

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE PUENTES”

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL
ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA

**ING. OTONIEL PALACIOS
HERNÁNDEZ**

ASESOR

DR. MANUEL JARA DÍAZ



MORELIA,
MICHOACÁN
JUNIO 2011

A la memoria de Adán mi padre, quien se fue de mi lado cuando era un niño, pero en su lugar dejo a un hombre maravilloso mi tío Juan, que ha velado por mí incondicionalmente y me ha dado ese amor de padre, gracias por tu apoyo.

A Viridiana, mi esposa y a Otoniel,
mi hijo quienes me han enseñado lo importante de la vida
y quienes son testigo de mi esfuerzo para sacarlos adelante,
para ellos todo mi amor.

A mi madre Remedios, quien me formo en ausencia de mi padre, a mis hermanos Verónica, Miriam, Alma y Miguel Ángel, con quienes compartí mi infancia y de la cual tengo un muy grato recuerdo.

A mis suegros Angelina y Bonifacio,
a mis cuñados Jatziri y Tonatiuh y a mi amigo Arturo
porque siempre tuvieron una palabra de aliento y un consejo para darme.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor Dr. Manuel Jara Díaz, quien se convirtió en un mentor para mí, disipando mis dudas de la manera más atenta, por su conocimiento y gentileza, gracias.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por formarme académicamente, a la Facultad de Ingeniería Civil y su posgrado por abrirme las puertas y permitirme este grado.

Al cuerpo académico de la Maestría en Estructuras, por brindarme los conocimientos adquiridos, en especial a la Mtra. Alma Rosa Sánchez Ibarra por su apoyo al inicio del programa.

A CONACYT por su apoyo económico durante la maestría, a mis compañeros de clase, los cuales siempre me alentaron a seguir adelante.

INTRODUCCIÓN

El hombre en sus inicios más humildes busco la forma de expandirse en territorio, encontrándose con numerosos obstáculos entre ellos los accidentes geográficos, por los cuales tuvo que hacer uso de su ingenio para poder abatirlos creando los primeros puentes, utilizando los materiales disponibles en el entorno y con técnicas muy pobremente implementadas.

Con el paso del tiempo la insuficiencia de estos puentes derivo en desarrollo de nuevas técnicas constructivas así como en el uso de nuevos materiales, volviéndose más eficientes, prueba de esto son algunos puentes que todavía sobreviven a nuestra época como lo es el puente de Alcántara en Cáceres, España.

En la modernidad los puentes no sólo son un elemento más de la infraestructura de una ciudad sino también un símbolo de su capacidad tecnológica y por lo tanto económica.

A pesar de los avances en la construcción y diseño de puentes, este tipo de estructuras sigue mostrando una alta vulnerabilidad ante los fenómenos sísmicos. Las pilas, son uno de los elementos que mayores problemas experimentan durante la ocurrencia de un temblor. Una de las causas que originan la alta vulnerabilidad de las pilas, es la falta de un confinamiento adecuado en la zona donde se generan las articulaciones plásticas, dando origen a un deterioro de la rigidez y resistencia del elemento, que lo llevan a agotar su capacidad y pueden causar incluso el derrumbe completo de un puente.

Como medida de protección sísmica de las estructuras en general, y de los puentes en particular, se trata de lograr un comportamiento satisfactorio del sistema durante un sismo mediante el control del daño para distintos estados límite y sus demandas asociadas. Una de las propuestas que mayor éxito han tenido, es la de controlar el daño mediante la limitación de los desplazamientos o de variables asociadas directamente a ellos.

Como objetivo general de esta tesis se pretende evaluar el comportamiento sísmico de pilas de puentes de concreto reforzado y proponer expresiones de diseño para cumplir distintas demandas de ductilidad de desplazamiento en la articulación plástica. Para cumplir con este objetivo general se plantean como objetivos particulares los siguientes:

Crear una base de datos con la información sobre los niveles de daño y ductilidades de pilas obtenidas experimentalmente en laboratorios de distintas partes del mundo.

Estudiar los modelos analíticos existentes para evaluar los parámetros que tienen mayor influencia en la ductilidad de desplazamiento que pueden alcanzar diferentes tipos de pilas de puentes. Se estudian algunos modelos esfuerzo-deformación de los materiales y modelos para evaluar los desplazamientos por efecto de flexión, cortante y pérdida de adherencia de las varillas longitudinales.

Elaborar un programa de análisis con ayuda del lenguaje de programación Fortran, que permita estimar la ductilidad de pilas considerando los efectos mencionados. El programa se calibra con los resultados de la base de datos y resultados analíticos encontrados en la literatura.

Con ayuda del programa se realiza un estudio paramétrico con el propósito de evaluar las principales variables que afectan la ductilidad de desplazamiento de las pilas. Mediante el análisis de los resultados se elige como parámetro para lograr que la articulación plástica alcance una ductilidad de desplazamiento específica, a la presión de confinamiento producido por las varillas longitudinales y transversales.

Se proponen expresiones para diseñar y detallar el acero de refuerzo que se requiere en las zonas de articulación plástica para cumplir diferentes niveles de ductilidad a partir de los resultados anteriores.

Se presenta un ejemplo de aplicación del modelo propuesto para un puente típico que cuenta con columnas con sección circular y rectangular

Las relaciones propuestas se basan en modelos constitutivos que intentan representar adecuadamente los efectos cíclicos de la respuesta. Las secciones de pilas que fueron consideradas son de tipo circular y rectangular, pues son las que se encuentran con más frecuencia en los puentes construidos en México. Se consideran relaciones de aspecto (peralte/ ancho) que varían desde 1.0 hasta 10.0 para incluir columnas tipo muro. En este trabajo no se consideran las secciones huecas de los tipos de pilas circulares, rectangulares y de muro, solo se trabajará con secciones sólidas.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	I
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABLAS	VIII
1. ANTECEDENTES	1
1.1 TIPOS DE PUENTES	2
1.2 COMPONENTES DE LOS PUENTES	5
1.3 DAÑOS EN PUENTES	10
1.4 DISEÑO DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS	15
2. BASE DE DATOS EXPERIMENTALES	17
2.1 COLUMNAS CIRCULARES ENSAYADAS EN LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA	17
2.2 COLUMNAS CIRCULARES PROBADAS POR CHUNG, YOUNGSOO ET. AL. (2004)	18
2.3 COLUMNAS CIRCULARES ENSAYADAS POR SANDERS, DAVID ET. AL. (2005)	19
2.4 COLUMNAS CIRCULARES PROBADAS POR LEHMAN, DAWN E. ET. AL. (2000)	20
2.5 COLUMNAS RECTANGULARES ENSAYADAS POR GARCÍA (2001)	21
2.6 COLUMNAS TIPO MURO ENSAYADAS POR WEHBE ET AL (2003)	21
3. METODOLOGÍAS EXISTENTES PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE PUENTES	23
3.1 MODELOS PARA EVALUAR EL DAÑO EN PILAS DE CONCRETO REFORZADO	23
3.2 PROGRAMA PARA CALCULAR LA RESPUESTA SÍSMICA DE PILAS DE PUENTES (RSPP)	36
3.3 EVALUACIÓN DEL PROGRAMA RSPP	42

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO	49
4.1 COLUMNAS RECTANGULARES	49
4.2 COLUMNAS TIPO MURO	53
4.3 COLUMNAS CIRCULARES.	56
5. EXPRESIONES DE DISEÑO PARA SATISFACER DEMANDAS DE DUCTILIDAD	59
5.1 RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD Y P_V/P_L	60
5.2 RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD Y LA PRESIÓN EFECTIVA DE CONFINAMIENTO	62
5.3 ESTADÍSTICAS DE LAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO LATERAL.	69
5.4 COMPARACIÓN DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS CON RESULTADOS EXPERIMENTALES	71
5.5 COMPARACIÓN CON OTRA EXPRESIÓN ANALÍTICA	73
5.6 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL ACERO REQUERIDO EN LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS	74
6. APLICACIÓN PRÁCTICA DE LAS EXPRESIONES DE DISEÑO PROPUESTAS	79
6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PUENTE	79
6.2 MODELO DE ANÁLISIS	81
6.3 DISEÑO DE PILAS	82
6.4 DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZONA DE FORMACIÓN DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA	84
6.5 COMPARACIÓN DEL ÁREA DE ACERO CON LAS EXPRESIONES DE OTRAS NORMAS.	90
CONCLUSIONES	95
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Puente Alcántara Cáceres, España.	2
Figura 1.2	Puente Third Nanjing Yangtze, Nanjing China.	3
Figura 1.3	Puente Golden Gate, California E.U.A.	3
Figura 1.4	Puente de Newark Bay, Bayonne New Jersey E.U.A.	4
Figura 1.5	Puente Salida Salamanca Morelia Mich.	4
Figura 1.6	Componentes de un puente.	5
Figura 1.7	Tipo marco de dos columnas.	6
Figura 1.8	Tipo marco de tres columnas.	7
Figura 1.9	Tipo marco de cuatro columnas.	7
Figura 1.10	Pila tipo muro.	8
Figura 1.11	De una columna (rectangular).	9
Figura 1.12	De una columna (circular).	9
Figura 1.13	Derrumbe de calzada del puente de la Bahía de Oakland, San Francisco E.U.A. A causa del sismo de Loma Prieta (1989).	11
Figura 1.14	Puente Gavin Canyon dañado por el sismo de Northridge (1994).	11
Figura 1.15	Daños en la vía rápida de Wangan por el sismo de Kobe (1995).	12
Figura 1.16	Puente tradicional construido antes de la década de 1980, soportado por pilas tipo muro y con una alta resistencia sísmica en ambas direcciones.	13
Figura 1.17	Puentes más recientes, soportados por pilas de una sola columna y con distribución irregular de rigidez, que los hace más vulnerables a acciones de tipo sísmico	13
Figura 1.18	Falla en pila por cortante, Puente Wushi, Sismo de Taiwan 1999.	14
Figura 1.19	Falla en pila por traslapes y por confinamiento inadecuado, Puente Hanshin, Kobe 1995.	15

Figura 2.1	Columna C4 con estribos en espiral.	18
Figura 2.2	Columna C8 con estribos en espiral.	19
Figura 2.3	Columnas C20-C22 con estribos en espiral.	20
Figura 2.4	Columna R1.	21
Figura 2.5	Columna M8.	22
Figura 3.1	Gráfica esfuerzo-deformación del concreto por el modelo de Mander.	28
Figura 3.2	Gráfica esfuerzo-deformación del concreto confinado.	28
Figura 3.3	Gráfica Momento-Curvatura de una pila de sección rectangular.	31
Figura 3.4	Pérdida de adherencia de las varillas longitudinales.	33
Figura 3.5	Pila de concreto con sección rectangular.	36
Figura 3.6	Diagrama de flujo del programa RSPP.	41
Figura 3.7	Columna circular con estribos en espiral.	43
Figura 3.8	Gráfica momento-curvatura columna C13.	44
Figura 3.9	Gráfica Fuerza-desplazamiento de la columna C13.	44
Figura 3.10	Columna R3	45
Figura 3.11	Gráfica momento-curvatura columna R3.	46
Figura 3.12	Gráfica Fuerza-desplazamiento columna R3.	46
Figura 3.13	Columna M5	47
Figura 3.14	Gráfica momento-curvatura Columna M5.	48
Figura 3.15	Gráfica Fuerza-desplazamiento de la columna M5.	48
Figura 4.1	Gráficas columnas rectangulares $(h/b)-\mu\Delta$ con diferentes valores de p_l y p_v	51
Figura 4.2	Gráficas columnas rectangulares $(h/b)-\mu\Delta$ con diferentes valores de (H/h) y p_v .	53
Figura 4.3	Gráficas columnas tipo muro $(h/b)-\mu\Delta$ con diferentes valores de p_l y p_v .	54
Figura 4.4	Gráficas columnas tipo muro $(h/b)-\mu\Delta$ con diferentes valores de (H/h) y p_v .	55
Figura 4.5	Gráficas columnas circulares $D-\mu\Delta$ con diferentes valores de p_l y p_v .	56
Figura 4.6	Gráficas columnas circulares $D-\mu\Delta$ con diferentes valores de (H/D) y p_v .	57
Figura 5.1	Gráfica $(\rho_v/\rho_l)-\mu\Delta$ columnas rectangulares.	61
Figura 5.2	Gráfica $(\rho_v/\rho_l)-\mu\Delta$ columnas tipo muro.	61
Figura 5.3	Gráfica $(\rho_v/\rho_l)-\mu\Delta$ columnas circulares.	62

Figura 5.4	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas rectangulares.	65
Figura 5.5	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas tipo muro.	65
Figura 5.6	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas circulares.	65
Figura 5.7	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas rectangulares, tipo muro y circulares.	66
Figura 5.8	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas rectangulares, $\rho l=0.005, 0.01, 0.02, 0.025$.	67
Figura 5.9	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas tipo muro, $\rho l=0.005, 0.01, 0.02, 0.025$.	67
Figura 5.10	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ columnas circulares, $\rho l=0.005, 0.01, 0.02, 0.025$.	68
Figura 5.11	Histogramas columnas rectangulares.	69
Figura 5.12	Histogramas columnas tipo muro.	70
Figura 5.13	Histogramas columnas circulares.	71
Figura 5.14	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ vs $lab-\mu_{\Delta}$ columnas rectangulares.	71
Figura 5.15	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ vs $lab-\mu_{\Delta}$ columnas tipo muro.	72
Figura 5.16	Gráfica $f'l-\mu_{\Delta}$ vs $lab-\mu_{\Delta}$ columnas circulares.	72
Figura 5.17	Gráficas Ecuaciones propuestas vs Abo-Shadi.	73
Figura 6.1	Geometría del puente.	80
Figura 6.2	Geometría del cajón.	80
Figura 6.3	Secciones transversales de estribos y pilas.	81
Figura 6.4	Primer modo de vibrar.	82
Figura 6.5	Croquis de armado pila 1.	86
Figura 6.6	Croquis de armado pila 2.	89
Figura 6.7	Croquis de armado pila 3.	90

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Columnas circulares probadas en la Universidad de California.	17
Tabla 2.2	Columnas circulares probadas en la Universidad Chung-Ang de Corea.	18
Tabla 2.3	Columnas circulares probadas en la Universidad de Nevada.	19
Tabla 2.4	Columnas circulares probadas por Lehman, Dawn et. al.	20
Tabla 2.5	Columnas rectangulares probadas por la Universidad de California.	21
Tabla 2.6	Columnas tipo muro probadas en la Universidad de California.	22
Tabla 4.1	Valores de las variables de las columnas rectangulares	50
Tabla 4.2	Valores de las variables de las columnas tipo muro.	54
Tabla 4.3	Valores de las variables de las columnas circulares.	56
Tabla 6.1	Modos de vibrar.	82
Tabla 6.2	Diseño por flexión.	83
Tabla 6.3	Revisión por flexocompresión de pilas 1 y 2.	83
Tabla 6.4	Revisión por cortante.	84
Tabla 6.5	Comparación de áreas de acero.	94

ANTECEDENTES

A partir de un tronco derribado sobre un cauce, una piedra desprendida de una ladera o una maraña de lianas enredaderas tendidas sobre un barranco, con el fin de salvar accidentes naturales, fue el comienzo de la historia de los puentes. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

La mayoría de estos primeros puentes eran muy pobremente contruidos y raramente soportaban cargas pesadas. Fue esta insuficiencia la que llevó al desarrollo de mejores puentes. El arco fue usado por primera vez durante el imperio romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes basados en arcos podían soportar condiciones que antes se habrían llevado por delante a cualquier puente.

Después de esto, la construcción de puentes no sufrió cambios sustanciales durante mucho tiempo. La piedra y la madera se utilizaban prácticamente de la misma manera durante la época napoleónica que durante el reinado de Julio César. A la caída del Imperio romano el arte y la técnica sufrieron un gran retroceso, durante más de seis siglos. El hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones, por lo que no consideraba necesario la construcción de los medios para salvarlos. El puente era un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por lo tanto

muchos de los que estaban contruidos fueron desmantelados, y los pocos que quedaron estaban protegidos con fortificaciones.

Con la Revolución industrial en el siglo XIX, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas. Con la llegada del acero, que tiene un alto límite elástico, fueron contruidos puentes mucho más largos, muchos utilizando las ideas de Gustave Eiffel.

Los puentes se han convertido a lo largo de la historia no solo en un elemento muy básico para una sociedad sino en símbolo de su capacidad tecnológica.

1.1 TIPOS DE PUENTES

De acuerdo a su estructuración, la cual depende de la topografía además de aspectos económicos y sociales, en los cuales se busca el proyecto más factible, pueden ser: arco, atirantados, colgantes, ménsula y viga.

1.1.1 Arco

Un puente de arco es un puente con apoyos en los extremos del claro, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas a compresión. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal. En la figura 1.1 se muestra un puente arco de mampostería.



Figura 1.1 Puente Alcántara Cáceres, España.
(http://latinhsa.blogspot.com/2009/11/las-vias-romanas_9702.html)

1.1.2 Atirantados

Se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de una o varias pilas centrales mediante cables inclinados trabajando a tensión. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales. En la figura 1.2 se aprecia el Puente atirantado Third Nanjing Yangtze, en Nanjing China.



Figura 1.2 Puente Third Nanjing Yangtze, Nanjing China.
(<http://www.viajejet.com/puentes-atirantados/puente-nanjing-third-yangtze/>)

1.1.3 Colgantes

Un puente colgante es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. Un ejemplo de puente colgante es el Puente Golden Gate, en California E.U.A. (figura 1.3).



Figura 1.3 Puente Golden Gate, California E.U.A.
(<http://www.arqhys.com/articulos/puente-golden-gate.html>)

1.1.4 Ménsula

Es un puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula o voladizo. Normalmente, las grandes estructuras se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante ménsulas consecutivas que se proyectan en el espacio a partir de la ménsula previa. En la figura 1.4 se presenta el Puente de Newark Bay, en Bayonne New Jersey E.U.A., un ejemplo de puente tipo ménsula.



Figura 1.4 Puente de Newark Bay, Bayonne New Jersey E.U.A.
(<http://www.freebase.com/view/m/02bbz7>)

1.1.5 Viga

Básicamente es una estructura rígida horizontal que descansa sobre vigas pretensadas o postensadas que trabajan a flexión. El peso del puente y cualquier tráfico sobre él, está directamente soportado sobre apoyos de neopreno o metálicos. El peso se transmite de los apoyos directamente a las pilas y de éstas hacia la cimentación. Un caso representativo es el Puente que se encuentra en la Salida Salamanca en Morelia Michoacán (figura 1.5).



Figura 1.5 Puente Salida Salamanca Morelia Mich.
(<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=71526&page=48>)

1.2 COMPONENTES DE LOS PUENTES

Definiremos a continuación las partes constitutivas de un puente, esta descripción es aplicable en términos generales, a cualquier tipo de puente de acuerdo con las diversas clasificaciones antes descritas; esto es, en forma absolutamente independiente de si se trata de un puente metálico o de concreto. La principal división consiste en la superestructura y la subestructura. En la figura 1.6 se muestran gráficamente los componentes de un puente.

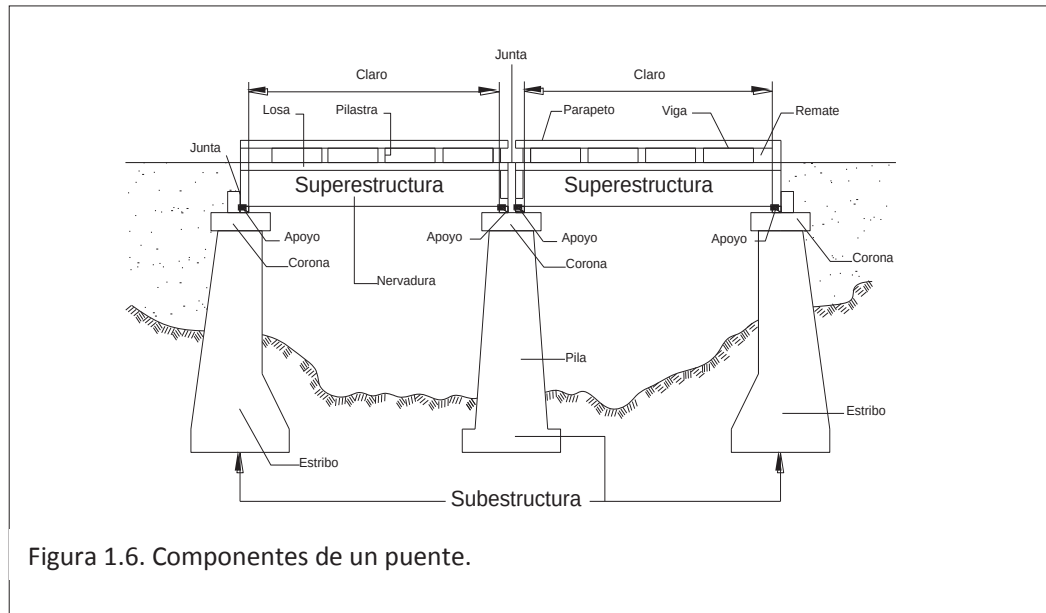


Figura 1.6. Componentes de un puente.

1.2.1 Superestructura

Está constituida por todos los elementos estructurales o constructivos, que forman parte de la obra que permite el tránsito sobre la misma para salvar el obstáculo. Este conjunto se denomina “tablero”. Las principales partes de la superestructura son:

a) Losa de tablero

Estructura que soporta en forma directa las cargas del tránsito y la carpeta de rodamiento, transmitiéndolas a las vigas de tablero (en los puentes viga) o directamente a los pilares y estribos (en los puentes losa y alcantarillas).

b) Vigas longitudinales o principales

Son los elementos de mayor relevancia portante en la superestructura de los puentes viga (no existen en los puentes y alcantarillas tipo losa). Transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

1.2.2 Subestructura

Está formada por todos los elementos estructurales que dan apoyo a la superestructura, transmitiendo las cargas al suelo. Dentro de la subestructura consideraremos incluidas a las cimentaciones, siempre y cuando no sean del tipo profundo, en cuyo caso las denominamos infraestructura. Los apoyos intermedios se denominan “pilas”, en tanto que los extremos se denominan “estribos” y sirven como identificación con los terraplenes de acceso.

a) Estribos

Pueden ser cerrados (actúan además como contención frontal del terraplén) o abiertos (dejan caer el terraplén con su talud natural; requieren protección de taludes).

b) Pilas

Es la estructura que nace de la cimentación hacia la superestructura que soporta el peso del puente. Se proyectan para resistir las cargas muertas y vivas superpuestas; las fuerzas sísmicas, las presiones del viento que actúen sobre ella, las fuerzas debidas a la corriente del agua, y a cuerpos flotantes. Se pueden clasificar de acuerdo con la forma en que trabajan, en los siguientes tipos: pilas tipo marco, pilas tipo muro y pilas de una sola columna.

b.1) Pilas tipo marco

Consisten de varias columnas unidas monolíticamente en su parte superior mediante un cabezal de concreto que les confiere una importante restricción al giro en su extremo superior. Debido a ello, las pilas trabajan en la dirección transversal del puente, como un marco rígido de dos, tres o más columnas (figuras 1.7 a 1.9).



Figura. 1.7 Tipo marco de dos columnas.
Tomado de Jara (2010).



Figura 1.8 Tipo marco de tres columnas.
Tomado de Jara (2010).



Figura 1.9 Tipo marco de cuatro columnas.
Tomado de Jara (2010).

b.2) Pilas tipo muro

Son aquellas columnas rectangulares con relaciones de aspecto (largo/ancho) mayor a cinco, y generalmente abarcan el ancho de calzada. Estas columnas cuentan con una elevada rigidez y resistencia en la dirección transversal del puente. Si la pila no es muy alta, su capacidad puede estar gobernada por la fuerza cortante más que por la flexión. Este caso es muy común en las pilas de mampostería de los puentes construidos antes de 1980 en México. La dirección perpendicular de estas pilas es la de menor resistencia y rigidez y su falla se puede producir por flexión. En la figura 1.10 se muestra una pila tipo muro del puente Motín de Oro localizado en la costa del estado de Michoacán.



Figura 1.10 Pila tipo muro.
Tomado de Jara (2010).

b.3) Pilas de una sola columna

En este caso las columnas trabajan de manera individual, generalmente como un voladizo en ambas direcciones, aunque debe tenerse en cuenta la posible restricción al giro que le produce su interacción con los apoyos y la superestructura. Las columnas generalmente son de sección rectangular o circular y pueden ser solidas o huecas. Salvo en los casos de pilas cortas, la capacidad de la mayor parte de estas pilas está limitada por la flexión. Las figuras 1.11 y 1.12 muestran dos puentes modernos construidos en México, con pilas altas de concreto reforzado de una sola columna.



Figura 1.11 De una columna (rectangular).
Tomado de Jara (2010).



Figura 1.12 De una columna (circular). Tomado
de Jara (2010).

1.2.3 Obras complementarias:

Estos trabajos se ejecutan con el objeto de mejorar las condiciones de operación de la estructura; ellos son: banquetas para permitir el tránsito peatonal, los desagües que aseguran el escurrimiento de las aguas pluviales, las protecciones, la señalización y la iluminación.

1.3. DAÑOS EN PUENTES

Cuando ocurre un sismo las repercusiones se ven reflejadas en diversos aspectos que provocan una incomodidad en la sociedad a diferentes niveles, se sabe que esta situación acarrea, aún a mediano plazo, consecuencias económicas y psicológicas profundas y difíciles de resolver en términos colectivos.

1.3.1 Causas generales que originan las fallas en los puentes.

A partir de las observaciones y análisis realizados después de sismos fuertes ocurridos en distintas partes del mundo, se han identificado como causas principales del daño en los puentes a los siguientes aspectos:

- a) Ocurrencia de eventos con magnitudes superiores a las previstas por los códigos de construcción.
- b) Existencia de puentes contruidos con criterios de diseño que no contemplan, ni los detalles constructivos, ni las configuraciones estructurales apropiadas para zonas sísmicas.
- c) Presencia de fallas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño.
- d) Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasiona movimientos de torsión significativos.
- e) Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y en los nudos.
- f) Pérdida de la conexión entre la superestructura y la subestructura, debido a longitudes de apoyo insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectores.
- g) Falta de confinamiento adecuado y de poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas.
- h) Rotación y hundimiento de los estribos.
- i) Licuación de las arenas.

En las figuras 1.13 a 1.15 se observan daños en puentes a causa de la ocurrencia de sismos representativos.



Figura 1.13 Derrumbe de calzada del puente de la Bahía de Oakland, San Francisco E.U.A. A causa del sismo de Loma Prieta (1989). (http://ingenieriaenlared.files.wordpress.com/2007/06/bay_bridge_collapsed_aerial.jpg)



Figura 1.14 Puente Gavin Canyon dañado por el sismo de Northridge (1994). (http://transit-safety.volpe.dot.gov/security/SecurityInitiatives/Top20/1%20-%20Management%20and%20Accountability/7%20--%20Accountability%20for%20Security/Additional/Effects_of_Catastrophic_Events/HTML/effects.htm)



Figura 1.15 Daños en la vía rápida de Wangan por el sismo de Kobe (1995).

(<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/quakes/kobe/kobe.html>)

1.3.2 Fallas en pilas de concreto

Uno de los elementos más vulnerables dentro de los puentes, lo constituyen las pilas. Como se menciona en el apartado anterior, la falta de confinamiento y la poca capacidad de rotación en las zonas de formación de las articulaciones plásticas son una causa fundamental del daño.

Con respecto al daño observado en las pilas de los puentes que existen en México y en otros países de Latinoamérica, las fallas ocurridas en los puentes por efecto de los sismos han sido más bien reducidas. Esto debido a que, la mayor parte de los puentes que constituyen las redes carreteras en estos países, tienen tipologías que conducen a una elevada resistencia ante acciones sísmicas. Muchos de los puentes cuentan con claros cortos simplemente apoyados, sobre pilas tipo muro construidas con mampostería o concreto (Fig. 1.16), lo que les confiere una resistencia muy elevada en dirección transversal. La resistencia en dirección longitudinal también resulta excesiva con respecto a la baja demanda que se produce en la dirección débil de las pilas, ya que la elevada rigidez axial de la superestructura, la longitud típica de este tipo de puentes y la condición de apoyo fijo que se presenta en los estribos, reduce los efectos sísmicos longitudinales (Jara, et al, 2010).



Figura 1.16 Puente tradicional construido antes de la década de 1980, soportado por pilas tipo muro y con una alta resistencia sísmica en ambas direcciones.

Tomado de Jara, et al, (2010)

No obstante, la situación ha cambiado en forma importante en las últimas décadas. La modernización de las redes carreteras ha exigido la construcción de nuevas estructuras, cuyas características las hacen más vulnerables a las acciones de tipo sísmico. Los puentes son ahora de mayores longitudes, con claros más grandes y superestructuras continuas. La mayor parte de estas construcciones trabajan predominantemente a flexión y tienen como elementos sísmicamente más vulnerables a las pilas (ver figura 1.17). La subestructura de estos puentes se forma con pilas tipo marco, o de una sola columna, con una importante irregularidad lateral localizada en las distintas alturas de cada uno de los apoyos.



Figura 1.17 Puentes más recientes, soportados por pilas de una sola columna y con distribución irregular de rigidez, que los hace más vulnerables a acciones de tipo sísmico.

Tomado de Jara, et al, (2010)

En resumen, en la mayor parte de los puentes, el daño y la energía que se disipa durante un sismo, se concentran principalmente en las pilas. La baja resistencia y capacidad para disipar energía en algunos de estos elementos han dado origen a daños severos, que en algunos casos, han provocado el derrumbe parcial o total del puente. Las principales deficiencias de diseño encontradas en las pilas que han sufrido daños importantes como resultado de un sismo son (Jara et al, 2010):

- Traslapes ubicados en zonas de formación de articulaciones plásticas
- Longitudes de traslape insuficientes
- Confinamiento inadecuado
- Baja resistencia a cortante

Se reconoce que la magnitud de las fallas que se han observado en las pilas, pudieron reducirse con un diseño apropiado, por lo que los códigos de construcción, han puesto énfasis en reducir los defectos de diseño y construcción que se han encontrado, así como en incrementar la capacidad de deformación inelástica de estos elementos. En las figuras 1.18 y 1.19 se muestran los diferentes daños antes mencionados.



Figura 1.18 Falla en pila por cortante, Puente Wushi, Sismo de Taiwan 1999.

(<http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/02janfeb/taiwan.cfm>)



Figura 1.19 Falla en pila por traslapes y por confinamiento inadecuado, Puente Hanshin, Kobe 1995.

