a las del perímetro, cuando no se coloquen, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslapo sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

— Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. [5]

— La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de las ramas de los estribos que rodean la columna no deben exceder a $d/2$. El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos en la primera línea de refuerzo para cortante no debe exceder los $d/2$ medidos en una dirección paralela a la cara de la columna. El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean la columna no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

— El refuerzo para cortante en losas d debe amarrar el refuerzo de flexión longitudinal en la dirección que esté siendo considerado. [5]

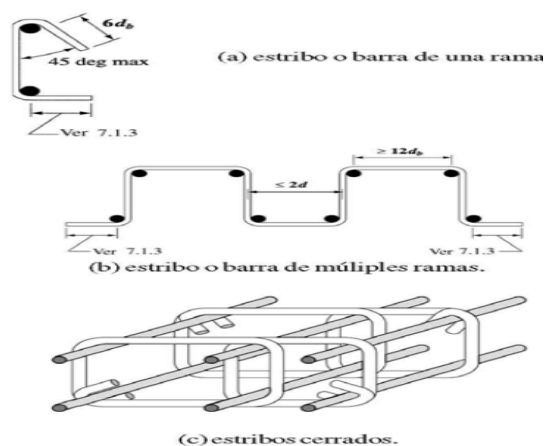


Fig. 2.10 Refuerzo para cortante en losas, estribo de una o varias ramas
Tomado de: Requisitos de reglamento para concreto estructural Norma ACI 318s-05 y
Comentario 318sr-05

— Para cada rama de refuerzo electrosoldado de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por:

- (a) Dos alambres longitudinales colocados con un separación de 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.
- (b) Un alambre longitudinal colocado a no más de $d/4$ de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un dobléz, o en un dobléz que tenga un diámetro interior de dobléz no menor de 8db. [5]

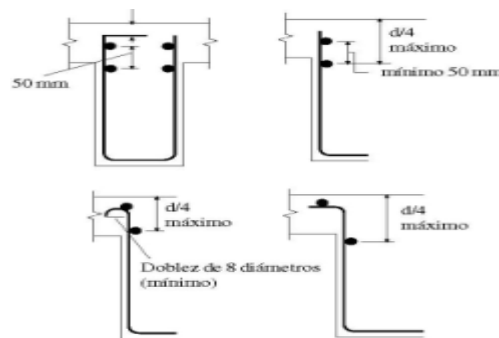


Fig. 2.11 Anclajes e estribos U de refuerzo electrosoldado de alambre liso en la zona de compresión

Tomado de: *Requisitos de reglamento para concreto estructural Norma ACI 318s-05 y Comentario 318sr-05*

2.19 Conclusiones del capítulo

Podemos concluir que:

1. Esta aplicación se muestra como una opción clara para concebir el comportamiento sísmico de una estructura en el rango inelástico, siendo ésta una ventaja comparativa con el método basado en fuerzas y en general con los métodos estáticos y dinámicos elásticos.
2. Los efectos $P-\Delta$ serán significativos según el tamaño de la subestructura en la medida que se restringe el desplazamiento lateral. Así mismo, considerar los efectos ISE en los puentes es importante, toda vez que el tamaño de la cimentación es menor comparado con las edificaciones.
3. El objetivo de realizar un análisis no lineal, como el propuesto en esta investigación, es tener un conocimiento más infalible de la estructura ante cargas inciertas en un buen grado, como es el caso de las cargas sísmicas. Al realizarse un análisis estructural que contemple la parte no lineal de la estructura, se tiene un dominio sobre los conceptos de ductilidad aplicables, garantizando un adecuado y ante todo óptimo desempeño estructural resistente a sismos. En este nivel de conocimiento, parámetros como el

coeficiente R se vuelven inútiles debido a que se tiene juicio de lo que ocurrirá en la estructura ante cargas sísmicas de baja y rara ocurrencia, es decir sismos de altos periodos de retorno.

CAPITULO III- MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO SISMORESISTENTE DE ACUERDO CON: LOS CÓDIGOS AASHTO- LRFD, EL EURO CÓDIGO 8 PARTE 2 Y LA NC 46:2014

3.1 ENFOQUE DE ACUERDO A LA AASHTO-LRFD

Los americanos en su norma AASHTO plantean tres métodos para el cálculo de la acción sísmica en las estructuras, el primer método es el método de análisis unimodal en el que se desprenden dos procedimientos, el método de la carga uniforme y el

método espectral unimodal. El segundo método que tienen en cuenta es el método espectral multimodal y el tercero es el método de historia en el tiempo o history time como se conoce por ellos. [6]

El método de la carga uniforme es esencialmente un análisis estático equivalente que emplea una carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas. Es un método adecuado para puentes regulares, los periodos de vibración se toman como el de un oscilador masa- resorte equivalente y la rigidez del resorte se debe calcular utilizando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se le aplica la carga lateral antes expuesta. (Tomado del epígrafe 4.7.4.3.2c de la norma AASHTO-LRFD 2004 SECCIÓN 4 ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL)

El método espectral unimodal se basa en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la transversal. La forma modal se puede calcular aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada. El período natural se puede hallar igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental de vibración. La amplitud de la forma desplazada se determina a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica y el desplazamiento espectral.

Este es un método utilizado para puentes principalmente con configuración regular, en el cual se lleva a cabo un procedimiento de cálculo para determinar una fuerza estática equivalente a la carga sísmica. (Tomado del epígrafe 4.7.4.3.2b de la norma AASHTO-LRFD 2004 SECCIÓN 4 ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL)

Por su parte, el método espectral multimodal especificado en esta norma se debe usar en puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración.

