CARACTERIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

por

JAVIER ALEJANDRO DANNA

Ingeniero civil

Tesis presentada como requerimiento parcial

Para acceder al grado académico de

"DOCTOR EN INGENIERÍA"

de la

Universidad Nacional de Tucumán

Instituto de Estructuras "Ing. Arturo M. Guzmán"

Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología

San Miguel de Tucumán

Junio 2017

A mis padres y hermanos...

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de forma directa o indirecta en este desafiante camino. En especial:

A mi abuelo Francisco que está presente de miles de formas; aún recojo los frutos de sus buenas obras. A Rosario, Blanca y Víctor por sus palabras, compañía, colaboración y cariño.

A mis hermanos y a mi cuñado Carlos, por acompañarme y ser mi sustento moral y emocional. Gracias por creer en mí y ayudarme a no perder de vista el objetivo principal.

A mis padres, a quienes considero el ejemplo más claro de solidaridad y entrega. Por sacrificarse por mi futuro incluso a costas de su bienestar. Por inculcarme valentía, responsabilidad, fuerza de voluntad, constancia y dedicación. Gracias por la vida y por la libertad para vivirla.

A Victoria mi compañera en este viaje, por hacer mejor mi vida. Por su apoyo emocional, fortaleza y cariño.

Al resto de mi familia, por su cariño, contención y por todas esas reuniones inolvidables. En especial mi tía Antonia y mi tío Francisco, quienes ayudaron a fortalecer los conceptos que forjaron mi carrera. Sin su colaboración, no hubiera llegado a esta instancia.

Al Dr. Gustavo Pérez, director de esta tesis, por su constante motivación, interés, y buena predisposición. Valoro cada una de las horas de trabajo y dedicación a este proyecto. Por haberme inculcado algunos de sus innumerables conocimientos y experiencias.

A la Dra. Bibiana Luccioni, Directora Académica del Doctorado. Por su ayuda, comprensión y orientación en las etapas académicas.

A Oscar Dip, Abel Jacinto, Andrés Islas y Daniela Scotta, quienes suministraron información indispensable para realizar este trabajo.

A los compañeros de mi promoción, de promociones anteriores y posteriores por su amistad e inspiración: Nicolás Labanda, Martin Almenar, Exequiel Santucho, Esteban Torres, José Méndez, Javier Lucero, Agustín Demagistri, Matías Hurst, Marcos Geréz, Luis Álvarez, Luciana Argañaraz y Fabián Fiengo. En especial a Alejandra Daziano, José Saracho y Pablo Barlek con quienes tuve enriquecedoras charlas relacionadas con este trabajo.

A todos los demás miembros del Instituto de Estructuras.

Al CONICET, CIUNT y la ANPCyT por proveerme los recursos económicos para realizar el postgrado.

A todos, MUCHAS GRACIAS!!!!!

RESUMEN

En esta tesis se propone un nuevo método de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes, que incluye conceptos recientemente incorporados en ingeniería sísmica. Para determinar las demandas sísmicas del puente, se emplea un método analítico aproximado basado en el análisis en la historia de tiempo lineal. Se incorpora un procedimiento de selección de acelerogramas, para obtener un conjunto de registros y desarrollar análisis dinámicos. Se parte de una base de datos de registros extensa, compuesta de registros de movimientos naturales y artificiales. Los naturales provienen de eventos sísmicos reales y los artificiales, de procedimientos analíticos. Otro aspecto destacable del método propuesto es la definición de niveles de daño e intervalos de validez, basados en una conjunción de resultados experimentales, numéricos y teóricos. En la literatura se puede consultar una gran cantidad de niveles de performance dados por diversos autores. Sin embargo, estos estados límite sólo son válidos para ciertos tipos de materiales y niveles de armado y no son aplicables directamente en todos los casos. Se propone un procedimiento que incluye el desarrollo de una serie de ensayos numéricos para evaluar la influencia de dos parámetros en los estados límites ligero, moderado, extensivo y completo. Las variables analizadas son: la cuantía de refuerzo transversal y la altura de columnas.

Según el procedimiento propuesto, se introducen en los resultados de los análisis lineales factores de escalamiento, para tener en cuenta la no-linealidad material, la redistribución de esfuerzos dentro de la estructura, la degradación de la resistencia y la influencia de los modos de vibración superiores. Además, el método posee ventajas como: la facilidad del modelado, el

bajo costo computacional y que todos los componentes de la estructura influyen en la respuesta sísmica.

Se desarrollan modelos 3-D detallados de un puente usando el método de los elementos finitos. Se utilizan diversos programas computacionales, comparando ventajas y desventajas de cada uno.

Los resultados del procedimiento propuesto en esta tesis, comparados con los de otros trabajos similares, muestran las capacidades de un método superior. La eficiencia es probada a través de una serie de ejemplos, en los que se compara la velocidad de análisis y la precisión del cálculo.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica de Puentes, Acelerogramas, Estados límite, Análisis lineal, Elementos finitos.

ABSTRACT

This thesis proposes a new method for bridge seismic vulnerability assessment that includes concepts recently incorporated in seismic engineering. An approximate analytical approach based on linear time history analysis is used, as basis to determine the bridge seismic demands. A procedure of selection of accelerograms is included, to obtain a set of records and to develop seismic analysis. The authors start from an extensive database with natural and artificial records. The natural records came from actual seismic events and the artificial ones, from analytical procedures.

Another key aspect of the proposed method is the definition of damage levels and validity intervals, based on the conjunction of the data obtained from numerical, theoretical and experimental programs. A great number of performance levels given by several authors, in the literature can be found. Nevertheless, these limit states are only valid for certain materials and structural configurations, and are not directly applicable in all cases. A procedure that includes developing a series of numerical tests is proposed. The influence of two variables in the limit states slight, moderate, extensive and complete is evaluated. The main testing variables include transverse steel detailing and height of column.

According to the proposed procedure, scale up factors are introduced in the results of the linear models to take into account material non-linearity. In addition, forces redistribution, strength degradation and the higher modes influence were considered. Furthermore, the method presents

advantages such as, facility of modeling, low computational cost and that all the bridge components influence the seismic response.

Detailed 3-D analytical models using finite element programs are developed. Various computational programs are used, comparing advantages and disadvantages of each one. The results of the method proposed in this thesis, compared with those of other similar works, show the capacities a high-level method. The efficiency is proved throughout a set of examples in which two factors are compared, the speed of analysis and the accuracy of calculus.

Keywords: Seismic Vulnerability, Accelerograms, Limit States, Linear time history analysis, Finite elements models

NOTACIÓN

- a: ordenada al origen de la recta de regresión
- a_0 : Frecuencia adimensional de la estructura
- A_b : Área de la barra empalmada
- A_e : Área de corte efectiva
- A_g : Área de la sección transversal llena de la columna
- A_p : Área de la sección transversal del pilote
- A_{tr} : Área de armadura en espiral perpendicular a las potenciales fisuras
- B: Ancho del tablero del puente
- \boldsymbol{B}^{T} : Matriz derivada de las funciones de interpolación de fuerzas
- b_d : Ancho de los diafragmas del tablero del puente
- b_{vc} : Ancho de viga cabezal
- b_{LS} : Coeficiente de demanda sísmica en el plafón del espectro
- b_{l} : Pendiente de la recta de regresión
- B_s , B_L : Factores de reducción por amortiguamiento sísmico para el método D1
- C: Matriz de amortiguamiento de la estructura
- c: Profundidad de la zona de compresión
- Ca: Parámetro característico del espectro de diseño

 C_v : Pseudoaceleración del espectro elástico para el período T=1.0 seg del sismo considerado

 c_0 : Recubrimiento de hormigón

 c_{ξ} : Coeficiente de amortiguamiento interno del pilote o grupo de pilotes

 $c_{xx, zz, \psi\psi, tt}$: Amortiguamiento de un pilote para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $c_{xg, zg, \psi g, tg}$: Amortiguamiento del grupo de pilotes para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $c_x^c, c_z^c, c_{\psi}^c, c_t^c$: Amortiguamiento del cabezal de los pilotes para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $C_{XT}, C_{ZT}, C_{\psi T}, C_{TT}$: Amortiguamiento total del grupo de pilotes y cabezal para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

- D: Diámetro de la columna
- d_{bl}: Diámetro de las barras de acero de refuerzo longitudinal
- D_p : Diámetro del núcleo de la columna

 E_c : Módulo de elasticidad del hormigón

- E_s: Módulo de elasticidad del acero
- $E_p I_p$: Rigidez flexional del pilote

F: Fuerza efectiva que actúa sobre el puente

 f'_c : Resistencia a la compresión promedio del hormigón

 f'_{cc} : Resistencia a la compresión promedio del hormigón confinado

- f_{vh} : Tensión de fluencia de las barras de refuerzo transversal
- f_y : Tensión de fluencia del acero de las barras longitudinales
- $f_{ii,i}$: Factores propuestos por Novak para el cálculo de las rigideces y amortiguamientos
- F_{y} : Fuerza de fluencia sumando las resistencias al corte de todas las columnas

 G_s : Módulo de corte del suelo

h: Profundidad de empotramiento del cabezal del pilote

H: Altura de pila o columna

Hae: Capacidad de carga de apoyos deslizantes compuestos de neopreno armado

 h_d : Altura de los diafragmas del tablero del puente

H_m Capacidad de carga de las ménsulas de hormigón armado

 $H_n^{(2)}$: Funciones de Hankel de segundo tipo de orden n

 h_{neop} : Altura de los aparatos de apoyo de neopreno

 h_{vc} : Altura de viga cabezal

*I*_{gross}: Momento de inercia de la sección llena

Iy, Iz: Momento de inercia ortogonal de la sección transversal de columnas

J: Momento de inercia torsional de la sección transversal de columnas

 k_e : Matriz de rigidez de un elemento

 K_s : Matriz de rigidez global de la estructura

 k_1 : Rigidez de la estructura antes de la fluencia

 k_2 : Rigidez posfluencia

 k_{1f}, k_{2f}, k_{3f} : Constantes de confinamiento transversal

 k_s : Constante del acero

 k_{tr} : Confinamiento dado por la armadura transversal

 $k_{xx, zz, \psi\psi, tt}$: Rigidez de un pilote para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $k_{xg, zg, \psi g, tg}$: Rigidez del grupo de pilotes para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $k_x^c, k_z^c, k_{\psi}^c, k_t^c$: Rigidez del cabezal de los pilotes para translación horizontal, vertical, rotacional y torsional

 $K_{XT}, K_{ZT}, K_{\psi T}, K_{TT}$: Rigidez total del grupo de pilotes y cabezal para translación horizontal,

vertical, rotacional y torsional

L: Distancia entre juntas del tablero

 L_a : Longitud de anclaje del refuerzo longitudinal

 L_C : Longitud desde la sección crítica al punto de contraflecha en el miembro

L_P: Longitud de la rótula plástica

L_{Pte}: Longitud del puente

 l_{sg} : Longitud de galgas extensiométricas (strain-gauge)

L_{SP}: Longitud de penetración de deformaciones en la rótula plástica

Ltra: Longitud del tramo mayor del tablero

 L_{vc} : Longitud de viga cabezal

 M_N : Momento nominal

M: Matriz de masas concentradas

 m_e : Matriz de masa de un elemento

 m_p : Masa por unidad de longitud de un pilote

nape: Número de apoyos de neopreno

 n_{col} : Número de columnas por pila del puente

 n_d : Número de diafragmas

 n_{ne} : Número de placas de neopreno por estribo

 n_{npli} : Número de placas de neopreno por pila

 n_{pil} : Número de pilas

 n_{tra} : Número de tramos del tablero

 n_v : Número de vigas del tablero

P: Fuerza axial de la sección

P*: Relación de carga axial

 r_{ad} : Relación de desplazamientos en pilas y estribos

 r_{bf} : Relación de fuerzas en apoyos de pilas y estribos

 r_{canc} : Relación de longitud de anclaje

 r_{cc} : Relación de confinamiento transversal

 r_{cs} : Relación de empalmes de armadura longitudinal

 r_{cv} : Índice de vulnerabilidad basado en el corte

 r_{ec} : Indicador de ductilidad

 r_m : Cociente entre las masas específicas del suelo y del pilote

 r_v : Relación entre las velocidades de la onda de corte en el suelo y la del pilote

 r_{λ} : Cociente entre la longitud del pilote y su radio

- r_p : Relación entre la carga estática del pilote y la carga de pandeo de Euler
- r_{0p} : Radio efectivo de un pilote
- r_{0eq} : Radio equivalente del cabezal de pilotes
- r_{μ} : Relación de ductilidad
- R_{fl} : Resistencia a la flexión de una columna empotrada en la base
- R_{sh} : Resistencia al corte de una columna
- *R*: Factor de reducción dado por el reglamento Cirsoc 103.
- s: Separación de estribos en espiral
- S_C : Mediana de la capacidad en el modelo de demanda sísmica probabilista
- S_D : Mediana de la demanda en el modelo de demanda sísmica probabilista
- s_p : Separación entre pilotes
- $\{S_{in}\}$: Vector de esfuerzos internos

 $S_{u1} y S_{u2}$: Funciones de la frecuencia adimensional

 T_n : Periodo de vibración fundamental

u(z, t): Desplazamiento horizontal complejo del pilote en la dirección horizontal

- V: Fuerza lateral horizontal aplicada en la cabeza de la columna
- V_b : es la fuerza sísmica que actúa sobre el apoyo
- V_c: Contribución del hormigón a la Resistencia al corte
- V_P: Contribución de la carga axial a la Resistencia al corte
- V_s: Contribución de las barras de refuerzo a la Resistencia al corte
- V_{so} : Velocidad de la onda de corte del suelo
- V_{sp} : Velocidad de la onda de corte del pilote
- V_{ss} : Velocidad de la onda de corte del suelo
- W_s : Peso total de la estructura
- w_i: Factores de peso de la integración numérica
- $\{x\}$: Vector columna de los desplazamientos de los nodos relativos al movimiento del terreno
- $\{\dot{x}\},\{\ddot{x}\}$: Vector de velocidad y aceleraciones integrado respecto del tiempo
- $\ddot{x}_q(t)$: Aceleración del terreno en función del tiempo

Símbolos griegos

- α : Factor dependiente de la relación de aspecto
- α_{ob} : Ángulo de oblicuidad o esviaje
- α_{ix} : Factor de interacción de desplazamiento para un pilote de referencia dentro de un grupo
- α_k Factor de que depende de la relación de rigidez (*EI/EI*_{gross})
- α_{ω} : Coeficiente de combinación lineal proporcional a la masa de amortiguamiento de Rayleigh
- β : Constante dependiente de la cuantía de refuerzo longitudinal
- β_{C} : Desviación estándar logarítmica de la capacidad
- $\beta_{D|IM}$: Desviación estándar logarítmica de la demanda
- β_{ω} : Coeficiente proporcional a la rigidez de amortiguamiento de Rayleigh
- γ : Modo de ductilidad
- γ_{cd} : Peso unitario de la carpeta de desgaste

 γ_{ha} : Peso unitario del hormigón armado

- γ_{hs} : Peso unitario del hormigón simple
- γ_R : Factor de riesgo del reglamento Cirsoc 103

 γ_{so} : Peso unitario del suelo de fundación

 Δ_s/H : Distorsión de piso en el instante de la falla al corte

 Δ_t : Tamaño del paso de tiempo para el análisis en la historia de tiempo

 Δ_u : Desplazamiento último de la estructura

 Δ_{ν} : Desplazamiento de fluencia

- ε_c : Deformación del hormigón
- ε_s : Deformación del acero de refuerzo

 ε_{cD} : Deformación para el límite de control de daño en la fibra extrema comprimida del hormigón