(<http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-Kobe.html>)

1.4 DISEÑO DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Actualmente, las normas comúnmente indican claramente las medidas que deben tomarse para evitar los tipos de falla que se presentan en las pilas. En especial, las recomendaciones para evitar traslapes en las regiones potenciales de formación de una articulación plástica, así como la prohibición de traslapar importantes porcentajes del acero longitudinal en una misma sección de la pila, están claramente especificadas en la reglamentación vigente. Por lo que respecta a las fallas por cortante, existen recomendaciones específicas para evitar la concentración de la demanda de fuerza lateral en pocos elementos resistentes, que provocan fallas frágiles en pilas cortas. Los detalles de armado, distribución y separación del refuerzo transversal a lo largo de la longitud del elemento están claramente especificados.

Se considera, por tanto, que al respetar estas disposiciones, las fallas por traslape y por cortante deben reducirse de manera notable en construcciones más recientes, diseñadas de acuerdo con las especificaciones actuales.

Por lo que respecta al acero de refuerzo en las articulaciones plásticas, las normas actuales también establecen cantidades de acero que deben colocarse en dichas regiones. Estas recomendaciones se basan en criterios de diseño por resistencia, en las que se exigen cantidades más altas de refuerzo para incrementar el confinamiento y resistencia en esa zona, por ser especialmente delicada.

Sin embargo, con el advenimiento de los criterios de diseño por desempeño, se requiere de expresiones que relacionen directamente la demanda con el comportamiento o nivel de daño permitido en un sistema. En el caso de las pilas de puentes, se necesita de un procedimiento que relacione la demanda de desplazamiento del elemento, con la ductilidad esperada y el acero de refuerzo que deben tener las rótulas plásticas. Es decir, se requiere una función que defina la cantidad de acero transversal en la articulación plástica para un nivel de desplazamiento, ligado a un nivel de daño, originado por una demanda específica para distintos estados límite, tal y como se ilustra en la ecuación siguiente:

$$\mu_{\Delta} = 6.6 + 1.8 \ln \left(\frac{\rho_v}{\rho_l} \right) \quad (1-1)$$

En donde la ductilidad está en función de la relación de porcentajes de acero longitudinal y transversal.

El objetivo de este trabajo se enfoca en llegar a una expresión que pueda ser incluida en normas de construcción basadas en criterios de diseño por desplazamientos, tal como los que se han propuesto actualmente (Normas de Nueva Zelanda, ACI, AASHTO, Fema, ATC, CFE)

BASE DE DATOS EXPERIMENTALES

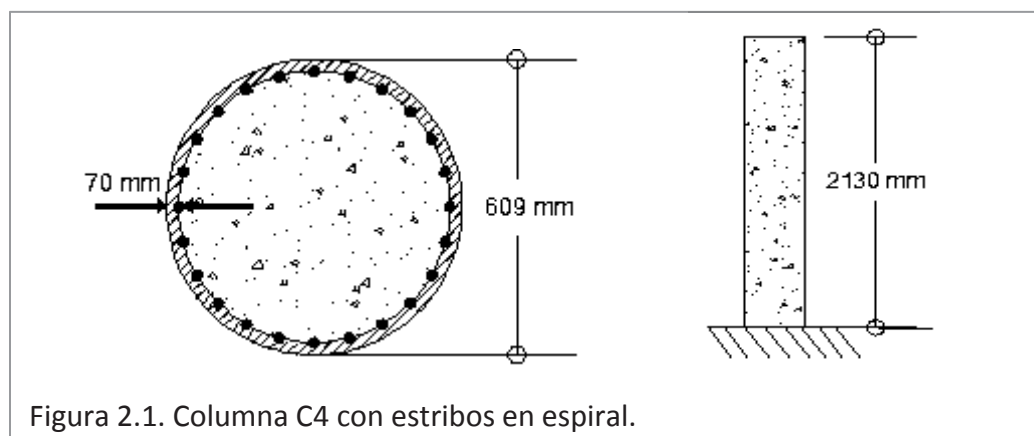
Con el propósito de contar con información real de la capacidad de rotación y desplazamiento de pilas de puentes, se recopiló información sobre estos parámetros. Para ello se creó una base de datos de columnas ensayadas en distintos laboratorios del mundo. Los principales resultados de estas pruebas son la ductilidad de desplazamiento y la ductilidad de curvatura de pilas de sección circular, rectangular y tipo muro.

2.1 COLUMNAS CIRCULARES ENSAYADAS EN LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA

Las columnas fueron ensayadas en el departamento de ingeniería estructural de la Universidad de California por Silva et. al. (2002), bajo carga cíclica. Las columnas son de sección circular (figura 2.1). Los principales datos de dichas pruebas se presentan en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Columnas circulares probadas en la Universidad de California.

Columna	Diámetro (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	μ_Δ	μ_ϕ
C1	356	1667	46	420	3.0	1.0	7.69	8.5
C2	609	2130	36.3	420	2.5	0.4	2	2.56
C3	1219	8100	46	420	1.0	0.6	5.5	8
C4	609	3669	41.1	420	2.7	0.9	8	9.26
C5	356	1677	45	420	3.1	1.1	10.95	7.25
C6	1219	8100	44.8	420	1.0	0.7	13	15.62
C7	910	9100	55	420	2.5	1.1	8	12



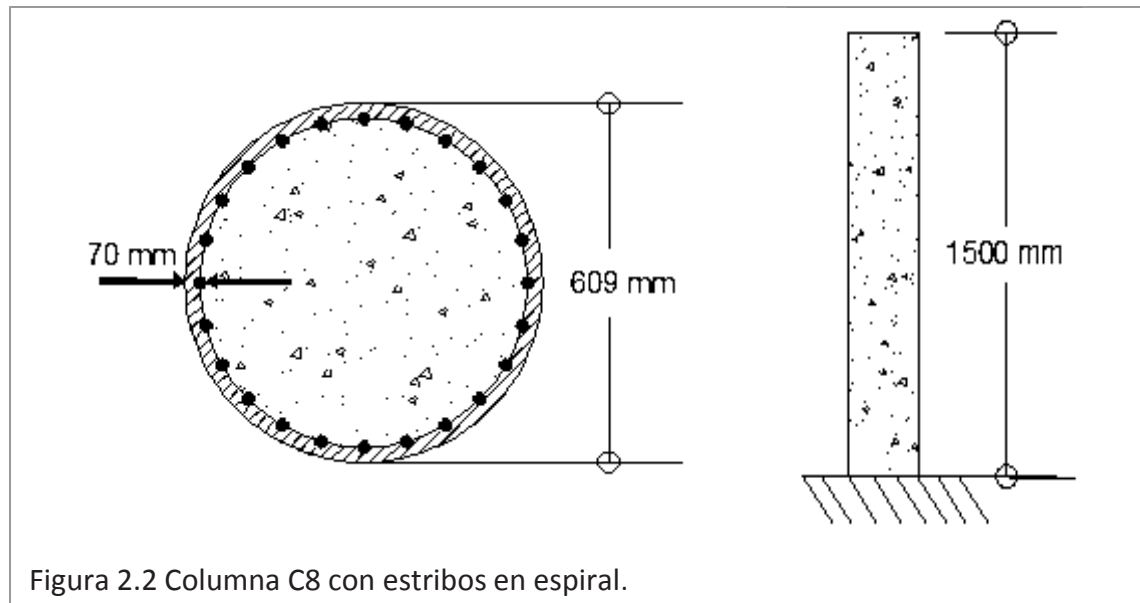
2.2 COLUMNAS CIRCULARES PROBADAS POR CHUNG, YOUNGSOO ET. AL. (2004)

Se presentan 12 columnas ensayadas por Chung, Youngsoo et. al. (2004) en la Universidad Chung-Ang de Corea. Las columnas fueron ensayadas bajo carga cíclica, cuasi estática, con desplazamientos controlados en función de la deriva (Δ/L). Esta prueba tuvo como objetivo probar el efecto que tienen los traslapes en el desempeño de las columnas. En la tabla 2.2 se presentan los principales resultados de la prueba.

Tabla 2.2 Columnas circulares probadas en la Universidad Chung-Ang de Corea.

Columna	Diámetro (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	μ_Δ	μ_ϕ
C8	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.13	2.27	2.59
C9	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.22	2.98	3.8
C10	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.22	6.06	11.28
C11	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.13	1.85	2.17
C12	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.22	3.19	6.32
C13	1200	4800	24.8	372.65	1.01	0.22	6.58	8.92
C14	600	1500	26.4	372.65	1.54	0.23	6.1	7.82
C15	600	1500	26.4	372.65	1.54	0.23	2.45	4.22
C16	600	1500	26.4	372.65	1.54	0.23	7.37	13.16
C17	600	1500	26.4	372.65	1.54	0.23	8.26	13.27
C18	600	1500	26.4	372.65	1.54	0.86	6.7	15.4
C19	600	1500	26.4	372.65	1.54	1.31	9.08	15.81

En la figura 2.2 se presenta la sección transversal de una de las columnas analizadas.



2.3 COLUMNAS CIRCULARES ENSAYADAS POR SANDERS, DAVID ET. AL. (2005)

Se presentan 3 columnas probadas en la Universidad de Nevada por Sanders, David et. al. (2005) bajo incrementos de cargas similares a los del registro del sismo de Northridge (1994). Las columnas tienen la misma sección transversal pero tienen diferentes alturas tal como se muestra en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Columnas circulares probadas en la Universidad de Nevada.

Columna	Diámetro (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	μ_Δ
C20	355.6	889	40.68	420	1.91	0.74	4
C21	355.6	1600.2	28.27	420	1.91	0.74	6
C22	355.6	2361.184	28.34	420	1.91	0.74	8

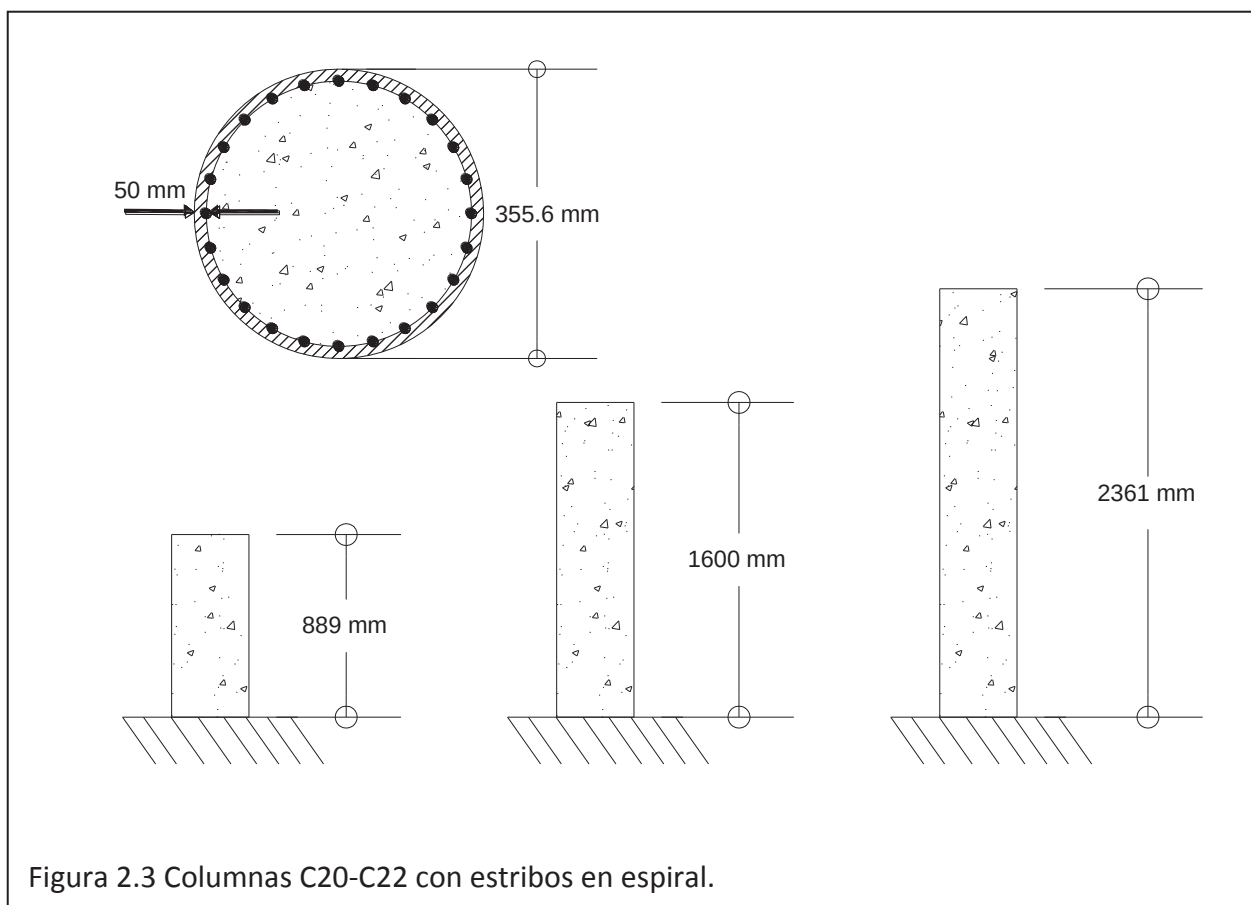


Figura 2.3 Columnas C20-C22 con estribos en espiral.

2.4 COLUMNAS CIRCULARES PROBADAS POR LEHMAN, DAWN E. ET. AL. (2000)

Se presentan 5 columnas circulares probadas por Lehman, Dawn E. et. al. (2000) en la Universidad de California. El objetivo del ensaye fue el estudio de la relación de aspecto y el acero longitudinal. Los datos principales de las columnas se engloban en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Columnas circulares probadas por Lehman, Dawn et. al.

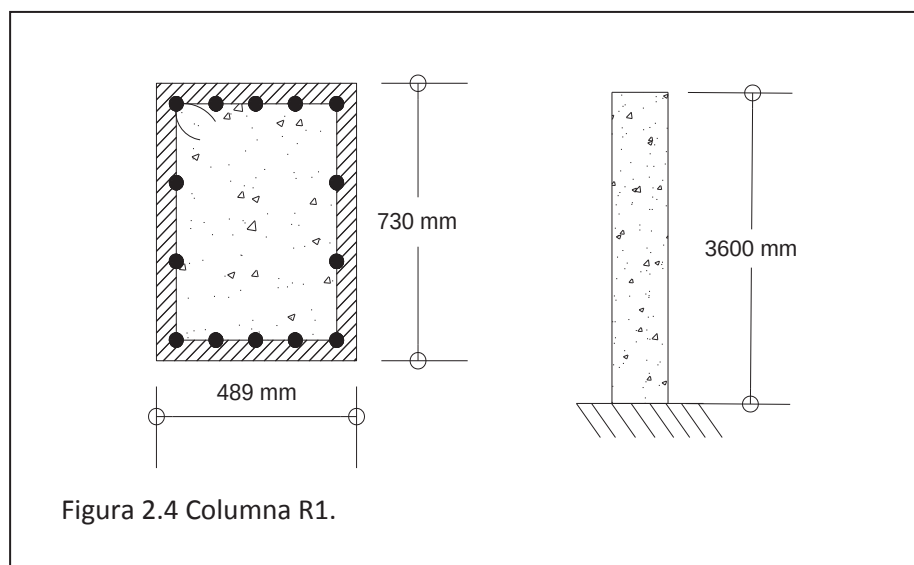
Columna	Diámetro (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	μ_Δ
C23	609.6	2438.4	22.75	420	0.75	0.72	6
C24	609.6	2438.4	22.75	420	1.50	0.72	8
C25	609.6	2438.4	22.75	420	3.00	0.72	7
C26	609.6	4876.8	22.75	420	1.50	0.72	5
C27	609.6	6096	22.75	420	1.50	0.72	5

2.5 COLUMNAS RECTANGULARES ENSAYADAS POR GARCÍA (2001)

Para las columnas de sección rectangular se presentan 4 columnas ensayadas en la Universidad de California por García (2001), fueron probadas bajo carga cíclica controlando los niveles de daño. Los resultados de las pruebas se observan en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Columnas rectangulares probadas por la Universidad de California.

Columna	b (mm)	d (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	μ_Δ	μ_ϕ
R1	489	730	3660	30	420	2.25	1.84	3	10
R2	489	730	3660	33	420	5.00	1.84	4	6
R3	489	730	3660	33	420	2.60	1.84	3	10
R4	381	406	2391	19	420	1.50	0.40	4.5	11

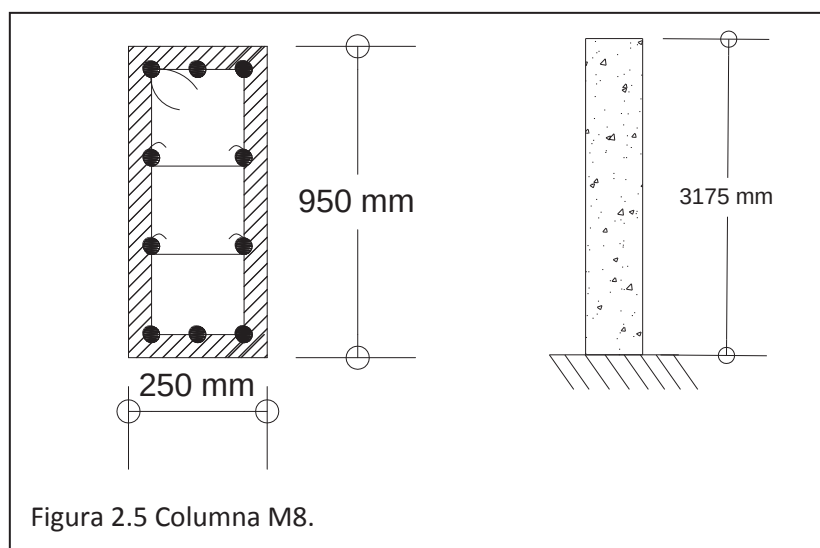


2.6 COLUMNAS TIPO MURO ENSAYADAS POR WEHBE ET AL (2003)

Se presentan 16 columnas probadas en la Universidad de California por Wehbe (2003), bajo carga incremental llevándolas hasta la falla. En los ensayos se estudia el comportamiento de las columnas al variar los porcentajes de acero longitudinal y volumétrico transversal. En la tabla 2.6 se observan los principales resultados del ensaye.

Tabla 2.6 Columnas tipo muro probadas en la Universidad de California.

Columna	b (mm)	d (mm)	H (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ_l (%)	ρ_v (%)	$\mu\Delta$
M1	300	1500	3900	29.95	250	0.78	0.24	6.5
M2	300	1500	3900	29.95	250	0.78	0.35	7
M3	300	1500	3900	29.95	250	0.78	0.35	7.5
M4	300	1500	3900	29.95	250	1.47	0.24	5.8
M5	300	1500	3900	29.95	250	1.47	0.35	5.7
M6	300	1500	3900	29.95	250	1.47	0.35	6.1
M7	300	1500	3900	29.95	250	0.28	0.24	9
M8	250	950	3175	26.6	250	1.50	0.56	8.6
M9	250	950	3175	36.9	250	1.50	0.56	11.8
M10	250	950	3175	38.6	250	1.50	0.56	11.8
M11	250	2400	3175	28.4	250	1.30	0.25	4.4
M12	250	2400	3175	25.3	250	1.30	0.41	6.1
M13	250	2400	3175	25.3	250	1.30	0.33	5.6
M14	250	2400	3175	32.2	250	2.30	0.25	4
M15	250	2400	3175	32.2	250	2.30	0.33	4.5
M16	250	2400	3175	28.4	250	2.30	0.41	4



En el siguiente capítulo se desarrolla un modelo para evaluar la ductilidad de pilas de concreto y los resultados de la base de datos se utilizarán para calibrar los resultados obtenidos con el programa.

METODOLOGÍAS EXISTENTES PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE PUENTES

CAPÍTULO

3

3.1 MODELOS PARA EVALUAR EL DAÑO EN PILAS DE CONCRETO REFORZADO

Los modelos que serán empleados para evaluar el daño en las pilas de concreto reforzado se basan en la determinación de los desplazamientos de la parte superior de las columnas, conforme a la filosofía de diseño basada en desplazamientos. Como es generalmente aceptado, el desplazamiento de la pila de un puente es la combinación de tres efectos principales: el desplazamiento que resulta de la rotación de la base de la columna Δ_r , el desplazamiento debido al agrietamiento inclinado y las deformaciones por cortante Δ_v y el desplazamiento que se produce como resultado de la pérdida de la adherencia de las varillas longitudinales Δ_a . Los tres efectos serán considerados en este trabajo para la estimación del nivel de daño de las pilas de puentes.

Otro aspecto importante para evaluar el nivel de daño es la relación entre el esfuerzo y la deformación, así como la deformación última que el material es capaz de soportar. La relación esfuerzo–deformación del concreto será evaluada mediante tres expresiones encontradas en la literatura y que contemplan el efecto del confinamiento en el concreto. Para el recubrimiento, que no se beneficia del confinamiento producido por el refuerzo transversal, se emplean relaciones esfuerzo–deformación sin confinar.

A continuación se describen las expresiones utilizadas para estimar el esfuerzo en el material y para evaluar el nivel de desplazamiento de los elementos, tal y como se incorporan en el programa “Respuesta Sísmica de Pilas de Puentes” (RSPP) que se presenta posteriormente.

3.1.1 Gráfica esfuerzo-deformación del acero

Para modelar la gráfica esfuerzo-deformación del acero se utiliza la siguiente fórmula, propuesta por Mander en 1983, que considera el efecto de endurecimiento por deformación,

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^P \quad (3-1)$$

donde:

f_s = Esfuerzo del acero

ε_s = Deformación del acero

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

ε_{sh} = Deformación al comienzo del endurecimiento del acero

f_{su} = Máximo esfuerzo del acero

ε_{su} = Máxima deformación del acero

$$P = E_{sh} \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right] \quad (3-2)$$

Los valores sugeridos por Mander para el comienzo del endurecimiento del material, la deformación última, el esfuerzo último y la rigidez durante la etapa de endurecimiento, son:

$$\varepsilon_{sh} = 0.007 - 0.01$$

$$\varepsilon_{su} = 0.1 - 0.15$$

$$f_{su} = (1.2 - 1.5)f_y$$

$$E_{sh} = 10\,000 \text{ Mpa}$$

3.1.2 Modelos para calcular la gráfica esfuerzo-deformación del concreto tomando en cuenta el confinamiento.

Se sabe que los elementos de concreto que son diseñados y construidos apropiadamente tienen cuantías de refuerzo transversal que producen un efecto de confinamiento al núcleo de concreto, lo cual produce un incremento notable de su capacidad de deformación, además de un aumento en su resistencia. Por tal motivo, los modelos empleados para estimar el daño en las pilas tienen en cuenta el efecto benéfico del confinamiento. A continuación se describen tres modelos conocidos para representar la relación esfuerzo – deformación del concreto confinado.

a) Modelo modificado de Kent y Park (1971)

De acuerdo con esta propuesta, la relación esfuerzo–deformación se representa mediante dos ramas, las cuales dependen del parámetro K.

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (3-3)$$

donde:

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero

f'_c = Resistencia a compresión del concreto sin confinar

ρ_s = Porcentaje de acero transversal

La primera rama considera el comportamiento hasta deformaciones,

Para $\varepsilon_c \leq 0.002K$

$$f_c = K f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (3-4)$$

Para valores mayores de deformación,

Para $\varepsilon_c > 0.002K$

$$f_c = K f'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \quad (3-5)$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.26f'_c}{145f'_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K} \quad (3-6)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_c - \frac{\frac{0.2*f_c}{(K*f'_c)} - 1}{Z_m} \quad (3-7)$$

donde:

f_c = Esfuerzo del concreto confinado, Mpa

ε_c = Deformacion del concreto confinado

h'' = Altura del concreto confinado medida desde la cara exterior de los estribos, mm

s_h = Separacion entre estribos

b) Modelo de Hoshikuma (1997)

El modelo propuesto por Hoshikuma se aplica a columnas de sección rectangular y circular de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 3.83 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{Para sección circular}) \quad (3-8)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 0.73 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{Para sección rectangular}) \quad (3-9)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00218 + 0.0332 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{Para sección circular}) \quad (3-10)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00245 + 0.0122 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{Para sección rectangular}) \quad (3-11)$$

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (3-12)$$

donde:

$$n = \frac{E_c \varepsilon_c}{E_c \varepsilon_c - f_{cc}}$$

$$f_c = f_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (3-13)$$

donde:

$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}}$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \frac{f_{cc}}{2E_{des}} \quad (3-14)$$

c) Modelo de Mander et al (1988)

El modelo de Mander también distingue el comportamiento para pilas de sección circular y sección rectangular. Además hace una distinción según se trate de estribos rectangulares, en espiral o circulares. Las expresiones del modelo se presentan a continuación:

Para sección circular

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_c}} - \frac{2 f'_1}{f'_c} \right) \quad (3-15)$$

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (3-16)$$

Para sección rectangular

$$f'_{1x} = K_{ex} \rho_x f_{yh} \quad (3-17)$$

$$f'_{1y} = K_{ey} \rho_y f_{yh} \quad (3-18)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (3-19)$$

$$f'_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x \cdot r} \quad (3-20)$$

donde:

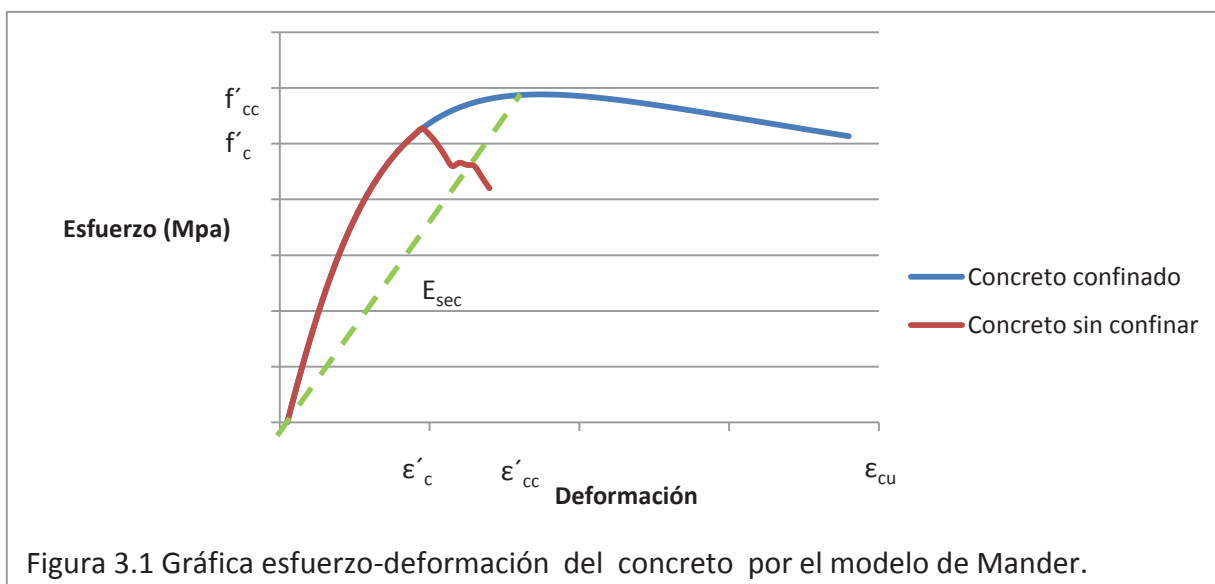
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

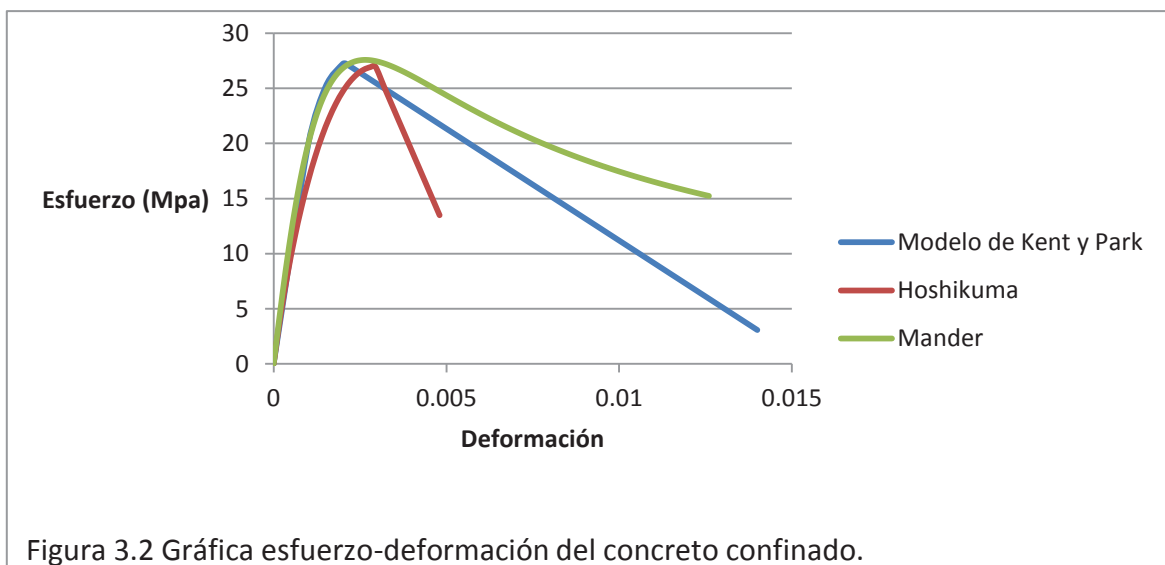
$$E_c = 4734\sqrt{f'_c} \quad \text{Mpa}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon'_{cc}}$$

El significado de las principales variables se muestra en la figura 3.1. El resto de los parámetros se pueden consultar en (Mander et al., 1988).



La figura 3.2 presenta las relaciones esfuerzo–deformación del concreto confinado según las tres propuestas que se presentan.



Se observa que la rama ascendente en los tres modelos es muy parecida y los valores del esfuerzo de compresión de confinamiento son similares, en la rama descendente cambia notablemente la pendiente y la deformación última de un modelo a otro. El modelo de Hoshikuma representa un material más frágil con menor beneficio del confinamiento, mientras que los otros dos modelos tienen un comportamiento semejante en la última etapa, con mayor resistencia con el modelo de Mander pero con mayores deformaciones últimas con el modelo de Kent y Park.