Los desplazamientos y solicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento) obtenidos mediante el uso del método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Si no se puede aplicar el método CQC, se puede incluir el método de la Raíz Cuadrática de la Suma de los Cuadrados (SRSS) por sus siglas en inglés; pero este método se adapta mejor para combinar respuestas de modo bien separados. (Tomado del epígrafe 4.7.4.3.3 de la norma AASHTO-LRFD 2004 SECCIÓN 4 ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL)

En cuanto al método de historia de tiempo hay que decir que el mismo se aplica en puentes que se encuentran ubicados cerca de fallas activas, este método es un poco más riguroso porque tiene en cuenta que el modelado de la estructura y la elección de las historias de aceleración del suelo se hagan cuidadosamente.

Se debe tener en cuenta que para su uso hay que contar con no menos de cinco historias de tiempo en el sitio de emplazamiento donde se pretende proyectar y ejecutar un puente. (Tomado del epígrafe 4.7.4.3.4 de la norma AASHTO-LRFD 2004 SECCIÓN 4 ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL)

3.1.1 Método Espectral Unimodal

El método de análisis espectral unimodal se deberá basar en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. La forma modal se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada correspondiente. El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada se puede determinar a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar las sollicitaciones. [6]

3.1.2 Método de la Carga Uniforme

El método de la carga uniforme se deberá basar en el modo de vibración fundamental ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. El período de este modo de vibración se deberá tomar como el de un oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular utilizando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se aplica una carga lateral arbitraria uniforme. Para calcular la carga sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se han de hallar las sollicitaciones sísmicas se deberá utilizar el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} . [6]

3.1.3 Método Espectral Multimodal

El método de análisis espectral multimodal se deberá utilizar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional. [6]

El número de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se deberá utilizar el espectro de

respuesta sísmica elástica Los desplazamientos y solicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo) obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC). [6]

3.1.4 Método de Historia de Tiempo

Cualquier método de análisis de historia de tiempo paso a paso usado ya sea para realizar análisis elásticos o bien para realizar análisis inelásticos se deberá determinar la sensibilidad de la solución numérica frente al tamaño del intervalo de tiempo usado para el análisis. También se deberá realizar un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones respecto de las propiedades histeréticas supuestas para los materiales. [6]

Las historias de aceleración empleadas para describir las cargas sísmicas se deberán seleccionar conjuntamente con el Propietario. A menos que se especifique lo contrario, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar cinco historias de tiempo de espectro compatible. El espectro utilizado para generar estas cinco historias de tiempo deberá ser el mismo utilizado para los métodos modales, para el perfil de suelo que corresponda. [6]

3.1.5 Análisis dinámico

Para analizar el comportamiento dinámico de un puente se deberán modelar las características de rigidez, masa y amortiguamiento de los componentes estructurales. El número mínimo de grados de libertad incluido en el análisis se deberá basar en el número de frecuencias naturales a obtener y en la confiabilidad de las formas modales supuestas. El modelo deberá ser compatible con la precisión del método utilizado para resolverlo. Los modelos dinámicos deberán incluir los aspectos relevantes de la estructura y la excitación.

Los aspectos relevantes de la excitación pueden incluir:

- La frecuencia de la función excitatriz,
- La duración de la aplicación, y distribución de las masas
- La dirección de aplicación [6]

3.1.6 Distribución de Masas

La masa se deberá modelar considerando el grado de discretización en el modelo y los movimientos anticipados. [6]

3.1.7 Selección del Método de Análisis

La selección del método de análisis depende de la zona sísmica, la regularidad y la importancia del puente. La regularidad depende del número de tramos y de la distribución del peso y la rigidez. Los puentes regulares tienen menos de siete tramos, ningún cambio abrupto de peso, rigidez o geometría, y ninguna variación importante de estos parámetros entre tramo y tramo ni entre apoyo y apoyo, excluyendo los estribos. En lugar del mínimo recomendado se puede utilizar un procedimiento de análisis riguroso. [6]

3.2 ENFOQUE DE ACUERDO A LA NC 46:2014

En la norma cubana NC 46:2014 se definen para el diseño estructural varios niveles de sismo, están el sismo básico, el severo, el extremo y un sismo mínimo de cálculo. [7]

El sismo básico es aquel que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un período de 50 años correspondiente a un período de retorno de 475 años. Este se utiliza principalmente para el cálculo de obras que califican como ordinarias, entre estas se pueden citar los bancos, hoteles, edificios públicos, restaurantes, entre otros. [7]

El sismo severo es el que tiene una probabilidad de 5% de ser excedido en un periodo de 50 años correspondiente a un periodo de retorno de 808 años. Se utiliza en obras de carácter importante y esencial, de carácter importante son aquellas obras que el sismo puede afectar a más de 300 personas y las esenciales son aquellas que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento. [7]

El sismo extremo es el que tiene la probabilidad del 3% de ser excedido en un periodo de 50 años correspondiente a un período de retorno de 1642 años. Se utilizará como sismo de diseño en aquellas obras que califique como críticas. [7]

Por último, el sismo mínimo es una reducción de del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción especificados en la norma, se incluyen para el cálculo con este tipo de sismo las obras utilitarias, las cuales se determinan debido a que su colapso no induce daños en otras estructuras y no ocasiona pérdida de vidas humanas, también se utiliza este tipo de sismo en algunos casos de readecuación sísmica de obras existentes. [7]

Este sismo se ha determinado en base a una probabilidad de 20% de ser excedido en un período de 50 años correspondiente a un período de retorno igual a 225 años. (Tomado de la NC 46: 2014 EPIGRAFE 4.2.1 PÁG 28)

3.2.1 Rigidez

Para determinar las características de rigidez a flexión en el modelo de cálculo se considerara la sección bruta del elemento, los apoyos elastomericos normales se modelizan mediante elementos elásticos lineales, con capacidad de deformación por cortante, y en caso oportuno por compresión, la flexibilidad de terreno podrá simularse mediante sistemas de muelles y para el cálculo de esfuerzos se utilizara el valor máximo de la rigidez del suelo y para el cálculo de los desplazamientos el valor mínimo[7]