 ε_{sD} : Deformación para el límite de control de daño en la barra de acero más traccionada

 ε_{su} : Deformación para la tensión última en barras de acero

 ε_v : Deformación para la primera fluencia de las barras de refuerzo

 θ_u : Rotación última

 θ_{v} : Rotación de fluencia

ı: Matriz de influencia en la ecuación del movimiento

 μ_{Δ} : Ductilidad de desplazamiento

 μ_{θ} : Ductilidad rotacional

 μ_{ϕ} : Ductilidad de curvatura

- ν : Tensión de corte nominal
- v_P : Relación de Poisson del pilote
- v_s : Módulo de Poisson del suelo
- ξ_{eff} : Relación de amortiguamiento viscoso efectivo

- $\xi_{n, m}$: Relación de amortiguamiento del primer y último modo significativo
- ρ_l : Cuantía de refuerzo longitudinal
- ρ_T : Distorsión de piso de la columna
- ρ_v : Cuantía de refuerzo transversal volumétrica
- ς: Ángulo entre el reticulado de compresión y el eje del miembro en el diseño de corte
- τ : Ángulo promedio de la fisura de corte respecto del eje longitudinal
- ϕ [.]: Operador de la función de distribución normal estándar acumulada
- ϕ_{exp} : Curvatura registrada en programa experimental
- ϕ_u : Curvatura última
- ϕ_y : Curvatura de fluencia
- ψ : Relación de rigidez (*EI/EI*_{gross})
- $\omega_{n, m}$: Frecuencia natural de vibraciones del primer y último modo significativo
- ω_p : Frecuencia circular del sistema suelo-pilote
- ϑ : Proficiencia

ABREVIACIONES

| AHTNL | Análisis en la historia de tiempo no-lineal |
|-------|---|
| CCBE | Columnas circulares de base empotrada |
| IA | Intensidad de Arias |
| IFFD | Índice de falla frágil-dúctil |
| IH | Intensidad de Housner |
| MEVUS | Método de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes |
| MDSP | Modelo de demanda sísmica probabilista |
| MI | Medidas de intensidad |
| NM | Newton-Modificado |
| NR | Newton-Rapson |
| PGA | Aceleración pico del terreno |
| PGD | Desplazamiento pico del terreno |
| PGV | Velocidad pico del terreno |

ÍNDICE

| AGRADECIMIENTOS | II |
|------------------------------|------|
| RESUMEN | IV |
| ABSTRACT | VI |
| NOTACIÓN | VIII |
| ABREVIACIONES | XVI |
| ÍNDICE | XVII |
| LISTA DE FIGURAS | XXIV |
| LISTA DE TABLAS | XXIX |
| CAPITULO I | 1 |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 Descripción del problema | 1 |
| 1.2 Objetivos Generales | |
| 1.3 Objetivos específicos | |
| 1.4 Resumen de la Tesis | |

| CAPÍTULO II | 5 |
|---|---|
| REVISIÓN DE MÉTODOS DE VULNERABILIDAD | 5 |
| 2.1 Introducción | |
| 2.2 Métodos Clásicos | 5 |
| 2.2.1 Daños sísmicos verificados en puentes | |
| 2.2.2 Métodos clasificados en orden de complejidad | |
| 2.2.3 Método de índices | |
| 2.2.4 Método C de capacidad de componentes | |
| 2.2.5 Método del espectro de capacidad (D1) | |
| 2.2.6 Método pushover (D2) | |
| 2.2.7 Método del Análisis en la historia de tiempo (E) | |
| 2.3 Métodos Modernos | |
| 2.3.1 Análisis dinámico incremental (IDA) | |
| 2.3.2 Análisis pushover multimodal (MPA) | |
| 2.3.3 Diseño directo basado en desplazamientos | |
| 2.3.4 Análisis en la historia de tiempo no-lineal (AHTNL) | |
| 2.4 Curvas de Fragilidad | |
| 2.4.1 Usos de curvas de fragilidad | |
| CAPÍTULO III | |
| ACCIÓN SÍSMICA | |
| 3.1 Introducción | |
| 3.2 Origen de los sismos | |
| 3.3 Normativas | |
| 3.4 Recopilación de registros reales | |
| 3.4.1 Zonas con características sismo-genéticas similares | |
| 3.4.2 Sismos locales | |
| 3.5 Generación de acelerogramas | |
| 3.5.1 Acelerogramas sintéticos | |

| 3.5.2 Acelerogramas artificiales | |
|--|----|
| 3.6 Medidas de intensidad sísmica | |
| 3.6.1 Medidas de intensidad Óptimas | |
| 3.7 Criterios de Selección de acelerogramas | |
| 3.7.1 Criterio propuesto | |
| 3.8 Espectros de distintas recurrencias | |
| CAPITULO IV | |
| MODELOS DE DAÑO | |
| 4.1 Introducción | |
| 4.2 Definiciones de niveles de daño simples | |
| 4.2.1 Ductilidad de curvatura | |
| 4.2.2 Ductilidad de desplazamiento | |
| 4.2.3 Ductilidad Rotacional | |
| 4.2.4 Distorsión de piso | |
| 4.2.5 Deformación en las fibras de Hormigón y Acero | |
| 4.2.6 Distorsión de Corte | |
| 4.3 Definiciones de niveles de daño compuestas | 55 |
| 4.4 Usos y costumbres de los niveles de daño | |
| 4.4.1 Modos de falla | |
| 4.5 Estados límite experimentales | 59 |
| 4.5.1 Columnas de puentes de hormigón con alto confinamiento | 59 |
| 4.5.2 Columnas de puentes de hormigón con bajo confinamiento | |
| 4.5.3 Resumen de resultados experimentales | |
| 4.6 Estados límite numéricos | |
| 4.6.1 Columnas tipo | |
| 4.6.2 Modelado de columnas | |
| 4.6.3 Validación | |
| 4.6.4 Resultados del programa numérico | |
| 4.7 Metodología propuesta | |

| 4.8 Aplicación de la metodología | |
|---|-----|
| 4.8.1 Columnas tipo I | |
| 4.8.2 Columnas tipo II | |
| CAPITULO V | |
| MODELOS NUMERICOS | |
| 5.1 Introducción | |
| 5.2 Descripción de la metodología | 80 |
| 5.2.1 Método de los elementos finitos | |
| 5.3 Programas de cálculo | |
| 5.3.1 Selección del programa adecuado | |
| 5.3.2 Introducción al programa SAP2000 | |
| 5.3.3 Introducción al programa OpenSees | 85 |
| 5.3.4 Programas basados en el software OpenSees | 86 |
| 5.3.5 Programas alternativos | |
| 5.3.6 Programas complementarios | |
| 5.4 Descripción del puente | |
| 5.5 Modelado con SAP2000 y OPEN-SEES | |
| 5.5.1 OpenSees | |
| 5.5.2 SAP2000 | |
| CAPÍTULO VI | |
| MÉTODO PROPUESTO | |
| 6.1 Introducción | 103 |
| 6.2 Descripción | |
| 6.2.1 Determinación de la demanda | 105 |
| 6.2.2 Determinación de la capacidad | 106 |
| 6.3 Análisis de componentes | |
| 6.3.1 Procesamiento de señal | 109 |
| 6.4 Degradación de rigidez | |

| 6.5 Regla de iguales desplazamientos | |
|--|----------|
| 6.5.1 Columna | 115 |
| 6.5.2 Puente | 119 |
| 6.5.3 Análisis sísmicos | 120 |
| 6.6 Comparaciones entre métodos | 123 |
| CAPITULO VII | |
| EJEMPLOS DE APLICACIÓN | |
| 7.1 Introducción | 125 |
| 7.2 Métodos Existentes | 126 |
| 7.2.1 Método C | 127 |
| 7.2.2 Método D1 | 128 |
| 7.2.3 Método D2 | |
| 7.2.4 Método E | |
| 7.3 Aplicación del método F | |
| 7.4 Curvas de Fragilidad | |
| 7.4.1 Curvas de Fragilidad con los métodos E y F | 137 |
| 7.4.2 Determinación de las medidas de intensidad | |
| 7.5 Comparaciones entre métodos | |
| 7.5.1 Comparación entre F y D2 | |
| 7.5.2 Comparación entre E y F | |
| CAPÍTULO VIII | 146 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUT | UROS 146 |
| REFERENCIAS | |
| APÉNDICE A | |
| SUBRUTINAS PARA PROCEDIMIENTOS ITERATIVOS | |
| A.1 Introducción | 165 |
| A.2 Generador de modelos en OpenSees | |

| A.3 Respuesta máxima en OpenSees | |
|--|--|
| A.4 Procesamiento de acelerogramas | |
| A.5 Generador de espectros del reglamento | |
| A.6 Modificador de número de columnas | |
| A.7 Cálculo de la intensidad de Arias | |
| A.8 Extracción sismos | |
| A.9 Método D1 | |
| APÉNDICE B | |
| MEDIDAS DE INTENSIDAD | |
| B.1 Parámetros de movimientos fuertes | |
| APÉNDICE C | |
| MÉTODOS DE VULNERABILIDAD | |
| C.1 Introducción | |
| C.2 Descripción del método C | |
| C.3 Descripción del método D1 | |
| C.4 Descripción del método D2 | |
| C.5 Descripción del método E | |
| C.5.1 Modelo matemático | |
| C.5.2 No-linealidad material | |
| C.5.3 Resolución de la ecuación | |
| C.5.4 Acelerogramas | |
| C.6 Curvas de Fragilidad | |
| C.6.1 Modelos de demanda sísmica probabilista. | |
| C.6.2 Pasos para identificar clases de puentes | |
| APÉNDICE D | |
| INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA | |
| D.1 Marco Teórico | |
| D.2 Procedimiento de cálculo | |
| D.2.1 Vibraciones Horizontales | |

| D.2.2 Vibraciones verticales | |
|---|--|
| D.2.3 Vibraciones de balanceo | |
| D.2.4 Vibraciones torsionales | |
| D.3 Ejemplo | |
| APÉNDICE E | |
| MODELADO DE COLUMNAS | |
| E.1 Introducción | |
| E.1.1 Modelo lineal | |
| E.1.2 Modelo no-lineal | |
| E.1.3 Modelo con degradación | |
| E.2 Elemento viga-columna no-lineal | |
| E.3 Desarrollo del modelo de corte | |
| E.4 Resistencia al corte y a la flexión | |
| E.5 Parámetros de la columna | |
| E.6 Parámetros de demanda | |
| APÉNDICE F | |
| AMORTIGUAMIENTO | |
| F.1 Definición | |
| F.2 Tipos de amortiguamientos | |
| F.3 Ejemplos prácticos | |
| F.3.1 Método de Optimización | |
| F.4 Resumen | |

LISTA DE FIGURAS

Cuerpo de Tesis

| Figura 2.1. Curva de capacidad idealizada |
|---|
| Figura 2.2. Espectro de capacidad simplificado13 |
| Figura 2.3. Procedimiento del método D2 "pushover" 14 |
| Figura 3.1. Tectónica de placas y fallas en la corteza terrestre (Kramer, 1996)27 |
| Figura 3.2. Registro Las Heras del terremoto de Mendoza, 1985 (Moller, 2012)31 |
| Figura 3.3. Acelerogramas del Sismo del 21/02/2011 - Estación BUR. Tucumán |
| Figura 3.4. Acelerograma Nº13, generado con el modelo de (Dip, et al., 2006)35 |
| Figura 3.5. Espectros de Pseudo-aceleraciones para 50 acelerogramas generados |
| Figura 3.6. Frecuencia vs PGA de acelerogramas generados |
| Figura 3.7. Espectro de pseudoaceleraciones original y generado |
| Figura 3.8. Acelerogramas original y ajustado |
| Figura 3.9. Espectro del reglamento y los límites de 80% y 120% 44 |
| Figura 3.10. Zona Sísmica 2, tipo de suelo 2. Espectros compatibles y espectro promedio 45 |
| Figura 3.11. Espectros de pseudo-aceleraciones obtenidos para los sismos de 100, 475 y 1000 |
| años de periodo de retorno, para tipo espectral 2 y zona sísmica 2 |
| Figura 4.1. Modos de falla última (Park, et al., 1985) |
| Figura 4.2. Configuración del ensayo experimental (Lehman & Moehle, 1998) 60 |

| Figura 4.3. Patrón de fisuración para la columna ColNo407 (Lehman & Moehle, 1998) 61 |
|---|
| Figura 4.4. Respuesta Fuerza-Desplazamiento Columna 407 (Lehman & Moehle, 1998) 62 |
| Figura 4.5. Estado de Daño Columna ColNo1015 (Lehman & Moehle, 1998)63 |
| Figura 4.6. Respuesta experimental Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la cabeza de columna |
| TGO415 (Goodnight, et al., 2014) |
| Figura 4.7. Curva de Histéresis de la columna TAR425 (Armadá, 2010) |
| Figura 4.8. Modelo numérico de flexión70 |
| Figura 4.9. Modelo numérico de corte |
| Figura 4.10. Columnas dúctiles. Desplazamientos - Fuerza Efectiva Columna ColNo415 |
| (Lehman & Moehle, 1998)71 |
| Figura 4.11. Columnas frágiles. Desplazamientos - Fuerza Efectiva Columna S1015 (Ranf, et |
| al., 2005) |
| Figura 4.12. Columna T1-Cl415. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo74 |
| Figura 4.13. Columna T2-Cl002. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo74 |
| Figura 4.14. Relación entre Altura y estados límite para columnas dúctiles |
| Figura 4.15. Relación entre el refuerzo transversal y los estados límite para columnas frágiles |
| |
| Figura 5.1. Ingresos de datos de las secciones de vigas del tablero |
| Figura 5.2. Esquema del puente modelado |
| Figura 5.3. Modelo tensión-deformación del hormigón confinado en compresión (Mander, et |
| al., 1988) |
| Figura 5.4. Modelo de acero utilizado para las barras longitudinales (Menegotto & Pinto, 1973) |
| |
| Figura 5.5. Esquema de interacción suelo-pila |
| Figura 5.6. Estribo tipo asiento simple (Suescun, 2010) |

| Figura 5.7. Esquema del estribo con sus correspondientes condiciones de borde |
|---|
| Figura 5.8. Esquema de distribución de masas de la estructura |
| Figura 5.9. Esquema del modelo numérico del puente |
| Figura 5.10. Modelo de comportamiento de las rótulas plásticas |
| Figura 5.11. Modelo de comportamiento de los apoyos de neopreno |
| Figura 5.12. Diagrama momento-curvatura de la sección de las columnas de H°. Captura de |
| pantalla del programa |
| Figura 5.13. Esquema del modelo del puente en SAP2000 102 |
| Figura 6.1. Esquema de pila del puente analizada en ambas direcciones ortogonales 106 |
| Figura 6.2. Diagrama de Flujo del método F 107 |
| Figura 6.3. Esquema de individualización de la columna del puente |
| Figura 6.4. Aplicación de la secuencia propuesta de la columna sometida al sismo 40 110 |
| Figura 6.5. Respuesta Fuerza-Desplazamiento de (a) una columna de Hormigón Armado |
| convencional y (b) columna con encamisado de acero (Lehman & Moehle, 1998)112 |
| Figura 6.6. Fuerza-Desplazamiento, columna dúctil. ZS 4, Sismo40113 |
| Figura 6.7. Fuerza-Desplazamiento, columna frágil. Zona sísmica 4, Sismo 40 113 |
| Figura 6.8. Cociente desplazamiento lineal y no-lineal para distintos modelos de histéresis |
| (Priestley <i>et al</i> , 2007) |
| Figura 6.9. Esquema de columna empotrada en su base sometida a carga horizontal cíclica 116 |
| Figura 6.10. Rigidez del modelo lineal: 6000 kN/m, Periodo: 0.68 s. Rigidez del modelo no- |
| lineal: 4571 kN/m, Periodo: 0.60 s 117 |
| Figura 6.11. Desplazamientos en función del tiempo 118 |
| Figura 6.12. Momentos flectores en función del tiempo118 |
| Figura 6.13. Esquema del modelo numérico del puente |
| Figura 6.14. Distribución de aceleraciones pico y la IH |

| Figura 6.15. Cociente entre Esfuerzos de Corte para los modelos lineal y no-lineal del puente |
|--|
| completo, expresados en función de la intensidad de Housner |
| Figura 7.1. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 4 |
| Figura 7.2. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 3 |
| Figura 7.3. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 2 |
| Figura 7.4. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 1 |
| Figura 7.5. Diagrama Fuerza-Desplazamiento del pórtico en la dirección longitudinal 133 |
| Figura 7.6. Desplazamientos en la cabeza de una pila en la dirección longitudinal del puente |
| sometido al sismo 40. Método E |
| Figura 7.7. Modelo de demanda sísmica probabilista para la ductilidad de curvatura en la |
| dirección x |
| Figura 7.8. Curvas de fragilidad de ductilidad de curvatura de columnas del puente para los tres |
| estados de daño: ligero, moderado y completo; en la dirección x. Método E 138 |
| Figura 7.9. Curvas de fragilidad de ductilidad de curvaturas de columnas del puente para los |
| tres estados de daño: ligero, extensivo y completo; en la dirección x. Método F 139 |
| Figura 7.10. Ductilidad de Curvatura versus IA |
| Figura 7.11. Ductilidad de Curvatura versus PGA140 |
| Figura 7.12. Ductilidad de Curvatura versus PGV/PGA |
| Figura 7.13. Ductilidad de Curvatura versus IH |