3.1.3 Relación esfuerzo-deformación del concreto sin confinar

Dado que el recubrimiento de los elementos de concreto reforzado no se encuentra en estado de confinamiento, es necesario hacer una distinción para esta región del concreto. El modelo que se utiliza en este trabajo para representar el comportamiento del concreto no confinado es la misma relación propuesta por Mander pero sin agregarle resistencia y capacidad de deformación debida al confinamiento.

3.1.4 Desplazamiento del extremo superior de las columnas

Para estimar el nivel de daño que experimentan las columnas que forman parte de pilas de puentes, es necesario conocer el nivel de desplazamiento que se produce cuando está sujeta a acciones sísmicas. Se considera que la fuente principal de desplazamiento se origina en la rotación de las articulaciones plásticas, mismas que se suponen en la base de las columnas. Esta afirmación se basa en la consideración de que un elemento adecuadamente diseñado tendrá una falla por flexión antes que por otro tipo de esfuerzo. No obstante, la presencia de fuerzas cortantes producen deformaciones que llegan a contribuir con el desplazamiento, especialmente en pilas con relaciones de esbeltez bajas. Además la presencia de grietas diagonales reduce también la rigidez del elemento e incrementa el desplazamiento de la columna. Aunado a lo anterior, la presencia de grietas favorece el desplazamiento de las varillas longitudinales como consecuencia de la pérdida de adherencia que se presenta, sobretodo, en la región de la articulación plástica, de manera que el desplazamiento de la columna también se incrementa por este efecto. A continuación se describen las expresiones que serán utilizadas para estimar el desplazamiento de las columnas.

a) Flexión.

Para estimar el daño de la pila debido a la flexión se realiza un análisis momento curvatura. Para obtener la relación es necesario determinar el punto a partir del cual la relación deja de ser lineal. El punto en cuestión corresponde al agrietamiento.

El momento y la curvatura de agrietamiento de la sección se calculan como sigue:

$$M_{agr} = \frac{\left(f_r + \frac{P}{A}\right) \cdot I}{y_{tensión}} \quad (3-21)$$

$$\varphi_{agr} = \frac{f_r}{E_c \cdot y_{tensión}} \quad (3-22)$$

donde:

I = Momento de inercia

P = Carga axial

A = Área transversal de la columna

E_c = Módulo de elasticidad

$y_{tensión}$ = Altura del eje neutro

Una vez que se excede el momento de agrietamiento, la relación deja de ser lineal y se puede calcular a partir de las siguientes expresiones (Park y Paulay, 1975):

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - y \cdot kd \right) + \sum F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (3-23)$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} \quad (3-24)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (3-25)$$

$$F_{si} = A_{si} f_{si} \quad (3-26)$$

$$C_c = \alpha f'_{cm} b \cdot kd \quad (3-27)$$

donde:

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f'_{cm} \varepsilon_{cm}}$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c \cdot f_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}$$

donde:

ε_{si} = Deformación en las distintas capas de acero.

ε_{cm} = Deformación máxima del concreto

kd= Profundidad del eje neutro

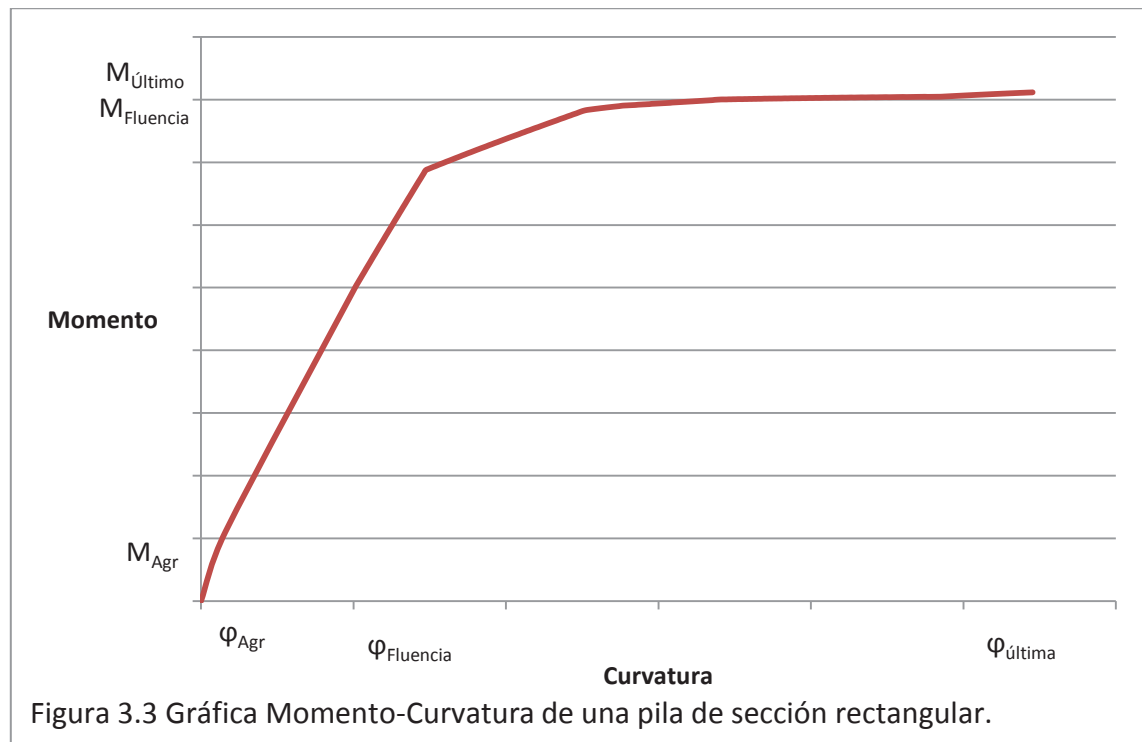
d_l = recubrimiento

A_{si} = Área de acero longitudinal en las distintas capas.

f_{si} = Esfuerzo en las distintas capas de acero

f_{cm} = Esfuerzo máximo del concreto.

$\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c$ = Área bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado.



b) Deformación por cortante

Para estimar el desplazamiento de la pila debido a la presencia de grietas diagonales en el elemento, se utiliza la fórmula propuesta por Park y Paulay (1975). De acuerdo con este modelo, se determina una rigidez reducida que depende de las dimensiones de la sección y del acero de refuerzo transversal existente. La expresión propuesta es:

$$K'_v = \frac{0.4E_c b_w d}{f} \quad (3-28)$$

donde:

b_w = Sección perpendicular en donde se aplica la carga cortante

d = Altura efectiva de la sección paralela en donde se aplica la carga cortante

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

f = Factor para considerar la distribución no uniforme del esfuerzo cortante.

Si se considera que las grietas se forman a 45° , la expresión para K_v se simplifica,

$$K_v = \frac{\rho_v \sin^4 \alpha (\cot \alpha + 1)^2}{\sin^4 \alpha + n \rho_v} E_s b_w d \quad (3-29)$$

donde:

K_v = Rigidez al corte de un elemento por unidad de longitud

E_s = Modulo de elasticidad del acero de refuerzo al cortante

s = Separación del refuerzo al cortante a lo largo del eje longitudinal

$$K_{v,45} = \frac{\rho_v}{1 + 4n\rho_v} E_s b_w d \quad (3-30)$$

$$\Delta_{sh} = \frac{VL}{K_{v,45}} \quad (3-31)$$

donde:

V = Fuerza cortante aplicada

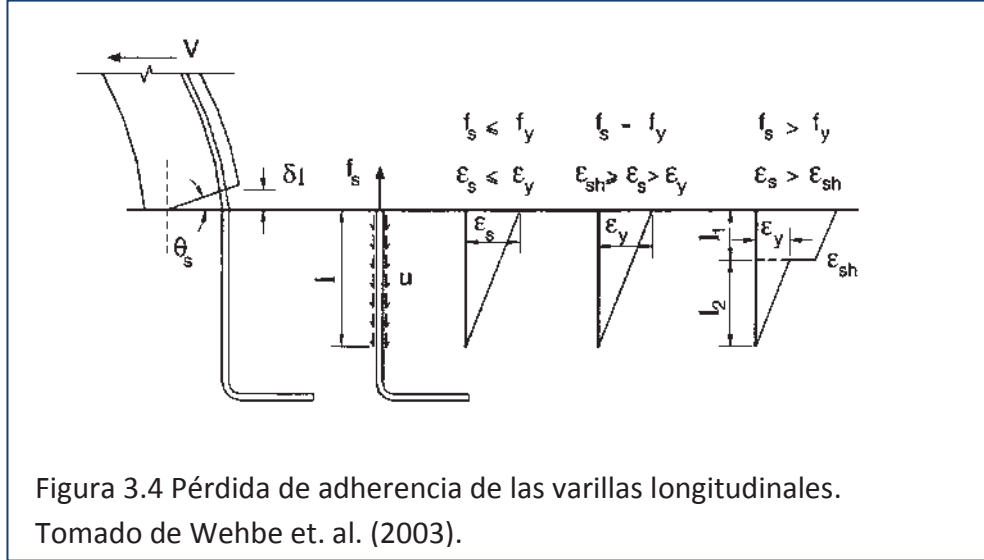
L = Longitud del corte

c) Desplazamiento por pérdida de adherencia

Para estimar el desplazamiento debido a la pérdida de adherencia se utiliza el modelo de Wehbe et al (1997). En este modelo se acepta una distribución promedio de la adherencia a lo largo de la varilla y se proponen tres expresiones de acuerdo con el nivel de esfuerzo en el acero. Para la etapa elástica se propone un deslizamiento con base en una distribución lineal (ver figura 3.4) y se obtiene con:

Para varilla $\leq 35\text{mm}$

$$u = \frac{20\sqrt{f'c}}{d_b} \leq 5.5 \quad (3-32)$$



Carga elástica ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ y $f_s \leq f_y$)

$$l = \frac{f_s d_b}{4u} \quad (3-33)$$

$$\delta l = \frac{\varepsilon_s l}{2} \quad (3-34)$$

La segunda etapa está comprendida entre la deformación de fluencia y el inicio del endurecimiento por deformación. En este caso también se acepta una distribución lineal del esfuerzo pero considerando como esfuerzo máximo el esfuerzo de fluencia (ver figura 3.4).

Fluencia ($\varepsilon_{sh} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_y$ y $f_s = f_y$)

$$l = \frac{f_y d_b}{4u} \quad (3-35)$$

$$\delta l = \frac{\varepsilon_y l}{2} \quad (3-36)$$

Finalmente se determina el deslizamiento para la etapa en la que el esfuerzo es superior al esfuerzo de endurecimiento para la cual se considera un diagrama de esfuerzos en dos etapas (ver figura 3.4) y cuya expresión es:

Deformación por endurecimiento

$$l_1 = \frac{(f_s - f_y)d_b}{4u} \quad (3-37)$$

$$l_2 = \frac{f_y d_b}{4u} \quad (3-38)$$

$$\delta l = \frac{\varepsilon_y l_2}{2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2} l_1 \quad (3-39)$$

3.1.5 Modelo de la Federation International du Beton (FIB 2004)

En este modelo se consideran los efectos de la pérdida de adherencia y cortante a partir de la fluencia del elemento, por medio de la siguiente expresión:

$$\theta = \theta_f + 0.0025 + a_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_s d_b f_s}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad (3-40)$$

donde:

θ = Rotación total

θ_f = Rotación debida a flexión

a_{sl} = Área de las varillas longitudinales

d' = Recubrimiento

d = Altura de la sección transversal

f_s = Esfuerzo de fluencia de las varillas longitudinales

La rotación constante e igual a 0.0025 representa la rotación adicional debida al agrietamiento diagonal y deformaciones por cortante. El valor es resultado de una serie de un número muy grande de pruebas experimentales en las que no se identifica una relación directa entre este efecto y las distintas variables de las muestras ensayadas. Por tal motivo sugieren el uso de una rotación constante para considerar los efectos de la carga transversal (FIB, 2004).

El último término de la ecuación anterior tiene que ver con la pérdida de adherencia de las varillas, razón por la cual aparecen en dicho término el perímetro de las barras, la resistencia a tensión del concreto y el par que se forma entre los lechos exteriores de varillas en la sección.

3.1.6 Fatiga de pocos ciclos

Relación propuesta por Coffin y Manson

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{2} = \varepsilon'_c (2N_f)^2 \quad (3-41)$$

Donde:

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{2} = \frac{(\varepsilon_p)_{max} - (\varepsilon_p)_{min}}{2} \quad (3-42)$$

$2N_f$ = Número de inversiones para la falla

ε'_f = Coeficiente de ductilidad por fatiga

c = Exponente de ductilidad de fatiga

$(\varepsilon_p)_{max}$ = Máxima deformación de la tensión plástica

$(\varepsilon_p)_{min}$ = Máxima deformación de la compresión plástica

Basados en la observación experimental Mander et al. Proponen

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{2} = 0.08 (2N_f)^{-0.5} \quad (3-43)$$

3.1.7 Relación del índice de daño por Miner

$$Daño_{ciclo} = \frac{1}{N_f} \quad (3-44)$$

El índice de daños es calculado como:

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (3-45)$$

donde:

n_i = Número de ciclos aplicados en $(\Delta\varepsilon_p/2)_i$

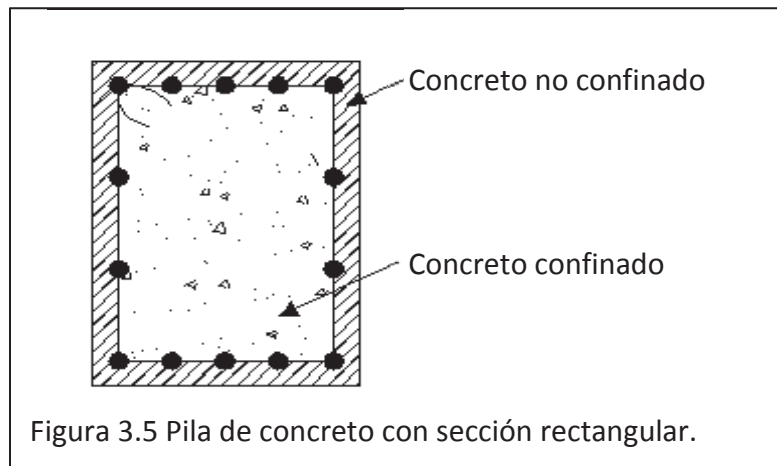
$N_{\bar{n}}$ = Número de ciclos para la falla en $(\Delta\varepsilon_p/2)_i$

$$Daño_{\mu_d} = \frac{1}{N_f} \quad (3-46)$$

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (3-47)$$

3.2 PROGRAMA PARA CALCULAR LA RESPUESTA SÍSMICA DE PILAS DE PUENTES (RSPP)

El objetivo del desarrollo del programa para determinar la respuesta sísmica de pilas de puentes (RSPP), es contar con una herramienta computacional para evaluar el daño sísmico ocasionado a las pilas de concreto en puentes. El programa permite obtener los desplazamientos, rotaciones y curvaturas de pilas de concreto armado para distintos niveles de demanda. Las pilas pueden ser tipo marco, pilas de una sola columna, o pilas tipo muro. La sección de las columnas es sólida y con geometría rectangular o circular. Para evaluar la relación momento curvatura se divide la sección en pequeñas áreas (figura 3.5) de manera que el recubrimiento queda definido con un tipo de relación esfuerzo–deformación distinta a la relación del núcleo de concreto, el cual se considera confinado por los estribos según la cantidad y espaciamiento del acero. Para estimar el efecto del confinamiento se emplean los modelos de Mander, et al (1988), Hoshikuma (1997) y Kent y Park (1971). La relación esfuerzo–deformación del acero considera el endurecimiento por deformación del acero siguiendo la expresión propuesta por Mander (1983).



Para estimar los niveles de daño de las pilas se estima la magnitud del desplazamiento considerando el efecto de flexión (rotación de la articulación plástica), el efecto del cortante (deformaciones por cortante y pérdida de rigidez lateral por efecto del agrietamiento diagonal) y el deslizamiento de las varillas (por efecto de la pérdida de adherencia). Los modelos para estimar la rotación plástica son los descritos en el inciso 3.1 que se basan en las curvas momento–rotación derivadas de los modelos esfuerzo–deformación descritos previamente. La pérdida de rigidez debida al agrietamiento inclinado se basa en la expresión propuesta por Park y Paulay (1975) y del FIB (2004). La pérdida de rigidez debida a la pérdida de adherencia en las varillas longitudinales se considera con los modelos de Wehbe et al (1997) y del FIB (2004). Las principales etapas del programa son:

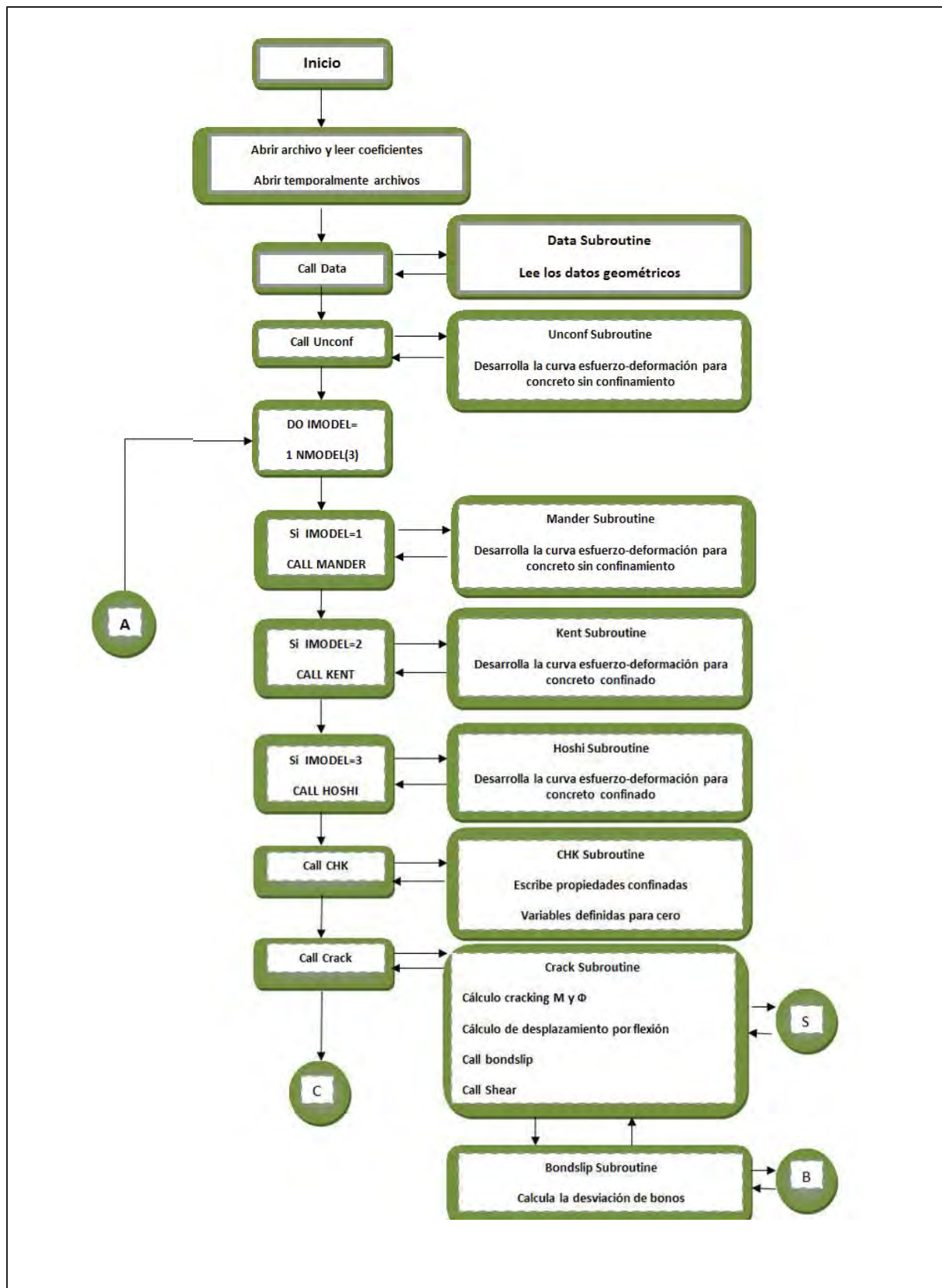
- Calcula la relación esfuerzo–deformación del concreto confinado con los modelos de Mander, Hoshikuma y Kent y Park.
- El análisis momento–curvatura se desarrolla a partir de las relaciones anteriores conforme al procedimiento descrito en Park y Paulay (1975).
- Una vez que se alcanza la deformación última del concreto no confinado (recubrimiento) se considera el efecto de la pérdida de resistencia debido a la pérdida de recubrimiento.
- Calcula desplazamientos y curvaturas debidos a la flexión, cortante y pérdida de adherencia en las varillas longitudinales para toda la historia de deformaciones.
- Identifica el modo de falla del elemento (concreto o acero).
- Calcula la ductilidad de curvatura.

El diagrama de flujo del programa RSPP se ilustra en la figura 3.6. Los datos que necesita el programa para su ejecución son los siguientes:

- *Modelo para considerar el confinamiento de la pila (mcof).*
- Modelo de Mander (1)
- Modelo de Kent y Park (2)

- ❏ Modelo de Hoshikuma (3)
- ❏ *Longitud de la pila (L).*
- ❏ *Tipo de metodología para considerar los desplazamientos por pérdida de adherencia y cortante.*
- ❏ Modelo de N. Abo-Shadi et.al (1)
- ❏ Modelo de FIB (2004) (2)
- ❏ *Tipo de sección transversal de la pila (ts).*
- ❏ Sección circular (1)
- ❏ Sección rectangular y tipo muro. (2)
- ❏ *Tipo de análisis para el modelo de Mander (ta).*
- ❏ Análisis dinámico (1)
- ❏ Análisis estático (2)
- ❏ Esfuerzo de compresión del concreto sin confinar (f'_c).
- ❏ Tasa de deformación dinámica para el modelo de Mander (vd).
- ❏ Tipo de estribos para la sección circular (te).
- ❏ Espirales (1)
- ❏ Circulares (2)
- ❏ Diámetro de la sección transversal de la pila (d).
- ❏ Base de la sección transversal (b).
- ❏ Altura de la sección transversal (d).
- ❏ Diámetro de las varillas longitudinales (dvl).
- ❏ Número de varillas longitudinales (nb).
- ❏ Diámetro de los estribos (dvt).
- ❏ Número de varillas longitudinales en la dirección más corta (nby).
- ❏ Número de varillas longitudinales en la dirección más larga (nbx).

- ✚ Número de estribos en la dirección más larga (nbt_x)
- ✚ Número de estribos en la dirección más corta (nbt_y)
- ✚ Separación de los estribos (s).
- ✚ Recubrimiento de la sección (rec).
- ✚ Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal (f_y).
- ✚ Esfuerzo de fluencia del acero transversal (f_{yh}).
- ✚ La carga con la que se desea conocer la deformación de la columna (p).
- ✚ Módulo de elasticidad del acero (E_s).
- ✚ Factor para calcular el esfuerzo máximo del acero (f_u).
- ✚ Deformación de endurecimiento del acero (e_{sh}).
- ✚ Deformación última del acero (e_{su}).



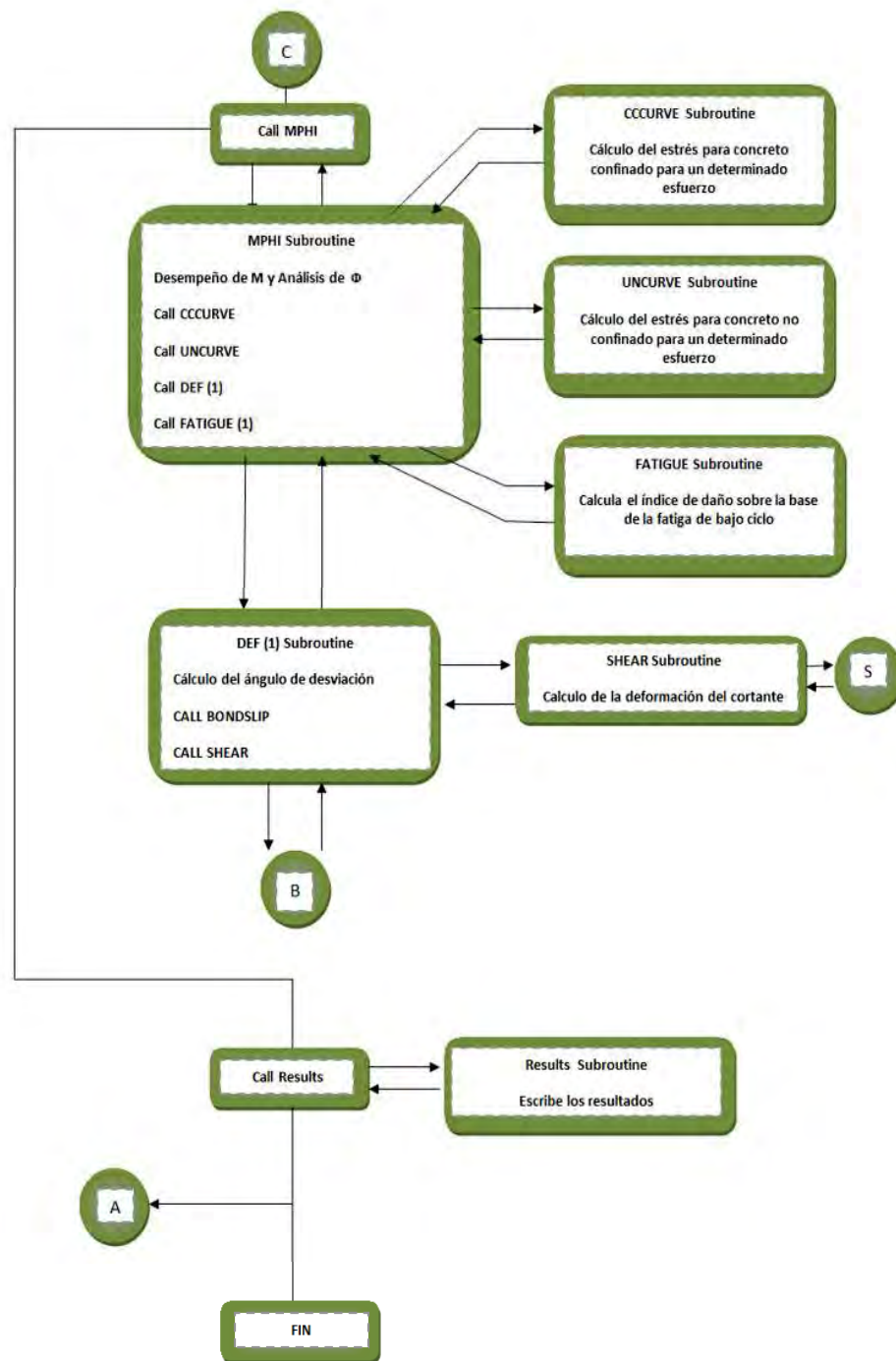


Figura 3.6 Diagrama de flujo del programa RSPP.

3.3 EVALUACIÓN DEL PROGRAMA RSPP

Con el fin de verificar que los resultados que se obtienen con el programa RSPP, se aproximan a los resultados obtenidos en pruebas experimentales, como una forma de validación del programa, se realizarán análisis de las ductilidades de desplazamiento y curvatura de las columnas que forman parte de la base de datos que se describe en el capítulo 2. El análisis se divide de acuerdo con la geometría de las pilas en tres casos: pilas circulares, pilas rectangulares y pilas tipo muro. A continuación se describen los análisis para cada uno de los tipos de columnas.

3.3.1 Columnas circulares

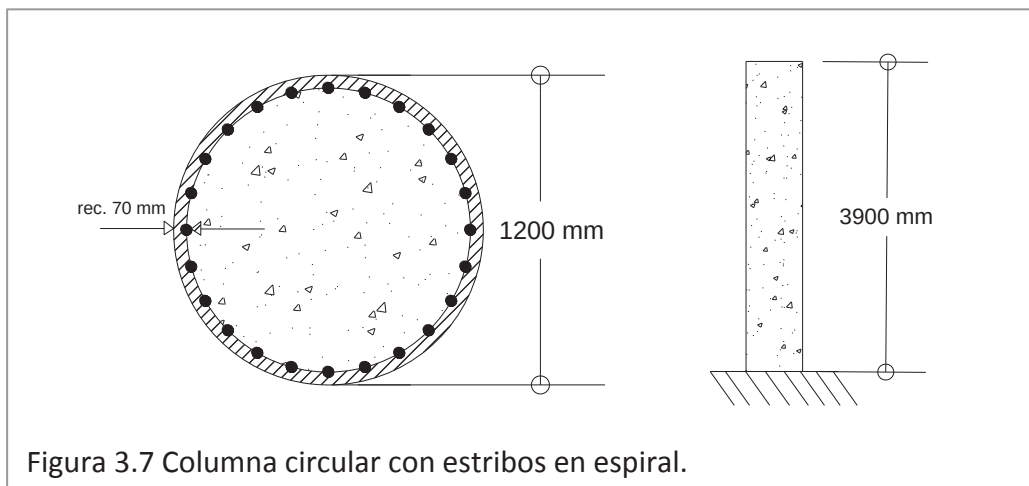
La base de datos cuenta con 27 columnas circulares que fueron probadas por las siguientes instituciones:

- 7 columnas ensayadas en la Universidad de California en el departamento de ingeniería estructural Silva et. al. (2002).
- 12 columnas probadas por Chung, Youngsoo et. al. (2004) en la Universidad Chung Ang de Corea.
- 3 columnas ensayadas por Sanders, David et. al. (2005) en la Universidad de Nevada.
- 5 columnas probadas por Lehman, Dawn E. et. al. (2000) en la Universidad de California.