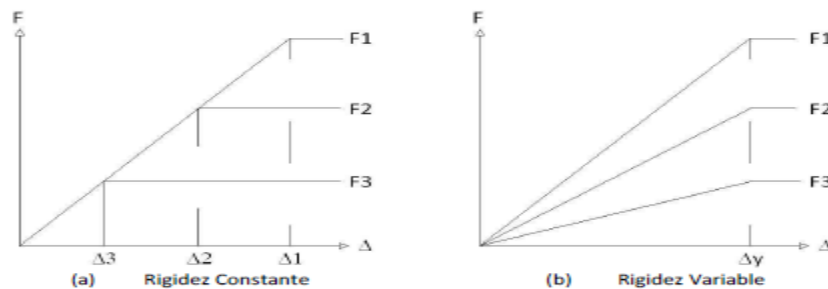


Figura 3.1 Influencia de la resistencia en el diagrama Fuerza-Desplazamiento
(Tomado de Priestley, 2003)

3.2.2 Amortiguamiento

Cuando se tengan en cuenta los efectos de la interacción dinámica entre terreno y estructura se incluirá el amortiguamiento del terreno de cimentación, que tiene dos componentes, el interno debido al componente friccional e histerético y el de radiación debido a la pérdida de energías en las ondas radiadas hacia el infinito desde las interfaces de la cimentación[7]

3.2.3 Procedimiento de cálculos

A partir de las ordenadas del espectro de respuesta reducido y utilizando el modelo de la estructura establecido anteriormente se determinará mediante un cálculo elástico con las leyes de la mecánica y los principios de cálculo de la estructura la respuesta dinámica máxima, la respuesta global de la estructura se obtendrá mediante una combinación estadística de las contribuciones modales máximas. [7]

3.2.4 Combinación de los componentes de la acción sísmica

El valor máximo del efecto de las acciones E debido a la actuación simultanea de la acción sísmica en las direcciones horizontales X e Y , y en la dirección vertical Z puede

estimarse a partir de los efectos máximos E_x , E_y y E_z , debido a los componentes independientes de la acción sísmica de cada eje de acuerdo a la siguiente regla cuadrática [7]

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

En estructuras con comportamiento dúctil o de ductilidad limitada, los desplazamientos obtenido del cálculo modal espectral con el espectro reducido se multiplicarán por la ductilidad en desplazamiento μ para obtener los desplazamiento sísmicos de cálculo:

$$d_E = \pm \mu \cdot d_E^e$$

El valor de μ depende de la zona del espectro en que se encuentre el periodo fundamental T de la estructura en la dirección considerada:

$$\text{Si } T \geq 1.25 T_B \quad \mu = q$$

$$\text{Si } T < 1.25 T_B \quad \mu = (q - 1) \frac{1.25 T_B}{T} + 1 \leq 5q - 4$$

Donde:

q = factor de comportamiento considerado en el cálculo de los desplazamientos d_E^e

T_B = valor del periodo que figura en la definición del espectro de respuesta elástica

La cuantía mecánica de la armadura transversal de confinamiento w_d debe cumplir las condiciones siguientes:

- En el caso de cercos rectangulares y horquillas[7]

$$\omega_{wd,r} \geq \max \left[\omega_{w,req}, \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right]$$

Donde:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0.13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (PL - 0.01)$$

Siendo:

$\omega_{w, min}$ =valor en tabla

A_c =área de la sección de hormigón

A_{cc} = área del núcleo confinado

λ = valor en tabla (2.2)

Comportamiento estructural	λ	$\omega_{w,min}$
Dúctil	0,37	0,18
Ductilidad limitada	0,28	0,12

Tabla 2.2 Comportamiento estructural según λ y ω_w , min
Tomado de: *NCSP-07 Normas de construcción sismorresistente para puentes*

η_k = axil reducido

PL= cuantía geométrica de la armadura longitudinal

- En el caso de los cercos circulares o espirales:

$$\omega_{wd,c} \geq \max[1.4\omega_{w,req}, \omega_{w,min}]$$

La cuantía mecánica de la armadura de confinamiento se define mediante la expresión: [7]

$$\omega_{wd} = P_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Donde:

P_w = Cuantía geométrica de confinamiento

f_{yd} = Valor de cálculo del límite elástico del acero

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

- Para las secciones rectangulares

$$P_{w,r} = \frac{A_{sw}}{s * b}$$

Donde:

P_{ws} = cuantía geométrica de confinamiento para secciones rectangulares

A_{sw} = área total de cercos y horquillas en la dirección de confinamiento

s = separación de los cercos y las horquillas en la dirección del eje de la pila,
con las limitaciones siguientes:

$S \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal

$S \leq 1/5$ de la menor dimensión del núcleo confinado

B = dimensión del núcleo confinado perpendicular a la dirección de confinamiento estudiada [7]

3.3 ENFOQUE DE ACUERDO A LA NCSP-07

La NCSP-07 contempla tres métodos para el diseño de las estructuras sometidas a cargas sísmicas, estos son, el cálculo modal espectral, el método dinámico no lineal en el tiempo y el método del empuje incremental.

El cálculo modal espectral es el método típico para evaluar el efecto de la acción sísmica en puentes. El mismo consiste en el cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de vibración de la estructura, utilizando las ordenadas del espectro de respuesta y combinando estadísticamente las contribuciones modales.