Apéndices

Apéndice C

| Figura C. 1. Longitud de soporte mínima requerida (Méndez, 2012) | 186 |
|---|-----|
| | |
| Figura C. 2. Tramos de la superestructura. (a) Estribos. (b) Pilas (Méndez, 2012) | 186 |

| Figura C. 3. Efectividad del anclaje de las barras transversales en función del indicador de |
|---|
| ductilidad (Apéndice D del manual FHWA, 2006)190 |
| Figura C. 4. Ángulo de la fisura de corte (τ) utilizado en el cálculo de la resistencia que provee |
| el acero (Priestley, Seible y Calvi, 1996) |
| Figura C. 5. Diagrama de interacción de la columna191 |
| Figura C. 6. Función de densidad de probabilidad para la Altura Máxima de Pilas en todas las |
| clases de Puentes (Saracho, et al., 2014) |
| Apéndice D |
| Figura D. 1. Desplazamientos y reacciones del pilote |
| Figura D. 2. Dimensiones de las fundaciones de las pilas (Novak, 1974) |
| Figura D. 3. Torsión de la pila vertical y rotación |
| Apéndice E |
| Figura E. 1. Relación de Rigidez efectiva para Columnas de Puente de sección circular |
| Priestley, et al. (2007) |
| Figura E. 2. Puntos de control en la sección del hormigón y el acero |
| Figura E. 3. Deformaciones en el hormigón y acero. Posiciones del eje neutro |
| Figura E. 4. Desplazamientos libres versus Fuerza lateral |
| Figura E. 5. Momento flector versus desplazamientos |
| Figura E. 6. Fuerzas versus curvaturas |
| Figura E. 7. Deformación en el acero (m/m) versus Fuerzas (kN) 226 |
| Figura E. 8. Deformación en el hormigón (m/m) versus Fuerzas (kN) |
| Figura E. 9. Tensión versus deformación en las fibras de hormigón |
| Figura E. 10. Tensión versus deformación en las barras de acero |

LISTA DE TABLAS

Cuerpo de Tesis

| Tabla 3.1. Datos de algunos registros en Argentina |
|--|
| Tabla 3.2. Sismos seleccionados 33 |
| Tabla 3.3. Registros compatibles con los espectros del reglamento |
| Tabla 4.1. Ductilidades registradas en los bordes de las columnas y sus correspondientes niveles |
| de daño (Banerjee & Shinozuka, 2008) |
| Tabla 4.2. Resumen de valores límite dados por varios autores |
| Tabla 4.3. Desplazamientos para los estados límite del programa experimental de Lehman. |
| Análisis de CCBE bajo cargas cíclicas horizontales |
| Tabla 4.4. Desplazamientos límite para columna S1015, ligeramente confinada67 |
| Tabla 4.5. Estados límite para columnas dúctiles 72 |
| Tabla 4.6. Estados límite para columnas frágiles |
| Tabla 5.1. Propiedades generales del tablero del puente |
| Tabla 5.2. Propiedades geométricas y materiales de las columnas |
| Tabla 5.3 Propiedades de pilotes y suelo de fundación |
| Tabla 6.1. Secuencia de desplazamientos 111 |
| Tabla 6.2. Factores de relación para el puente y la columna para todas las MI 121 |
| Tabla 6.3. Ordenadas al origen de los análisis de regresión para ambos modelos123 |

| Tabla 6.4. Comparación de los métodos de Evaluación sísmica 124 |
|--|
| Tabla 7.1. Relaciones capacidad/demanda, Método C 127 |
| Tabla 7.2. Coeficientes C/D, Método C para desplazamientos en los apoyos 128 |
| Tabla 7.3. Coeficientes C/D para la subrutina MetD1- Rev2 |
| Tabla 7.4. Coeficientes C/D para el MetD2 |
| Tabla 7.5. Coeficientes C/D para el Método E |
| Tabla 7.6. Coeficientes C/D para el Método F135 |
| Tabla 7.7. Tabla de parámetros geométricos |
| Tabla 7.8. Incertidumbre incorporada en el modelo analítico del puente |
| Tabla 7.9. Desplazamientos en apoyos. Estado de daño ligero |
| Tabla 7.10. Comparación D2 vs F 144 |

Apéndices

Apéndice D

| Tabla D. 1. Factor de grupo de los pilotes | 208 |
|--|-----|
| Tabla D. 2. Resumen de los valores de rigideces y amortiguamientos | 213 |
| Apéndice F | |

| Tabla F. 1. Valores de amortiguamientos recomendado | s (Chopra, 2007) | |
|---|------------------|--|
|---|------------------|--|

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del problema

En nuestro país hay cientos de puentes diseñados y construidos en zonas de elevada peligrosidad sísmica. Si a esto se le suma el mal estado de conservación, muy común en América Latina, y que muchos de ellos fueron diseñados y construidos con códigos que han quedado obsoletos, se tiene como consecuencia la posibilidad de pérdidas de vidas humanas. Además, se ven afectadas las redes de transportes, objetos indispensables para el ingreso de equipos de asistencia durante una emergencia y el desarrollo de las economías.

Si se observa el problema en el contexto internacional, debido al crecimiento poblacional en los últimos años y a las escasas o nulas previsiones sísmicas en las construcciones, ocurrieron catástrofes sin precedentes. En el terremoto de Haití, uno de los países más pobres del planeta, en el año 2010 murieron 316.000 personas. También en los países con más alto nivel de desarrollo en materia de ingeniería sísmica, como Estados Unidos y Japón ocurrieron sismos devastadores. En reiteradas ocasiones acontecieron eventos cuya magnitud no podría haber sido

prevista. Cabe mencionar que el nivel de destrucción de un terremoto, puede ser minimizado pero no evitarse. En el terremoto de la región de Tohoku (Japón) seguido de tsunami murieron en el año 2011, 15893 personas y 2567 resultaron desaparecidos.

La pérdida de vidas humanas no es el único problema grave inducido por los terremotos. Movimientos sísmicos como los de Northridge (1994), Kobe (1995), Kocaeli (1999), produjeron daños significativos en importantes puentes y la economía de las naciones (Priestley, et al., 1996). Además, la interrupción prolongada de las rutas que prestan servicio incidió de manera negativa. Esto ocurrió incluso en puentes diseñados bajo las previsiones de la normativa entonces vigente, que presentaba algunas falencias hasta ese momento no detectadas.

Siendo los terremotos fenómenos aún impredecibles, resulta de interés evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes, con el objeto de hacer propuestas específicas para adecuarlos según su nivel de importancia. En términos generales, la vulnerabilidad puede entenderse como la predisposición intrínseca de una edificación a sufrir daños debido a posibles acciones y, por lo tanto, su evaluación contribuye en forma fundamental al conocimiento del riesgo. El riesgo depende a su vez de dos factores: la peligrosidad sísmica como factor de la naturaleza y la vulnerabilidad que refleja las características de la intervención humana.

En Argentina en particular, se agrega el hecho de que la norma vigente para el diseño sismorresistente de puentes data del año 1980, desactualizada respecto a los conocimientos ya incorporados en las reglamentaciones modernas. En consecuencia, existen interrogantes con respecto a la seguridad que estas estructuras ofrecen para cumplir adecuadamente su función en caso de un sismo. Especialmente si se considera que los puentes deben seguir prestando servicio después de producido el evento sísmico.

Es por ello que esta investigación pretende tener un alto impacto dentro de la construcción, el mantenimiento y el gerenciamiento de puentes en Argentina. Además, sentar un punto de

2

referencia dentro de una problemática que no debiera seguir siendo ignorada. El estudio fue realizado de una manera detallada y está basado en conocimientos científicos, consecuentes con los requisitos de desempeño sísmicos actualmente usados en los países más desarrollados. El Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, lugar de trabajo de esta propuesta, posee numerosos antecedentes de investigación en temas relacionados a puentes, análisis sísmico y dinámica de estructuras. En los últimos 25 años se han desarrollado permanentemente proyectos de investigación analíticos y experimentales en estos temas. Algunos serán mencionados en esta tesis.

1.2 Objetivos Generales

El objetivo general de esta tesis es proponer un método simplificado de evaluación de vulnerabilidad sísmica, basado en métodos existentes y agregando los avances de los últimos años. El método debe ser general, de manera que pueda ser aplicado a todas las tipologías de puentes de la República Argentina.

1.3 Objetivos específicos

Los objetivos específicos de esta investigación son:

a) Estudiar las metodologías y técnicas existentes de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

b) Proponer técnica de caracterización del daño estructural.

c) Caracterizar la acción sísmica probable de diseño.

d) Desarrollar una metodología de caracterización y evaluación de la vulnerabilidad en estructuras de puentes existentes.

1.4 Resumen de la Tesis

Esta tesis de doctorado está organizada en 8 capítulos y 6 apéndices que incluyen:

El Capítulo 2 describe las investigaciones previas en materia de vulnerabilidad sísmica y métodos existentes, empleados tanto en nuestro medio como en otros países.

En el Capítulo 3 se examina la peligrosidad sísmica de la República Argentina, se determina un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros del reglamento y se presentan diferentes medidas de intensidad sísmica.

En el capítulo 4 se estudia la capacidad de los componentes individuales de puentes, se establecen intervalos de validez de estados límites y se identifican los diferentes modelos de daño.

En el Capítulo 5 se describen los modelos numéricos 2-D y 3-D necesarios para determinar la demanda sísmica y posterior vulnerabilidad. Se describen los programas de elementos finitos utilizados.

En el Capítulo 6 se propone un método nuevo de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica basado en técnicas existentes, y apto para ser usado en las zonas de mayor peligrosidad de nuestro país. En el Capítulo 7, se desarrolla una serie de ejemplos de aplicación de algunos de los métodos de evaluación sísmica descriptos en el Capítulo 2. Estos son aplicados a un puente de configuración típica en el medio y se comparan los resultados con los del método propuesto en esta tesis.

En el Capítulo 8 se presentan las conclusiones de esta investigación, además de los criterios generales para continuar con trabajos futuros.

CAPÍTULO II REVISIÓN DE MÉTODOS DE VULNERABILIDAD

2.1 Introducción

En este capítulo se describe de manera resumida, una serie de métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica, que serán utilizados en los capítulos posteriores. Se resaltan los aspectos esenciales de cada uno y se realiza una comparación entre ellos. Se establece una clasificación primaria entre métodos clásicos y modernos.

En general, los métodos consisten en determinar la capacidad y la demanda de la estructura. Se entiende por capacidad la resistencia y rigidez, y por demanda la respuesta ante acciones sísmicas. Según la relación entre estas dos cantidades, se predice si el puente necesita o no rehabilitación.

2.2 Métodos Clásicos

2.2.1 Daños sísmicos verificados en puentes

Uno de los primeros métodos de evaluación fue definido a partir de datos de daños reales en puentes existentes (Gómez Soberón, et al., 2000). Una vez ocurridos los movimientos sísmicos
en zonas de moderada a elevada intensidad sísmica, expertos en evaluaciones de puentes recorrieron las estructuras dañadas, estableciendo los niveles de degradación física sufridas según su criterio y experiencia. Luego, correlacionando esta información con el nivel de intensidad sísmica y haciendo uso de herramientas estadísticas, se fijaron las relaciones causa (sismo) y efecto (daño).

De este tipo de investigaciones sólo se conocen tres. La primera, realizada en Tangshan (China, 1976), la segunda en Loma Prieta (1989, USA) y la última en Northridge (1994, USA). El de la región de Tangshan, desarrollado por Xueshen & Shuming, es un estudio muy general y los resultados no son del todo confiables debido a la escasez de datos. Además, presentan incertidumbres inherentes a la definición de intensidad sísmica, asignación cualitativa del daño, etc. Los otros dos también son estudios limitados por la cantidad de información. En el de Loma Prieta sólo fueron definidos dos estados de daño (menor y mayor) y en el de Northridge cuatro. Obviamente que el estado de los puentes antes del sismo era uno de los factores más importantes a tener en cuenta en la evaluación de los daños ocurridos. Otro factor de gran importancia era el tipo y cantidad de detallado sísmico de las armaduras. Es decir, no se comportaba igual una estructura recién construida y diseñada con códigos modernos, que otra con varios años de servicio que ha sufrido las inclemencias del tiempo y la falta de conservación.

La aplicación de este método está limitada a zonas de intensidad sísmica moderada a elevada, con suficientes estaciones de registros de movimientos. Esto significa que la peligrosidad de la zona está correctamente determinada.

Otra limitación es que el método sólo se puede aplicar a regiones que cuenten con datos de daños después de los terremotos.

2.2.2 Métodos clasificados en orden de complejidad

Una clasificación muy interesante de métodos de evaluación sísmica, es desarrollada en el manual de la FHWA (2006). Allí se propone una selección de métodos de acuerdo a su nivel

de complejidad. La elección de uno u otro depende del tipo de puente, según la categoría sísmica de rehabilitación y del nivel de precisión esperado en los cálculos. El procedimiento seguido en el manual se resume a continuación:

1- Se realiza el inventario de los puentes que serán evaluados, donde se indican datos fundamentales como: nombre del puente, ubicación, geometría, etc.

2- Se determina la categoría sísmica de rehabilitación. Para cada uno de los puentes se deben conocer los requisitos mínimos a tener en cuenta en el proceso de rehabilitación. Estos requisitos dependen de la Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR), que se obtiene fijando los niveles de desempeño (a partir de la vida útil de servicio, la importancia de la estructura y el nivel de sismo considerado) y de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento.

3- Para el análisis preliminar y sismos de baja intensidad, la metodología propone comparar la demanda sísmica elástica con las cargas de frenado y viento. En cambio para sismos fuertes, se recomienda el método de índices descripto en el apartado 2.2.3.