Para evaluar el programa se compararon los resultados experimentales con los valores que proporciona el programa RSPP. A continuación se describe uno de los casos de análisis:

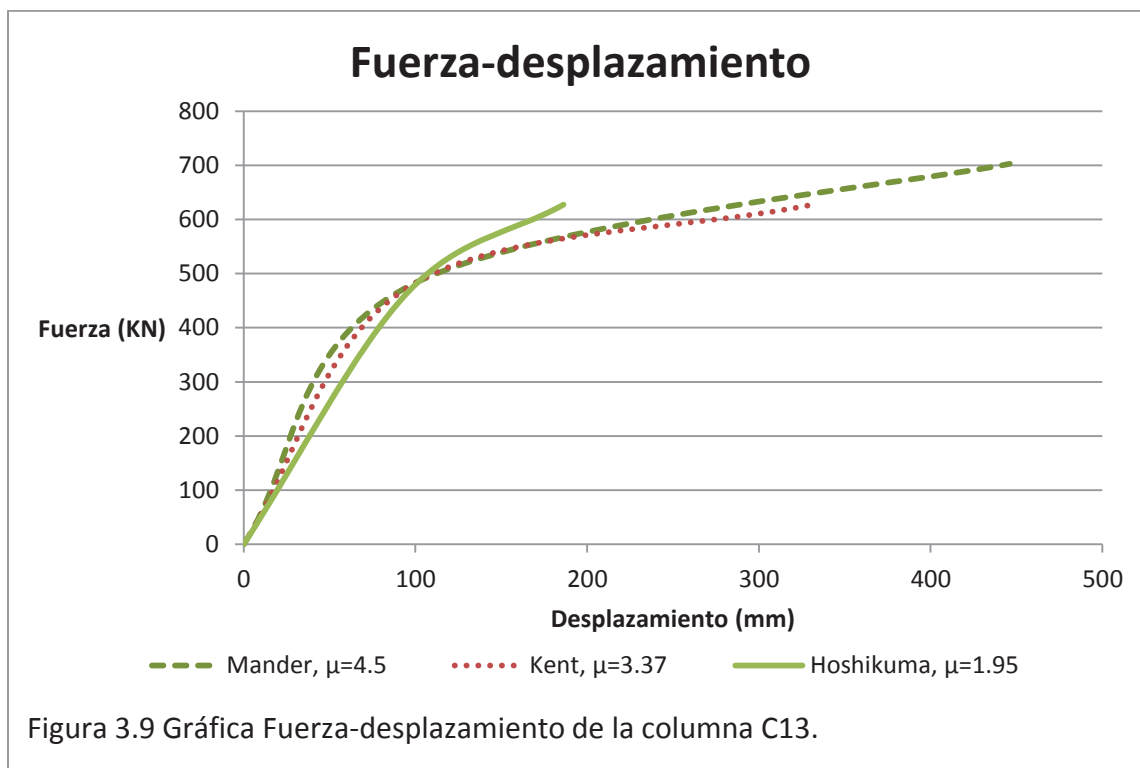
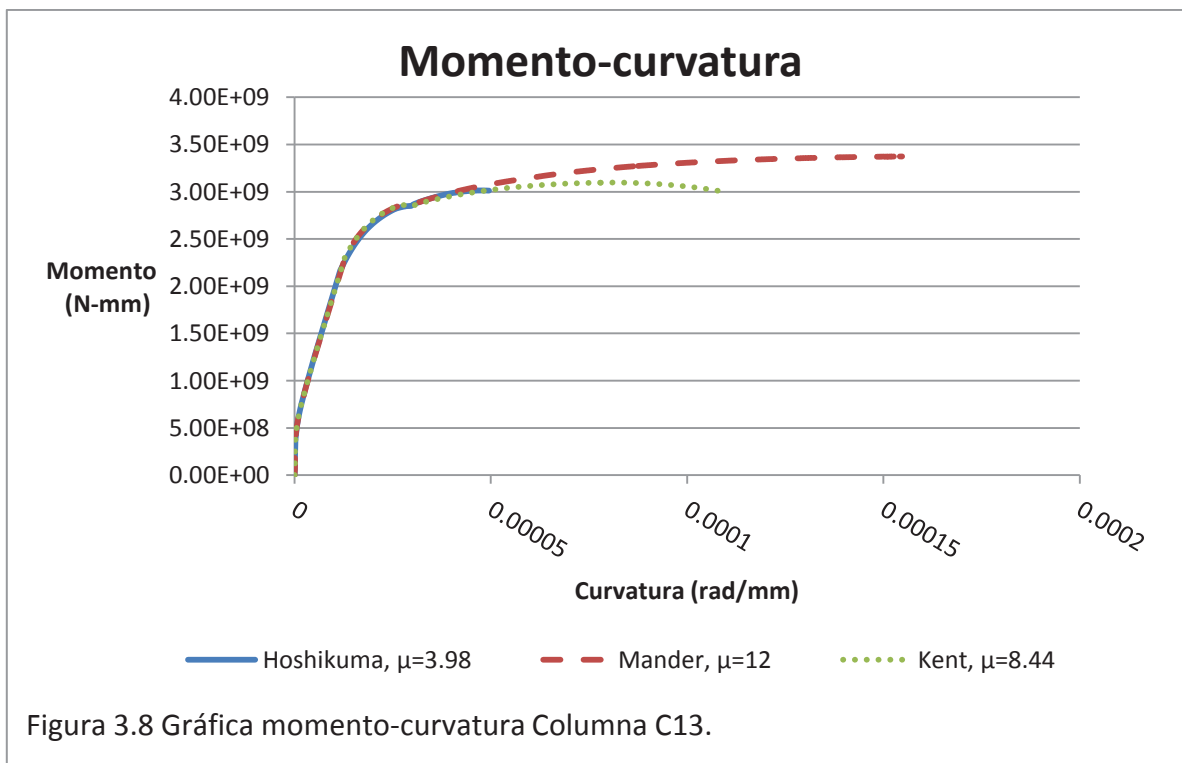
Ejemplo 1. Columna Circular

En primer lugar, se presentan los resultados de la columna C10 que fue probada por Chung, Youngsoo et. al. (2004) en la Universidad Chung-Ang de Corea. La columna tiene un diámetro de 1200 mm, $f'_c=24.8$ Mpa, $f_y=372.65$ Mpa, con una altura libre de 4800 mm, con un porcentaje de acero longitudinal de 1.01% y con un porcentaje de acero transversal de 0.22% y separación de estribos de 90 mm, como se muestra en la figura 3.7.



La columna fue ensayada bajo una carga cíclica, cuasi estática, con desplazamientos controlados en función de la deriva (Δ/L). A partir de los resultados del ensayo de laboratorio se determinó una ductilidad de desplazamiento de 6.06 y una ductilidad de curvatura de 11.28.

Al analizar la columna con el programa RSPP se obtienen las relaciones momento curvatura y fuerza desplazamiento mediante las relaciones esfuerzo deformación del concreto confinado propuestas por Kent y Park, Mander, y Hoshikuma. En la figura 3.8 y 3.9 se comparan las tres relaciones y se observa que los valores de momento-curvatura y fuerza-desplazamiento para el nivel de agrietamiento y de fluencia son muy similares en los tres casos; sin embargo, las ductilidades de curvatura y de desplazamiento con el modelo de Mander son aproximadamente 50% mayores que las del modelo de Kent y Park y 3 veces mayores que las de Hoshikuma. Comparando las ductilidades obtenidas en laboratorio con las obtenidas con los tres modelos, se observa que el modelo que más se aproxima a los resultados experimentales es el propuesto por Mander et al (1988), ya que la capacidad de curvatura experimental es $\mu_{\phi u} = 11.28$ y $\mu_{\phi u} = 12$ respectivamente, y la capacidad de deformación $\mu_{\Delta u} = 6.06$ y $\mu_{\Delta u} = 4.5$ respectivamente.



3.3.2 Columnas rectangulares

La base de datos cuenta con 4 columnas rectangulares que fueron ensayadas en la Universidad de California. Nuevamente se comparan los resultados experimentales con los valores que proporciona el programa RSPP. A continuación se describe uno de los casos de análisis:

Ejemplo 2. Columna rectangular

La columna rectangular que va a ser utilizada para comparar el programa es la R3 con $f'_c = 33$ MPa, esfuerzo de fluencia $f_y = 250$ MPa, altura libre de 3660 mm, porcentaje de acero longitudinal de 2.55% y porcentaje de acero transversal de 0.184%.

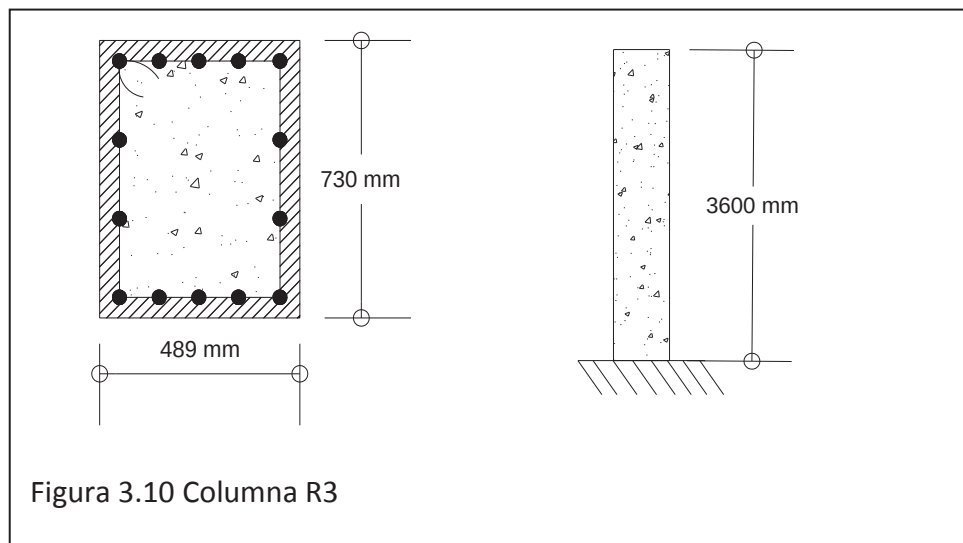
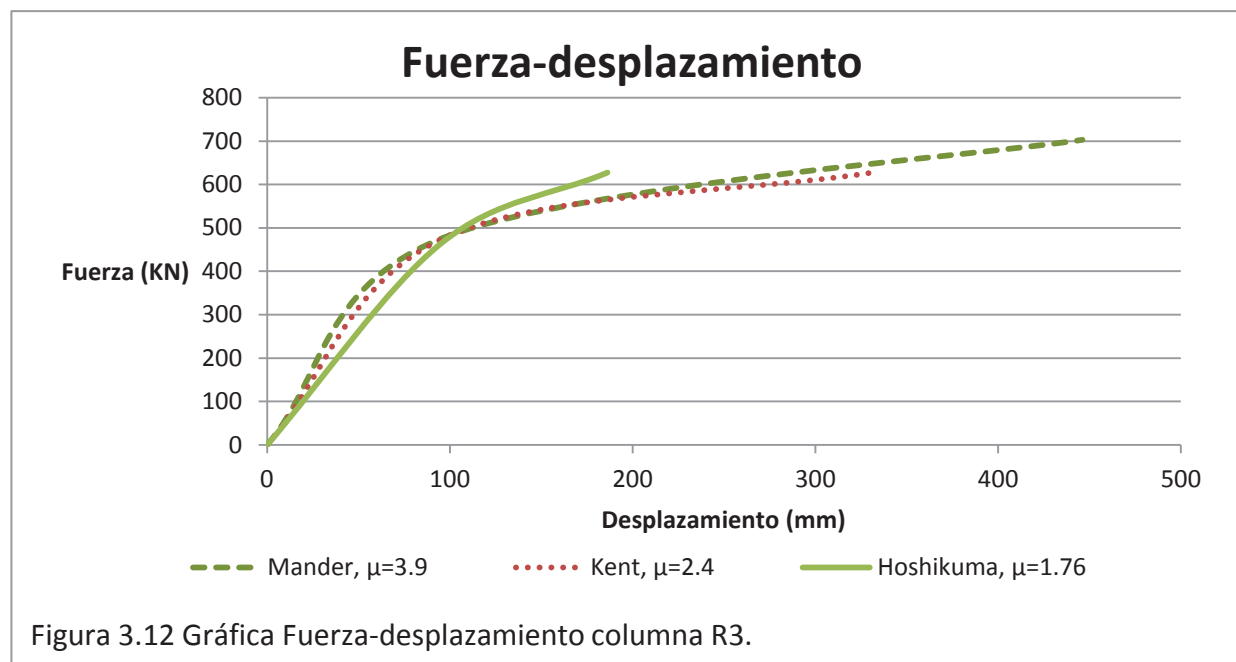
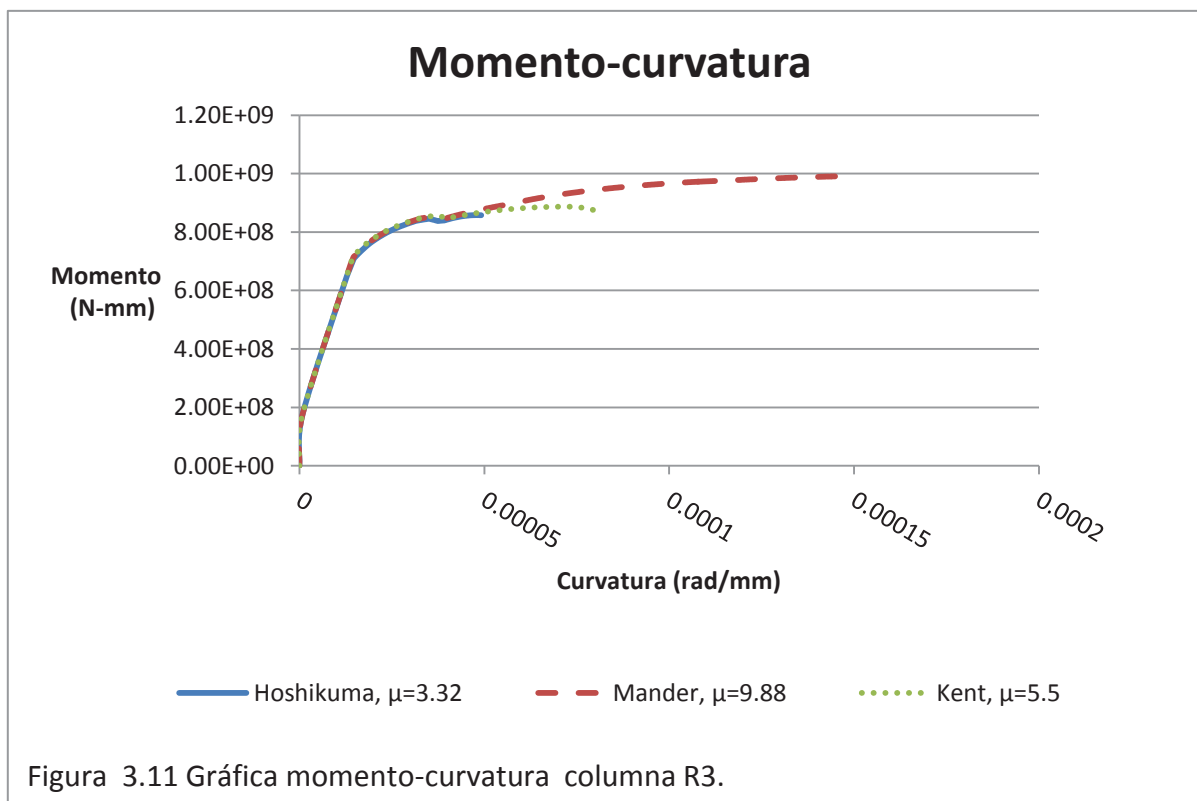


Figura 3.10 Columna R3

La columna fue ensayada bajo una carga cíclica, bajo la cual se obtuvo una ductilidad de desplazamiento $\mu_{\Delta u} = 3$ y ductilidad de curvatura de $\mu_{\phi u} = 10$.

Al igual que sucede con las columnas circulares, en la figura 3.11 se observa que el nivel de agrietamiento y de fluencia son muy similares cuando se emplean las tres relaciones esfuerzo-deformación citadas. Sin embargo, la ductilidad de curvatura con el modelo de Mander es 50% veces mayor que la del modelo de Kent y Park y 3 veces mayor que la de Hoshikuma, tal y como se obtuvo con las columnas circulares. La ductilidad de curvatura obtenida con el modelo de Mander es la que muestra una gran proximidad al obtenido en las pruebas experimentales ($\mu_{\phi u} = 9.88$ y $\mu_{\phi u} = 10$, respectivamente). En la figura 3.12 se observa que las ductilidades de desplazamiento obtenidas con los modelos de Mander y Kent se aproximan al que resulta de las pruebas experimentales.

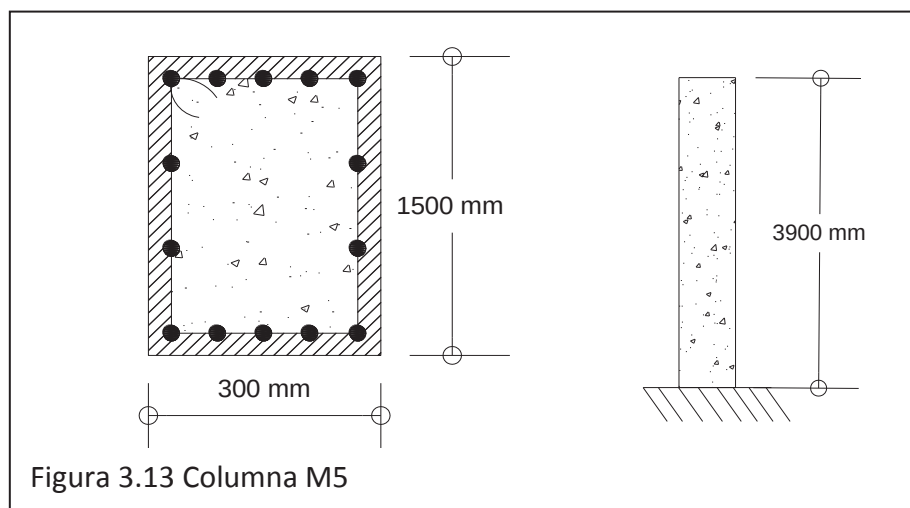


3.3.3 Columnas tipo Muro

En la base de datos se contemplaron 16 columnas tipo muro, ensayadas en la Universidad California por Wehbe et. al. (2003). A continuación se describen las características y resultados obtenidos:

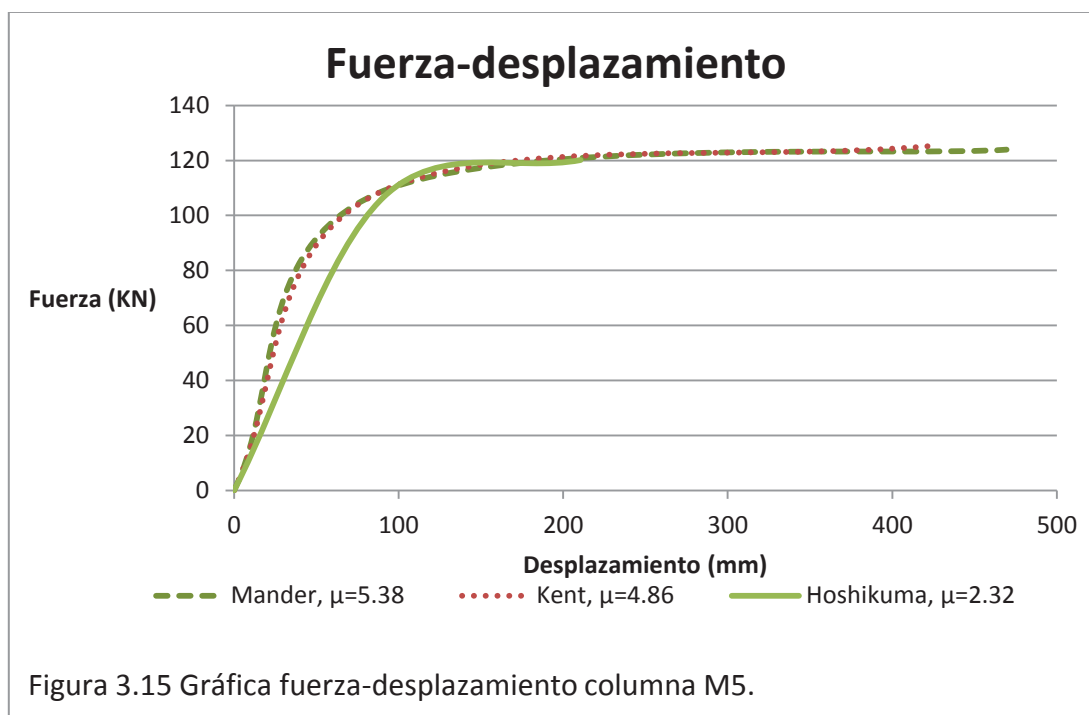
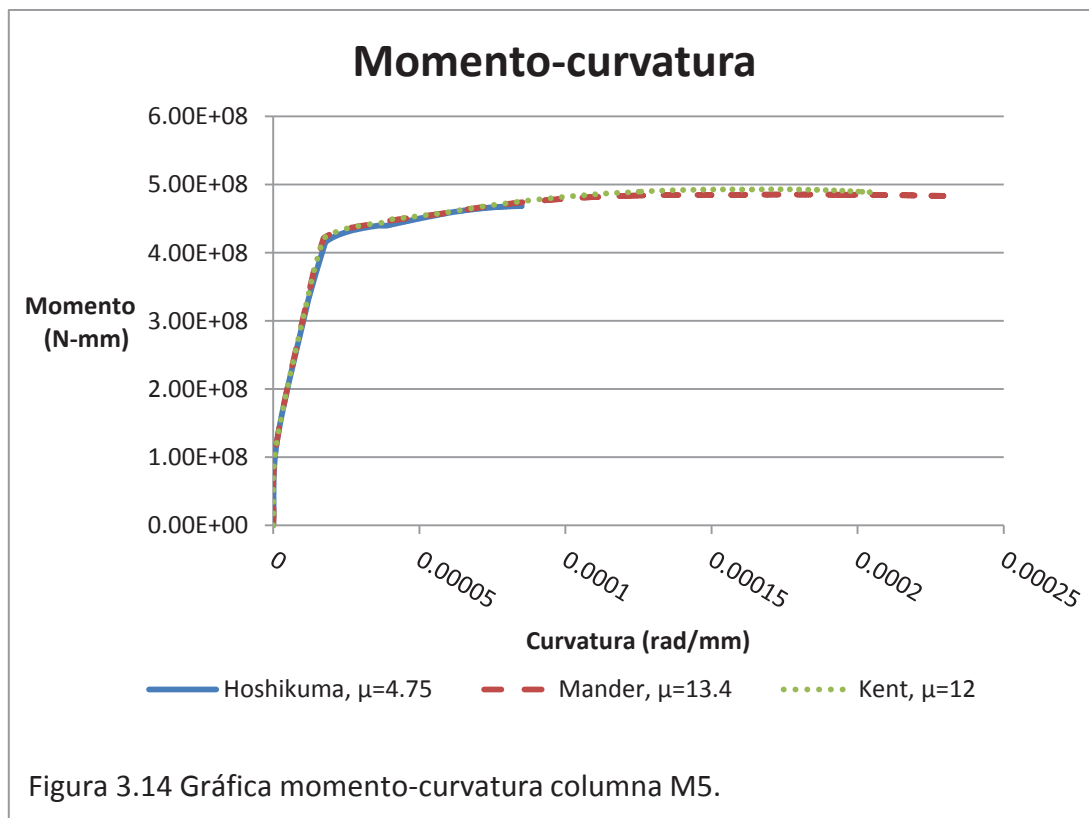
Ejemplo 3. Columna tipo muro

La columna tipo muro que se utilizará para poder comparar el programa con los datos obtenidos en el laboratorio, es la columna M5 que tiene un $f'_c=29.95$ Mpa, $f_y=250$ Mpa, con altura libre de 3900 mm, porcentaje de acero longitudinal de 1.47% y porcentaje de acero transversal de 0.35%.



Los resultados de las pruebas experimentales indican que la ductilidad de desplazamiento y curvatura son $\mu_{\Delta u} = 5.7$ y $\mu_{\phi u} = 13$.

En la figura 3.14 se observa que el nivel de agrietamiento y de fluencia son muy similares en los tres casos. Cuando se utilizan las relaciones de Mander y Kent, se obtienen prácticamente los mismos resultados, mismos que también son similares a los obtenidos en el laboratorio. En la figura 3.15 se observa que las ductilidades de desplazamiento obtenidas con los modelos de Mander y Kent son las que más se aproximan a las obtenidas por los ensayos. Se puede concluir que para el caso de columnas tipo muro se puede utilizar el modelo de Kent y Park o el modelo de Mander.



ESTUDIO PARAMÉTRICO

CAPITULO

4

Una vez que se considera que el programa RSPP proporciona valores aproximados a los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio, se procede a realizar un estudio paramétrico para ver la influencia de las principales variables que intervienen en la determinación de la ductilidad, desplazamientos, curvaturas y resistencia a flexión de una pila de puente. Para lograr este objetivo se proponen secciones y propiedades de pilas con características usuales en la práctica, se analizan con el programa RSPP y se crea una base de datos con los resultados obtenidos para poder dibujar gráficos en los que se compara cada una de las variables con la ductilidad obtenida. Este estudio se realiza para los tres tipos de secciones transversales de pilas consideradas: rectangulares, tipo muro y circulares. A continuación se describe el análisis realizado para cada tipo de sección.

4.1 COLUMNAS RECTANGULARES

Las variables que se considera que tienen una mayor influencia en la ductilidad de la pila son: el tipo de sección, el porcentaje de acero longitudinal, el porcentaje de acero volumétrico transversal y la relación de aspecto, es decir, la altura de la pila entre la dimensión de la misma en la dirección de análisis (H/h). En la tabla 4.1 se presentan los valores de los parámetros que fueron considerados en el estudio. Con respecto a la geometría, se utilizaron 5 secciones distintas, variando desde pilas cuadradas de 50 cm de lado, hasta pilas rectangulares de 50 x 150 cm. Para el porcentaje de acero longitudinal se tuvo en cuenta la posibilidad de contar con porcentajes de acero bajos, menores que el valor mínimo de 1%, ya que esta situación puede presentarse sobre todo en el caso de

pilas existentes. Como porcentaje máximo se consideró un valor de 2%, pues no es común encontrar mayores cantidades de acero debido al congestionamiento de acero que se produce en la sección. El porcentaje volumétrico de acero transversal se modificó desde un valor de 0.1 % hasta un máximo de 1.1%, que también representan valores extremos para las pilas que se construyen comúnmente. Finalmente, a la relación de aspecto H/h se le asignaron tres distintos valores 10, 15 y 20. La combinación de estos valores conduce a un total de 240 columnas diferentes que fueron analizadas con el programa RSPP.

Tabla 4.1 Valores de las variables de las columnas rectangulares

Sección (cm)	50 X 50	50 X 75	50 X 100	50 X 125	50 X 150
Porcentaje de acero longitudinal	0.5 %	1.0 %	1.5 %	2.0 %	
Porcentaje de acero volumétrico transversal	0.1 %	0.4 %	0.7 %	1.1 %	
H/h	10	15	20		

Como resultado del análisis de las 240 columnas de sección rectangular, se determinó la ductilidad de desplazamiento del elemento μ_{Δ} . Con el propósito de investigar la influencia de la geometría de la sección de la pila, se elaboraron gráficas que mantienen constante los valores de la relación de aspecto y del acero longitudinal. En la figura 4.1 se muestran algunas de las gráficas representativas que se mencionan. En el eje de las ordenadas se presenta la ductilidad de desplazamiento, y en el eje de las abscisas la relación entre el peralte y el ancho de la sección (h/b). Se incluyen cuatro gráficas, una para cada valor del porcentaje de acero longitudinal y para el mismo valor de la relación de aspecto. Cada gráfica incluye la respuesta para los cuatro valores de acero transversal.

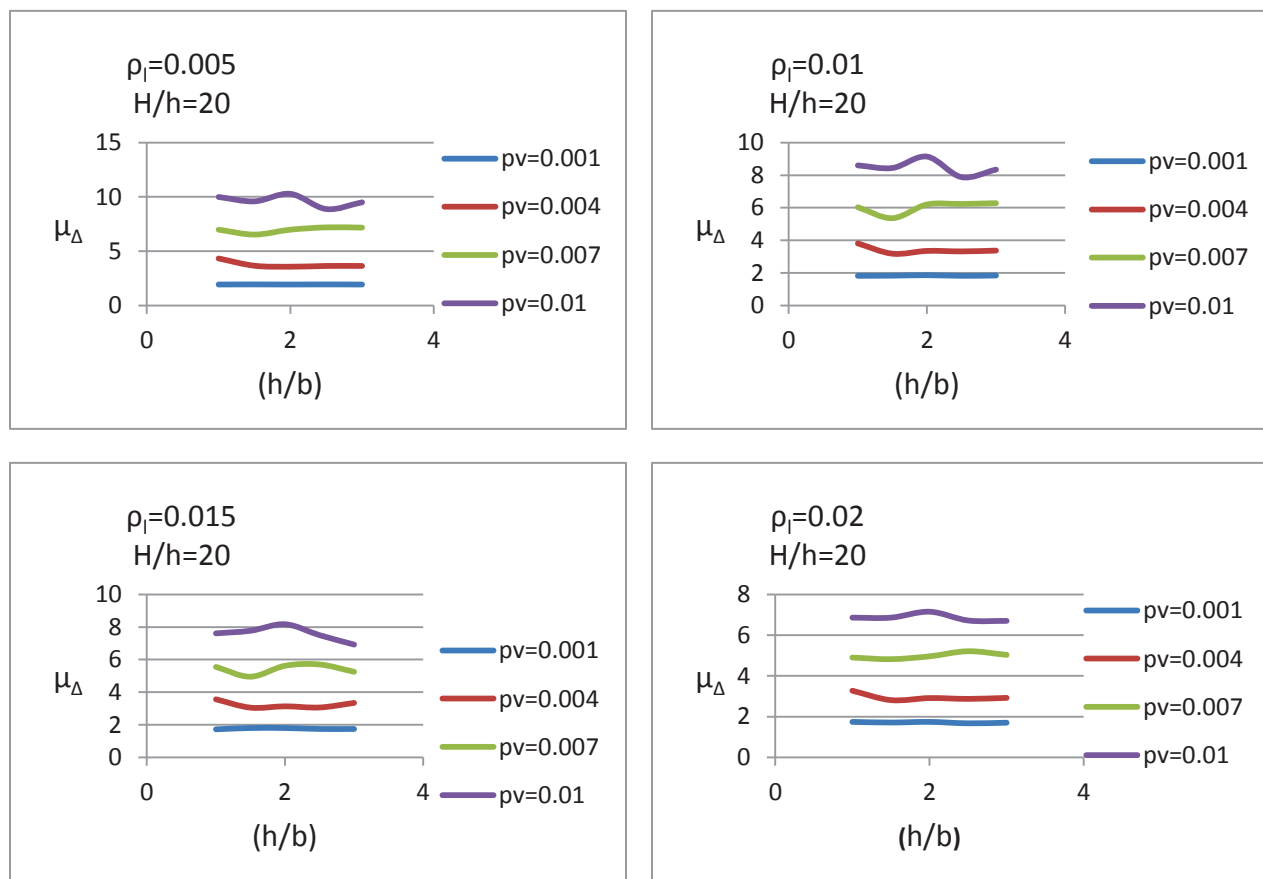


Figura 4.1 Gráficas columnas rectangulares $(h/b)-\mu_{\Delta}$ con diferentes valores de ρ_l y ρ_v

Al obtener las gráficas en las que están incluidos todos los tipos de secciones, porcentajes de acero volumétrico transversal y acero transversal, se concluye lo siguiente:

- La relación h/b no tiene influencia en la ductilidad de desplazamiento de la columna, ya que la pendiente de todas las líneas es prácticamente cero.
- Por el contrario, la influencia del acero volumétrico trasversal en la ductilidad es muy importante. Para valores pequeños de ρ_v la ductilidad que presenta la columna es baja y conforme se incrementa el porcentaje de acero transversal la ductilidad de desplazamiento crece. Los valores de ductilidad de desplazamiento van desde $\mu_{\Delta} = 2.0$ para $\rho_v = 0.1\%$, hasta $\mu_{\Delta} = 10$ para $\rho_v = 1.1\%$, es decir, existe un incremento de 5 veces en la ductilidad.
- El efecto del porcentaje de acero longitudinal es contrario a la del acero transversal, es decir, valores bajos de la cuantía de acero conducen a valores mayores de la ductilidad. El impacto del acero longitudinal es mucho más reducido que el del acero transversal. La ductilidad se incrementa en una proporción pequeña a pesar de que el incremento en ρ_l sea alto. Además, se observa que la

influencia del acero longitudinal es más pronunciada cuando existe una relación volumétrica elevada, y en cambio, cuando el acero transversal es bajo, el aumento de ρ_l no altera la ductilidad del elemento.