En caso de que se proyecten puentes irregulares se pueden adoptar dos procedimientos, uno es el método dinámico no lineal en el tiempo, el cual consiste en una integración directa paso a paso en el que se utilizan los acelerogramas de cálculo, teniendo en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y casi permanentes concurrentes en el sismo. Este método está previsto a utilizar cuando se utilizan dispositivos que tengan comportamiento no lineal, ejemplo de estos dispositivos se encuentran los amortiguadores y los disipadores de energía.

Por otro lado se encuentra el método del empuje incremental, es un método estático no lineal en el que se analiza la estructura sometida a las cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales monótonamente crecientes, las cuales representan una componente de la acción sísmica. Con la aplicación de este método se persigue el objetivo de:

- Estimación de la secuencia de formación y distribución final de las rótulas plásticas.
- Estimación de la redistribución de esfuerzos subsiguiente a la formación de las rótulas plásticas.
- Determinación de la curva carga desplazamiento de la estructura y determinación de las demandas de deformación local en las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo provocado por la acción sísmica.

En el caso abordado de los dos últimos métodos se plantea que se pueden aplicar luego de realizado un cálculo modal espectral de respuestas de la estructura. (Obtenido de la norma española NCSP-07 Construcciones Sismorresistentes: Puentes)

3.3.1 Cálculo modal espectral

Para la aplicación del método de cálculo modal espectral, la acción sísmica se representara mediante los espectros de respuesta elásticas definidos anteriormente, el cálculo del puente puede efectuarse considerando separadamente los componentes, longitudinal, transversal, y vertical de la acción sísmica, salvo en los casos de tipologías en que los esfuerzos inducidos por esta componente puedan ser comparados a los generados por el sismo horizontal (pilas inclinadas y arcos), en el caso de tableros de hormigón pretensado será necesario tener en cuenta la componente vertical ascendente de la acción sísmica. También será necesario evaluar los efectos de la componente vertical sobre todos los apoyos y elementos de unión, en el caso que se establezca que la estructura va a tener un comportamiento dúctil o de ductilidad limitada bajo la acción del sismo de último cálculo se utilizara un espectro de respuesta reducido de acuerdo a la siguiente expresión: [3]

$$S_{a,r}(T) = \frac{1}{q} S_a(T)$$

Donde:

$S_{a,r}(T)$ = espectro de respuesta reducido o espectro de cálculo

$S_a(T)$ = espectro de respuesta elástica correspondiente al sismo de ultimo calculo

q = factor de comportamiento

Cuando se estudie la respuesta de la estructura bajo la acción del sismo frecuente el espectro de cálculo será siempre el espectro de respuesta elástica. [3]

3.3.2 Factor de comportamiento

El factor de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y es un índice de su ductilidad. Para el cálculo en la dirección vertical, debe tomarse siempre un factor de comportamiento de valor $q = 1,0$.

Para cada componente horizontal de la acción sísmica, debe determinarse un factor de comportamiento q , cuyos valores, en general, serán diferentes. Para determinar el factor de comportamiento en cada dirección horizontal, se tendrán en cuenta los valores máximos. El valor máximo que se puede adoptar para el factor de comportamiento está estrechamente relacionado con la regularidad de la estructura. A efectos de la aplicación de esta Norma, se considerará que un puente es regular, en relación con el comportamiento dúctil, cuando las rótulas plásticas aparezcan prácticamente de forma simultánea en la mayoría de las pilas. [3]

3.3.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO EN PUENTES REGULARES

Los valores máximos del factor comportamiento q , aplicables a cada componente horizontal de la acción sísmica, se especifican en la tabla 4.1, en función del tipo de elemento en el que se van a producir las plastificaciones y en función del tipo de comportamiento deseado para la estructura (dúctil o con ductilidad limitada). [3]

Tipo de elemento dúctil	Tipo de comportamiento	
	Ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado: Pilas verticales trabajando a flexión ⁽¹⁾ Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,5 1,2	3,5 λ (α_s) 2,1 λ (α_s)
Pilas de acero Pilas verticales trabajando a flexión Pilas inclinadas trabajando a flexión Pilas con arriostramientos centrados Pilas con arriostramientos descentrados ⁽²⁾	1,5 1,2 1,5 —	3,5 2,0 2,5 3,5
Estribos rígidamente unidos al tablero En general Marcos encajados en el terreno	1,5 1,0	1,5 1,0
Arcos	1,2	2,0

Factor de comportamiento en puentes irregulares

Tomado de: NCSP-07

Cuando los elementos dúctiles sean de hormigón armado entonces los valores indicados anteriormente serán válidos si el axil reducido η_k es inferior a 0.30.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c F_{ck}}$$

Donde:

N_{Ed} = axil en la rótula plástica correspondiente a la combinación sísmica

A_c = área de la sección transversal

F_{ck} =resistencia característica del hormigón

Si $0.3 < \eta_k \leq 0.6$ debe tomarse un comportamiento máximo q_r de valor reducido:

$$q_r = q \left(\frac{\eta_k}{0.3} - 1 \right) (q-1) \geq 1$$

Si $\eta_k > 0.6$ se tomara $q_r=1.0$ lo que equivale a considerar el comportamiento elástico.
[3]

3.3.4 FACTORES DE COMPORTAMIENTO EN PUENTES IRREGULARES

Una forma de estimar cuantitativamente la irregularidad de un puente para el que se prevea un comportamiento dúctil es comparar entre sí las demandas de ductilidad en las pilas para ellos es necesario dimensionarlas pilas considerando que el puente es regular y seguir después el procedimiento indicado a continuación:

- a) Para cada pila i se calcula en la zona donde se prevé la formación de la rótula, el factor de reducción local r_i :

$$r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} q$$

Donde:

q = factor de comportamiento global

$M_{Ed,i}$ = valor de cálculo del momento flector correspondiente a la acción

Sísmica obtenido a partir del espectro de respuesta reducido

$M_{Rd,i}$ = valor de cálculo del momento resistente

En la estimación de los factores r_i se puede prescindir de algunas pilas si la suma de su contribución a la resistencia del cortante sísmico total incluido en la dirección considerada, es menor del 20% del mismo