4- Los puentes hallados deficientes en el análisis preliminar se someten a una evaluación detallada utilizando uno o más de los siguientes métodos:

* Método A1 / A2: Consiste en la verificación de fuerzas y dimensiones de apoyos, y elementos de conexiones. Estas fuerzas, obtenidas desde las resistencias y geometrías de los elementos de apoyos, deben ser mayores que las de inercias provocadas por los movimientos sísmicos. Los anchos de apoyos deben ser chequeados para evitar problemas de descalzamiento.

* Método B: Verificaciones de la capacidad de componentes. No es requerido un análisis de demanda, pero son chequeadas las resistencias relativas de los miembros y la adecuación de ciertos detalles clave contra valores mínimos especificados.

* Método C: Método de Capacidad / Demanda de componentes. Se determinan las relaciones capacidad/demanda de cada componente del puente. El método se describe con mayor detalle en el apartado 2.2.4.

7

* Método D1: Método del espectro de capacidad. La capacidad se determina por medio de la curva de resistencia lateral bilineal simplificada y la demanda a partir de los espectros de pseudo-aceleraciones. Detalles del método son dados en el apartado 2.2.5.

* Método D2: "pushover". La demanda sísmica se obtiene por métodos elásticos como el análisis modal espectral. Luego se compara (la demanda) con la capacidad de desplazamiento lateral de las pilas individuales obtenida en el análisis "pushover". El método se describe con mayor detalle en el apartado 2.2.6.

* Método E: Procedimiento dinámico no lineal. La demanda sísmica se obtiene desde el análisis en la historia del tiempo no-lineal, usando registros de movimientos sísmicos. La capacidad se determina explícitamente desde modelos detallados de los componentes individuales, corroborando con resultados experimentales. Detalles del método son dados en el apartado 2.2.7.

5- En el caso en que de la evaluación detallada se concluya que un puente es vulnerable ante la amenaza sísmica, se debe definir una estrategia de rehabilitación, que consiste en el plan completo de las tareas a realizar. Algunas de las medidas más comunes son: reforzar, mejorar el suelo del lugar o reemplazo parcial o total de algunos elementos.

Los métodos que se estudian en detalle, se exponen a continuación.

2.2.3 Método de índices

Este método se caracteriza por la asignación de valores de cuantificación a las diferentes partes del puente. Los valores se basan en el análisis de resultados experimentales o inspecciones de campo de puentes dañados, lo cual requiere de un alto grado de juicio ingenieril. Las técnicas consisten en la asignación subjetiva de factores de peso a diferentes parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de las estructuras, para totalizar en un valor global representativo de su fragilidad.

Dos métodos conocidos de evaluación de índices son los de Pazeshk y Seong Kim, ambos descriptos en el trabajo de Gómez Soberón et al. (2000). Otro procedimiento es el que se encuentra en el Manual de la FHWA (2006) que coincide con el del ATC 6 (1983). Estos tres métodos tienen más o menos la misma filosofía, cambiando en la procedencia de los datos de entrada, la forma del procesamiento de datos y en los factores de peso asignados a cada variable, entre otras cosas. Para tener una idea general de estos métodos se describe de manera resumida el de la FHWA.

- Metodología FHWA: Este procedimiento fue definido para tener una primera herramienta en la toma de decisiones de las medidas de rehabilitación de puentes. El criterio general de este método es que si bien todos los elementos del puente tienen algún grado de vulnerabilidad, algunos de ellos son más propensos a sufrir daños. De todos ellos, las conexiones, apoyos y las inadecuadas longitudes de soporte de las superestructuras son los más riesgosos. Por esta razón se asigna el índice de vulnerabilidad V_1 , separado del resto de los otros elementos. Con respecto a la subestructura, se asigna un índice V_2 que considera las fundaciones, tipos de suelos, pilas y estribos. El índice global de propensión al daño V de la estructura se calcula como el mayor entre V_1 y V_2 . El valor hallado del índice adopta valores de entre 0 y 10, 0 para estructuras no vulnerables y 10 para aquellas con mayor probabilidad de colapso.

2.2.4 Método C de capacidad de componentes

Se determina la relación Capacidad vs. Demanda (C/D) de cada componente del puente. Entre ellas, las relaciones C/D de desplazamientos y fuerzas de apoyos de conexiones, anclajes, empalmes, etc. Las relaciones C/D propuestas, son por lo general experimentales y basadas en el juicio ingenieril.

Una descripción bastante detallada del método se puede encontrar en el manual de la FHWA. Aplicaciones del mismo se pueden consultar en dicho manual y en Méndez (2012). En general, la capacidad se determina a partir de datos de los planos de detalles como las longitudes y distancias mínimas disponibles. La demanda se determina con fórmulas empíricas. Las ecuaciones de cálculo están dadas en el manual de la FHWA (2006) y en el de la AASHTO (1998). Las fórmulas de cálculo se describen a continuación y se pueden ver en el Apéndice C: <u>Desplazamientos de apoyos</u>: La capacidad es obtenida por la medición de la longitud geométrica del apoyo real, en el puente de manera directa o utilizando los planos de construcción. La demanda es la longitud de apoyo mínima requerida, que depende de la longitud entre juntas del tablero (distancia entre cada vano), altura de las pilas, pseudo-aceleración del espectro elástico, etc (Ec. C. 1).

<u>Fuerzas en apoyos</u>: Se determinan las fuerzas desarrolladas en apoyos de pilas y estribos. Esto es, las fuerzas que deben generar los apoyos para contrarrestar las fuerzas de inercia originadas por el sismo sobre el tramo del tablero (Ec. C. 3).

<u>Anclaje, empalmes y confinamiento</u>: Con respecto a las columnas se verifica que los empalmes (r_{cs}) , los anclajes (r_{canc}) y el confinamiento (r_{cc}) estén correctamente realizados. Para el cálculo de todos ellos se determina un indicador de ductilidad que depende de la posición en que pudieran formarse las rótulas, modos de falla, etc.

Longitud de anclaje: La longitud de anclaje disponible (capacidad) es la que figura en los planos de detalle de la columna, mientras que la longitud de anclaje necesaria se obtiene con la Ec. C. 6. Esta última depende del tipo de acero y diámetro de las barras de refuerzo, etc.

- Empalmes: Se evalúa si los empalmes fueron realizados en las zonas de rótulas plásticas ya que puede provocar una rápida pérdida de resistencia flexional. La relación C/D se obtiene como el cociente entre el área de la armadura transversal disponible y el área mínima requerida para evitar la falla (Ec. C. 9).

- Confinamiento transversal: Para verificar el confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas, se utiliza la Ec. C. 10, que depende de la cuantía volumétrica disponible y la admisible.

<u>Verificación de corte</u>: Otra verificación necesaria en columnas es de la resistencia al corte (r_{cv}). Se controla que el esfuerzo de corte máximo desarrollado en columnas sea menor que la resistencia nominal. La resistencia requerida se obtiene sumando el aporte que hace el hormigón, las barras de acero y la carga de precompresión.

Una vez que se han determinado los factores de capacidad y de demanda, se realiza el cociente entre ellos. En su forma más simple, relaciones C/D mayores que uno indican suficiente capacidad para resistir las demandas sísmicas y relaciones menores a uno, indican que los componentes deben ser rehabilitados.

Restricciones de método: El uso del método está restringido a puentes regulares que se comporten elásticamente. Caso contrario, las relaciones darían valores muy conservadores. Además las relaciones C/D propuestas, son por lo general experimentales y están basadas en el juicio ingenieril. El método puede resultar bastante conservativo ya que se definen relaciones para cada componente y no se considera la interacción y colaboración entre ellos.

Ventajas: Es un método fácil de aplicar, aunque por lo general puede resultar tedioso por la cantidad de cálculos y variables. El análisis de demanda es bastante simple y rápido ya que se puede realizar con un análisis modal espectral, que depende sólo de variables elásticas.

2.2.5 Método del espectro de capacidad (D1)

En este método se considera de manera explícita el comportamiento no-lineal de los diversos componentes del puente, además de los estados límite. Es muy útil ya que es rápido y fácil de aplicar y puede dar resultados aproximados dentro de un margen aceptable. Sin embargo, es un procedimiento limitado que vale para ciertos tipos de puentes.

La descripción detallada del método se puede encontrar en el manual de la FHWA. Aplicaciones del procedimiento en diversos tipos de puentes se pueden ver en Méndez (2012) y en (Danna & Pérez, 2013).

El método consiste en la determinación del espectro de capacidad a partir de una curva fuerzadesplazamiento. La capacidad se determina considerando la rigidez inicial y pos-fluencia de la subestructura del puente y se conoce como curva "pushover" simplificada (Figura 2.1). La pendiente de la primera rama de la curva (k_1) representa la rigidez del puente completo antes de que se alcance la fluencia, y la segunda (k_2) la rigidez pos-fluencia. La primera rama se determina considerando la rigidez elástica fisurada de todas las columnas. Para la segunda, se considera de manera simplificada que tiene una pendiente del 1 %. La fuerza de fluencia (F_y) se determina sumando la resistencia al corte de todas las columnas. La resistencia al corte se obtiene como el cociente entre el momento nominal (obtenido del diagrama de interacción para el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria) y la altura de la columna.

Por otra parte, la demanda se representa a través de los espectros de respuesta amortiguados. Una vez que los elementos plastifican y se deterioran, la rigidez general decrece y los niveles de amortiguamiento aumentan en función de la ductilidad de desplazamiento. Se introduce el amortiguamiento efectivo que modifica las ordenadas del espectro elástico, dando un espectro para cada valor (Figura 2.2). Las curvas de capacidad y demanda se condensan en un único gráfico denominado espectro de capacidad.

Para determinar el punto de desempeño, se transforman las variables de la curva de capacidad desde el espacio F-D al espacio S_d - S_a . Como la ductilidad no se conoce de antemano, se proponen varios valores de amortiguamiento del puente. Este procedimiento para determinar el punto de desempeño es extraído del manual ATC 40 (1996), denominado Método B, que se describe a continuación:



Figura 2.1. Curva de capacidad idealizada

Figura 2.2. Espectro de capacidad simplificado

a) Se confecciona el espectro capacidad/demanda con la curva *pushover* idealizada y el espectro de pseudo-aceleraciones amortiguado un 5%. b) Se dibujan en el mismo gráfico los espectros para distintos amortiguamientos efectivos (por ejemplo 7%, 10%, 15%, 20% y 25%). c) Se determina la ductilidad de desplazamiento para cada desplazamiento de prueba (d_i) con la ecuación $\mu_i = d_i/\Delta_y$ donde Δ_y es el desplazamiento de fluencia. d) Se determina el amortiguamiento efectivo con la Ec. C. 14. e) Para cada valor d_i considerado, se grafica en el espectro de capacidad el punto resultante (d_i, ξ_{eff_i}). f) Se unen todos los puntos graficados con una curva. g) En la intersección de esa curva con la de capacidad, se encuentra el punto de performance.

<u>Restricciones</u>: Sólo es válido para puentes que se comportan como sistemas de un grado de libertad. Se puede aplicar únicamente en aquellos casos donde los desplazamientos de todas las columnas son iguales o al menos de manera aproximada.

2.2.6 Método pushover (D2)

Es un procedimiento más avanzado que los anteriores para el cálculo de las relaciones capacidad-demanda. Es un método de dos pasos donde la capacidad se determina según la curva

pushover detallada, considerando los estados límite y la demanda a partir del análisis modal espectral.

La descripción del método y el procedimiento se puede ver en el apéndice C. La capacidad se obtiene a partir de la curva "pushover". Para determinar la curva, en primer lugar se aplica gradualmente a la estructura una fuerza lateral (V) mientras se registra el momento flector en los miembros (Figura 2.3). Se escoge un punto de control, donde se determinarán los desplazamientos (D) luego de cada incremento de carga. Posteriormente, la fuerza se aumenta hasta que algún miembro o grupo de ellos sea incapaz de seguir absorbiendo carga; cuando hayan llegado a la carga de plastificación. A continuación y habiendo alcanzado su resistencia de fluencia, el miembro se anula de la estructura, considerando rótulas plásticas en los puntos de corte en las columnas, cada vez que se alcanza la resistencia de fluencia de algunos miembros. Finalmente el corte (V) y los desplazamientos (D), son volcados en una gráfica, que se denomina "curva pushover". De esta curva se obtiene el desplazamiento de fluencia y con las ductilidades límite, los desplazamientos para cada estado de daño.

<u>*Restricciones*</u>: Este método se restringe a estructuras que vibran de manera predominante en el modo fundamental, es decir edificaciones más bien simples con regularidad estructural. Más adelante se verán métodos más generales que consideran los modos más altos.



Figura 2.3. Procedimiento del método D2 "pushover"

<u>Ventajas y Desventajas</u>: Una ventaja de este método es que considera el comportamiento nolineal de los elementos estructurales. Además, en el análisis de demanda con el método modal espectral se considera la respuesta lineal de todo el puente.

Una desventaja es que al aplicarse una carga creciente a cada pila como un elemento individual, no considera la redistribución de esfuerzos entre pilas cada vez que se alcanza la fluencia en alguna de ellas. Además, no considera la pérdida de resistencias debido a las cargas cíclicas provocadas por los movimientos sísmicos.

2.2.7 Método del Análisis en la historia de tiempo (E)

En el manual de la FHWA se lo considera el método más complejo, pero también el más confiable. Si bien sus primeras implementaciones son más bien recientes (provienen de los años 80) su uso se popularizó a partir del desarrollo masivo del método de los elementos finitos. La descripción de este método se realiza en el siguiente apartado ya que se lo considera un método moderno.

2.3 Métodos Modernos

Respecto de las primeras evaluaciones de vulnerabilidad sísmica descriptas en el apartado anterior, varios investigadores han incluido los conceptos aprendidos en los años posteriores para diseñar métodos nuevos más sofisticados y completos. Entre ellos, la información más valiosa proviene de resultados de evaluaciones de campo de puentes que sufrieron daños durante terremotos destructivos. Cada sismo con sus nuevas características enseña lecciones que tienden a modificar las normativas vigentes. Además, se suman los datos de nuevas investigaciones en laboratorios sobre el comportamiento sísmico de los diversos elementos estructurales. Esta valiosa información sirve para caracterizar los límites de los elementos, tanto para la fluencia como para la rotura y los estados intermedios.

Como métodos modernos se definen a todos aquellos procedimientos de evaluación desarrollados a partir del año 2000 aproximadamente, cuyo impulso fue facilitado por el progreso significativo en la capacidad de simulación por computadoras. Si bien fueron creados algunos nuevos métodos, la mayoría son mejoras de los clásicos. En Kappos et al. (2012), se resumen las características más relevantes de los métodos nuevos. Allí están tratados mayormente los métodos de análisis inelástico de puentes.

En la obra de Kappos, se describen los siguientes métodos: (SPA) método pushover unimodal estándar, (MPA) Método pushover multimodal, (NRHA) Análisis en la historia de tiempo no lineal, (N2) método modal no adaptativo, (IRSA) adaptativo multimodal, (CSM) método del espectro de capacidad y (ACSM) Método del espectro de capacidad adaptativo. Algunos de ellos se describen brevemente a continuación ya que escapan a los requerimientos de esta tesis.

2.3.1 Análisis dinámico incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental, conocido también como adaptativo multimodal (IRSA) es un procedimiento que relaciona algún parámetro de demanda ingenieril (por ejemplo la distorsión de piso) con alguna medida de intensidad sísmica (por ejemplo la pseudo-aceleración elástica). Consiste en desarrollar múltiples análisis en la historia de tiempo no-lineal (AHTNL) usando un conjunto de acelerogramas que se van escalando con factores cada vez más grandes (Vamvatsikos & Fragiadakis, 2009).

Han y Chopra han usado el análisis pushover multimodal para desarrollar las curvas del análisis dinámico incremental (Kappos, et al., 2012).