En la figura 4.2 se presenta nuevamente el valor de la ductilidad de desplazamiento de la pila, con relación a la geometría de la sección. Sin embargo, en este caso, se mantiene constante el porcentaje de acero longitudinal y se muestra la influencia que tiene la relación de aspecto y el porcentaje volumétrico del acero. Las conclusiones que resultan de dicha figura son:

- a) En primer lugar, se hace evidente que la relación de aspecto H/h no ejerce influencia en el valor de la ductilidad, ya que las líneas se juntan en todos los casos que se muestran.
- b) Nuevamente se observa la importancia del acero transversal y se confirma en esta figura el casi nulo efecto de la geometría de la sección de la pila.

Se concluye, de forma general, que el acero transversal es el parámetro que mayor influencia ejerce en la ductilidad de desplazamiento de las columnas. También se concluye que el acero longitudinal tiene un efecto que puede alcanzar el orden del 40% sobre el valor de la ductilidad cuando el porcentaje de acero transversal es elevado. Es decir, que parece necesario incluir el porcentaje de acero longitudinal en la evaluación de la ductilidad, en especial, cuando existe un importante porcentaje de acero transversal.

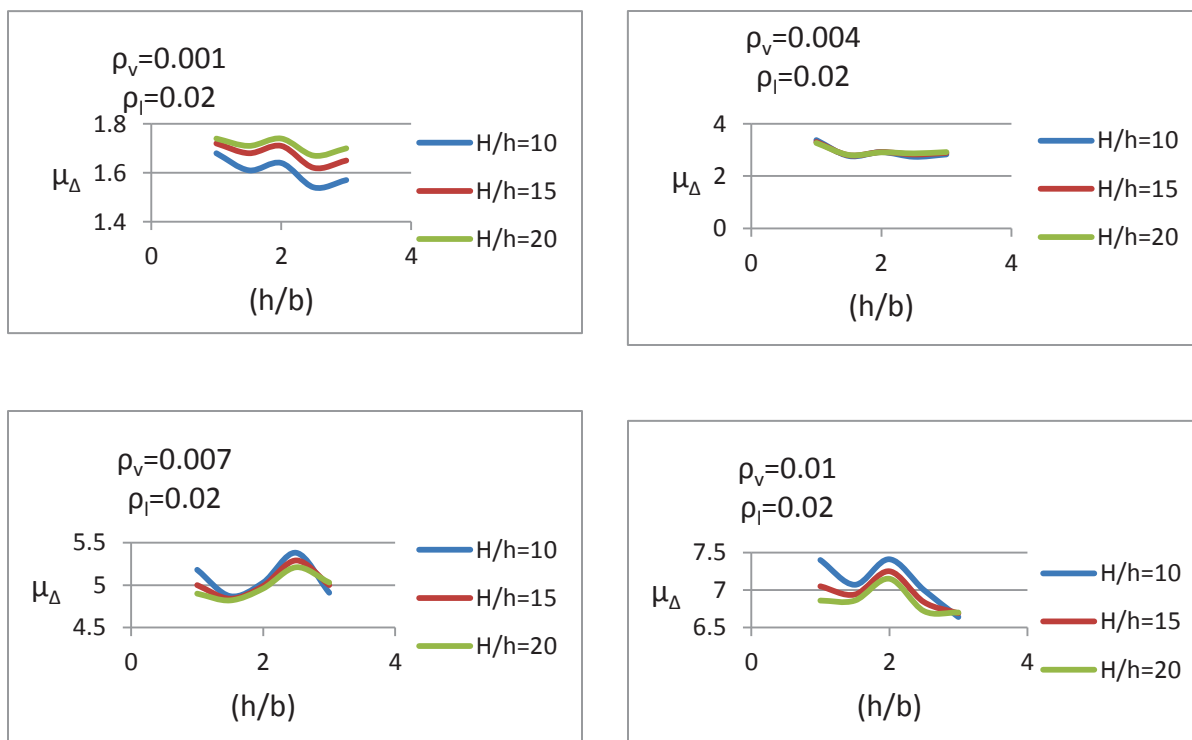


Figura 4.2 Gráficas columnas rectangulares (h/b) - μ_{Δ} con diferentes valores de (H/h) y ρ_v .

4.2 COLUMNAS TIPO MURO

Para estudiar el efecto de las principales variables en la ductilidad de pilas con sección transversal tipo muro, se consideran los mismos parámetros que en el caso de las secciones rectangulares. En este caso es importante aclarar que solo se estudia el efecto de flexión, motivo por el cual no se considera la resistencia y ductilidad de los elementos en dirección del eje fuerte, ya que en esta dirección, las deformaciones por cortante y la resistencia de la pila pueden estar gobernadas por el efecto de la fuerza transversal, más que por el efecto de la flexión. De acuerdo con ello, los resultados que siguen se aplican exclusivamente en la dirección del eje débil de la pila, que es, en muchos casos, la situación más vulnerable, y que debe, por tanto, ser estudiada en detalle.

Para las pilas tipo muro se consideraron geometrías con relaciones peralte/ancho (h/b) que varían de 4 a 10. Los valores de porcentaje de acero longitudinal, transversal y relación de aspecto, son los mismos que para las pilas de sección rectangular. En la tabla 4.2 se presentan los valores de los parámetros que fueron considerados en el estudio. La combinación de los parámetros anteriores lleva nuevamente a una población de 240 pilas diferentes.

Tabla 4.2 Valores de las variables de las columnas tipo muro.

Sección (cm)	50 X 200	50 X 250	50 X 300	50 X 400	50 X 500
Porcentaje de acero longitudinal	0.5 %	1.0 %	1.5 %	2.0 %	
Porcentaje de acero volumétrico transversal	0.1 %	0.4 %	0.7 %	1.1 %	
H/h	10	15	20		

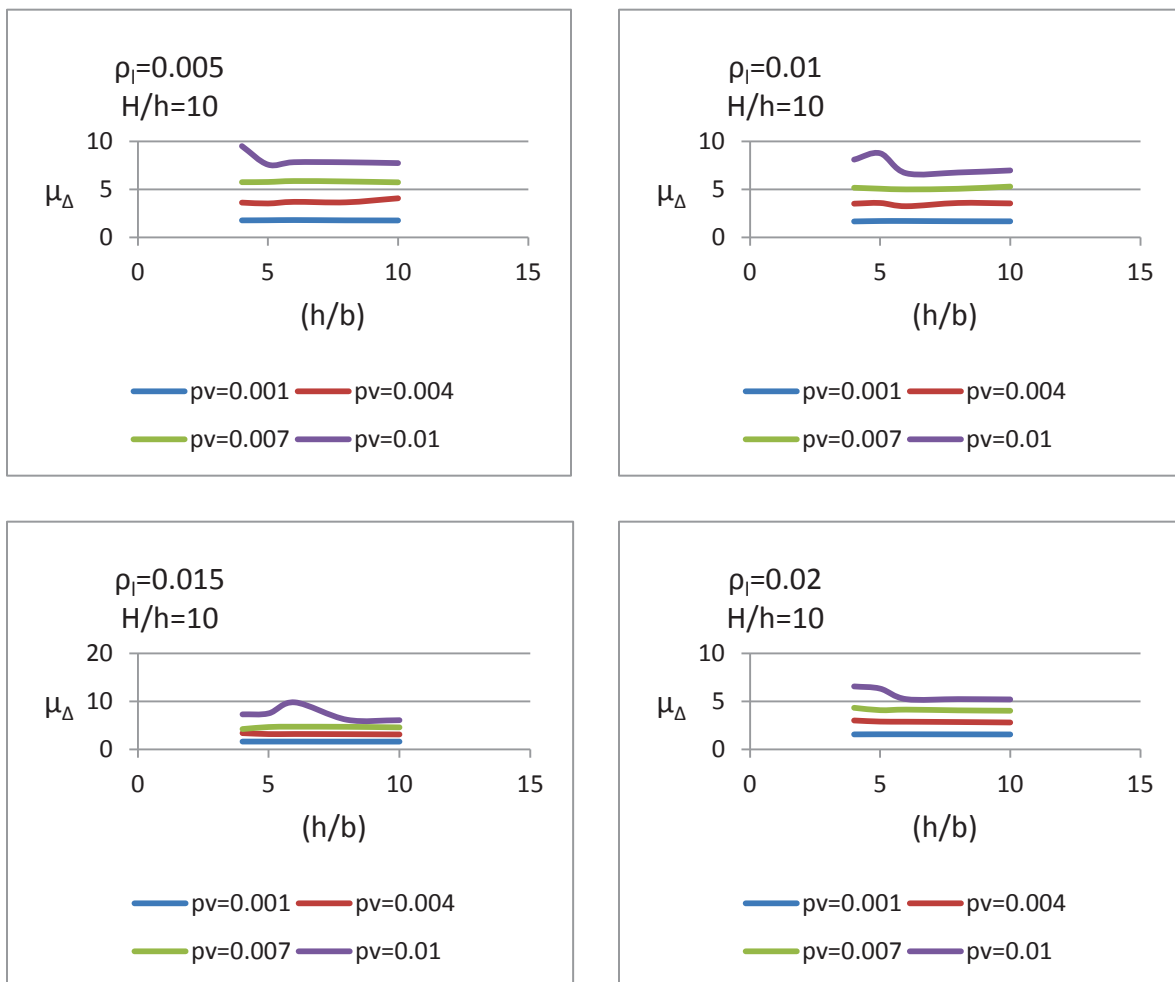


Figura 4.3 Gráficas columnas tipo muro (h/b)- μ_{Δ} con diferentes valores de ρ_l y ρ_v .

Al graficar los valores de ductilidad de desplazamiento contra la relación peralte/ancho de la columna, se obtienen comportamientos muy similares a los de las secciones rectangulares.

Las conclusiones podemos resumirlas de la siguiente manera:

- La ductilidad de desplazamiento de las columnas tipo muro está directamente determinada por el porcentaje de acero volumétrico transversal.
- El efecto del porcentaje de acero longitudinal es significativo, en particular, cuando el acero transversal es elevado. En todo caso, su efecto es menos pronunciado que el del acero transversal, pero existe un efecto combinado de ambos parámetros.
- Tienen muy poca influencia de las relaciones (H/h) y (h/b) sobre la ductilidad de la columna.

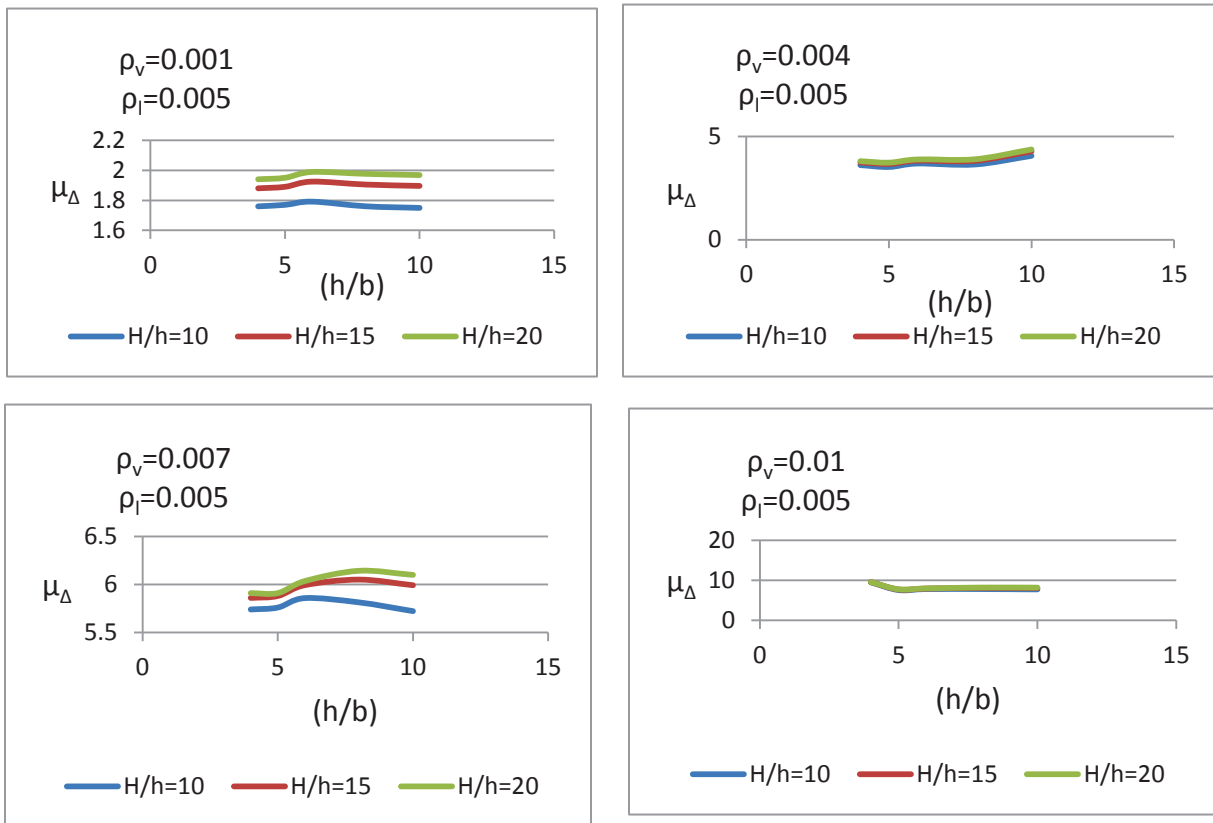


Figura 4.4 Gráficas columnas tipo muro (h/b) - μ_{Δ} con diferentes valores de (H/h) y ρ_v .

4.3 COLUMNAS CIRCULARES.

El tercer caso de estudio son las columnas de sección circular. Las variables que se analizaron son las mismas que en los dos casos anteriores. Con respecto a la geometría de la sección, se consideraron diámetros que van desde 50 cm hasta 5 metros. Los valores de la relación de aspecto, y los porcentajes de acero longitudinal y transversal son los mismos que los de las pilas rectangulares y tipo muro. En este caso, la combinación de los parámetros anteriores nos lleva a un total de 480 columnas distintas. Las características que se emplearon son las indicadas en la tabla 4.3

Tabla 4.3 Valores de las variables de las columnas circulares.

Sección (cm)	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
Porcentaje de acero longitudinal (%)	0.5	1.0	1.5	2.0						
Porcentaje de acero volumétrico transversal (%)	0.1	0.4	0.7	1.1						
H/h	10	15	20							

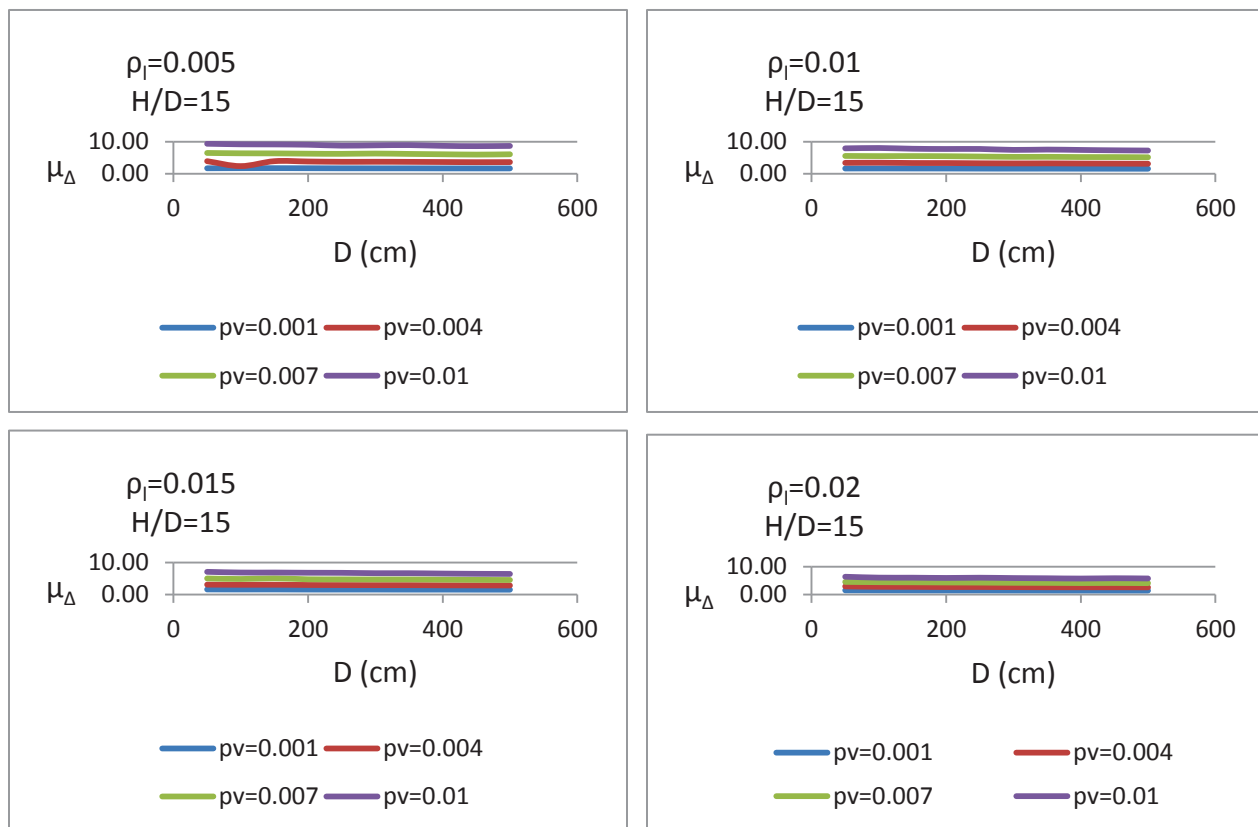


Figura 4.5 Gráficas columnas circulares D- μ_{Δ} con diferentes valores de ρ_l y ρ_v .

Las gráficas que permiten identificar la influencia de las características señaladas en la tabla 4.3 se muestran en las figuras 4.5 y 4.6. Las conclusiones que se pueden obtener de dichas gráficas son semejantes a las de los dos casos anteriores, de manera que la primera conclusión general a la que se llega, es que el efecto de las variables que fueron estudiadas es semejante, independientemente de la geometría de la sección. En particular, las conclusiones para las columnas circulares se pueden resumir en:

- Al aumentar la cantidad de acero volumétrico transversal aumenta la ductilidad.
- Al aumentar el porcentaje de acero longitudinal incrementa la ductilidad y cuando el porcentaje de acero transversal es elevado.
- Es muy poca influencia de la relación D y (H/D) sobre la ductilidad de la columna.

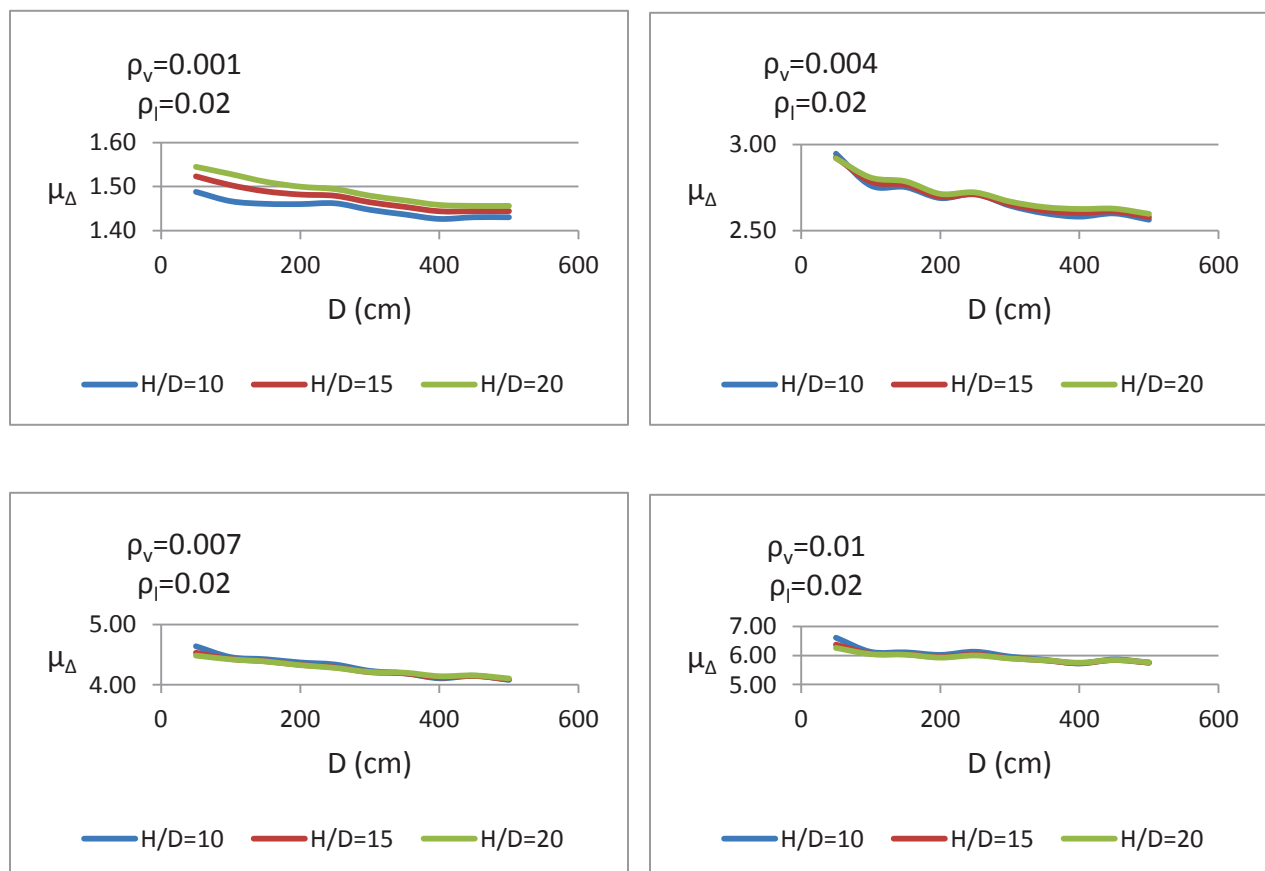


Figura 4.6 Gráficas columnas circulares $D-\mu_{\Delta}$ con diferentes valores de (H/D) y ρ_v .

Como conclusiones generales para todos los tipos de sección y variables estudiadas, que comprenden un total de 960 pilas distintas, se tienen:

El acero transversal es la variable de mayor influencia en la ductilidad de desplazamiento de una pila, independientemente de la geometría, relación de aspecto y relación peralte/ancho.

El acero longitudinal también tiene un efecto importante en la ductilidad del elemento cuando la cuantía de acero transversal es elevada y la cuantía de acero longitudinal es reducida.

Como resultado de las dos observaciones previas, se concluye que la relación entre el acero transversal y el acero longitudinal en la misma sección son un parámetro definitivo en la capacidad de desplazamiento del elemento.

El resto de las variables consideradas en el presente estudio tienen una reducida influencia en la ductilidad de desplazamiento de la pila.

EXPRESIONES DE DISEÑO PARA SATISFACER DEMANDAS DE DUCTILIDAD



La mayor parte de los reglamentos de construcción actuales se basan en un criterio de estados límite o criterio de diseño por resistencia; sin embargo, en los últimos años se ha intentado introducir en los códigos una filosofía de diseño basada en el desempeño. Dentro de este marco de diseño se tiene el criterio de desempeño basado en los desplazamientos método que ha tenido más éxito desde un punto de vista práctico. Debido a su sencillez, este procedimiento ha sido incorporado en algunos reglamentos internacionales, en especial en las normas relativas a puentes.

En los diseños tradicionales por resistencia se busca que la capacidad de un elemento sea igual o mayor a la demanda sísmica, ambos parámetros afectados por factores para tener en cuenta la aleatoriedad de las variables que intervienen en los fenómenos involucrados en el diseño. Las expresiones de diseño están enfocadas precisamente en cumplir con dicho objetivo, de manera que las cuantías de acero longitudinal y transversal que se emplean para el dimensionamiento de una pila cumplan estrictamente con dicho propósito. Algunas normas incluyen especificaciones adicionales en las zonas de formación de articulaciones plásticas, básicamente para incrementar la cuantía de acero transversal, con la intención de alcanzar ductilidades apropiadas para el comportamiento sísmico de las estructuras.

El diseño por desplazamientos tiene como objetivo principal el control del daño de un elemento o estructura, para distintos niveles de comportamiento, mediante la limitación de los desplazamientos o medidas asociadas a ellos. Con base en este criterio es necesario contar con expresiones de diseño relacionadas directamente con los desplazamientos, esfuerzos, deformaciones, rotaciones, o cualquier otra medida relacionada directamente con el desplazamiento del elemento. Debido a ello, se propuso como un objetivo básico del proyecto, investigar la relación entre la ductilidad de desplazamiento de una pila y su relación con las principales variables que intervienen en la magnitud de éste parámetro.

A partir del análisis realizado en el capítulo anterior sobre la influencia de las principales variables que intervienen en el comportamiento dúctil de las columnas circulares, rectangulares y tipo muro, se procede a buscar una expresión algebraica con la que se pueda calcular la ductilidad de desplazamiento de pilas de puentes con los tres tipos de sección transversal considerados en este estudio, en función de las principales variables analizadas previamente.

5.1 RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD Y P_V/P_L

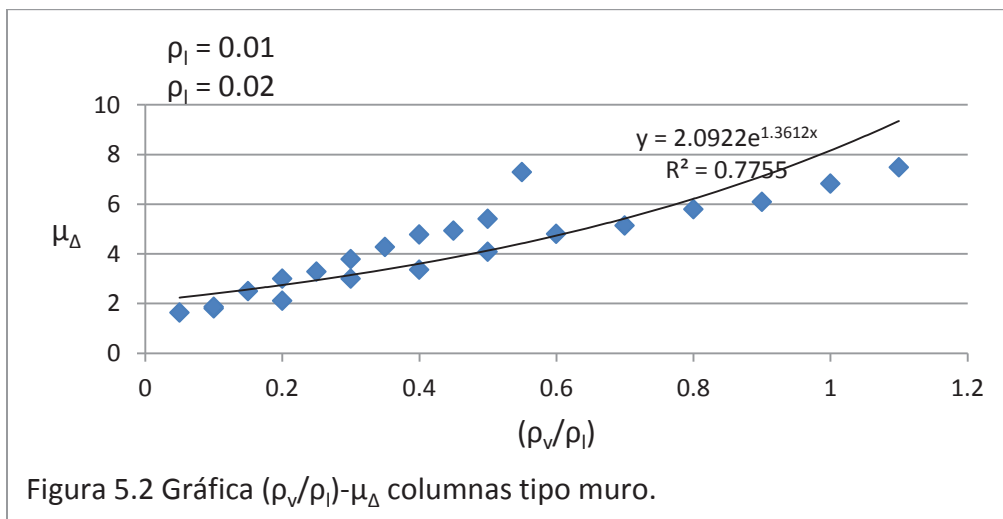
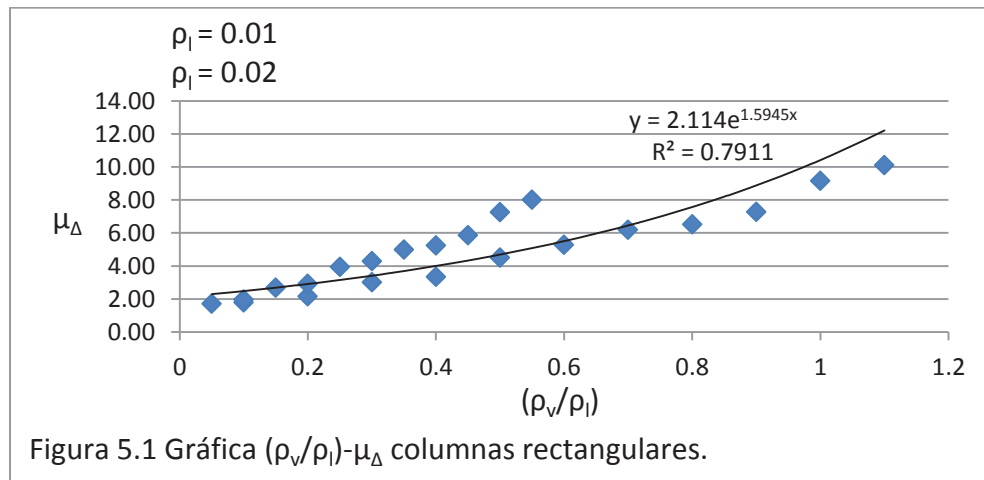
A partir de las conclusiones del estudio sobre la influencia de las variables que afectan a la ductilidad de desplazamiento de una pila de concreto reforzado, se observa que son dos las principales variables que deben ser consideradas: la cuantía de acero transversal y la cuantía de acero longitudinal. Se observó que existe una interrelación entre ambos parámetros, de manera que el porcentaje de acero transversal determina el impacto que tiene el acero longitudinal en la ductilidad del elemento. Se concluye por tanto que la relación de los porcentajes de acero volumétrico y el acero longitudinal (ρ_v/ρ_l) es un parámetro definitivo en la capacidad de desplazamiento de la columna.