- b) A partir de los valores extremos de r_i obtenido anteriormente se define entonces:

$$p = \frac{r_{max}}{r_{min}}$$

- c) Se considera que un puente tiene comportamiento irregular en la dirección considerada cuando: $p > 2$

Modelo estructural del puente se definirá discretizando la estructura con un número suficientes de grados de libertad para representar adecuadamente las distribuciones de masa, rigidez y amortiguamiento, el mismo debe ser capaz de reproducir los modelos de vibración más importantes de la estructura que pueda ser activado por la acción sísmica. También debe permitir los modos locales, como la vibración de pilas entre arco y tablero. [3]

3.3.5 Método dinámico no lineal en el tiempo

Para la realización de este tipo de cálculos, la acción sísmica estará caracterizada por acelerogramas, actuando de forma simultánea, de acuerdo con las indicaciones que, en cuanto a número y características de los mismos Se tendrán en cuenta los efectos

de las acciones gravitatorias y de otras acciones casi-permanentes concurrentes con la acción sísmica. [3]

El modelo estructural debe tener en cuenta las necesidades del tipo de cálculo que se realiza, permitiendo representar adecuadamente el comportamiento post-elástico de los materiales y los efectos de segundo orden. Se admite el uso de un amortiguamiento tipo Rayleigh en la banda de frecuencias de interés. El índice de amortiguamiento no incluirá el amortiguamiento histerético inherente al comportamiento no lineal del material si éste ya está tenido en cuenta en el propio modelo. En estructuras que dispongan de equipos de amortiguamiento se tendrán en cuenta las características no lineales de tales equipos, de acuerdo con la información facilitada por el fabricante. [3]

3.3.6 Procedimiento de cálculo y verificación

Se efectuara una integración directa paso a paso en el tiempo utilizando al menos tres pares de acelerogramas horizontales independientes. Como resultado final de los cálculos estructurales se tomara el valor medio de los resultados máximos correspondientes en cada conjunto (pares o tríos) de acelerogramas multiplicados por el siguiente coeficiente. [3]

$$C_N = 1 + \frac{0.352}{\sqrt{N}}$$

Donde:

N= números de acelerogramas utilizado

No es necesario verificar los distintos elementos estructurales a flexo compresión, puesto que tal verificación es inherente al cálculo no lineal. Sin embargo si debe verificarse que en el tablero no se producen plastificaciones significativas.

Cuando este método se utilice para comprobar las condiciones de ductilidad adoptadas en el cálculo modal espectral será necesario verificar que la demanda de deformación es inferior a la capacidad de deformación de las rótulas plásticas y se efectuara en términos de rotaciones:

$$\theta_{p,E} \leq \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_R}$$

$\theta_{p,E}$ =rotación total de la rótula plástica resultado del cálculo no lineal

$\theta_{p,u}$ =capacidad de rotación de la rótula obtenida de la curvatura ultima

γ_R = factor de seguridad. [3]

3.4 Método del empuje incremental

3.4.1 Cálculo estático no lineal

La aplicación de este método consiste en efectuar un cálculo estático de la estructura sometida a unas fuerzas horizontales progresivamente crecientes, que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica. En el cálculo se tendrá en cuenta la no linealidad mecánica de los materiales y la no linealidad geométrica debida a los efectos de segundo orden. Este método que puede ser aplicado a la estructura completa del puente o a elementos del mismo debe ser empleado únicamente como complemento del cálculo modal espectral. [3]

3.4.2 Acción sísmica

En este método la acción sísmica se representa mediante un sistema de cargas horizontales que producen una deformación homotética a la del modo fundamental de vibración en la dirección estudiada, éstas se aplican de forma incremental hasta que se alcanza un desplazamiento límite, verificando que no se produce la rotura de ninguna sección o elemento estructural del puente o pérdida de equilibrio. [3]

3.4.3 Modelo estructural

El modelo del puente debe ser adecuado para el análisis no lineal que se aborda, deberá cuidarse especialmente la discretización que debe ser comparado con la hipótesis de comportamiento de los materiales que constituyen la estructura y el procedimiento empleado para tener en cuenta la no linealidad geométrica, en todos los casos se utilizarán leyes constitutivas para los materiales con valores medios de la resistencia. [3]

3.4.4 Procedimiento de cálculo y verificación

El método del empuje incremental debe aplicarse en dos direcciones horizontales:

- En la dirección longitudinal definida por el centro de las dos secciones extremas del tablero
- En la dirección transversal ortogonal a la anterior

En cada dirección el incremento de carga se llevará a cabo de forma progresiva hasta que en el centro de la gravedad del tablero se alcance un desplazamiento límite de valor igual al desplazamiento resultante de cálculo modal espectral, en la dirección estudiada tomando un valor de factor de comportamiento $q=1.0$

En cada dirección se considerara que se alcanza la deformación ultima del puente cuando en algunas de las rotulas la rotación producida por la carga antes definida iguala su capacidad de rotación. [3]

En un puente recto el desplazamiento longitudinal de las cabezas de pilas cuando están empotradas en el talero coincide con el desplazamiento longitudinal del centro de gravedad del mismo. Una vez alcanzado el desplazamiento límite y después de comprobar que no se ha superado la capacidad de rotación de las rótulas plásticas será necesario verificar las condiciones siguientes:

- No se han producido plastificaciones significativas en el tablero
- No se han producido levantamientos por líneas de apoyos
- No se han producido fallos de tipo no dúctil. [3]