2.3.2 Análisis pushover multimodal (MPA)

El análisis pushover multimodal es una mejora al método D2, descripto anteriormente. Fue desarrollado por Goel & Chopra (2004).

En primer lugar se determinan los periodos naturales y las formas modales de la estructura. Luego se llevan a cabo análisis pushover aplicando patrones de cargas compatibles con las formas modales. Finalmente se determina la demanda de desplazamientos, combinando los desplazamientos asociados con cada modo. Es un procedimiento iterativo y los pasos se repiten hasta alcanzar la precisión deseada.

Este método fue aplicado en dos puentes de configuración compleja (Kappos, et al., 2012). El puente Kristalopigi con 638 m de longitud y curvado en planta, 11 pilas rectangulares huecas de hormigón armado de entre 11 y 27 m de altura y el puente Overpass, recto de 100 m de longitud con 2 pilas cilíndricas de 8 y 10 m de altura. Se pueden ver claramente como el método registra la influencia de los modos de vibración más altos y sus resultados se aproximan bastante a los del análisis en la historia de tiempo lineal.

2.3.3 Diseño directo basado en desplazamientos

Permite diseñar una estructura basado en principios de desplazamientos directos. Se modifica la estructura hasta que alcance los valores de estados límites predefinidos. Los desplazamientos que alcanzará el puente se fijan de antemano, y luego se diseña para cumplir los objetivos de performance.

Una particularidad de este método, es que introduce el concepto de estructura substituta, que consiste en reemplazar la estructura real por una equivalente de un grado de libertad. Se reconoce de antemano que el primer modo de vibración en la mayoría de los casos prácticos controla la respuesta (Gómez Sánchez, 2012). La estructura inelástica se substituye por una elástica de rigidez secante al punto de máxima respuesta. Tendrá un periodo de vibración efectivo, y un amortiguamiento viscoso equivalente para considerar la disipación de energía. Además, considera una masa agrupada equivalente participativa del modo fundamental de vibración de la estructura real.

Aplicaciones de este procedimiento se pueden ver en (Priestley, et al., 2007), (Dip, 1999) y en innumerables publicaciones (Muljati, et al., 2015), (Wang, et al., 2013), (Pirmoz & Min, 2017). En general, los desplazamientos dados por este método son un poco menores que los obtenidos con análisis en la historia de tiempo lineal, dando resultados satisfactorios.

El punto en común que se encuentra entre este y los otros métodos descriptos en este capítulo, es que está basado en los conceptos de diseño por performance. Además, como los métodos anteriores, trabaja con estados límites.

El método tiene varias limitaciones: la mayoría de las reglamentaciones de varios países no incluyen procedimientos para la construcción de espectros de desplazamientos elásticos. En puentes de gran longitud presenta algunas complicaciones debido a que las pilas tienden a ser muy altas y tener una masa comparable con la de la superestructura. Las contribuciones de los modos más altos no ha sido estudiada completamente (Gómez Sánchez, 2012).

2.3.4 Análisis en la historia de tiempo no-lineal (AHTNL)

Como se especificó más arriba, este es el método más complejo dentro de la evaluación de vulnerabilidad sísmica, y el más exacto. Se viene desarrollando desde los años 90' (Carr, 2000) y está basado en el método de los elementos finitos.

Su desarrollo fue impulsado para la evaluación de puentes complejos e importantes, ubicados en zonas de alta sismicidad. Ejemplos de tales aplicaciones son el puente de la bahía de Coronado, el puente Richmond San Rafael (Dameron, et al., 2003), etc. Sin embargo, debido al surgimiento de las nuevas herramientas computacionales, su uso se popularizó en puentes medianos y cortos con dispositivos de aislación. También se utiliza para comparar con los resultados de otros métodos más simplificados ya que se asume que da valores exactos o al menos los más representativos de lo que ocurriría en la realidad. En Aviram et al. (2008), se puede encontrar una guía para desarrollar el AHTNL y una colección de recomendaciones prácticas para el modelado de puentes carreteros sometidos a movimientos sísmicos.

El método considera el comportamiento no-lineal de los materiales, la interacción entre elementos estructurales una vez alcanzada la plastificación, la influencia de los modos de vibraciones superiores, efectos de no-linealidad geométrica, etc.

Una limitación (del método) está en la dificultad del modelado por la cantidad de variables que intervienen. Se deben determinar de antemano los modelos histeréticos para columnas, los parámetros para considerar la degradación de resistencia, los factores de amortiguamiento, entre muchos otros.

Otra limitación es el gran costo computacional. Debido a que es un procedimiento iterativo, se busca la convergencia dentro de cada paso de integración. La elección del tamaño del paso es una tarea crítica para el método de integración de Newmark. La mala elección puede provocar problemas de inestabilidad numérica, amortiguamiento numérico, etc (Priestley, et al., 1996). Como el método es condicionalmente estable, el tamaño del paso debe ser inferior a:

$$\Delta_t \leq \frac{T_n}{\pi}$$
 Ec. 2.1

donde T_n representa el periodo de vibración significativo más alto.

Para poder desarrollar este análisis es esencial tener experiencia en ingeniería sísmica y modelado por el método de los elementos finitos. Además, contar con modelos y datos suficientes para realizar valoraciones confiables, conocimientos sobre programas adecuados, etc. En el apartado C.5, se desarrolla el método con más detalles.

2.4 Curvas de Fragilidad

Hasta aquí se describieron todos los métodos de evaluación determinísticos, los cuáles quedan perfectamente definidos por variables estocásticas. Por ejemplo, la rigidez elástica de una columna queda definida por un único valor de módulo de elasticidad, momento de inercia y

longitud, etc. En otros casos, algunas variables no están perfectamente definidas como ser: cuando hay dificultad para deducirlas o no hay certezas, cuando se carece de información o en los casos azarosos de las incertidumbres aleatorias o epistémicas. Para todas estas contingencias surgen los métodos estadísticos.

El ejemplo más claro de incertidumbres está en la determinación de la amenaza sísmica. Si bien existen varios estudios para predecir las acciones que pudieran ocurrir, normalmente se basan en la esperanza de que se repitan los sucesos acontecidos en el pasado. Sin embargo, no dejan de ser predicciones que tratan de controlar eventos naturales que siguen leyes hasta ahora desconocidas.

Para el tratamiento racional de estas variables, se utiliza la teoría de confiabilidad estructural. Incorpora variables aleatorias, distribuciones probabilísticas, procesos estocásticos, etc. y se alimentan con datos estadísticos (Moller, 2012). La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así, un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla. Según la Teoría de la Confiabilidad Estructural, debido a las incertidumbres no se puede garantizar la seguridad absoluta, pero siempre es factible establecer la probabilidad de falla (Samayoa, et al., 2006).

En la confiabilidad estructural se propone un manejo racional de las variables a través de las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad son relaciones gráficas que indican la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite para un dado nivel de intensidad sísmica. Sirven para caracterizar los elementos y configuraciones estructurales más vulnerables a la acción sísmica (Gómez Soberón & Soria Rodríguez, 2013). Además, se pueden usar tanto como herramientas de decisión, de inspección y de procesos de mantenimiento, como en optimar su análisis y diseño.

Una de las primeras evaluaciones de curvas de fragilidad por sismo para varios tipos de puentes fue realizada por el ATC 25 (1997) en todo el territorio de los Estados Unidos; y está basada en la opinión de expertos. Otras curvas para puentes fueron dadas en Shinozuka (1998) y Liao & Loh (2004) para sistemas en China y Taiwán, a partir de las estadísticas de los daños reportados en un sismo previo. En California y Japón, se han utilizado métodos empíricos para generar curvas de fragilidad.

Para determinar las curvas de fragilidad, se deben realizar análisis dinámicos de las estructuras. Probablemente, los métodos más difundidos y de generación más diversa son los analíticos. Incluyen el enfoque espectral elástico, estático no-lineal y dinámico no-lineal (Nielson & DesRoches, 2007). En este trabajo se utilizan los métodos analíticos y dinámicos no-lineales, ya que se desarrollan curvas de fragilidad usando herramientas numéricas por medio de computadoras. En cambio los otros métodos están basados en resultados de programas experimentales, de encuestas a especialistas en puentes o datos de daños en puentes reales; y esta información en general no está disponible.

La determinación de curvas de fragilidad involucra cuatros rasgos principales. Entre ellos, la determinación de los puentes típicos, de un conjunto de acelerogramas, de niveles de daño y el desarrollo de modelos numéricos detallados. En el apartado C.6 se describen en detalle cada uno de estos aspectos.

2.4.1 Usos de curvas de fragilidad

Hasta ahora, en muchos países desarrollados ya se han determinado las curvas de fragilidad como herramientas de manejo de riesgo sísmico. Cada país establece sus propios puentes típicos de acuerdo al inventario de estructuras construidas. En Estados Unidos, la red nacional de carreteras tiene aproximadamente 600.000 puentes (FHWA). En este caso las curvas se usan para establecer el orden de prioridad de puentes que necesitan más urgentemente rehabilitación.

Nielson (2005) en su tesis doctoral define una metodología de procesamiento de los datos y determina las curvas usando AHTNL.

En Quebec hay 2672 puentes de múltiples tramos y la clasificación se basa en los materiales constituyentes, tipos de materiales de construcción, continuidad y número de tramos, etc. Tavares (2012) define cinco clases de puentes típicos.

Otros trabajos en que se destaca el uso de curvas de fragilidad son Zelaschi et al. (2016), Franchin et al. (2008) y Jeong & Elnashai (2007).

En América Latina, los estudios de vulnerabilidad sísmica a través de Curvas de fragilidad se concentraron más bien en edificaciones tales como edificios públicos, residenciales, educacionales y hospitalarios. Con respecto a los puentes, en el estudio de Gómez & Soria (2013), se presentan curvas de fragilidad para tres puentes carreteros tipos de México. En general, los estudios de vulnerabilidad sísmica de puentes se orientaron preferentemente hacia la adaptación de metodologías utilizadas en países más desarrollados.

En Argentina, son escasos los trabajos en la materia. La vulnerabilidad sísmica de puentes ha sido tratada de manera aislada en algunos trabajos, como el de Méndez (2012). Allí se aplicó y adaptó la metodología americana de la FHWA a algunos puentes ubicados en la ciudad de San Miguel de Tucumán. Además, algunas aplicaciones básicas se observaron en Konevky (2011) y Rojas (2014). Por lo tanto, en nuestro país es de suma necesidad e importancia incrementar el número de estudios y abordarlos a una escala regional, a fin de desarrollar las curvas de fragilidad de los tipos de puentes más frecuentes. De esta manera, organismos como Vialidad Nacional, Vialidades provinciales, Municipios y Concesionarios viales contarán con una base de datos para la toma de decisiones durante los procesos de inspección, mantenimiento o rehabilitación sísmica de estas obras de infraestructura.

Cabe destacar que en el estudio realizado por Saracho et al. (2014) se definieron las clases típicas de puentes argentinos. Se utilizaron los datos del Sistema de Gestión SIGMA Puentes

(DNV, 2017) de las zonas argentinas con mayor peligrosidad sísmica. La cantidad de puentes inventariados es de 827 y constituye el universo muestral. Se identificaron cinco clases de puentes representativos o más comunes, cuyos tableros están constituidos por: 1) Vigas de Hormigón Continuas en Tramos Múltiples, 2) Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples, 3) Vigas Cajón de Hormigón Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples, 4) Losas Simplemente Apoyadas en Tramos Múltiples y 5) Vigas de Hormigón Simplemente Apoyadas. En el Apéndice C se describe el procedimiento utilizado para elaborar las curvas de fragilidad de la clase de puentes más comunes en nuestro país. En el Capítulo 7 se expone una aplicación del método en un puente típico.

CAPÍTULO III ACCIÓN SÍSMICA

3.1 Introducción

Para desarrollar análisis sísmicos de estructuras es necesario contar con una caracterización adecuada de los terremotos que pudieran ocurrir. En muchos lugares del mundo los datos de la sismicidad se encuentran en reglamentos y normativas, fundamentalmente en forma de espectros de pseudo-aceleraciones. Sin embargo, para desarrollar análisis detallados se necesita un conjunto de acelerogramas.

En nuestro país en materia de ingeniería sísmica, sólo se cuenta con los espectros del reglamento Inpres-Cirsoc 103 (2008). Existen pocos registros de movimientos fuertes en forma de acelerogramas y son de uso restringido. Más bien para uso interno de la repartición que los administra.

El objeto primario de este capítulo es presentar un conjunto de acelerogramas y espectros compatibles con los del reglamento Argentino. Dicho conjunto se obtiene a partir de un procedimiento de selección diseñado para tal fin. Para esto se utilizan algunos programas de

cálculo, se comenta sobre ventajas y desventajas de cada uno, y se abordan conceptos teóricos fundamentales.

El conjunto de acelerogramas va a conformar una base de datos con registros reales de otras regiones, registros recolectados en nuestro país, movimientos sísmicos sintéticos y acelerogramas artificiales. Esta base de datos pretende llevar la estructura desde el comportamiento lineal hasta el no-lineal cercano al límite de rotura, pasando por etapas intermedias. Además, contiene todo el rango de variables para cada medida de intensidad como ser la aceleración pico del terreno (PGA), intensidad de Arias (IA), etc.

Se introducen criterios de selección de acelerogramas, partiendo de los definidos por otros autores. Este conjunto es fundamental para desarrollar curvas de fragilidad, como ya se comentó en el capítulo 2. Las curvas de fragilidad sirven para determinar la probabilidad de falla de una estructura para una dada amenaza sísmica.

Del conjunto de acelerogramas se determinan los espectros de pseudo-aceleraciones. Luego se selecciona a aquellos cuyos espectros son compatibles con los del reglamento. El reglamento de nuestro país sólo cuenta con los espectros de riesgo uniforme para un periodo de retorno de 475 años. Luego, se introducen factores de escalamiento adecuados para obtener espectros con otros periodos de retorno. Los acelerogramas seleccionados tienen un contenido de frecuencias que ajustan con el espectro de diseño para el sitio donde la estructura se construirá. Las ordenadas espectrales de respuesta de esos acelerogramas están en el rango del 80 % (límite inferior) y 120 % (límite superior) con respecto a las ordenadas del espectro de diseño.

Finalmente se bosquejan los fundamentos de selección de medidas de intensidad (MI) óptimas, que son conceptos muy utilizados en publicaciones recientes. Primero se utiliza el programa Seismo-Signal (SeismoSoft, 2007) para determinar las MI. Luego, se desarrollan varios análisis de elementos finitos de columnas y puentes, y finalmente se realizan análisis de regresión por

25

mínimos cuadrados para obtener los parámetros de los ajustes. Estos parámetros sirven para caracterizar el conjunto de acelerogramas.

3.2 Origen de los sismos

Para desarrollar un conjunto de acelerogramas compatible y completo, es necesario estudiar en términos generales la sismicidad de otras partes del mundo. Las zonas de la tierra con mayor sismicidad coinciden con los contornos de las placas tectónicas y la posición de los volcanes activos está perfectamente establecida. En la Figura 3.1 se puede ver un mapa de la distribución de placas (Kramer, 1996); que se encuentran en constante movimiento.

Las regiones más castigadas por los terremotos son bien conocidas. Algunas de ellas coinciden con los polos de desarrollo económico más avanzados, con gran cultura en materia sísmica como Estados Unidos, Japón o Nueva Zelanda. Estas regiones cuentan con diversas estaciones de registros, reglamentos actualizados y gran partida presupuestaria para mitigar los efectos de las catástrofes. Otras zonas empobrecidas son castigadas fuertemente por estos fenómenos naturales y poco pueden hacer para protegerse, como Haití, Senegal, algunas zonas de Turquía, etc.