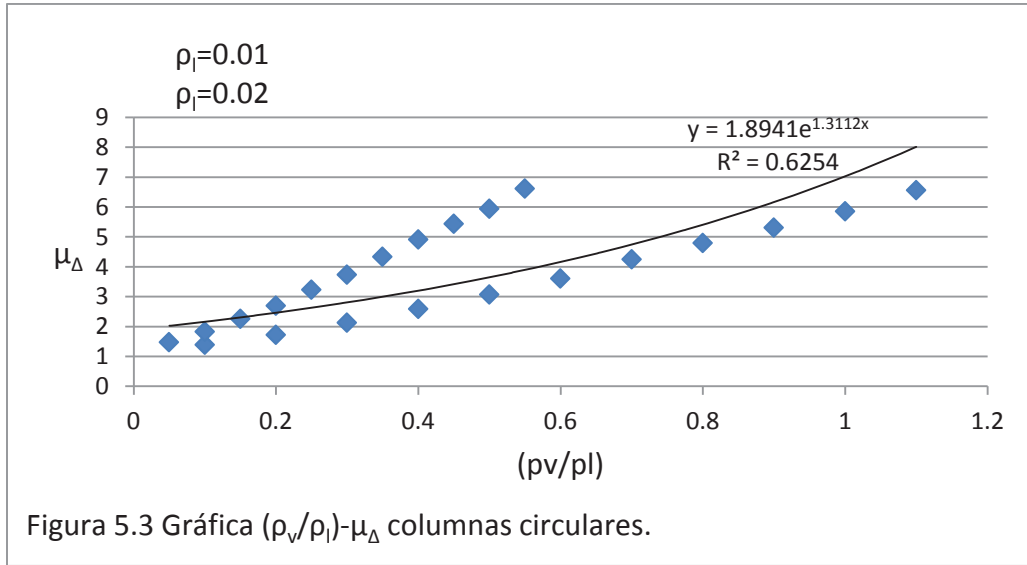
Para encontrar una expresión que relacione la ductilidad de desplazamiento con los porcentajes de acero volumétrico transversal y acero longitudinal, se propone realizar una regresión estadística con la serie de datos que arrojó el estudio paramétrico descrito en el capítulo anterior. Esto para los tres tipos de columnas analizadas.

Los valores que se emplearon para los porcentajes de acero longitudinal son de 1% y 2%, porcentajes de acero volumétrico transversal de 0.1% a 1.1%, la resistencia del concreto $f'_c=25$ MPa, y los esfuerzos de fluencia del acero transversal y longitudinal $f_y=f_{yh}=420$ MPa. Las secciones transversales consideradas son: 50 X 100 cm para las columnas rectangulares, 50 X 300 cm para las columnas tipo muro y de 200 cm de diámetro para las columnas circulares.

Con ayuda del programa RSPP se determinó la relación entre la ductilidad de desplazamiento de la pila y la relación (ρ_v/ρ_l) . Los resultados se muestran en las figuras siguientes.

Al obtener las gráficas para cada tipo de sección (figuras 5.1-5.3) se observa claramente que el parámetro (ρ_v/ρ_l) está relacionado directamente con la ductilidad de desplazamiento de la pila, no obstante, las expresiones que se ajustaron mejor a los resultados del análisis, dan como resultado un coeficiente de correlación menor a 0.8 y se ve una clara dispersión en la serie de datos, sobre todo para valores altos del acero longitudinal ya que la ductilidad disminuye por lo que no es posible correlacionar los valores dados para porcentajes de acero longitudinal de 1% y de 2%.





5.2 RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD Y LA PRESIÓN EFECTIVA DE CONFINAMIENTO

En vista de los resultados anteriores se propone investigar la relación entre la ductilidad de desplazamiento y la presión efectiva de confinamiento que se origina en la distribución del acero transversal y longitudinal en la sección. Para ello, se decidió utilizar las expresiones propuestas por Mander et al (1988) que se reproducen nuevamente en este capítulo.

a) Columnas rectangulares y tipo muro.

$$f'_l{}_x = \rho_x * f_{yh} * k_e \quad (5-1)$$

$$f'_l{}_y = \rho_y * f_{yh} * k_e \quad (5-2)$$

$$k_e = \frac{(1 - \sum_{i=1}^{ncx} A_{ix} - \sum_{i=1}^{ncy} A_{iy}) \left(1 - \frac{sp}{2*bc}\right) \left(1 - \frac{sp}{2*dc}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (5-3)$$

$$A_{ix} = \frac{wix^2}{6*Acc} \quad (5-4)$$

$$A_{iy} = \frac{wiy^2}{6*Acc} \quad (5-5)$$

$$ncx = (nbx - 1) * 2 \quad (5-6)$$

$$ncy = (nby - 1) * 2 \quad (5-7)$$

$$wix = \frac{(b-2*rec-dvl*nbx)}{(nbx-1)} \quad (5-8)$$

$$wiy = \frac{(d-2*rec-dvl*nby)}{(nby-1)} \quad (5-9)$$

$$sp = s - dvt \quad (5-10)$$

$$bc = b - 2 * rec - dvt \quad (5-11)$$

$$dc = d - 2 * rec - dvt \quad (5-12)$$

$$\rho_{cc} = \frac{nb*As}{Acc} \quad (5-13)$$

$$Acc = bc * dc \quad (5-14)$$

$$\rho_x = \frac{Asx}{s*dc} \quad (5-15)$$

$$\rho_y = \frac{Asy}{s*bc} \quad (5-16)$$

$$Asx = Ast * nbtx \quad (5-17)$$

$$Asy = Ast * nbty \quad (5-18)$$

donde:

dvl = Diámetro de la varilla longitudinal

dvt = Diámetro de la varilla transversal

As = Área de la varilla longitudinal

Ast = Área de la varilla transversal

nbx = Número de varillas longitudinales en la dirección x

nby = Número de varillas longitudinales en la dirección y

nbtx = Número de varillas transversales en la dirección x

nbty = Número de varillas transversales en la dirección y

s= Separación entre estribos

f_{yh}= Esfuerzo de fluencia del acero transversal

rec = Recubrimiento de la columna

b) Columnas circulares

$$f'l = \frac{1}{2} * k_e * \rho_s * f_{yh} \quad (5-19)$$

Para estribos en espiral

$$k_e = \frac{1 - \frac{sp}{2*ds}}{1 - \rho_{cc}} \quad (5-20)$$

Para estribos circulares

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{sp}{2*ds}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (5-21)$$

$$ds = d - 2 * rec - d_{vt} \quad (5-22)$$

$$sp = s - d_{vt} \quad (5-23)$$

$$Acc = \frac{\pi * ds^2}{4} \quad (5-24)$$

$$\rho_{cc} = \frac{nb * A_s}{Acc} \quad (5-25)$$

$$\rho_s = \frac{Ab * \pi * ds}{s * Acc} \quad (5-26)$$

donde:

d_{vt} = Diámetro de la varilla transversal

A_s = Área de la varilla longitudinal

A_b = Área de la varilla transversal

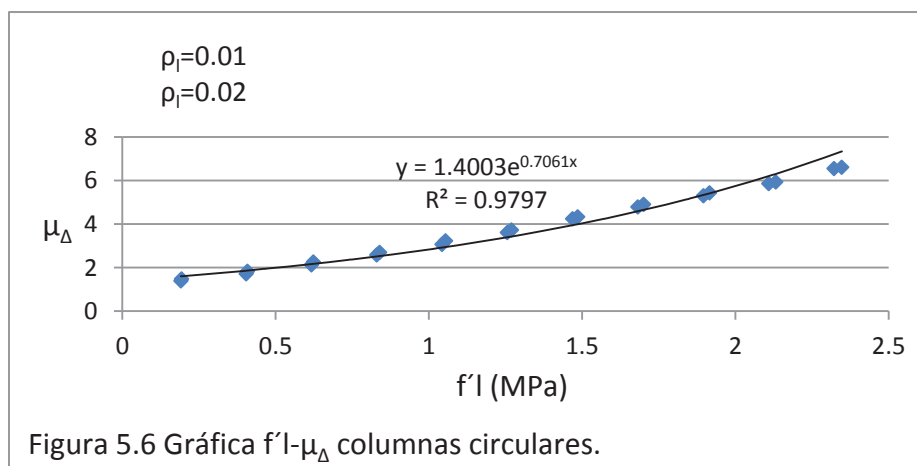
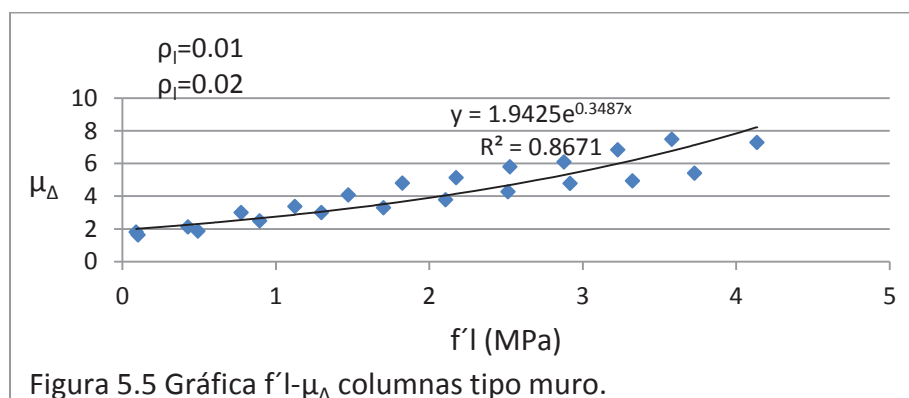
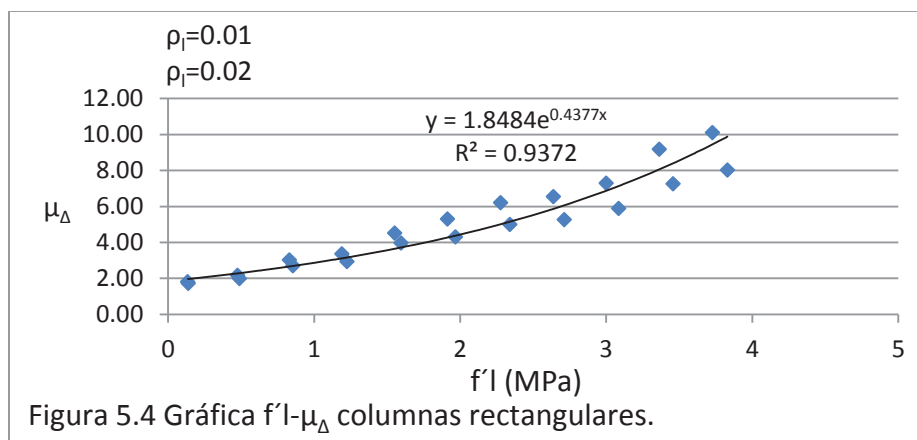
nb = Número de varillas longitudinales

s = Separación entre estribos

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero transversal

rec = Recubrimiento de la columna

Como resultado de los análisis realizados se presentan gráficas del esfuerzo total de confinamiento efectivo (f'_l) y la ductilidad de desplazamiento de cada uno de los tipos de secciones consideradas.



En cada una de las gráficas de las figuras 5.3-5.6 se añadió una línea de tendencia exponencial debido a que es la que representa de manera más aproximada el comportamiento de las columnas. Las ecuaciones obtenidas de estas gráficas tienen un coeficiente de determinación mayor a 0.9 por lo que se consideran más adecuadas para calcular la ductilidad de desplazamiento de una pila. De esta manera se tienen en cuenta, no solamente las cuantías de acero transversal y longitudinal, sino también su distribución dentro de la sección.

Si se presenta la relación $f'_l - \mu_\Delta$ de todas las secciones en un solo gráfico (figura 5.7) con la intención de obtener una sola ecuación que represente a todos los tipos de sección considerados, se ve que el coeficiente de correlación es menor de 0.9, por lo que se considera más adecuado manejar una ecuación para cada uno de los tipos de geometría considerados.

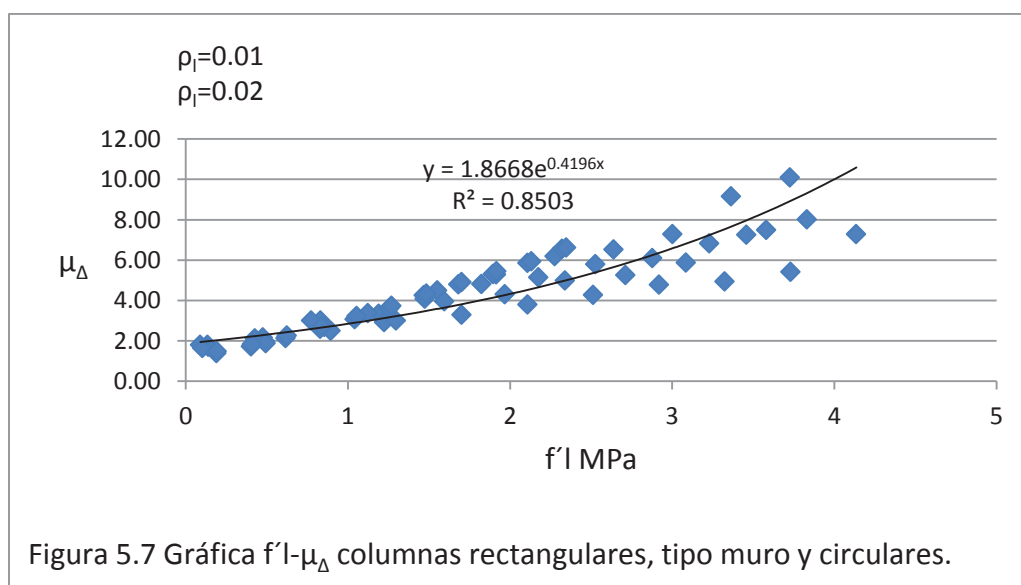


Figura 5.7 Gráfica $f'_l - \mu_\Delta$ columnas rectangulares, tipo muro y circulares.

Para definir los límites de aplicación de las ecuaciones anteriores, se decidió aumentar los valores extremos del porcentaje de acero longitudinal para valores de $\rho_l = 0.5\%$ y $\rho_l = 2.5\%$. Los resultados se muestran en las figuras 5.8 a 5.10.

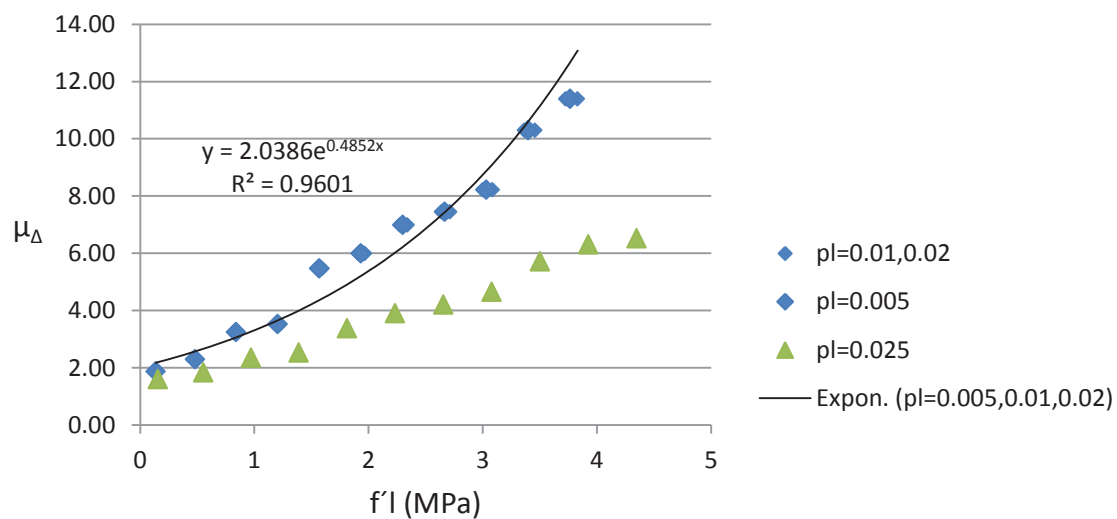


Figura 5.8 Gráfica $f'f$ - μ_{Δ} columnas rectangulares, $pl=0.005, 0.01, 0.02, 0.025$.

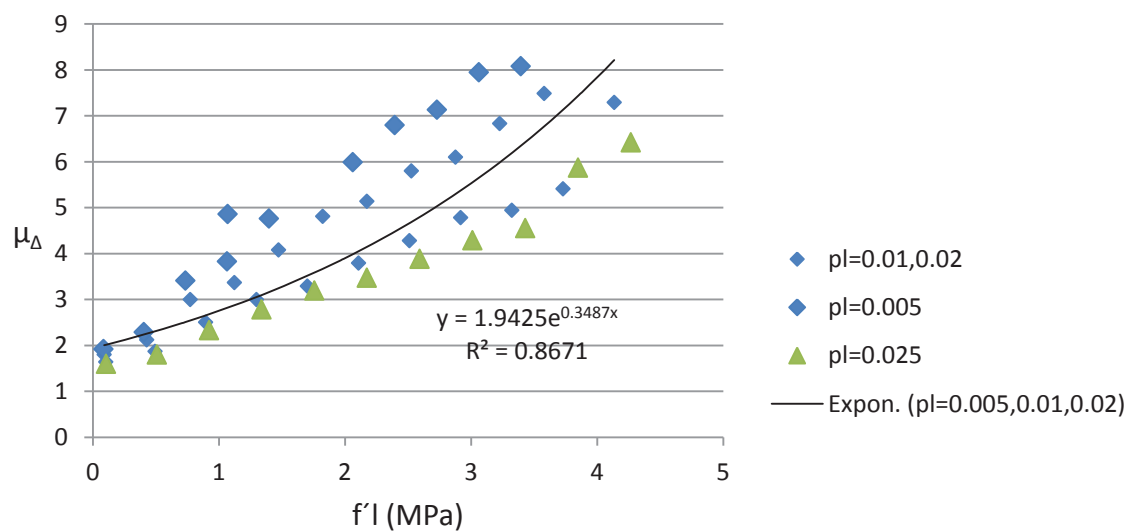
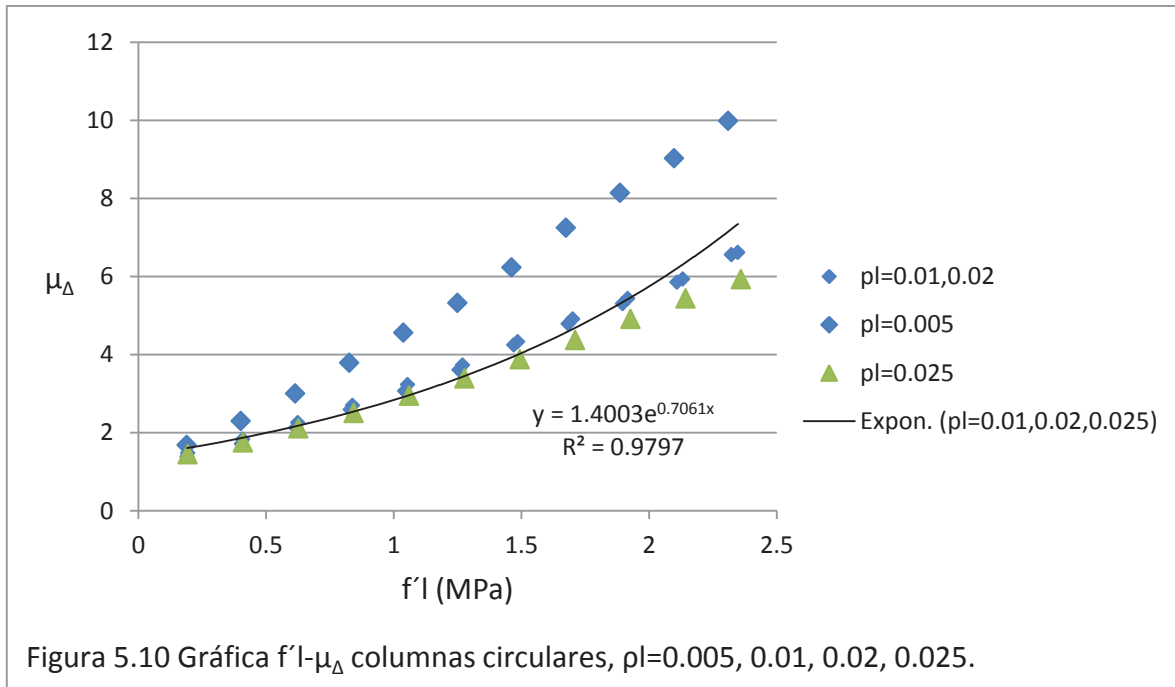


Figura 5.9 Gráfica $f'f$ - μ_{Δ} columnas tipo muro, $pl=0.005, 0.01, 0.02, 0.025$.



En la gráfica para columnas rectangulares (fig. 5.8) se observa que con $\rho_l = 2.5\%$ existe una gran dispersión en los datos. Para las columnas tipo muro, la expresión obtenida se puede utilizar para valores comprendidos de ρ_l entre 0.5% y 2.5% ya que no se observó un cambio significativo en la dispersión de los datos. Por último, para las columnas circulares, los resultados para un $\rho_l = 0.5\%$ se dispersan bastante de los otros porcentajes.

Se proponen, entonces, las tres relaciones siguientes para determinar la relación entre la ductilidad de desplazamiento de una pila y la presión de confinamiento de la sección, así como los límites de cuantía del acero transversal y longitudinal para el que se consideran aplicables las relaciones propuestas:

Columnas rectangulares

$$0.001 < \rho_v < 0.011 \text{ y } 0.005 < \rho_l < 0.02$$

$$\mu_{\Delta} = 2.0381e^{0.4858f'l} \quad (5-27)$$

Columnas tipo muro

$$0.001 < \rho_v < 0.011 \text{ y } 0.005 < \rho_l < 0.02$$

$$\mu_{\Delta} = 1.9425e^{0.3487f'l} \quad (5-28)$$

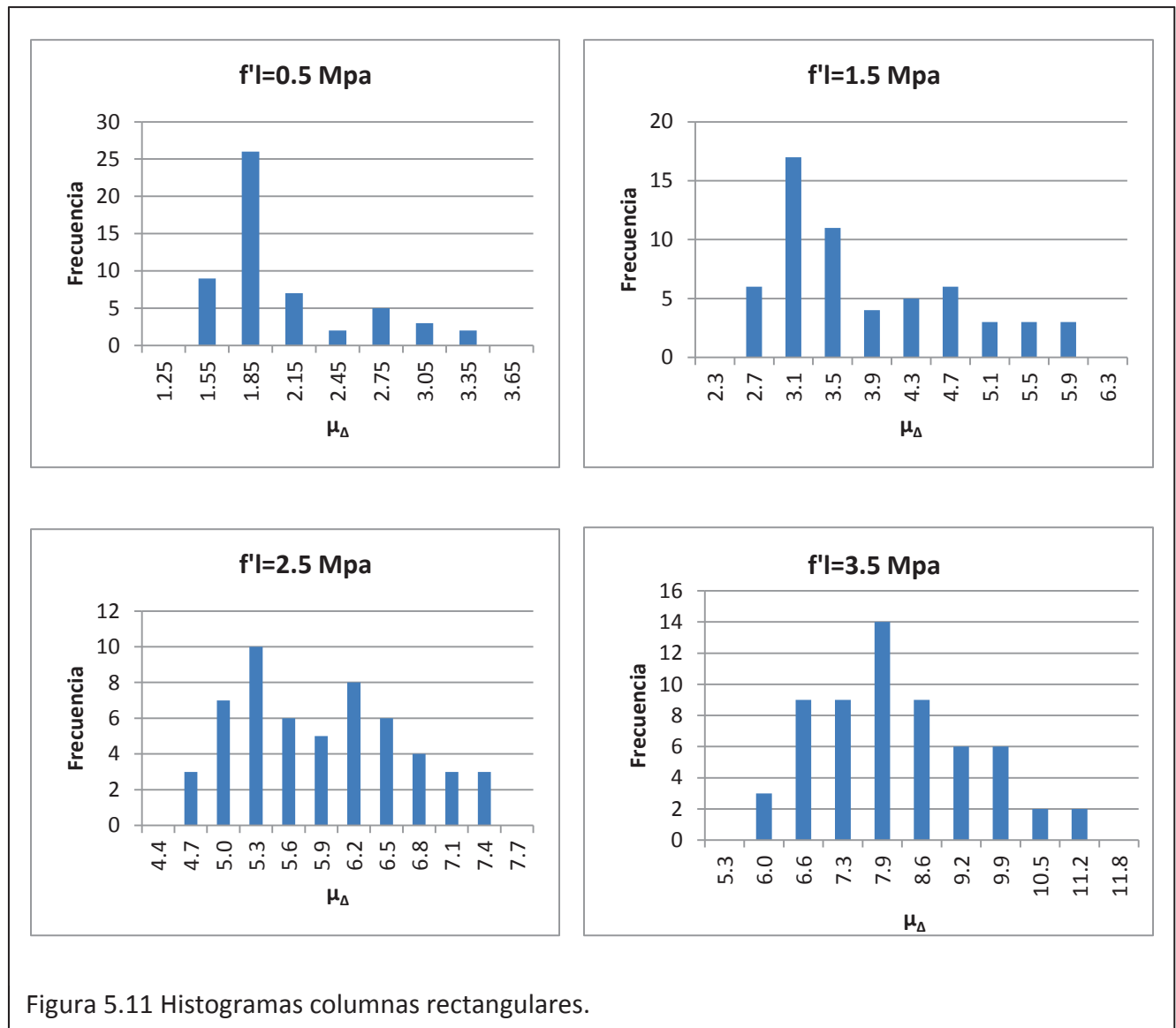
Columnas circulares

$$0.001 < \rho_v < 0.011 \text{ y } 0.01 < \rho_l < 0.02$$

$$\mu_{\Delta} = 1.40031e^{0.7061f'l} \quad (5-29)$$

5.3 ESTADÍSTICAS DE LAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO LATERAL.

Con la finalidad de presentar la distribución de las ductilidades de desplazamiento en una determinada presión de confinamiento efectivo, se muestran los histogramas para un valor medio de $f'l = 0.375, 1, 1.5, 2.125$ MPa para las columnas circulares y con valores de $f'l = 0.5, 1.5, 2.5, 3.5$ MPa para las columnas rectangulares y tipo muro.



Con un valor medio de $f'_l=0.5$ MPa se obtienen ductilidades de desplazamiento de 1.39 a 3.79, para $f'_l=1.5$ MPa se presentan ductilidades de 2.7 a 5.9, si $f'_l=2.5$ MPa las ductilidades son de 4.7 a 7.4 y con $f'_l=3.5$ MPa se tienen ductilidades de 6 a 11.2.

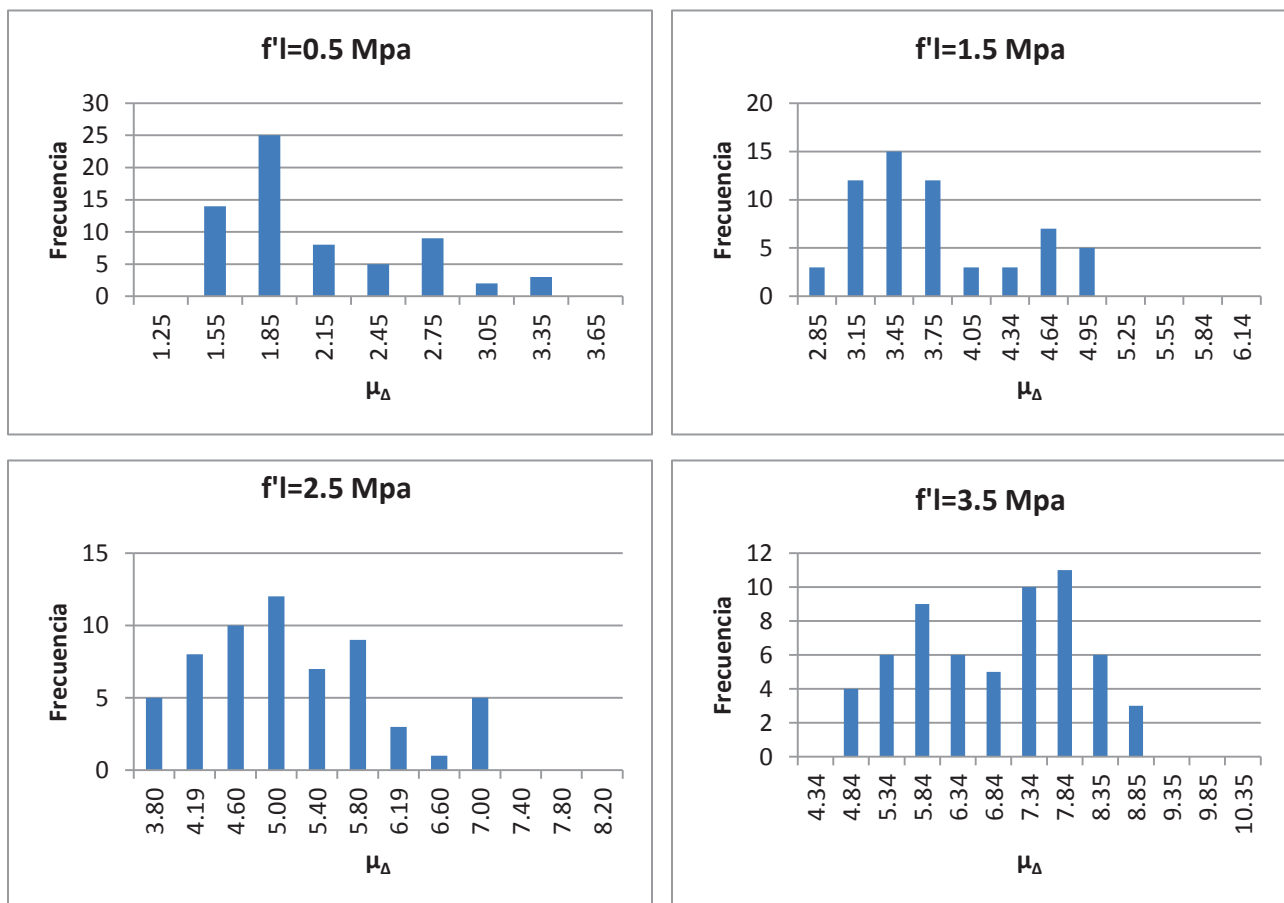


Figura 5.12 Histogramas columnas tipo muro.