3.5 ENFOQUE DE ACUERDO A LA EURO CÓDIGO 8 PARTE 2: DISPOSICIONES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

3.5.1 Cálculo dinámico no lineal. Método del espectro de respuestas

El cálculo con espectro de respuesta es un análisis dinámico de las puntas de las respuestas dinámicas de todos los modos significativos de la estructura usando las coordenadas de del espectro de proyecto. Según emplazamiento la respuesta conjunta se obtiene mediante la combinación estadística de las contribuciones modales máximas, puede aplicarse en todos los casos en que sea admisible un cálculo lineal. Se determinaran los efectos de la acción sísmica mediante un módulo lineal aproximadamente discretizado (Modelo Dinámico Completo) idealizando de acuerdo con las leyes de la mecánica y los principios de cálculos de estructuras. [8]

3.5.2 Combinación de respuestas modales

El valor máximo probable E del efecto de una acción (esfuerzos o desplazamientos etc...) se formaran en general igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales E_i (regla SRSS) actuando en ambos sentidos.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Cuando dos modos tienen dos periodos muy próximos $T_j \leq T_i$ con el índice $p = T_j / T_i$

superando al valor $0.1 / (0.1 + \xi')$ donde ξ' es el índice de amortiguamiento (en tanto por uno $\xi/100$) [8]

3.5.3 Método del modo fundamental

Según las características específicas de cada puente este método puede aplicarse con tres tipos de modelos:

- Modelo de tablero rígido
- Modelo de tablero flexible
- Modelo de pila única

Se pueden aplicar en todos los casos en que el comportamiento dinámico de la estructura pueda aproximarse adecuadamente mediante un sistema de grado de libertad y se satisface en los siguientes casos:

1. En la dirección longitudinal de puentes aproximadamente rectos con tablero continuos siempre que las fuerzas sísmicas sean resistidas con pilas cuya masa efectiva sea inferior a $1/5$ de la masa del tablero.
2. En la dirección transversal del caso anterior cuando el sistema estructural sea aproximadamente simétrico respecto al centro del tablero, es decir cuando la excentricidad teórica e_0 entre el centro de la rigidez de los elementos de soporte y el centro de masa del tablero no supere el 5% de la longitud (L) del tablero.
3. En el caso de pilas de apoyo de tramos simplemente apoyados, cuando no se separe de la interacción significativa entre las pilas y la masa total efectiva de cada pila sea inferior a $1/5$ de la masa de la parte del tablero soportado por la pila. [8]

3.5.4 Métodos lineales alternativos

A partir del espectro de densidad de potencia de las aceleraciones se efectuara un cálculo lineal aleatorio de la estructura, ya sea aplicando un cálculo modal o matrices de respuesta dependientes de la frecuencia. Los valores de proyecto se terminarán dividiendo los efectos elásticos por el adecuado factor de comportamiento q , y se determinan según los siguientes cálculos:

- Cálculos con series temporales.
- Calculo no lineal en el dominio del tiempo. [8]

3.6 Conclusiones del capítulo.

Es conveniente, que el diseño sismorresistente de la estructura se realice con un material dúctil dadas las tres dificultades citadas. Este material debe contar

mecánicamente con al menos dos manifestaciones físicas donde se exhiba un cambio de la rigidez de este sistema estructural, identificando el primero de estos como punto de fluencia, en el cual se presenta un aumento de la deformación del elemento con poco incremento en la fuerza. De esta forma, podrá identificarse visualmente que existe una modificación a las condiciones físicas iniciales del elemento estructural, las cuales pueden observarse al revisar sus dimensiones o auscultando la integridad de estos elementos luego de que se presente un evento sísmico, por citar un par de ejemplos.

Contar con un material de ductilidad controlada para el diseño sísmico es bastante apropiado dada la incertidumbre mencionada previamente. Aunque no se conozca con precisión la magnitud de la máxima fuerza sísmica, se puede disponer de un valor en que se presentara la fluencia de uno de estos elementos estructurales y, basados en la importancia y localización de la estructura, identificar un valor máximo de fuerza sísmica. De esta forma, una vez se defina que en este elemento se superó el punto de fluencia, pueda tomarse las medidas de reparación o mejoramiento mediante una intervención de uno o varios elementos que salieron del rango elástico para entrar en el rango plástico.

Así como se realizó con el elemento estructural más vulnerable, puede realizarse un diseño para el resto de los elementos que no sea necesariamente similar a la condición más cuidadosa y con todas las diferentes exigencias desde el punto de vista de esfuerzos en los elementos. Así, desde el diseño se puede tener un mayor control del funcionamiento del sistema estructural ante cargas sísmicas.

De la anterior analogía se puede concluir que el sistema sismorresistente de una estructura debe tener una ductilidad controlada, con un número definido de elementos estructurales en los cuales se conozcan sus propiedades mecánicas para asegurar su modo de falla ante cargas probables debidas a sismos con una recurrencia propia y particular de cada diseño. [8]

Las actuales filosofías de diseño sismorresistente de edificaciones establecen que las estructuras deben ser capaces de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales sin colapso (AIS, 1998; AIS, 2010).

Para el caso de los puentes, la normativa Colombiana establece que los puentes, y sus componentes, pueden sufrir daño durante un sismo, pero tendrá una baja probabilidad de sufrir colapso debido a los movimientos sísmicos del terreno. Un

punto diseñado y construido de acuerdo con los requisitos del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (AIS, 1995) debe ser capaz de:

- Resistir temblores pequeños a moderados dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daño significativo.
- Soportar efectos sísmicos del mismo orden de magnitud de los prescritos para edificaciones normales.
- Cuando se vea afectado por movimientos sísmicos extremadamente fuertes no debe presentar colapso del conjunto o de parte del puente. En donde sea posible, el daño que ocurra por causa de un sismo extremadamente fuerte debe ser detectable fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación (AIS, 1995). [8]

Conclusiones generales

Se estableció los principales conceptos y definiciones básicas para el diseño de los puentes en zonas sísmicas teniendo presente las particularidades que establecen cada una de los códigos consultados.