Nuestro país se encuentra en la placa Sudamericana, en permanente actividad con la placa de Nazca. Esto provoca una fuerte actividad sísmica a lo largo de toda la cordillera de los Andes, decreciendo hacia el este y haciéndose casi inexistente en la confluencia con el océano Atlántico.

3.3 Normativas

En nuestro país los datos de la amenaza sísmica se pueden obtener del Reglamento Inpres Cirsoc 103. De esta norma se extraen espectros de pseudo-aceleraciones conocidos también como *espectros de riesgo uniforme*. Sin embargo, para estructuras más sofisticadas, irregulares, etc, esta norma indica que se deben realizar análisis en la historia de tiempo.

26



Figura 3.1. Tectónica de placas y fallas en la corteza terrestre (Kramer, 1996)

El Cirsoc propone utilizar acelerogramas provenientes de terremotos consistentes con el sismo máximo considerado en la región donde se emplazará la obra. Se deben aplicar un mínimo de tres acelerogramas, que pueden provenir de registros reales de otras fuentes, o de simulaciones numéricas que cumplan las mismas condiciones que los reales. Cada acelerograma debe tener aceleraciones máximas mayores que γ_R . C_a y las ordenadas de sus espectros de respuestas no deben ser menores que las ordenadas correspondientes con el espectro de diseño, dentro del periodo $0,2T_n$ y $1,5T_n$. Siendo γ_R el factor de riesgo, C_a el parámetro característico del espectro de diseño y T_n el periodo fundamental de la estructura. Finalmente, las deformaciones y solicitaciones resultantes surgirán de promediar a las obtenidas por la aplicación de cada acelerograma escalado por γ_R/R , siendo R el factor de reducción de resistencia.

La mayor parte de los puentes de hormigón de nuestro país se construyeron en base a dos normativas desactualizadas, vigentes a la fecha: Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la Administración General de Vialidad Nacional (DNV, 1951), que tienen en cuenta únicamente cargas gravitatorias, y la Norma Antisísmica Argentina (INPRES, 1980) que considera la acción sísmica en estructuras en general. Ambos reglamentos no tienen en cuenta los conocimientos y técnicas actuales y ninguna hace referencia a la rehabilitación de estructuras existentes.

En Méndez (2012) se pueden ver los últimos avances en materia sísmica. Además, recomendaciones para obtener los espectros con distintas recurrencias. Tomando como base el sismo de diseño de nuestro código, se obtuvieron las ordenadas de los espectros de distintas recurrencias usando las expresiones y tablas del manual FEMA 356 (2000). Se determinaron los valores de referencia para los distintos niveles de sismos, comparando las pseudo-aceleraciones espectrales para los periodos T=0 seg, T=0.2 seg, y T=1.0 seg de los mapas de riesgo uniforme que presenta el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS, 2016).

3.4 Recopilación de registros reales

Debido a la falta de acelerogramas locales para realizar análisis en la historia de tiempo, y para completar un catálogo de movimientos sísmicos de nuestro país, se recurre a seleccionar un conjunto de datos extrayendo registros de varias fuentes. Sin embargo, debido a la gran cantidad de datos actualmente disponibles en internet, se hace necesario definir un criterio de selección. Existen diversas formas de definir la sismicidad de una región y se necesitan muchos datos e investigaciones. Una de ellas es a partir de un catálogo de acelerogramas, haciendo un tratamiento de datos de los sismos históricos y estimando los periodos de retornos para las diferentes magnitudes. Otra manera es observando la orientación y tipos de fallas en el terreno, los estratos geológicos y sus movimientos relativos, tipos de suelos, distancias epicentrales y leyes de atenuación, etc. Una vez procesada toda esta información, se expresa en forma de

espectros de riesgo uniforme para determinados periodos de retorno y en forma de conjuntos de acelerogramas compatibles.

Según el procedimiento propuesto, se descarga una serie de registros de la base de datos del USGS (2016), la base de datos de sismos Europeos (ISESD, 2017) y el archivo acelerométrico italiano (ITACA, 2017). Estos acelerogramas fueron medidos por una red de acelerómetros distribuidos por todo el mundo. Algunas zonas donde fueron obtenidos los registros históricos son: el Centro-Imperial Valey (México, 1940), Maule (Chile, 2010), San Francisco-California (USA, 1957), Elena-Montana (USA, 1935), ParkField-California (USA, 1966), entre muchos otros.

ISESD es una plataforma interactiva de una base de datos de más de 3000 registros de movimientos fuertes Europeos procesados y formateados. Además, de esta base de datos se puede obtener información del contenido de frecuencias, velocidades, desplazamiento, etc., de los acelerogramas registrados en las tres direcciones ortogonales.

Otra de las fuentes consultadas es Naumoski et al. (1993). Allí se muestra un conjunto de registros de movimientos fuertes, clasificados de acuerdo al cociente A/V (Aceleración pico del terreno / velocidad pico). Esta medida de intensidad da una idea del contenido de frecuencias de los terremotos.

Otro sismo utilizado para completar la base de datos es el de Chichi. Conocido también como el terremoto 921, ocurrió el 21 de Setiembre de 1999 en el centro de Taiwán, en la ciudad de Chichi. Registró una magnitud de 7.3° en la escala de Richter. Este sismo es reconocido debido a los daños causados y la cantidad de personas fallecidas (2416 muertos, incluyendo los desaparecidos) (Chen, et al., 2015). En total, 387 estaciones registraron el movimiento. Una de las estaciones (TCU129) arrojó una aceleración horizontal máxima de 9.83 m/s2.

Se incorporan también los sismos de Haití y Kobe. El sismo de Haití ocurrió el 12 de Junio de 2010 y fue el más mortífero en la historia de ese país. Las cifras arrojadas después del terremoto fueron de 316000 muertos, 300000 heridos y 35000 edificios destruidos (Gorum, et al., 2013). El sismo de Kobe (Koshimura, et al., 2014) del año 2011 tuvo una magnitud de 9.0 y estuvo acompañado de un tsunami. Dejó las comunidades costeras de Iwate, Miyagi y Fukushima totalmente devastadas. Los números reportados al año siguiente mostraron la triste realidad, 15893 muertos, 2567 desaparecidos y 130441 edificaciones destruidas o arrastradas por las corrientes.

3.4.1 Zonas con características sismo-genéticas similares

Para poder usar en nuestro medio acelerogramas registrados en otros lugares del mundo y hacer una valoración confiable, es necesario buscar sismos de ambientes tectónicos similares. Dos zonas con ambientes tectónicos similares son aquellas en las que son comparables la magnitud, fuente sísmica, perfiles geológicos de suelos (atenuación) y distancia. Dicha información proviene de estudios de microzonificación, de conocer los periodos de retorno, mapas y tipos de falla, etc. (lateral, inversa, etc.).

La tarea de encontrar zonas similares fue realizada en Méndez (2012) para varias zonas de los Estados Unidos. Aquí se utiliza un criterio similar.

3.4.2 Sismos locales

El cálculo de la respuesta de un puente es altamente sensible a las características del movimiento del terreno. Por esta razón, el análisis en la historia de tiempo debe ser desarrollado aplicando varios registros sísmicos en la estructura para que sean excitados todos los modos significativos y se pueda capturar la dirección crítica predominante.

Con respecto a la información sobre sismos locales, se disponen de sismos de Tucumán, algunos de Argentina y los espectros del reglamento, que se describen más abajo.

En Argentina existen zonas de elevada peligrosidad sísmica. En el pasado se registró una fuerte actividad en la región y actualmente siguen ocurriendo sismos destructivos, aunque con una baja recurrencia. Históricamente, la actividad se ha concentrado en la zona oeste, sobre todo en las provincias de Mendoza, San Juan y la Rioja. Sólo por nombrar algunos de los sismos más destructivos, en Caucete en 1977 y en Mendoza en 1985 (Figura 3.2), ambos con cuantiosas pérdidas de vidas humanas. Los datos de los registros se pueden descargar de la página WEB del INPRES.



Figura 3.2. Registro Las Heras del terremoto de Mendoza, 1985 (Moller, 2012)

Si bien los sismos ocurridos no liberaron la cantidad de energía que otros sismos más destructivos, las construcciones en general no estaban diseñadas para resistir los movimientos. En el año 2010 en Salta ocurrió un sismo destructivo, donde se puso en evidencia la ausencia de equipos de evaluadores entrenados que pudieran actuar en las primera horas de ocurridos los acontecimientos. Actualmente en Argentina no se cuenta con un programa de gestión de

desastres en caso de sismos, ni existen directivas que sirvan como consulta y referencia para profesionales destinados a la evaluación del daño post sismo.

En nuestro país se cuenta con muy pocos registros que puedan ser usados para realizar análisis sísmicos. Sin embargo, se dispone de algunos acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en la provincia de Tucumán en el período entre el año 1980 y 2005. Estas estaciones se encuentran en: Dirección de Arquitectura y Urbanismo en las coordenadas (26°50'19.98"S-65°12'51.56"W), en el Dique el Cadillal en las coordenadas 26°37'11.01"S- 65°11'11.76"W, entre otras. Uno de los registros se puede ver en la Figura 3.3. Los acelerogramas fueron provistos por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (Danna & Pérez, 2013).



Acelerograma del Sismo del 21/02/2011 - Estación: BUR

Figura 3.3. Acelerogramas del Sismo del 21/02/2011 - Estación BUR. Tucumán

En (Siame, et al., 2006) se puede ver un estudio de la caracterización de la sismicidad en la provincia de San Juan, que consiste en mejorar la identificación y caracterización de las fuentes sismogénicas en la región. Esto se logra integrando datos de sismología, geología estructural y geomorfología. En la Tabla 3.1 se pueden ver algunos registros locales.

| Tabla 3.1. Datos de a | algunos | registros | en Argentina |
|-----------------------|---------|-----------|--------------|
|-----------------------|---------|-----------|--------------|

| Sismo | Fecha | Estación | Mw | D | PGA | HI |
|----------------------|------------|----------|-----|------|------|------|
| | | | | (km) | m/s2 | (m) |
| Caucete (San Juan) | 23/09/1977 | | 7.5 | | 1.87 | 0.68 |
| Tilcara | 30/12/1999 | | 5.5 | | 0.17 | |
| San Pedro | 2001 | | 4.1 | | 0.15 | |
| Barracas (Mendoza) | 26/01/1985 | | 6.0 | | 4.08 | |
| El Naranjo (Tucumán) | 03/04/1931 | | | | | |
| Cerrillos (Salta) | 27/02/2011 | | 6.4 | 10.0 | | |

Referencias: Sismo de Salta 2010 (Scotta, 2012). El Naranjo, Tucumán, 1935. Tilcara, San Pedro (Jujuy) (Orosco, et al., 2007), En el trabajo de Moller se pueden ver datos sobre el sismo de Mendoza del año 1985 (Moller, 2012).

D: Distancia hipocentral; M_w: magnitud de momento (Anexo B)

En la Tabla 3.2 se exponen algunos de los sismos descargados usando variados criterios.

Tabla 3.2. Sismos seleccionados

| Sismo | Fecha | Estación | Mw | D | PGA | HI |
|----------------------|------------|----------------------------|-----|------|-------|------|
| | | | | (km) | m/s2 | m |
| Elena Montana (Hav5) | 31/10/1935 | CARROL COLLEGE, | 6.0 | | 1.44 | 1.65 |
| | | N00E | | | | |
| Kern County (Nav2) | 21/07/1952 | Taft Lincoln School | 7.6 | | 1.70 | |
| | | Tunnel, S69E | | | | |
| Park-Field (Hav2) | 27/06/1966 | Cholame Shandon Array | 5.6 | | 4.26 | 0.83 |
| | | 2 | | | | |
| San Francisco (Hav3) | 22/03/1957 | Golden Gate Park | 5.3 | | 0.97 | 0.11 |
| Kobe (Japón) | 17/01/1995 | Kokogawa (CUE90) | 7.3 | | 3.38 | |
| Kobe (Japón) | 11/03/2011 | | 9.0 | | | |
| Northridge | 17/06/1994 | 090 CDMG STATION | 6.7 | | 5.57 | |
| | | 24278 | | | | |
| Maule (Chile) | | | 8.8 | | 8.35 | |
| San Fernando (Hav8) | 09/02/1971 | | 6.4 | | 10.60 | 22.3 |
| Imperial Valey | 18/04/1940 | Imperial Valley Irrigation | 6.9 | | 3.13 | 1.36 |
| | | District, S00E | | | | |
| Nahanni (Canadá, | 23/12/1985 | | 6.9 | | 10.8 | 1.26 |
| Hav10) | | | | | | |
| Lytle Creek (Hav6) | 12/09/1970 | | 5.4 | | 1.96 | 0.20 |
| Chichi | 21/09/1999 | | 7.7 | | 9.83 | |
| Haití | 12/06/2010 | | 7.0 | 13 | | |

D: Distancia hipocentral; Mw: magnitud de momento, PGA: aceleración pico del terreno, HI: intensidad de Housner (IH) (Ver definiciones en Anexo B)

3.5 Generación de acelerogramas

Los acelerogramas pueden ser naturales, es decir provenientes de eventos sísmicos reales, artificiales o sintéticos. Los artificiales se describen más abajo y los sintéticos a continuación.

3.5.1 Acelerogramas sintéticos

Un acelerograma sintético se genera a partir de un modelo matemático y estadístico, generalmente implementado en un programa de cálculo (Morbin, 2013). Se usan en estudios de respuesta estructural de puentes, suelos, microzonificación, etc. y normalmente se busca que sean compatibles con algún espectro objetivo. Específicamente, deben tener un contenido de frecuencias que ajuste con el espectro objetivo para el sitio específico donde se construyó la estructura.

Existen diversos modelos matemáticos para generar acelerogramas. Algunos de ellos se pueden encontrar en Boore (1983), Drosos (2003), Baker & Cornell (2006) y Orosco, et al. (2007). En este trabajo se utiliza una serie de acelerogramas generados siguiendo la metodología propuesta por Dip et al. (2006), que se detalla a continuación.

Según el modelo de Dip, se parte de un catálogo sísmico de la región en estudio, y a partir de los datos allí consignados se simula la ubicación geográfica y temporal de los eventos sísmicos a generar. Esto se hace a través de la generación de variables aleatorias por medio del método de MonteCarlo. Se estima la aceleración máxima usando magnitud y distancia al hipocentro y se simula el acelerograma correspondiente. Para simular la parte no estacionaria de un sismo real, se multiplica el movimiento generado por una función envolvente exponencial. Esta metodología está implementada en un conjunto de rutinas para el programa Matlab (2009b), desarrolladas por los autores de la citada publicación. Uno de los acelerogramas generados se puede ver en la Figura 3.4.



Figura 3.4. Acelerograma Nº13, generado con el modelo de Dip et al. (2006)

Con el programa de Dip se generaron 50 acelerogramas para un puente ubicado en San Miguel de Tucumán, y para distintas recurrencias. Luego, se desarrollan los espectros de pseudoaceleraciones de cada acelerograma y se los compara visualmente con los del reglamento (Figura 3.5). En cuanto a la distribución de las aceleraciones máximas, se crean 10 intervalos y se determina la frecuencia o número de acelerogramas que hay dentro de cada intervalo (Figura 3.6).

Es importante aclarar que los acelerogramas no fueron generados buscando que el espectro promedio de todos ellos sea compatible con los espectros del reglamento. Solo hay algunos de todos los acelerogramas generados que serán compatibles con los espectros de diseño, como se puede ver en apartado 3.7.1.