De los histogramas de la figura 5.12 se observa que con un valor medio de $f'_l=0.5$ MPa se obtienen ductilidades de desplazamiento de 1.55 a 3.65, $f'_l=1.5$ MPa ductilidades de 2.85 a 5.25, $f'_l=2.5$ MPa ductilidades de 3.8 a 7.2 y con $f'_l=3.5$ MPa ductilidades de 4.85 a 9.

En la figura 5.13 se observan los histogramas de las columnas circulares en los que con un valor medio de $f'_l=0.375$ MPa se obtienen ductilidades de 1.2 a 2.7, $f'_l=1$ MPa ductilidades de 2.3 a 4, $f'_l=1.5$ MPa ductilidades de 3.4 a 5.8 y con $f'_l=2.125$ MPa ductilidades de 4.9 a 8.

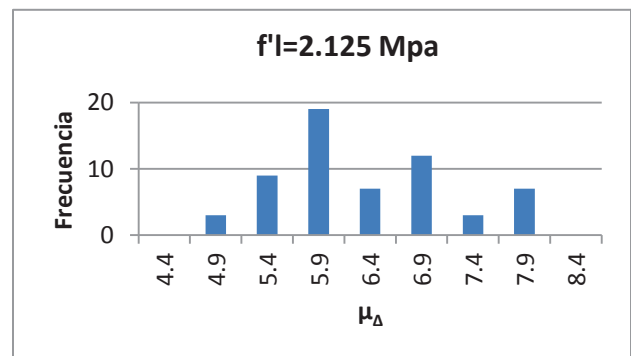
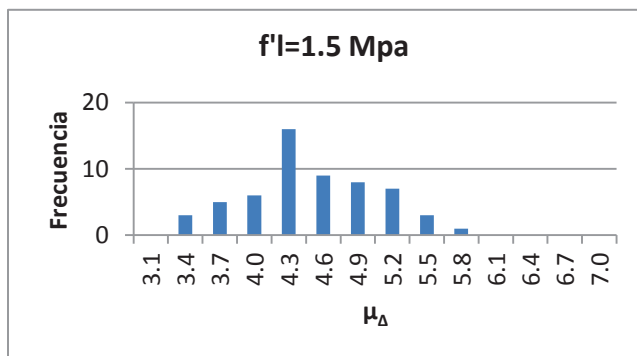
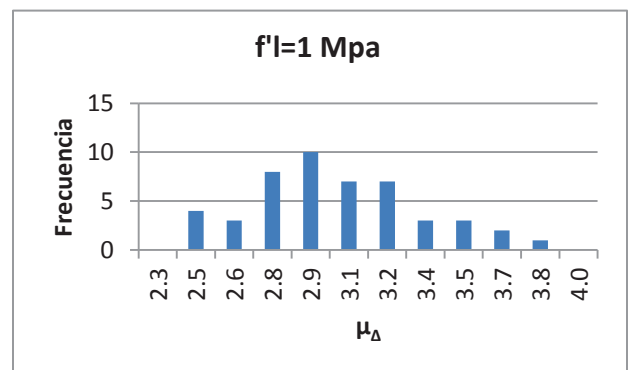
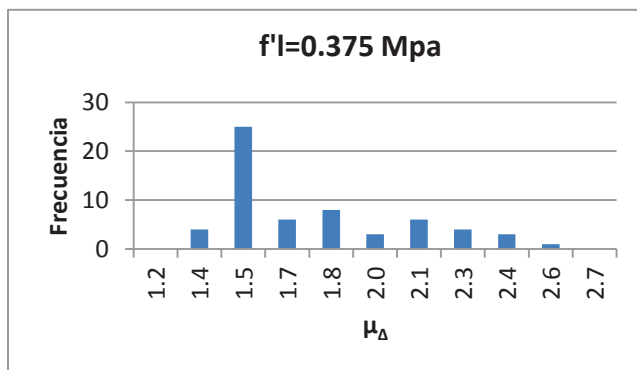


Figura 5.13 Histogramas columnas circulares.

5.4 COMPARACIÓN DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

A continuación, se compararan las ductilidades dadas por las ecuaciones propuestas con los resultados obtenidos en el laboratorio y que se describen en la base de datos del capítulo 2.

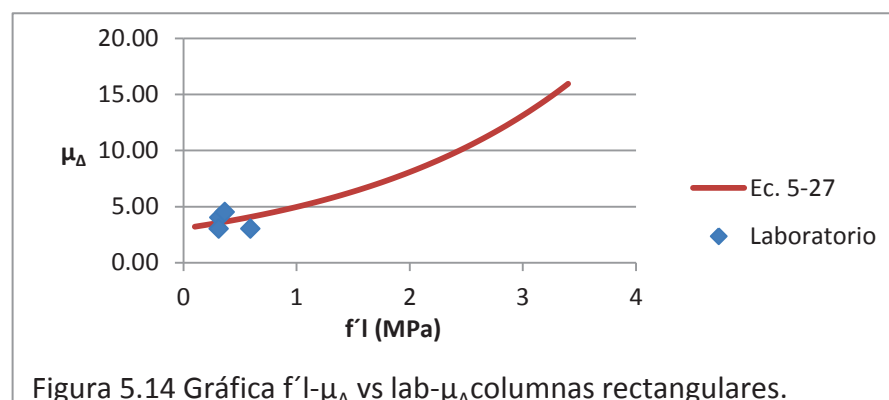
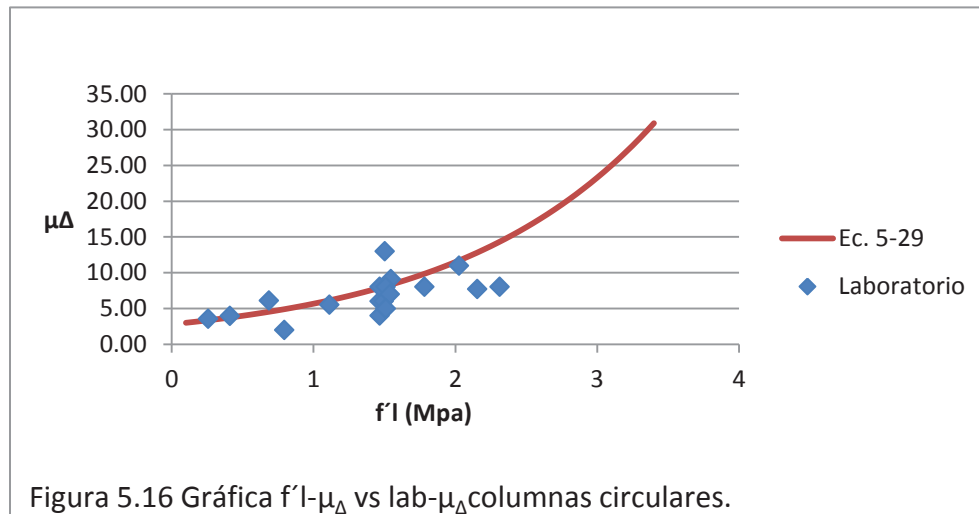
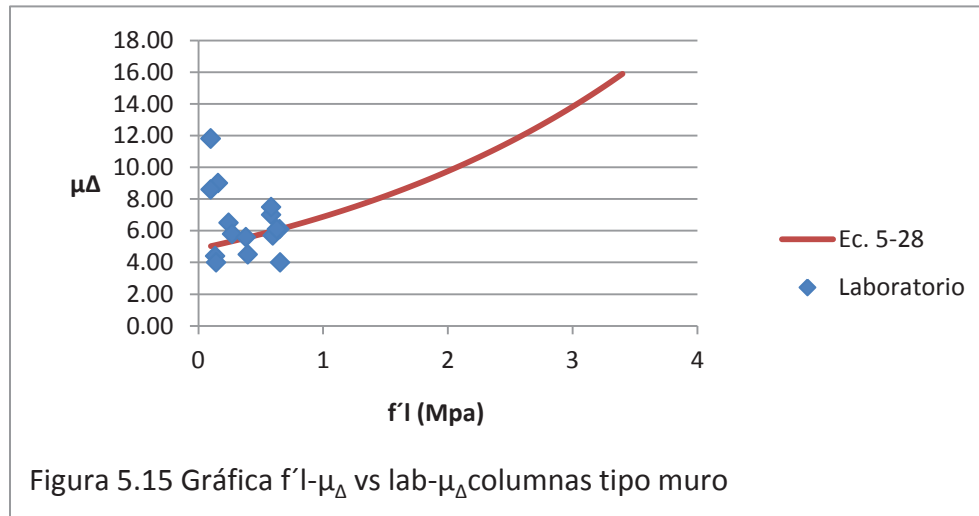


Figura 5.14 Gráfica f'_c - μ_{Δ} vs lab- μ_{Δ} columnas rectangulares.



De los gráficos de las figuras 5.14-5.16 se ve que para las tres fórmulas propuestas se obtienen resultados aproximados a los medidos en las pruebas experimentales realizadas en distintas partes del mundo. El mayor número de casos corresponde a las columnas circulares con 27, que son las que se aproximan más a la expresión propuesta. En el caso de las pilas tipo muro, los valores experimentales están concentrados en un intervalo de f'_c menor a 1.0 y se observa cierta dispersión. Para las columnas rectangulares se tienen muy pocos datos como para llegar a una conclusión confiable, pero los resultados se aproximan bastante a la relación propuesta.

5.5 COMPARACIÓN CON OTRA EXPRESIÓN ANALÍTICA

En este apartado se presenta una comparación de las ecuaciones encontradas en este trabajo con una expresión propuesta por Abo-Shadi et al (2003) que es función de la relación (ρ_v/ρ_l) y es igual a:

$$\mu_{\Delta} = 6.6 + 1.8 \ln \left(\frac{\rho_v}{\rho_l} \right) \quad (5-30)$$

En las gráficas de la figura 5.17 se comparan las fórmulas propuestas para los tres tipos de secciones consideradas, con la fórmula de Abo-Shadi. Se observa que la concavidad de las funciones es contraria en ambas expresiones. La relación propuesta por Abo-Shadi tiende a la horizontal para valores de la presión de confinamiento efectivo superiores a 2.0 MPa. Por el contrario, las expresiones propuestas siguen una tendencia creciente para valores mayores de f'_l . Es de esperarse que conforme se logre una mayor presión de confinamiento, la cual se logra con mayores cuantías de acero y una mejor distribución de las varillas, se logren ductilidades superiores.

La variación entre las dos fórmulas se puede deber a que en la fórmula de Abo-Shadi la ductilidad está en función de la relación (ρ_v/ρ_l) la cual no puede correlacionar los valores de ductilidad para un porcentaje de acero longitudinal de 1% y de 2%.

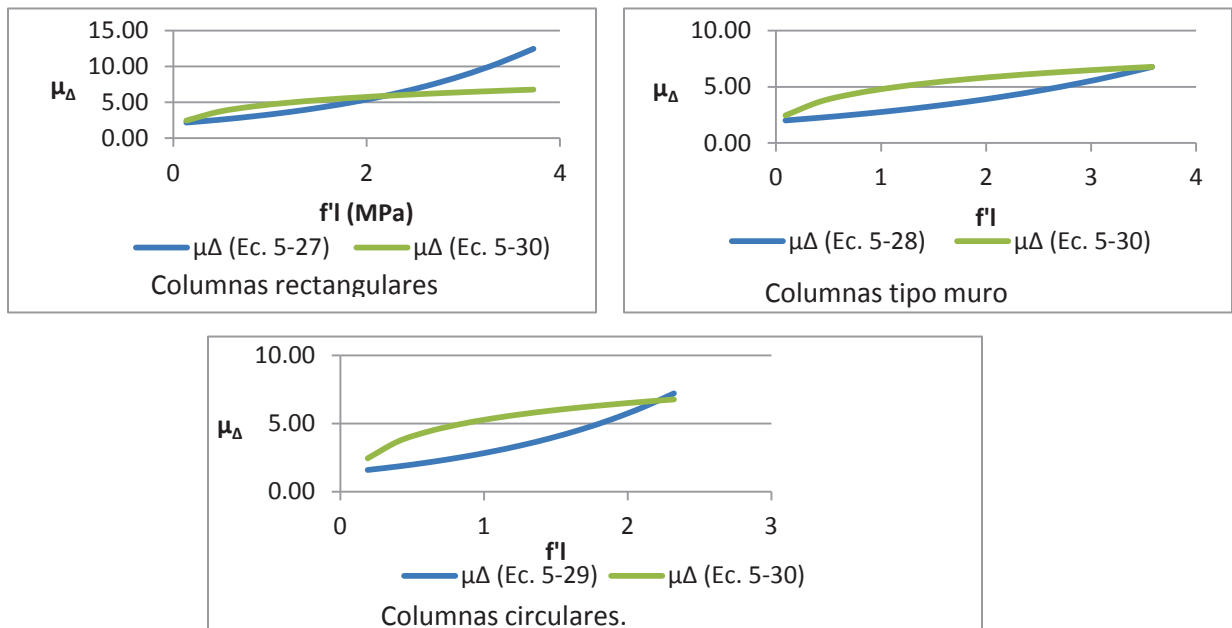


Figura 5.17 Gráficas Ecuaciones propuestas vs Abo-Shadi.

5.6 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL ACERO REQUERIDO EN LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS

El propósito final del estudio anterior es llegar a la propuesta de un procedimiento de diseño del acero requerido en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas en pilas de puentes de concreto reforzado. El criterio de diseño se basa en proponer el acero de refuerzo requerido con base en el desplazamiento máximo, para cierto estado límite, mismo que se representa mediante la ductilidad de desplazamiento. Es decir, el procedimiento sigue el criterio de diseño de desplazamiento directo propuesto por varios autores.

No se pretende en esta sección ilustrar el proceso completo de diseño por desplazamientos de un puente, sino que la presentación se limita a la propuesta de las expresiones que deberán utilizarse para obtener el acero de refuerzo según la ductilidad requerida, así como los pasos que deberán seguirse para su aplicación práctica.

5.5.1 Acero de refuerzo para pilas de sección circular

La expresión que sirve de base para el cálculo es la 5-29, a través de la cual se puede despejar la presión de confinamiento necesaria para determinado valor de la ductilidad, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$f'l = \frac{1}{0.7061} * \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{1.4003}\right) \quad (5-31)$$

El problema ahora es definir el arreglo y cuantías de acero longitudinal y transversal a partir del valor de confinamiento $f'l$ necesario. Para ello se propone realizar el dimensionamiento por flexión para definir el porcentaje de acero longitudinal requerido. Una vez determinado el acero por flexión, se obtiene la cuantía de acero transversal a partir de las expresiones de presión de confinamiento 5-19 a 5.26.

Sustituyendo las ecuaciones 5-20 y 5-26 en la fórmula 5-19 se tiene que,

$$f'l = \frac{1}{2} * \frac{1 - \frac{sp}{2 * ds}}{1 - \rho_{cc}} * \frac{Ab * \pi * ds}{s * Acc} * f_{yh}$$

Se dejan a un lado de la igualdad los términos que contengan la separación de las varillas de acero transversal (s).

$$\frac{1 - \frac{sp}{2 * ds}}{s} = \frac{2 * f' l * (1 - \rho_{cc}) * Acc}{fyh * Ab * \pi * ds}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior las ecuaciones 5-23 y 5-24 se tiene,

$$\frac{1 - \frac{s - dvt}{2 * ds}}{s} = \frac{2 * f' l * (1 - \rho_{cc}) * \frac{\pi * ds^2}{4}}{fyh * Ab * \pi * ds}$$

Que puede escribirse como,

$$\frac{1}{s} - \frac{\frac{s - dvt}{2 * ds}}{s} = \frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh}$$

Se desarrolla el lado izquierdo de la ecuación

$$\frac{1}{s} - \frac{1}{2 * ds} + \frac{dvt}{2 * ds * s} = \frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh}$$

Se pasa al lado derecho de la ecuación los valores constantes

$$\frac{1}{s} + \frac{dvt}{2 * ds * s} = \frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh} + \frac{1}{2 * ds}$$

Tomando como factor común (1/s)

$$\frac{1}{s} * \left(1 + \frac{dvt}{2 * ds}\right) = \frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh} + \frac{1}{2 * ds}$$

Se despeja la variable s.

$$\frac{1}{s} = \frac{\frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh} + \frac{1}{2 * ds}}{\left(1 + \frac{dvt}{2 * ds}\right)}$$

Que puede escribirse como.

$$s = \frac{\left(1 + \frac{dvt}{2 * ds}\right)}{\frac{f' l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * fyh} + \frac{1}{2 * ds}} \quad (5-32)$$

Una vez definidas las expresiones 5-31 y 5-32, el procedimiento de diseño se puede realizar mediante los pasos que se enlistan a continuación:

1. Obtener el número y diámetro de las varillas longitudinales para que soporten la demanda por flexión correspondiente.
2. Se encuentra la presión de confinamiento para la ductilidad de desplazamiento que quiera que desarrolle la pila.
3. Se propone un diámetro para las varillas transversales
4. El porcentaje de acero volumétrico transversal se calcula con la ecuación 5-26 en la cual se utiliza la separación de estribos (s) calculada con la ecuación 5-32.

5.5.2 Acero de refuerzo para pilas de sección rectangular y sección tipo muro

De las expresiones 5-27 y 5-28 se despeja la presión de confinamiento necesaria para una determinada ductilidad, para columnas rectangulares y tipo muro respectivamente, como se muestra a continuación:

$$f'l = \frac{1}{0.4858} * \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{2.0381}\right) \quad (5-33)$$

$$f'l = \frac{1}{0.3487} * \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{1.9425}\right) \quad (5-34)$$

Para definir la cuantía y el arreglo de acero longitudinal necesaria se propone realizar el dimensionamiento por flexión. Obtenido el porcentaje de acero longitudinal, el problema consiste en definir el área de acero transversal a partir del valor de confinamiento $f'l$ obtenido con las ecuaciones 5-33 y 5-34. Para ello se utilizan las ecuaciones 5-1 a 5-26.

La presión de confinamiento total efectivo de las columnas rectangulares y tipo muro se define con la siguiente ecuación:

$$f'l = f'l_x + f'l_y \quad (5-35)$$

Sustituyendo las ecuaciones 5-1 y 5-2,

$$f'l = \rho_x * f_{yh} * k_e + \rho_y * f_{yh} * k_e$$

Tomando factores comunes

$$f'l = f_{yh} * k_e (\rho_x + \rho_y)$$

Sustituyendo la ecuación anterior con las expresiones 5-15 y 5-16

$$f'l = f_{yh} * k_e \left(\frac{Asx}{s*dc} + \frac{Asy}{s*bc} \right) \quad (5-36)$$

Si se determina la cantidad necesaria de acero paralela a la dirección y A_{sy} en función de la cantidad de acero en la dirección x A_{sx} , entonces se propone usar el factor β para definir la proporción de los dos aceros como se muestra a continuación,

$$A_{sy} = \beta A_{sx} \quad (5-37)$$

el factor β se puede elegir libremente. Por ejemplo, en función de las dimensiones de la sección transversal, es decir, $\beta = \frac{h}{b}$ de la columna

Sustituyendo la ecuación 5-37 en la 5-36,

$$f'l = f_{yh} * k_e \left(\frac{A_{sx}}{s * dc} + \frac{\beta A_{sx}}{s * bc} \right)$$

Tomando factores comunes

$$f'l = \frac{f_{yh} * k_e * A_{sx}}{s}$$

Despejando A_{sx}

$$A_{sx} = \frac{f'l * s}{f_{yh} * k_e \left(\frac{1}{dc} + \frac{\beta}{bc} \right)} \quad (5-38)$$

Ya definidas las expresiones 5-33, 5-34 y 5-38, el procedimiento de diseño se puede realizar mediante los pasos que se enlistan a continuación:

1. Obtener el número y diámetro de las varillas longitudinales para que soporten la demanda por flexión correspondiente.
2. Se encuentra la presión de confinamiento para la ductilidad de desplazamiento que quiera que desarrolle la pila con la ecuación 5-33 para columnas rectangulares y 5-34 para columnas tipo muro.
3. Se propone el factor β que define la relación del acero transversal en las dos direcciones principales de la sección.
4. Se elige la separación de las varillas transversales.
5. El área de acero volumétrico transversal en la dirección x se calcula con la ecuación 5-38 y el área de acero en la dirección y con la ecuación 5-37.

6. Se determina la cantidad de varillas transversales con las siguientes fórmulas:

$$nbtx = \frac{Asx}{Ast} \quad (5-39)$$

$$nbty = \frac{Asy}{Ast} \quad (5-40)$$

5.5.3 Limitaciones al procedimiento

Las expresiones anteriores se basan en las ecuaciones de presión de confinamiento propuestas por Mander y en las curvas que mejor se ajustaron a los resultados obtenidos con el programa RSPP, según se explica en el capítulo anterior. Por lo tanto, en el caso de las columnas de sección circular, las ecuaciones sugeridas se aplican a valores del porcentaje de acero volumétrico transversal comprendido entre 0.1% y 1.1%. El acero longitudinal debe quedar dentro de los límites de 0.5% a 2%. Por lo que toca a las secciones rectangulares y tipo muro, los límites están comprendidos entre 0.1% a 1.1% del porcentaje de acero volumétrico transversal y entre 1% y 2% del porcentaje de acero longitudinal. Se considera que los límites anteriores se ajustan a la mayor parte de los casos prácticos.

Cabe recordar que en el caso de pilas tipo muro se supone que la falla es por flexión, de manera que las fallas y pérdida de rigidez originadas por cortante, situación que suele ocurrir en la dirección fuerte de la pila, no quedan incluidas dentro del presente estudio.

En el capítulo siguiente se aplica el procedimiento que se propone a un puente en el estado de Oaxaca con una tipología que se ha observado en esta región, que incluye pilas de sección rectangular y circular.

APLICACIÓN PRÁCTICA DE LAS EXPRESIONES DE DISEÑO PROPUESTAS

CAPÍTULO

6

Con el propósito de ilustrar la aplicación de las fórmulas y del procedimiento propuesto en el capítulo anterior, se realizará el análisis y diseño de las pilas de un puente con una tipología observada en los puentes del estado de Oaxaca.

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PUENTE

Se utiliza un puente curvo con una longitud de 120 m, distribuida en 4 claros iguales de 30 m (figura 6.1). El radio de curvatura es de 90 m y la calzada es de sección cajón con un ancho total de 12.5 m, como se ilustra en la figura 6.2. Las pilas 1 y 2 son de una sola columna y sección rectangular de 100 X 150 cm, con 9 y 10 m de longitud respectivamente. La pila 3 es una pila tipo marco con dos columnas circulares de 150 cm de diámetro y 4 m de longitud, unidas mediante un cabezal de concreto reforzado que se considera rígido para fines de análisis. Los estribos 1 y 2 son de sección rectangular de 100 X 200 cm y de una longitud de 9.5 m. En la figura 6.3 se muestra la geometría de las columnas y de los estribos. La superestructura es continua y está soportada sobre apoyos de neopreno, de manera que la conexión entre la superestructura y las pilas no es monolítica.

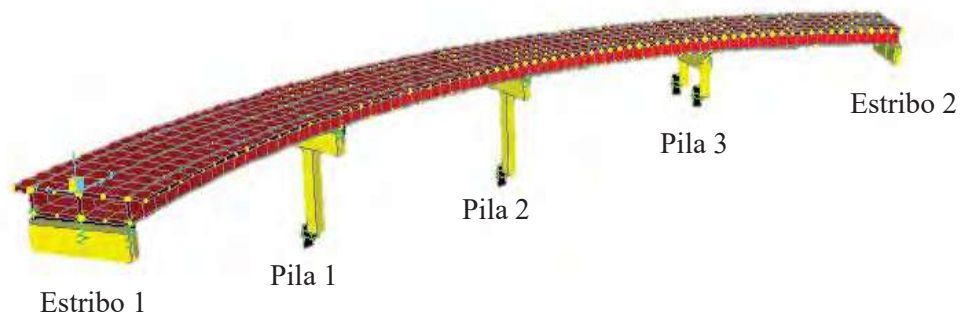


Figura 6.1 Geometría del puente.

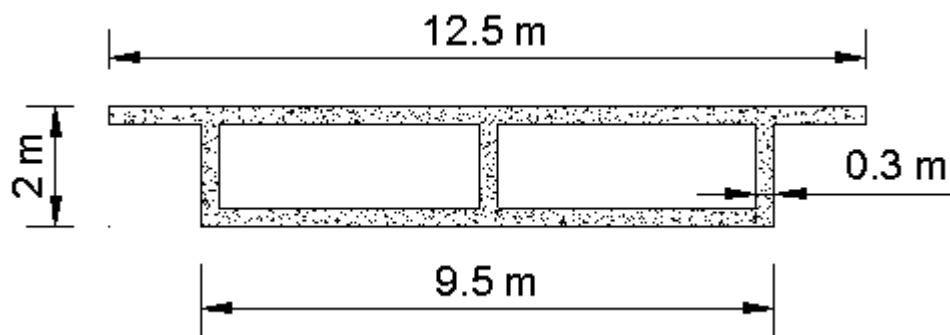


Figura 6.2 Geometría del cajón.

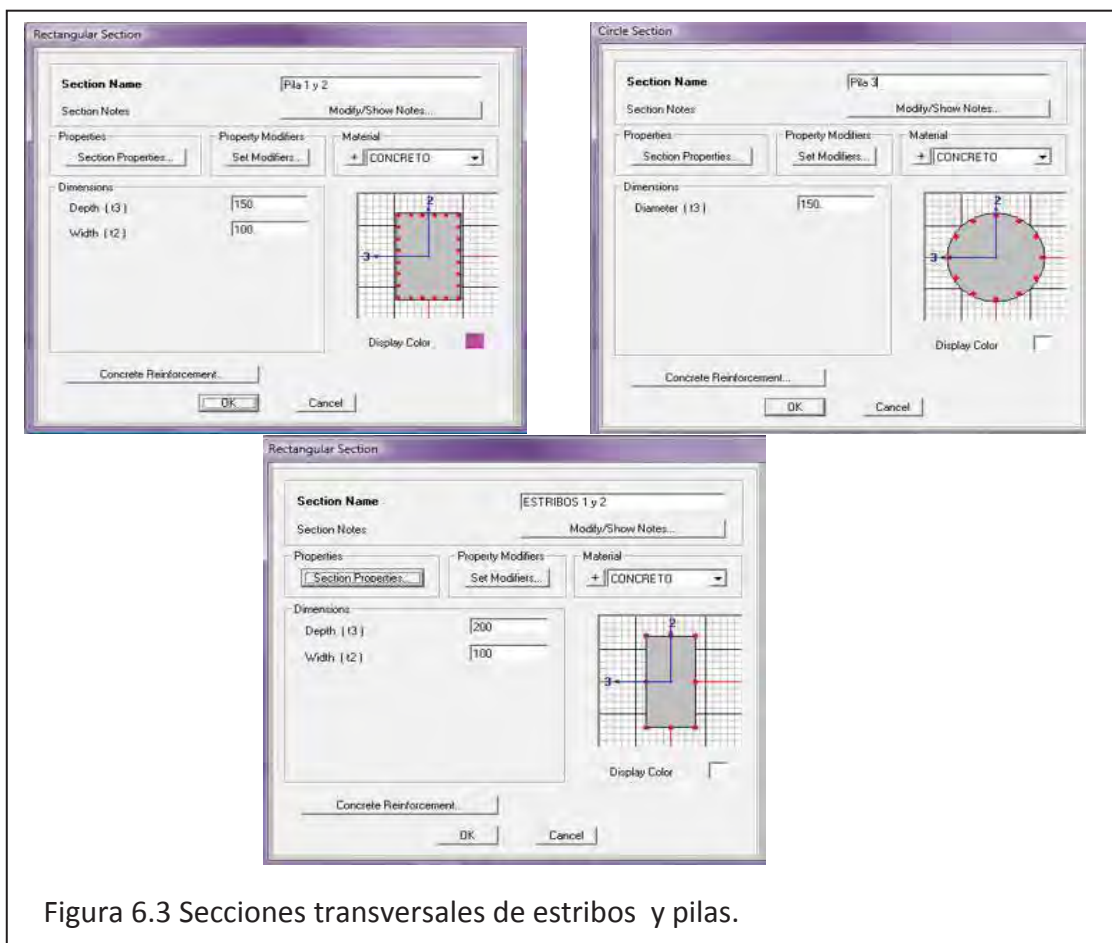


Figura 6.3 Secciones transversales de estribos y pilas.

La resistencia del concreto es $f'_c = 25$ MPa y el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal es de 420 MPa. Los apoyos son de neopreno laminado con rigidez lateral de 500 t/m.

6.2 MODELO DE ANÁLISIS

El puente se modeló y analizó en el programa SAP2000. La superestructura del puente se modeló con elementos finitos tipo Shell de cuatro nudos, mientras que las pilas y los estribos se representaron con elementos barra. Los apoyos se representaron mediante elementos Link con comportamiento lineal.

El puente se sometió a la condición de carga muerta más el 100% de sismo, en las direcciones x y y. El sismo consistió en la aplicación del espectro de respuesta del registro de la SCT-1985.

Los principales modos de vibrar de la estructura se enlistan en la tabla 6.1 en la que se observa que el primer modo es cercano al periodo dominante del espectro de respuesta del registro de la SCT. Los dos periodos siguientes también quedan dentro de la zona

donde se concentra la mayor energía en dicho evento sísmico. La figura 6.4 muestra la configuración correspondiente al primer modo de vibrar, que es un movimiento acoplado en las direcciones transversal y longitudinal del puente, debido a la curvatura de la estructura. También se aprecia que los apoyos contribuyen en buena medida a la flexibilidad del sistema, así como la propia flexibilidad de las pilas.

Tabla 6.1 Modos de vibrar.

Modo	Periodos
1	1.60
2	1.44
3	1.07
4	0.52
5	0.38

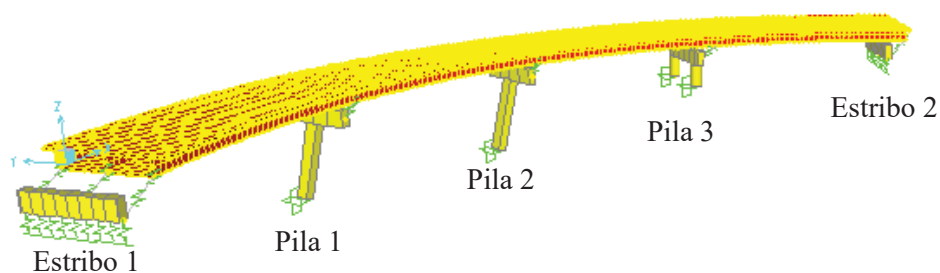


Figura 6.4 Primer modo de vibrar.