Se realizó un análisis del detallado de los elementos estructurales que conforman a los puentes de acuerdo a las exigencias de cada comportamiento.

Se expuso las principales metodologías de cálculo de puentes en zonas sísmicas propuesto por las normas que sirve como guía para el análisis de estas estructuras ilustrándose sus características principales.

Recomendaciones

Al término de la investigación del presente trabajo se determinó, brindar las siguientes recomendaciones:

- Dar continuidad a la investigación a partir del despliegue de nuevos procesos investigativos que aborden problemáticas afines.
- Fomentar la formación de las competencias que deben caracterizar el desempeño profesional de los ingenieros civiles ante situaciones de riesgos generadas por un sismo de alta intensidad.
- Incorporar los conocimientos, resultados y experiencias de este trabajo en la enseñanza de pregrado, maestrías y postgrados, para que pueda servir de base para otras investigaciones que se decidan realizar en este campo.

Bibliografía

- [1] Ospina Trujillo, Ing. Alejandro, Trabajo de Investigación del programa de maestría, mayo 2012.
- [2] Candebat Sánchez, MsC. Darío, Asignatura Optativa Conservación de puentes.
- [3] Norma de construcción sismorresistente para puentes, NCSP-07
- [4] R, Park & T. Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, New Zelanda
- [5] requisitos del reglamento para concreto estructural, Norma ACI 318s-05 y Comentario 318s-05
- [6] AASHTO LRFD-2004
- [7] construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción NC: 46 /20014.
- [8] Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistente, Euro código 8 parte 2.
- [9] Catálogo de Ductilidad, <http://www.gcelsa.com> 05/09/2015
- [10] Revista Zuncho, <http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/NCSR-02.pdf>. 24/10/2015

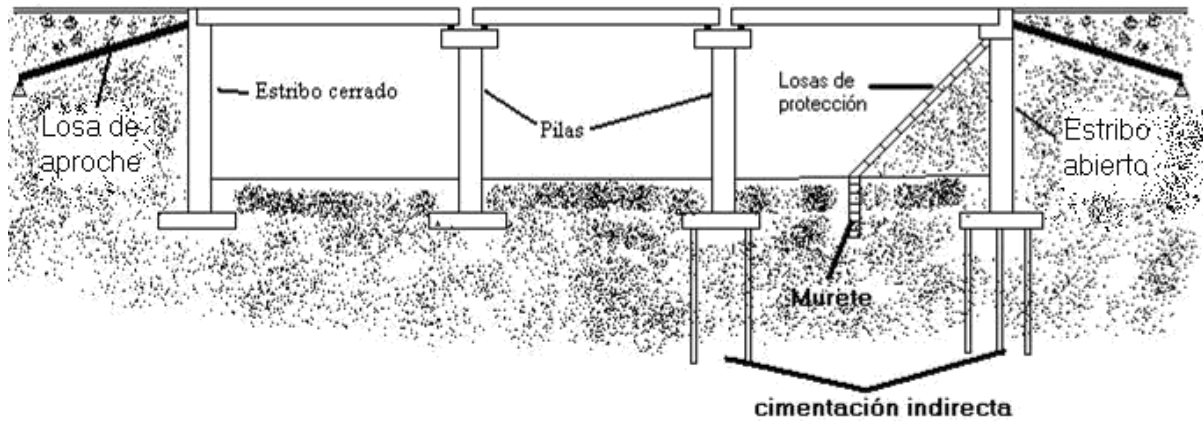


Fig. 1.1 Elementos fundamentales

Tomado de: *Asignatura optativa: Conservación de puentes* MSc. Ing. Darío Candebat Sánchez



Falla frágil por cortante en pila como consecuencia de inadecuado refuerzo. Terremoto de Chi-Chi 1999.

Taiwán

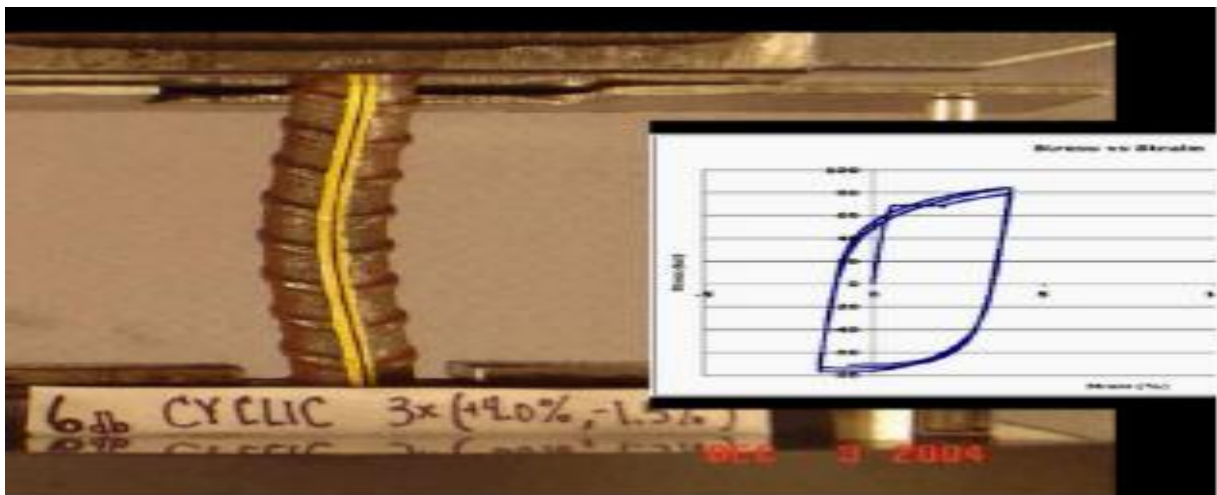
Tomado de: *TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA*

Alejandro Ospina Trujillo

Mayo de 2012



Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012



Pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas

Tomado de: (Restrepo, 2007)



Fractura del refuerzo longitudinal luego del pandeo de la barra

Tomado de: (Restrepo, 2007)



Colapso del tablero del puente por pérdida de asiento de las vigas a causa de un evento sísmico

Tomado de: (Mitchell, 2006)



Conexiones monolíticas entre subestructura y superestructura
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012



Fallo de pilar (armaduras transversales lisas y en cuantía insuficiente)
<http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/NCSR-02.pdf>.