Figura 3.5. Espectros de Pseudo-aceleraciones para 50 acelerogramas generados

3.5.2 Acelerogramas artificiales

Los acelerogramas artificiales se obtienen ajustando acelerogramas medidos con un espectro objetivo. De esta manera, el acelerograma resultante se obtiene modificando el registro original en contenido de frecuencias y ordenadas espectrales. Uno de los métodos disponibles para este cometido es el de vibración estocástica de Gasparini et al. (1976). Este fue implementado en el programa SIMQKE, con el que se calcula la función de densidad espectral de potencia desde un espectro de respuesta definido. Además, usa funciones para derivar las amplitudes de las señales que tienen distintos ángulos de fase aleatorios distribuidos uniformemente entre 0 y 2π . Para desarrollar acelerogramas compatibles con los del reglamento, el autor utilizó el programa SeismoMatch (SeismoSoft, 2007). Los datos de entrada son el espectro del reglamento y un conjunto de acelerogramas.

Seismomatch es capaz de ajustar acelerogramas para hacer espectros de respuesta. Utiliza el algoritmo "wavelets" propuesto por Abrahamson (1992), basado en el método del dominio de tiempo de Lilhanand & Tseng (1988).

| Intervalo (PGA) | Frecuencia | |
|------------------|------------|-------------------------------------|
| (0,000 ; (0,086) | 10 | 20 - |
| (0,086;(0,173) | 21 | |
| (0,173 ; (0,259) | 12 | |
| (0,259;(0,346) | 3 | |
| (0,346;(0,432) | 1 | |
| (0,432;(0,518) | 1 | <u>г</u> , 3 – |
| (0,518;(0,605) | 0 | |
| (0,605 ; (0,691) | 0 | 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 |
| (0,691;(0,778) | 0 | $PGA(m/s^2)$ |
| (0,778;(0,864) | 2 | |

Figura 3.6. Frecuencia vs PGA de acelerogramas generados

En la Figura 3.7 se puede ver uno de los espectros de respuesta determinados directamente desde el acelerograma ingresado. Se muestran además el del reglamento Cirsoc y el ajustado por el programa. En la Figura 3.8 se puede ver el acelerograma generado y el registrado. Este sismo ocurrió a 25 Km al sur de Termas de Río Hondo en las Sierras de Guasayán, provincia de Santiago del Estero.



Figura 3.7. Espectro de pseudoaceleraciones original y generado

Estos acelerogramas no se deben adoptar como representativos de la zona debido a todas las incertidumbres que conlleva generar acelerogramas sísmicos. Para ellos se necesitarían cientos de registros. Por lo tanto, los acelerogramas generados sólo son válidos para este ejemplo

práctico y para el espectro de la zona sísmica 2 y tipo espectral 2 del reglamento. Para otras zonas sísmicas se debería volver a realizar el procedimiento, con el espectro correspondiente, y otros acelerogramas elegidos.

Es importante mencionar que la técnica aquí expuesta para desarrollar acelerogramas artificiales se considera poco adecuada. El acelerogramas generado pierde todas las características del registro original. Esto quiere decir que la técnica debe ser usada con criterio y solo para los casos en que el espectro objetivo sea similar al del registro original.



Figura 3.8. Acelerogramas original y ajustado.

3.6 Medidas de intensidad sísmica

Durante un sismo ocurre una gran liberación de energía que provoca movimientos ondulatorios, y pueden ser registrados por acelerómetros. Además, una serie de parámetros se puede utilizar para caracterizar el movimiento: Fuente, Magnitud, Mecanismo de Ruptura, directividad, distancia focal, camino, estructura de la corteza, sitio, superficie geológica, topografía, estructuras.

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el terreno durante un movimiento sísmico. Contiene una gran cantidad de información acerca de las características del movimiento sísmico, que puede ser útil para predecir la respuesta de las estructuras. Esta información puede venir dada en forma de medidas de intensidad sísmica (MI), como la PGA, la IA, etc. En el apéndice B se puede ver una descripción de las MI.

Los acelerogramas son registrados en estaciones distribuidas por todo el mundo y son útiles en ingeniería sísmica. Los instrumentos utilizados para tomar registros se denominan acelerógrafos, para diferenciarlos de aquellos de sismología; conocidos como sismógrafos, y que registran sismogramas. Los sismogramas miden movimientos de menor magnitud, imperceptibles para los humanos. Los registros son tomados por redes interconectadas a nivel mundial, entre ellos la Worldwide Standard Seismograph Network (WWSSN), Digital Seismometer Network (GDSN) y Seismographic Network (GNS) (Kramer, 1996).

Una vez tomados los registros del movimiento sísmico, se filtran para sacar los ruidos de fondo, ya que los sismos ocurren en ecosistemas naturales donde hay varias posibles fuentes de interferencias, como corrientes marinas, explosiones, vibraciones del viento, actividad de construcción, etc.

Cuando se pretenden hacer análisis sísmicos usando programas de elementos finitos, no es fácil trabajar con acelerogramas ya que dependiendo de la fuente, estos tienen diferentes formatos. Algunos tienen un encabezado de varias filas con datos del movimiento, filtros, estaciones de registros, fechas, intervalos de tiempo de registros, etc. Normalmente vienen dados en varias columnas de valores de aceleraciones instantáneas, ordenados de izquierda a derecha. Otros se dan en dos columnas, una con valores de tiempo y otra con aceleraciones. Esto es importante ya que no todos los programas de cálculo son compatibles con estos formatos. En ciertos casos se pueden leer directamente desde los archivos descargados, pero en otros debe realizarse un pre-procesamiento.

También se deben tener en cuenta las unidades en que fueron registrados, algunas veces en porcentajes de las aceleraciones (%g) y otras en m/s^2 o cm/s^2 .

El pre-procesamiento consiste en realizar una lectura previa del archivo de datos, ya sea usando una planilla de cálculo, o usando programas computacionales diseñados para realizar la lectura. En la presente investigación se desarrolló una subrutina de Matlab para procesar registros y dejarlos en un formato tipo, que puede ser usado para cualquier programa (Apéndice A).

3.6.1 Medidas de intensidad Óptimas

Una vez determinadas las MI, se procede a definir una medida óptima. La medida óptima es la que mejor caracteriza el conjunto de datos medidos y se usa en este trabajo para expresar los modelos de demanda sísmica probabilista, y generar curvas de fragilidad. Es la medida que hace, entre otras cosas, que la dispersión de los datos sea menor respecto de un valor medio. Para esto se desarrolla un procedimiento estadístico de los datos medidos y se calculan la eficiencia, proficiencia, practicidad, suficiencia y computabilidad (Wang, et al., 2012).

Existen muchos parámetros que pueden ser usados para caracterizar acelerogramas, como ser su amplitud, contenido de frecuencias y duración. Cada parámetro o grupo de ellos tiene una utilidad determinada y la elección dependerá de la estructura a analizar y del tipo de análisis. Se han propuesto muchos parámetros y algunos de ellos pueden describir algunas de esas características, mientras que otros pueden reflejar dos o tres. Estos son la IA, el cociente A/V $({}^{PGA}/_{PGV})$, la aceleración, velocidad o desplazamiento pico (*PGA*, *PGV*, *PGD*), entre otros. Por ejemplo, para una presa de tierra, lo más importante es la duración del movimiento fuerte, por los riesgos de segregación de materiales y licuefacción. En cambio, para puentes simplemente apoyados, los desplazamientos horizontales son los más críticos por riesgos de descalce de los tramos del tablero. Es importante notar que la representación cambia de manera significativa cuando se elige una medida de intensidad. La selección de uno u otro afectará de manera directa las curvas de fragilidad. Las medidas para evaluar cuál es el parámetro óptimo son:

1) Eficiencia: Una MI eficiente reduce la cantidad de variación de la demanda estimada. Una eficiencia óptima, requiere valores de $\beta_{D|IM}$ bajos.

2) Practicidad: Si una MI no es práctica hay poca o ninguna dependencia entre MI y el parámetro de demanda. Es medida por el parámetro *b* en el MDSP (pendiente de la recta de regresión). Cuando *b* tiende a cero, la demanda no es sensible a MI.

3) Proficiencia: Es una medida compuesta por la eficiencia y la practicidad. Se denomina también dispersión modificada (Ec. 3.1).

$$\vartheta = \frac{\beta_{D|IM}}{b}$$
 Ec. 3.1

4) Suficiencia: Da una idea de la independencia con las características del movimiento del terreno, es decir con la magnitud (M) y la distancia epicentral (R). Se analiza la regresión de los residuos (Γ_{ϵ}) con M o R. Se determinan los valores-p y la prueba de hipótesis nula, siendo esta última que el coeficiente de regresión es cero. Es decir que cuanto menos pendiente haya, mayor independencia se logrará. Los Γ_{ϵ} se determinan como la diferencia entre los valores medios y los medidos o registrados.

5) Computabilidad del riesgo: Se refiere al nivel de esfuerzo de cálculo requerido para determinar la curva de riesgo. Por ejemplo, un mapa de riesgo es fácilmente obtenido en términos de PGA, pero la aceleración espectral para el período estructural requiere más esfuerzo de cálculo.

Los resultados de esta práctica se pueden ver más adelante en la sección 7.4.2.
3.7 Criterios de Selección de acelerogramas

Hasta ahora se han definido tres tipos de acelerogramas: reales, sintéticos y artificiales, y las fuentes de donde obtenerlos. En este apartado se realiza una clasificación de todos los registros recopilados.

A continuación, se muestra la aplicación de un criterio de selección de acelerogramas obtenido de la norma de diseño sísmico colombiana (Prado Ramos, 2014), al que se le aplica una serie de modificaciones. Este criterio consiste básicamente en obtener un conjunto de acelerogramas cuyos espectros tengan ordenadas de magnitudes cercanas a las del espectro de pseudo-aceleraciones objetivo. Además, el criterio coincide en algunos aspectos con el Reglamento Cirsoc (2008).

De acuerdo a los requisitos normativos para la selección de señales, un aspecto importante es la selección de los acelerogramas basándose en su semejanza con el espectro de diseño. El espectro de diseño es en realidad un espectro de amenaza uniforme, el cual no corresponde a un evento sísmico en particular, sino es una envolvente de varios sismos que han ocurrido en el sitio. Se cree, que si bien es importante que los sismos se extraigan de zonas con características sismo-genéticas similares, es suficiente como primera aproximación, que el conjunto de acelerogramas seleccionados sea compatible con el espectro de amenaza uniforme (475 años).

3.7.1 Criterio propuesto

El criterio propuesto se resume a continuación:

- 1- Descargas de registros de movimientos fuertes
- 2- Selección de un número considerable de acelerogramas
- 3- Determinación de MI y del espectro de pseudoaceleraciones
- 4- Selección de registros compatibles con el espectro objetivo de acuerdo a las ordenadas espectrales.

El proceso de selección de acelerogramas establecido se puede ver en el Apéndice A. Este se resume a continuación. En primer lugar se selecciona una serie de acelerogramas con magnitudes superiores a 4, separando entre los que fueron registrados a una distancia epicentral de 0 a 50 km, de 50 a 150 km y más de 150 km. Luego, se procesan todos los registros en el programa Seismo-Signal para determinar las MI y los espectros de pseudo-aceleraciones.

A continuación, se ingresan los espectros en la subrutina "*acelerogramprocc.m*". Esta subrutina se utiliza para obtener un conjunto de espectros compatibles con un espectro objetivo (Apéndice A.4). En algunos casos quizás sea necesario someter a los acelerogramas a un proceso de preselección, de acuerdo con sus MI. Por ejemplo, separar entre los que tengan mayores intensidades de Areas, los intermedios y los bajos. Es esperable que los que tienen las mayores intensidades de Areas provoquen espectros compatibles con los de mayor peligrosidad. Sin embargo esto no siempre ocurre porque no es fácilmente visible una relación entre cualquier medida de intensidad y las ordenadas del espectro; sobre todo para sismos de mediana y baja intensidad. Es por ello que siempre es preferible comparar a todos los espectros obtenidos con cada uno de los del reglamento.

Se buscó identificar a las señales cuyos espectros individuales no sean inferiores en un 20 % a las ordenadas del espectro objetivo ni un 20 % mayor, dentro del periodo 0.8T y 1.2T, donde T es el periodo de vibración natural de la estructura según la dirección en estudio. Se cuenta con una base de datos de 150 acelerogramas, donde además del registro, contiene todos los parámetros de los acelerogramas.

En la Figura 3.9 se puede ver un espectro de diseño, los correspondientes espectros escalados 80 y 120 % y el de un acelerograma específico. Solamente dentro de un cierto rango el espectro está contenido por los límites superior e inferior. Este criterio de selección coincide aproximadamente con el de Morbin (2013), en el que los valores mínimos y máximos de las

43

ordenadas del espectro de los acelerogramas tienen que estar entre un 90 % y un 120 % del espectro objetivo.

Por otro lado, las ordenadas del espectro promedio no deben ser inferiores al 80 % de las del espectro objetivo dentro del intervalo 0.2T y 1.5T. Este criterio coincide de manera aproximada con el de Prado Ramos.



Figura 3.9. Espectro del reglamento y los límites de 80% y 120%

En la Figura 3.10a se muestran el espectro del reglamento para la zona sísmica 2 tipo espectral 2, junto con los espectros compatibles. En la Figura 3.10b, el espectro del reglamento y el espectro promedio. En la Tabla 3.3 se puede ver una lista de los registros compatibles.

Con la subrutina "acelerogramprocc.m" se puede obtener un conjunto de acelerogramas cualquiera compatibles con el de algún espectro. Una generalización de este programa, con varias mejoras se puede consultar en Iervolino et al. (2010). Se trata del programa Rexel, el cual

busca en grandes bases de datos conjuntos de acelerogramas compatibles con un espectro objetivo.



Figura 3.10. Zona Sísmica 2, tipo de suelo 2. Espectros compatibles y espectro promedio

| Zona 1 | Zona 2 |
|--------------------------------|------------------------------------|
| San Fernando (Lav5) | N-E Coast of Honshu, Japón (Lav11) |
| San Fernando (Lav8) | México Earthquake (Nav13) |
| San Fernando (Lav9) | M6-050-198 |
| Montenegro, Yugoslavia (Lav13) | Chichi (CHY-047N) |
| Zona 3 | Zona 4 |
| M6-050-6349 | Maule (Chile) |
| Imperial Valey (Nav1) | Sismo 40 |
| Sismo 9 | Sismo 11 |
| Sismo 11 | 807-050-6500 |

Tabla 3.3. Registros compatibles con los espectros del reglamento

Es importante destacar que el procedimiento para selección de registros puede resultar engorroso en algunos casos, ya que el conjunto obtenido es dependiente de la tipología del puente. La obtención de un conjunto más general, para varios tipos de estructuras no es una tarea sencilla y excede el alcance esta Tesis. Por lo tanto, este procedimiento sólo puede considerarse como un punto de partida para obtener un catálogo completo que caracterice correctamente la sismicidad de una zona.

3.8 Espectros de distintas recurrencias

La mayor parte de las normativas establecen un sólo sismo de diseño y es el correspondiente al de periodo de retorno de 475 años. Según la recomendación dada por el Comité (Visión, 1995), se necesita conocer los sismos de diseño para cuatro eventos denominados: frecuente, ocasional, raro y muy raro. En cambio según el procedimiento general de rehabilitación sísmica de puentes carreteros, utilizado en el manual de la FEMA (2000), se establecen los sismos Menor (periodo de retorno promedio de unos 100 años) y Mayor (periodo de retorno promedio de unos 100 años), además del espectro de diseño de 475 años. En el presente apartado, se mostrará el procedimiento seguido para definir los sismos Mayor y Menor para la Argentina, a partir del sismo de diseño (475 años).

Para determinar las ordenadas espectrales de sismos de distintas recurrencias, se estudió la Norma Italiana (NCS, 2008), las recomendaciones de Méndez (2012) basadas en FEMA (2000), y las dadas por Aguiar (2008).