6.3 DISEÑO DE PILAS

El diseño de los elementos estructurales se realizó con la ayuda de las Normas Técnicas Complementarias del D.F. 2004 (NTC-04), para los tres tipos de pilas del puente. En la tabla 6.2 se presentan los resultados más importantes del diseño. Las primeras dos columnas indican las dimensiones finales de los elementos (b , D), que son las mismas que las propuestas al inicio. La tercera columna de la tabla muestra el porcentaje de acero longitudinal (ρ_l) necesario en la pila 1, que es de 2%, de 1.46% para la pila 2 y de 1% para

cada una de las columnas de la pila 3. En las siguientes dos columnas se indican las áreas de concreto (A_c) y del total del acero de refuerzo (A_s). Las siguientes columnas representan el diámetro de las varillas longitudinales (d_{vl}), el área de acero de las varillas longitudinales (A_{sl}), el número de barras necesarias (nb), el número de barras en cada una de las caras de la columna (nbl), y en la última columna de la tabla, el recubrimiento.

En la siguiente sección de la tabla 6.2 se indica la resistencia del concreto (f'_c), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y). En la cuarta columna se indica el valor del área de acero mínima ($A_{s_{min}}$), área de acero necesaria (A_s) y el área de acero máxima ($A_{s_{max}}$). Las últimas columnas indican la demanda de momentos flexionantes alrededor de los ejes x y y, y la resistencia del elemento alrededor de los mismos ejes respectivamente.

Tabla 6.2 Diseño por flexión.

Pila	b (mm)	D (mm)	ρ_l	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)	d_{vl}	A_{sl} (mm ²)	nb	nbl		rec (mm)
									x	y	
1	1000	1500	2.00%	1500000	30000	38.1	1140.092	38	8	13	50
2	1000	1500	1.46%	1500000	21960	25.4	506.7075	44	10	14	50
3	-	1500	1.00%	1767146	17671	25.4	506.7075	36	-	-	50

Pila	f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	f_c'' (Mpa)	$A_{s_{min}}$ (mm ²)	A_s (mm ²)	$A_{s_{max}}$ (mm ²)	M_x (N-mm)	M_y (N-mm)	M_{R_x} (N-mm)	M_{R_y} (N-mm)
1	25	420	17	3,929	177,000	30,357	3.99E+09	2.25E+09	8.54E+09	1.28E+10
2	25	420	17	3,929	100,000	30,357	3.16E+09	2.89E+09	6.80E+09	1.02E+10
3	25	420	17	4,628	70,686	35,764	8.39E+08	1.65E+08	8.78E+09	8.78E+09

Se observa que las tres secciones de las pilas del puente están dentro de los límites que marca el reglamento.

Finalmente, en la tabla 6.3 se indican los valores obtenidos durante la revisión mediante la fórmula de Bresler, tal y como lo especifica el reglamento para las columnas en flexocompresión biaxial.

Tabla 6.3 Revisión por flexocompresión de pilas 1 y 2.

Pila	PR0 (N)	γ_x	γ_y	e_x (mm)	e_y	e_x/h	e_y/h	PRX	PRY	P (N)	PR (N)
1	3.05E+07	0.8873	0.9249	236.94	420.69	0.24	0.28	1.87E+07	1.71E+07	9.49E+06	1.26E+07
2	2.78E+07	0.8873	0.9249	364.68	398.89	0.36	0.27	1.45E+07	1.67E+07	7.92E+06	1.07E+07

Continuando con la revisión de las pilas se revisa la resistencia a fuerza cortante de acuerdo con las NTC-04. La revisión se presenta en la tabla 6.4 en donde se ve que todas las columnas cumplen con este requisito.

Tabla 6.4 Revisión por cortante.

Pila	V (N)	VCR (N)
1	3.88E+05	1.24E+06
2	4.47E+05	1.09E+06
3	5.64E+05	7.59E+05

6.4 DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZONA DE FORMACIÓN DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Una vez que fueron revisadas las pilas por flexocompresión y cortante, se procede a determinar el acero necesario en la zona donde se espera que se formen las articulaciones plásticas, para que desarrollen una determinada ductilidad, de acuerdo con la metodología propuesta en el capítulo 5.

La ductilidad necesaria en la articulación plástica es un requisito señalado en los códigos que debe cumplirse para distintos estados límite o estados de comportamiento esperado. Así por ejemplo, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008), se establece que, para la condición de falla, una pila debe resistir una ductilidad de desplazamiento de 5.0, mientras que para la condición de servicio se requiere que la pila sea capaz de desarrollar una ductilidad de desplazamiento de 1.5.

En el ejemplo que nos ocupa, se propone, sólo para ilustrar el procedimiento, que todas las pilas del puente cumplan con una ductilidad de 4.0.

6.4.1 Acero en la articulación plástica de la pila 1

Datos:

$b = 1000 \text{ mm}$	$n_{bx} = 8$
$d = 1500 \text{ mm}$	$n_{by} = 13$
$n_b = 38 \text{ varillas}$	$d_{vl} = 31.75 \text{ mm}$
$rec = 50 \text{ mm}$	$d_{vt} = 12.7 \text{ mm}$
$f_{yh} = 420 \text{ Mpa}$	$A_{st} = 126.677 \text{ mm}^2$
$A_s = 791.730 \text{ mm}^2$	

En primer lugar, se encuentra la presión de confinamiento para una ductilidad de 4 con la fórmula 5-33 pues se trata de una columna con sección rectangular.

$$f'_l = \frac{1}{0.4858} \ln\left(\frac{4}{2.0381}\right) = 1.39 \text{ MPa}$$

Se determinan las propiedades de la pila con las fórmulas 5-3 a 5-14. El número de espacios entre varillas en las direcciones x y y son:

$$ncx = (8 - 1) * 2 = 14$$

$$ncy = (13 - 1) * 2 = 24$$

Las distancias libres entre las varillas longitudinales adyacentes en la dirección x y y son:

$$wix = \frac{(1000 - 2 * 50 - 31.75 * 8)}{(8 - 1)} = 92.30 \text{ mm}$$

$$wiy = \frac{(1500 - 2 * 50 - 31.75 * 13)}{(13 - 1)} = 84.27 \text{ mm}$$

La base y la altura de confinamiento de la pila se calculan con:

$$bc = 1000 - 2 * 50 - 12.7 = 887.3 \text{ mm}$$

$$dc = 1500 - 2 * 50 - 12.7 = 1387.3 \text{ mm}$$

El área de concreto confinado es:

$$Acc = 887.3 * 1387.3 = 1230951 \text{ mm}^2$$

Las áreas ineficaces del núcleo de concreto para las direcciones X y Y son:

$$A_{ix} = \frac{92.28571^2}{6 * 1230951} = 0.001153126$$

$$A_{iy} = \frac{84.27083^2}{6 * 1230951} = 0.000961529$$

El porcentaje de acero transversal confinado es:

$$\rho_{cc} = \frac{38 * 791.730}{1230951} = 0.024441$$

Se propone una separación de 200 mm en la región de la articulación plástica. El espaciamiento vertical libre entre estribos es:

$$sp = 200 - 12.7 = 187.3 \text{ mm}$$

El coeficiente efectivo de confinamiento es:

$$k_e = \frac{(1 - 14 * 0.001153126 - 24 * 0.000961529) \left(1 - \frac{187.3}{2 * 887.3}\right) \left(1 - \frac{187.3}{2 * 1387.3}\right)}{1 - 0.024441} = 0.82$$

Se propone: $\beta = \frac{1500}{1000} = 1.5$

Sustituyendo en la ecuación 5-38, se obtiene el área de acero transversal en la dirección x,

$$A_{sx} = \frac{1.387971 * 200}{420 * 0.821438732 \left(\frac{1}{1387.3} + \frac{1.5}{887.3}\right)} = 333.677 \text{ mm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 5-37 se determina el acero necesario en la dirección y

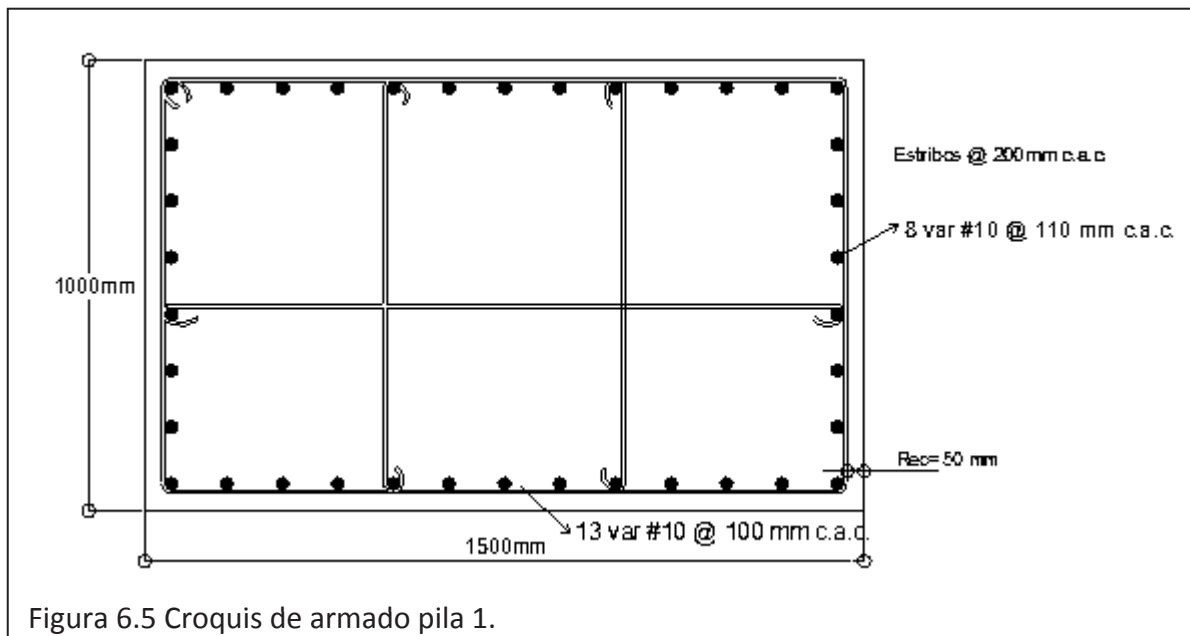
$$A_{sy} = 1.5 * 333.677 = 500.516 \text{ mm}^2$$

Para encontrar el arreglo de estribos se utilizan las formulas 5-39 y 5-40

$$n_{btx} = \frac{333.677}{126.677} = 2.634 \approx 3 \text{ ramas}$$

$$n_{bty} = \frac{500.516}{126.677} = 3.95 \approx 4 \text{ ramas}$$

El arreglo final del acero longitudinal y transversal en la región de la articulación plástica de la pila 1, es el que se muestra en la figura 6.5



6.4.1 Acero en la articulación plástica de la pila 2

Datos:

$b = 1000 \text{ mm}$	$n_{bx} = 10$
$d = 1500 \text{ mm}$	$n_{by} = 14$
$n_b = 44 \text{ varillas}$	$d_{vl} = 25.4 \text{ mm}$
$rec = 50 \text{ mm}$	$d_{vt} = 12.7 \text{ mm}$
$f_{yh} = 420 \text{ Mpa}$	$A_{st} = 126.677 \text{ mm}^2$
$A_s = 506.707 \text{ mm}^2$	

En primer lugar, se encuentra la presión de confinamiento para una ductilidad de 4 con la fórmula 5-33 pues se trata de una columna con sección rectangular.

$$f'_l = \frac{1}{0.4858} * \ln\left(\frac{4}{2.0381}\right) = 1.39 \text{ MPa}$$

Se determinan las propiedades de la pila con las fórmulas 5-3 a 5-14. El número de espacios entre varillas en las direcciones x y y son:

$$n_{cx} = (10 - 1) * 2 = 18$$

$$n_{cy} = (14 - 1) * 2 = 26$$

Las distancias libres entre las varillas longitudinales adyacentes en la dirección x y y son:

$$w_{ix} = \frac{(1000 - 2 * 50 - 25.4 * 10)}{(10 - 1)} = 71.78 \text{ mm}$$

$$w_{iy} = \frac{(1500 - 2 * 50 - 25.4 * 14)}{(14 - 1)} = 81.26 \text{ mm}$$

La base y la altura de confinamiento de la pila se calculan con:

$$b_c = 1000 - 2 * 50 - 12.7 = 887.3 \text{ mm}$$

$$d_c = 1500 - 2 * 50 - 12.7 = 1387.3 \text{ mm}$$

El área de concreto confinado es:

$$A_{cc} = 887.3 * 1387.3 = 1230951 \text{ mm}^2$$

Las áreas ineficaces del núcleo de concreto para las direcciones x y y son:

$$A_{ix} = \frac{71.78^2}{6 * 1230951} = 0.00069757$$

$$A_{iy} = \frac{81.26^2}{6 \cdot 1230951} = 0.000894083$$

El porcentaje de acero transversal confinado es:

$$\rho_{cc} = \frac{44 \cdot 506.707}{1230951} = 0.018112113$$

Se propone una separación de 200 mm en la región de la articulación plástica. El espaciamiento vertical libre entre estribos es:

$$sp = 200 - 12.7 = 187.3 \text{ mm}$$

El coeficiente efectivo de confinamiento es:

$$k_e = \frac{(1 - 18 \cdot 0.00069757 - 26 \cdot 0.000894083) \left(1 - \frac{187.3}{2 \cdot 887.3}\right) \left(1 - \frac{187.3}{2 \cdot 1387.3}\right)}{1 - 0.018112113} = 0.82$$

$$\text{Se propone: } \beta = \frac{1500}{1000} = 1.5$$

Sustituyendo en la ecuación 5-38, se obtiene el área de acero transversal en la dirección x,

$$A_{sx} = \frac{1.387971 \cdot 200}{420 \cdot 0.819047477 \left(\frac{1}{1387.3} + \frac{1.5}{887.3}\right)} = 334.65 \text{ mm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 5-37 se determina el acero necesario en la dirección y

$$A_{sy} = 1.5 \cdot 334.65 = 501.98 \text{ mm}^2$$

Para encontrar el arreglo de estribos se utilizan las formulas 5-39 y 5-40

$$n_{btx} = \frac{334.65}{126.677} = 2.642 \approx 3 \text{ ramas}$$

$$n_{bty} = \frac{501.98}{126.677} = 3.962 \approx 4 \text{ ramas}$$

El arreglo final del acero longitudinal y transversal en la región de la articulación plástica de la pila 2, es el que se muestra en la figura 6.6.

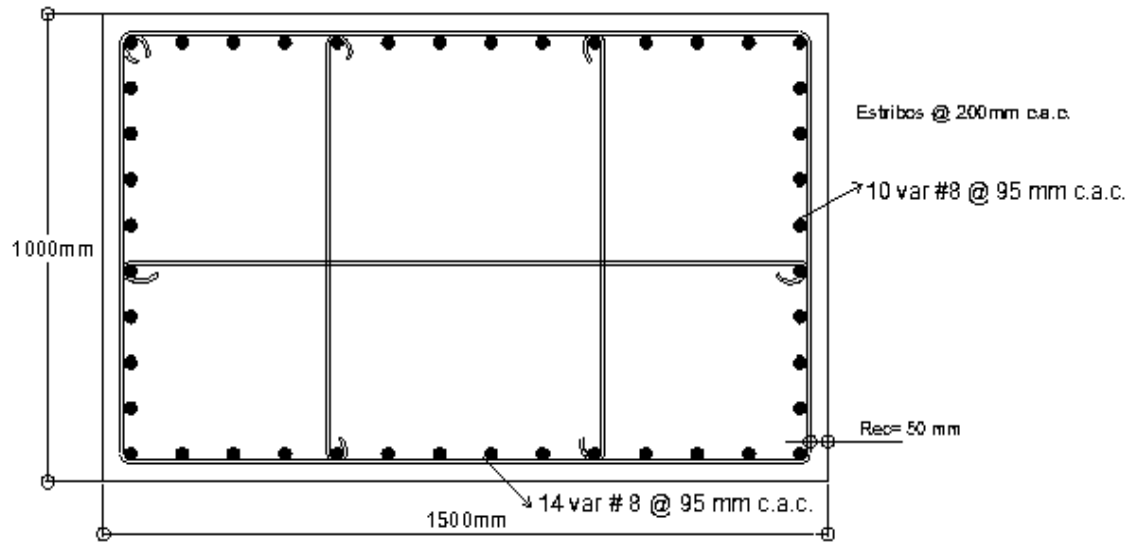


Figura 6.6 Croquis de armado pila 2.

6.4.2 Acero en la articulación plástica de la pila 3

Datos:

$d = 1500 \text{ mm}$	$f_{yh} = 420 \text{ Mpa}$
$nb = 36 \text{ varillas}$	$dvl = 25.4 \text{ mm}$
$rec = 50 \text{ mm}$	$dvt = 12.7 \text{ mm}$
$As = 506.707 \text{ mm}^2$	$Ab = 126.676 \text{ mm}^2$

Como ahora se trata de una sección circular, se encuentra la presión de confinamiento para una ductilidad de 4 con la fórmula 5-33.

$$f'_{cl} = \frac{1}{0.7061} * \ln\left(\frac{4}{1.4003}\right) = 1.486486138 \text{ MP}$$

Se determinan las propiedades de la pila con las fórmulas 5-20 a 5-25. El diámetro de confinamiento de la pila es:

$$ds = 1500 - 2 * 50 - 12.7 = 1387.3 \text{ mm}$$

El área de concreto confinado es:

$$Acc = \frac{\pi * 1387.3^2}{4} = 1511578.318 \text{ mm}^2$$

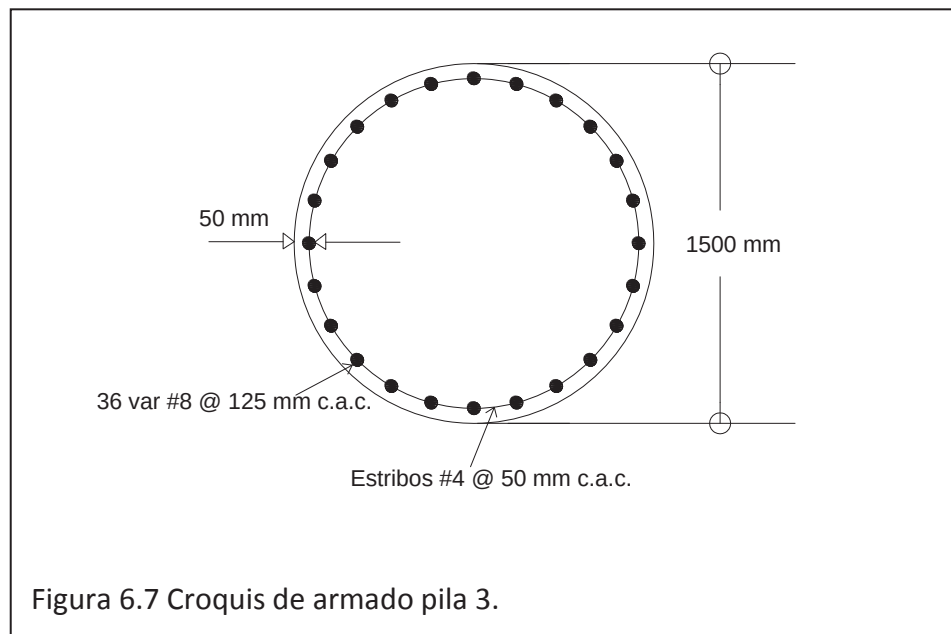
El porcentaje de acero transversal confinado es:

$$\rho_{cc} = \frac{36 * 506.707}{1511578.318} = 0.012067829$$

Sustituyendo la ecuación 5-32 se obtiene la separación de los estribos:

$$s = \frac{\left(1 + \frac{12.7}{2 * 1387.3}\right)}{\frac{1.486486138 * (1 - 0.012067829) * 1387.3}{2 * 126.676 * 420} + \frac{1}{2 * 1387.7}} = 51.499 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

El arreglo final del acero longitudinal y transversal en la región de la articulación plástica de la pila 3, es el que se muestra en la figura 6.6



6.5 COMPARACIÓN DEL ÁREA DE ACERO CON LAS EXPRESIONES DE OTRAS NORMAS.

Se compara el área de acero volumétrico transversal del eje débil de la pila 1 (834.19 mm^2), obtenida con las expresiones propuestas, con la que se obtiene al aplicar las recomendaciones de los reglamentos: ACI, Normas de Nueva Zelanda, AASHTO, ATC, Caltrans y la propuesta por Wehbe et. al.

6.5.1 Normas de Nueva Zelanda

La cantidad de acero volumétrico transversal en el eje débil de la columna, está dado por las siguientes formulas:

$$A_{sh} = 0.3 * s * bc * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (6-1)$$

ó

$$A_{sh} = 0.3 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (6-2)$$

Tomando la mayor de las dos.

Sustituyendo las ecuaciones 6-1 y 6-2 con los datos de la pila 1 se tiene:

$$A_{sh} = 0.3 * 200 * 887.3 * \left(\frac{1500000}{1230951} - 1 \right) * \frac{25}{420} * (0.5 + 1.25 * 0.1) = 432.9 \text{ mm}^2$$

ó

$$A_{sh} = 0.3 * 200 * 887.3 * \frac{25}{420} * (0.5 + 1.25 * 0.1) = 1980.58 \text{ mm}^2$$

Se toma el área de 1980.58 mm² que es 2.3 veces más grande que la obtenida con las expresiones propuestas.

6.5.2 Instituto Americano del Concreto (ACI)

En el reglamento del Instituto Americano del Concreto se requiere un área mínima de acero volumétrico transversal de:

$$A_{sh} = 0.3 * s * bc * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad 6-3$$

o'

$$A_{sh} = 0.09 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad 6-4$$

Sustituyendo las ecuaciones 6-3 y 6-4 con los datos de la pila 1 se tiene:

$$A_{sh} = 0.3 * 200 * 887.3 * \left(\frac{1500000}{1230951} - 1 \right) * \frac{25}{420} = 692.63 \text{ mm}^2$$

ó

$$A_{sh} = 0.09 * 200 * 887.3 * \frac{25}{420} = 950.68 \text{ mm}^2$$

Se toma el área de 950.68 mm² que es 1.14 veces más grande que la obtenida con las expresiones propuestas.

6.5.3 AASHTO

En las normas ASSHTO se requiere un área mínima de acero volumétrico transversal de:

$$A_{sh} = 0.3 * s * bc * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad 6-5$$

o'

$$A_{sh} = 0.12 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad 6-6$$

Sustituyendo las ecuaciones 6-5 y 6-6 con los datos de la pila 1 se tiene:

$$A_{sh} = 0.3 * 200 * 887.3 * \left(\frac{1500000}{1230951} - 1 \right) * \frac{25}{420} = 692.63 \text{ mm}^2$$

ó

$$A_{sh} = 0.12 * 200 * 887.3 * \frac{25}{420} = 1267.57 \text{ mm}^2$$

Se toma el área de 1267.57 mm² que es 1.52 veces más grande que la obtenida con las expresiones propuestas.

6.5.4 Caltrans

En las normas Caltrans se requiere un área mínima de acero volumétrico transversal de:

$$A_{sh} = 0.3 * s * bc * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad 6-7$$

o'

$$A_{sh} = 0.12 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad 6-8$$

Sustituyendo las ecuaciones 6-7 y 6-8 con los datos de la pila 1 se tiene:

$$A_{sh} = 0.3 * 200 * 887.3 * \left(\frac{1500000}{1230951} - 1 \right) * \frac{25}{420} = 692.63 \text{ mm}^2$$

ó

$$A_{sh} = 0.12 * 200 * 887.3 * \frac{25}{420} * (0.5 + 1.25 * 0.1) = 792.23 \text{ mm}^2$$

Se toma el área de 792.23 mm² que es casi igual a la obtenida con las expresiones propuestas.

6.5.5 ATC

En las especificaciones de diseño de puentes usadas por reglamento ACT recomienda un área mínima de acero volumétrico transversal de:

$$A_{sh} = 0.12 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13 * s * bc * (\rho_l - 0.01) \quad 6-9$$

Sustituyendo las ecuaciones 6-9 con los datos de la pila 1 se tiene:

$$A_{sh} = 0.12 * 200 * 887.3 * \frac{25}{420} * (0.5 + 1.25 * 0.1) + 0.13 * 200 * 887.3 * (0.02 - 0.01)$$

$$A_{sh} = 1022.93 \text{ mm}^2$$

El área de acero es 22% más grande que la obtenida con las expresiones propuestas.

6.5.6 Wehbe et. al.

Proponen el cálculo del área de acero volumétrico transversal mediante una ecuación en función de la ductilidad de desplazamiento, la cual es:

$$A_{sh} = 0.1 * \mu_{\Delta} * s * bc * \sqrt{\frac{f'_c}{f'_{ce}}} * \left[0.12 * \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} * \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13 * \left(\left(\rho_l \frac{f_y}{f_{sn}} \right) - 0.01 \right) \right] \quad 6-10$$

Sustituyendo las ecuaciones 6-10 con los datos de la pila 1 para una ductilidad de desplazamiento de 4 se tiene:

$$A_{sh} = 0.1 * 4 * 200 * 887.3 * \sqrt{\frac{25}{27.5}} * \left[0.12 * \frac{27.5}{462} * (0.5 + 1.25 * 0.1) + 0.13 * \left(\left(0.02 \frac{420}{420} \right) - 0.01 \right) \right]$$

$$A_{sh} = 390.13 \text{ mm}^2$$

El área de acero es 47% más pequeña que la obtenida con las expresiones propuestas.

En forma de resumen se presenta la comparación de la expresión propuesta con los resultados obtenidos con las expresiones de los reglamentos en la tabla 6.5.

Tabla 6.5 Comparación de áreas de acero.

Expresión	Ash (mm ²)	Diámetro	s (mm)	% Propuesta
NZ	1980.58	No. 4	84	237
ACI	950.68	No. 4	175	114
AASHTO	1267.57	No. 4	132	152
Caltrans	792.23	No. 4	211	95
ATC	1022.93	No. 4	163	123
Whebe	390.13	No. 4	428	47
Propuesta	834.19	No. 4	200	100

Se observa que la variación en la separación de las varillas es grande. En el caso de las normas de Nueva Zelanda la separación es de 84 mm, mientras que la expresión de Whebe exige una separación de 428 mm. La fórmula propuesta está ubicada en la parte media de los valores de separación. Las expresiones propuestas y la de Whebe son las únicas que están en función de la ductilidad de desplazamiento de la pila.

CONCLUSIONES

Al término de este trabajo de investigación se pueden concluir las siguientes premisas:

1. Para la evaluación de la ductilidad de desplazamiento y curvatura se utilizó el software Respuesta Sísmica de Pilas de Puentes (RSPP). El programa incluye los efectos de deformaciones por flexión, por cortante y por deslizamiento de las varillas debido a la pérdida de adherencia.
2. El programa fue calibrado con los resultados de ensayos de laboratorio y fue utilizado posteriormente para realizar un estudio paramétrico de las variables más importantes que definen la ductilidad de desplazamiento de una pila de concreto reforzado
3. A partir de los resultados del análisis con el programa RSPP, se encontró que el acero transversal es la variable de mayor influencia en la ductilidad de desplazamiento de una pila, independientemente de la geometría, relación de aspecto y relación peralte/ancho.
4. También se observó que el acero longitudinal también tiene un efecto importante en la ductilidad del elemento cuando la cuantía de acero transversal es elevada y la cuantía de acero longitudinal es reducida.
5. Como resultado de las dos conclusiones anteriores, se puede afirmar que la relación entre el acero transversal y el acero longitudinal en la misma sección son un parámetro definitivo en la capacidad de desplazamiento del elemento.
6. Para el cálculo del acero de refuerzo volumétrico transversal para pilas de sección circular se propusieron las siguientes expresiones:

$$f'l = \frac{1}{0.7061} * \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{1.4003}\right)$$

$$s = \frac{\left(1 + \frac{dvt}{2 * ds}\right)}{\frac{f'l * (1 - \rho_{cc}) * ds}{2 * Ab * f_y h} + \frac{1}{2 * ds}}$$

7. Para calcular el acero de refuerzo para pilas de sección rectangular y tipo muro se propusieron las siguientes expresiones:

$$f'l = \frac{1}{0.4858} \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{2.0381}\right) \quad (\text{Sección rectangular})$$

$$f'l = \frac{1}{0.3487} \ln\left(\frac{\mu_{\Delta}}{1.9425}\right) \quad (\text{Sección tipo muro})$$

$$Asx = \frac{f'l * s}{f_y h * k_e \left(\frac{1}{dc} + \frac{\beta}{bc}\right)} \quad (\text{Para ambas secciones})$$

$$Asy = \beta Asx \quad (\text{Para ambas secciones})$$

Se propuso un procedimiento para determinar el área de acero transversal y longitudinal necesario para lograr una ductilidad de desplazamiento determinada y se desarrollo un ejemplo de un puente con columnas circulares y rectangulares.

8. El área de acero volumétrico transversal calculada con las expresiones propuestas es la única que relaciona la ductilidad de desplazamiento de la pila con el acero de refuerzo longitudinal y transversal necesario. Los resultados que se obtienen quedan comprendidos entre los valores que se obtienen con las fórmulas de las normas de diseño de los principales reglamentos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2005), "AASHTO LRFD Bridge design specification", AASHTO.

ATC-40, (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Report No. ATC-40, Applied Technology Council. Redwood City, California.

Chung, Youngsoo et. al. (2004), "Curvature Variation of Earthquake-Experienced Rc Bridge Pier in the Plastic Hinge Region", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada

Chung, Youngsoo et. al. (2001), "Seismic Ductility Evaluation of Large-Scaled Bridge Piers by the Quasi-Static and the Pseudo-Dynamic Test", University, Korea.

CSI, (2009), "SAP2000 Advanced 14.0.0", Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.

FIB, State of the art report, (2004). "Displacement based-seismic design of reinforced concrete buildings". Task Group 7.2. Bulletin 25, ISBN 2-88394-065-7, pp196.

Jara M y Casas J R (2002-a), "Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica", Monografía CIMNE IS-48, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.

Jara, M., Jara, J. M., Álvarez, J. J. (2010), "Procedimientos de evaluación y rehabilitación de pilas de puentes dañadas por sismo", VI Congreso internacional sobre Patología y recuperación de Estructuras, Córdoba Argentina.

Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R., (1988a). "Theoretical stress-strain model for confined concrete". Journal of Structural Engineering. ASCE. Vol. 114, 8, pp. 1804-1826.

Sanders, David et. al. (2005), "Shake Table Testing and Analysis of Two-Column Bents", University of Nevada, Reno.

Shinozuka, M. et. al., "Statistical Analysis of Fragility Curves", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Southern California.