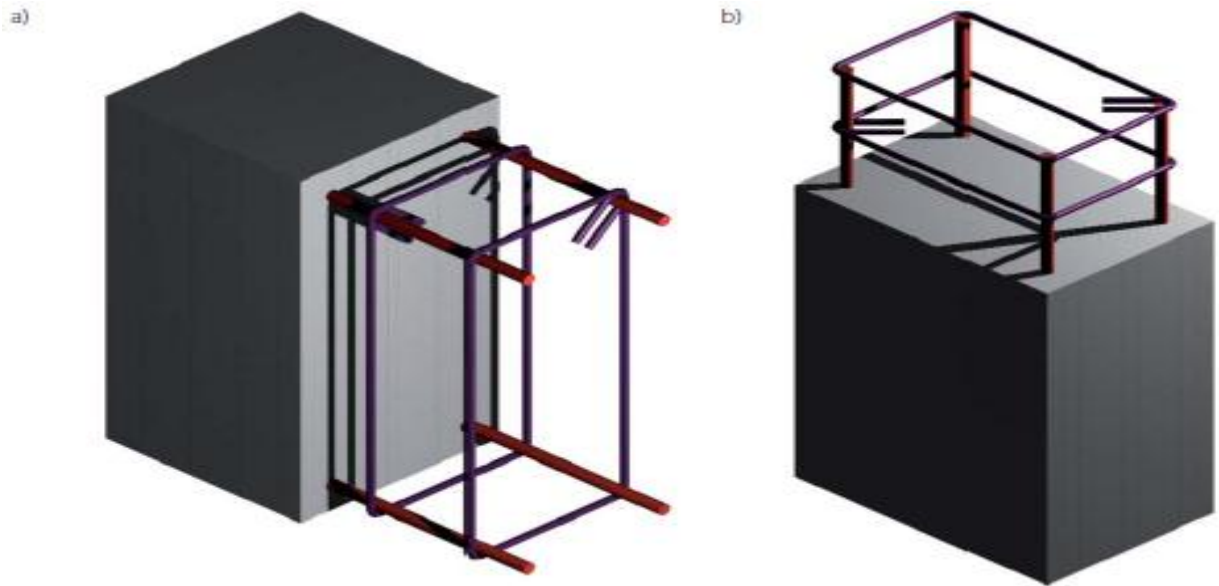
Pandeo de las armaduras longitudinales por inadecuada cantidad de cercos en la proximidad de un nudo viga-pilar

<http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/> NCSR-02.pdf.



Extracción de una parte del armado de una viga por inadecuados anclajes y recubrimiento

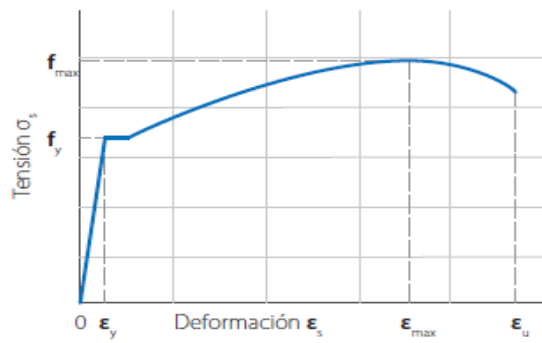
<http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/> NCSR-02.pdf.



Detalles de doblado de los ganchos de los cercos a 135° , a) en vigas y b) en pilares
<http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/NCSR-02.pdf>.



Conexiones monolíticas entre subestructura y superestructura
Tomado de: TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA
Alejandro Ospina Trujillo
Mayo de 2012



f_y : Tensión de plastificación.

f_{max} : Tensión máxima.

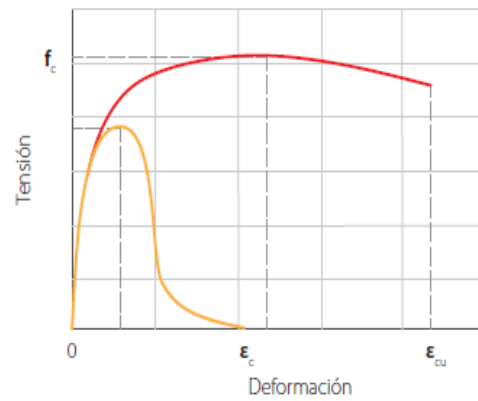
ϵ_y : Deformación de plastificación.

ϵ_{max} : Deformación correspondiente a la tensión máxima.

ϵ_u : Deformación última.

ϵ_s : Deformación del acero.

σ_s : Tensión del acero.



f_c : Tensión máxima a compresión del hormigón.

ϵ_c : Deformación del hormigón para la tensión máxima de compresión.

ϵ_{cu} : Deformación última del hormigón armado.

Diagrama tensión-deformación del acero.

Diagrama tensión-deformación del hormigón no armado y hormigón armado y confinado, obtenido de ensayo de compresión.

<http://www.proteccioncivil.org/centrodoc/legisla/NCSR-02.pdf>.