Tomando como base el espectro de diseño del reglamento argentino se obtuvieron las ordenadas espectrales para sismos Menor y Mayor. Esto es a partir de los valores de pseudo-aceleración máxima del reglamento italiano. Se compararon los valores de pseudoaceleraciones espectrales máximas de los mapas de riesgo sísmico uniforme del *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia* (INGV, 2017), con los del espectro elástico de diseño del Cirsoc 103. Se consideraron las pseudoaceleraciones espectrales máximas de ocho municipios, de cada zona sísmica de Italia, como ser: Milán, Licata, Siderno, Lecce, Artegna, Udine, entre otros. Luego, se los compara con los valores de las pseudoaceleraciones máximas de las 4 zonas sísmicas argentinas.

Del análisis, se obtuvieron los siguientes resultados:

 Aguiar recomienda valores de 1,3 para obtener el sismo mayor y de 0,50 para el sismo menor.

- Los valores adoptados por Méndez oscilan entre 1,24 y 1,63 para el sismo mayor y entre 0,30 y 0,50 para sismo menor.
- Del estudio de la Norma Italiana se obtienen valores de 1,3 para sismo mayor y 0,52 para sismo menor.

Se adoptan los valores de 0,52 para sismo menor y 1,30 para sismo mayor, ya que son valores promedio entre los expuestos anteriormente.

Con los factores obtenidos se modifican los espectros de pseudoaceleraciones del Cirsoc para obtener los sismos mayor y menor. En la Figura 3.11 se muestran los espectros de pseudoaceleraciones de 100 (menor), 475 (medio) y 1000 (mayor) años para zona sísmica 2 y tipo espectral 2. De la misma forma se pueden obtener los espectros para otras zonas sísmicas y tipos espectrales.



Figura 3.11. Espectros de pseudo-aceleraciones obtenidos para los sismos de 100, 475 y 1000 años de periodo de retorno, para tipo espectral 2 y zona sísmica 2

Cabe destacar que de la misma manera que se escogió un conjunto de movimientos fuertes compatibles con los espectros del reglamento, es decir comparando las ordenadas espectrales, también se podrían haber utilizado otros parámetros de control. Si a todos los acelerogramas seleccionados se los sometiera una vez más a otros procesos de comparación, se tendrían conjuntos cada vez más compatibles con el espectro objetivo. Por ejemplo, controlando tipos de falla, distancia de atenuación, etc. Sin embargo, esto requiere de otros estudios que exceden el alcance de esta tesis.

CAPITULO IV MODELOS DE DAÑO

4.1 Introducción

La definición de los niveles de daño es fundamental en el proceso de evaluación sísmica, en particular para la determinación de la capacidad de la estructura. Comprende el estudio de los parámetros de respuesta sísmica de las estructuras, cuando son sobrepasados los límites de los materiales y cuando los elementos estructurales sufren cambios físicos visibles. En esta tesis se trabaja con los desplazamientos alcanzados en la cabeza de columnas circulares de base empotrada (CCBE), cuando aparecen síntomas de fisuración, desprendimientos del recubrimiento, pandeo de las barras de refuerzo, etc.

En la actualidad existen varias definiciones de estados límite de elementos de puentes de hormigón armado sometidos a movimientos sísmicos, enfocados en columnas, apoyos y pilas. En la literatura se pueden encontrar estados límites para cada parte del puente, pero esta tesis se enfoca en columnas de hormigón de sección maciza, ya que constituyen un elemento crítico en la respuesta sísmica. La definición de valores límites es una tarea donde confluyen varias disciplinas. Por un lado se debe conocer a fondo el comportamiento de las estructuras in situ, sometidas a sismos reales; es decir, datos de observaciones de campo. Además, intervienen los resultados de programas experimentales de puentes completos o sus partes constituyentes ante diferentes escenarios sísmicos. También, por supuesto la modelación computacional es indispensable. Esto muestra claramente que no es una tarea sencilla, por ser tan abarcativa y depender de tantos parámetros y datos que generalmente no son fáciles de encontrar.

En varias publicaciones se pueden encontrar diversas definiciones de estados límite. En el uso y aplicación de los estados límite, el autor encontró varias inconsistencias. Además, las descripciones halladas carecen de la información necesaria para que puedan ser aplicadas con precisión y están basadas en general en el juicio ingenieril.

A continuación se expresan las discrepancias encontradas y se propone una metodología concreta de determinación de niveles de daño e intervalos de validez. En el apartado 4.5 se analizan datos de daños en columnas de puentes reales y los niveles de performance de acuerdo a la capacidad de deformación más allá del límite elástico. En el apartado 4.6 se realiza una campaña numérica para establecer algunos valores puntuales y su correspondiente validación a través de resultados experimentales. Se consideran varias tipologías de columnas, niveles de armado, materiales constituyentes, geometrías, etc.

4.2 Definiciones de niveles de daño simples

Poder predecir el instante en el que una estructura o alguna parte de ella fallarán, es de fundamental importancia en el proceso de evaluación sísmica. Se define estado límite como el nivel de daño por encima del cual una estructura no puede satisfacer un grado de desempeño especificado. En general, la ductilidad de curvaturas de columnas es utilizada como medida de daño primaria en muchos estudios de caracterización del daño (Choi, et al., 2004). A

continuación se presenta una revisión de varias definiciones, para ciertos parámetros de demanda ingenieril: ductilidad de curvatura, ductilidad de desplazamiento, ductilidad rotacional, distorsión de pisos y deformación en el hormigón y el acero.

4.2.1 Ductilidad de curvatura

La ductilidad de curvatura es el parámetro elegido por Nielson (2005) para definir el estado límite en columnas. La ductilidad de curvatura (Ec. 4.1) se define como la máxima curvatura alcanzada en la zona de articulaciones plásticas, dividida en la curvatura de fluencia.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$
 Ec. 4.1

Las ductilidades de curvatura definidas por Nielson, están basadas en columnas con pobre confinamiento y empalmes en las zonas de articulaciones plásticas. Esas columnas son típicas de la zona central y sudeste de los Estados Unidos. Particularmente, la columna circular de base empotrada (CCBE) usada para definir los estados límite, tenía 0.91 m de diámetro y 4.6 m de altura. Estaba constituida por 12 barras de refuerzo longitudinal de Ø 28.7 mm y estribos de Ø 12.7 mm espaciados 30.5 cm. Nielson definió las ductilidades de curvatura para los estados de daño ligero, moderado, extensivo y completo de 1.29, 2.10, 3.52 y 5.24, respectivamente.

4.2.2 Ductilidad de desplazamiento

La ductilidad de deslazamiento relativa en columnas fue investigada por Hwang et al. (2001), en un programa experimental. Esta se define como (Ec. 4.2):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_v}$$
 Ec. 4.2

donde Δ_u es el desplazamiento relativo de la cabeza de columna obtenido desde el análisis de respuesta sísmica y Δ_y es el desplazamiento relativo de una columna cuando las barras de refuerzo vertical en la zona de rótulas plásticas alcanzan la fluencia.

La columna utilizada en los ensayos estaba empotada en ambos bordes. Era de hormigón armado y tenía 0.91 m de diámetro y 4.60 m de altura. El refuerzo estaba dispuesto en 17 barras de \emptyset 22.2 mm con estribos de \emptyset 9.5 mm separados 30.5 cm. Esta columna es muy similar a la utilizada por Nielson.

Según Hwang, si la columna tenía fisuración menor, se consideraba en estado de daño ligero y la ductilidad de desplazamiento asignada era 1.0. Cuando μ_{Δ} era 1.2, se asumía que la resistencia a la tracción de las barras de refuerzo longitudinal ya había sido alcanzada y el hormigón podía tener fisuración visible. Luego, cuando μ_{Δ} alcanzaba 1.76, las rótulas plásticas comenzaban a formarse en las columnas. Finalmente, el núcleo de las columnas empezaba a desintegrarse cuando μ_{Δ} llegaba a 4.76 y es cuando la columna ya había fallado.

4.2.3 Ductilidad Rotacional

En Banerjee & Shinozuka (2008), la medida utilizada para definir los estados límite en columnas fue la ductilidad rotacional μ_{θ} en zonas de articulaciones plásticas. En esa investigación fue obtenida información a través de procedimientos empíricos, analíticos y experimentales. Los datos experimentales provienen de un ensayo en una mesa vibratoria de un puente de hormigón armado de dos tramos en escala real.

Las rotaciones en los bordes (ϕ_u) fueron calculadas multiplicando las curvaturas registradas en el experimento (ϕ_{exp}), por la longitud de las galgas extensiométricas "*strain-gauges*" (l_{sg} =127mm). Luego, fue estimada la relación de ductilidad de rotación (Ec. 4.3) dividiendo θ_u sobre la rotación de fluencia θ_y , obtenible desde el diagrama momento-rotación de las columnas.

$$\mu_{\theta} = \frac{l_{sg}\phi_{exp}}{\theta_{y}}$$
 Ec. 4.3

Cada pila constaba de dos columnas. Las columnas de hormigón armado de sección circular eran de 0.35 m de diámetro y 2.44 m de altura, reforzadas con 16 barras de 9.2 mm y estribos de Ø 4.9 mm, espaciados 31.8 cm.

Los límites de daño fueron definidos usando datos de daños observados en el modelo del puente.

Estos fueron categorizados en 4 niveles: sin daño, menor, moderado y daño mayor (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Ductilidades registradas en los bordes de las columnas y sus correspondientes niveles de daño (Banerjee & Shinozuka, 2008)

| Estado de daño | Descripción del daño observado | Ductilidad rotacional |
|----------------|---|-----------------------|
| Ninguno | Sin daño en columnas | 3.01 |
| Menor | Extensión del desprendimiento del | 5.78 |
| | recubrimiento de hormigón ≤80mm | |
| Moderado | Extensión del desprendimiento del | 7.54 |
| | recubrimiento de hormigón ≥80mm | |
| Mayor | Pandeo de las barras de refuerzo; formación | 11.56 |
| - | de rótulas plásticas | |

4.2.4 Distorsión de piso

En Tavares et al. (2012), los estados de daño en puentes fueron definidos usando la distorsión

de piso de las columnas o deriva.

La distorsión de piso se define como la demanda de desplazamientos en la cabeza de la columna

(Δ), dividida por la altura (H), y es expresada en la Ec. 4.4.

$$\rho_T = \frac{\Delta}{H}$$

El espécimen usado para definir los Estados límite, consiste de una columna de hormigón armado de sección circular de 0.91 m de diámetro y 6.23 m de altura. Esta representa una de las columnas típicas en Quebec, Canadá. Está constituida de 15 barras Ø33.3 mm y estribos Ø18.7 mm separados 30 cm, con una carga axial de 2054 kN. Posee un empotramiento en el borde inferior y libre en el superior.

Los estados límite fueron definidos con el programa de elementos finitos EfIcOs (Cardona, 2008). Para cada uno de los estados límite, los umbrales de daño definidos por Tavares fueron 0.005, 0.007, 0.011 y 0.030.

4.2.5 Deformación en las fibras de Hormigón y Acero

Priestley, et al. (2007) analizó las deformaciones en las barras de acero más traccionadas y las fibras de hormigón más comprimidas de la sección transversal de las columnas. Sus experimentos han indicado que un límite inferior conservativo se alcanza para una deformación $\varepsilon_{c,s}$ de 0.004 en la fibra más solicitada de hormigón, para la iniciación del desprendimiento del recubrimiento. Además, se indicó que una deformación de tracción máxima de 0.015 en las barras de acero en elementos pre-comprimidos durante la respuesta sísmica, se corresponderá con un ancho de fisuras residuales de 1.0 mm. Esto es importante en medioambientes agresivos. Cuando las barras de acero alcanzan una deformación dada por la Ec. 4.5, se consigue el estado límite de control de daños. Con la Ec. 4.6 se determina la deformación en la fibra más comprimida para el control de daño en el núcleo de hormigón de la columna.

$$\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su}$$
 Ec. 4.5

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$
 Ec. 4.6

donde ε_{su} es la deformación para la tensión última de las barras, ρ_v es la cuantía de refuerzo transversal volumétrica, f'_{cc} es la resistencia a la compresión confinada y f_{yh} es la resistencia a la flexión de las barras de refuerzo transversal.

4.2.6 Distorsión de Corte

En (Elwood & Moehle, 2003), se propone la determinación de la capacidad última de corte por medio de una distorsión de piso. Si la columna fuera vulnerable a la falla por corte, se determina (Ec. 4.7):

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho_t - \frac{1}{40} \frac{\nu}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c}$$
 Ec. 4.7

donde Δ_s/L es la distorsión de piso cuando se alcanza la resistencia al corte, ρ_v es la cuantía de refuerzo del espiral, v es la tensión de corte nominal, f'_c la resistencia a compresión del hormigón, *P* la carga axial sobre la columna, y A_g el área de la sección transversal llena. La Tabla 4.2 resume los valores límite y las fórmulas para todos los autores citados.

4.3 Definiciones de niveles de daño compuestas

En los últimos años, se han realizado nuevas propuestas de índices de daño, en esencia muy distintos a los descriptos anteriormente. Estos pueden ser usados para evaluar parámetros como fatiga o energía disipada en columnas. Otra diferencia con los estados límite clásicos es que los parámetros suelen ser evaluados a nivel local, global o estructural incluyendo daño en componentes, acumulativos y no-acumulativos. Entre esos, podemos mencionar las

deformaciones normalizadas y rigidez, el índice de daño combinado y la formulación de fatiga basada en la ductilidad de desplazamiento. Otras definiciones y sus aplicaciones pueden ser consultadas en Lehman & Moehle (1998).

| | Ligero | Moderado | Extensivo | Completo |
|---|--------|----------|-----------|----------|
| Ductilidad de Curvatura (μ_{ϕ}) | 1.29 | 2.10 | 3.52 | 5.24 |
| Ductilidad de Desplazamiento (μ_{Δ}) | 1.00 | 1.20 | 1.76 | 4.76 |
| Ductilidad de Rotación (μ_{θ}) | 3.01 | 5.78 | 7.54 | 11.56 |
| Distorsión de piso (ρ_T) | 0.005 | 0.007 | 0.011 | 0.03 |
| Deformación en el acero (ε_s) | 0.015 | - | Ec. 4.5 | - |
| Deformación en el hormigón (ε_c) | 0.004 | - | Ec. 4.6 | - |
| Deriva de corte (Δ_s/L) | | | | Ec. 4.7 |

Tabla 4.2. Resumen de valores límite dados por varios autores

4.4 Usos y costumbres de los niveles de daño

Tradicionalmente, para la definición de niveles de daño en términos cualitativos se usan los cuatro estados dados por HAZUS-MH (FEMA, 2003). Estos son: ligero, moderado, extensivo y completo. Allí se puede encontrar una descripción completa de lo que le ocurre a las diferentes partes de un puente durante un terremoto, cuando se alcanzan ciertos niveles de deformación. Esta propuesta fue empleada por varios autores y su uso está más o menos consensuado. En cambio, para las definiciones cuantitativas hay más dispersión en los criterios y resultados.

En este trabajo se prueba que la aplicación de los estados límite de columnas dadas en el apartado 4.2 da resultados dispersos. Esto ocurre porque no ha sido considerado que los límites de los materiales se alcanzan bajo cargas diferentes de acuerdo al modo de falla que a su vez depende, entre otras variables, de los niveles de armado. En Elnashai (2006), Seo & Linzell (2012), y Aygün, et al. (2011) se usaron algunos de los estados límites ya nombrados, pero no se aclara si las columnas tienen el nivel de armado que les permitirá alcanzar esos niveles de deformación. Por ejemplo, decir que una columna falla cuando alcanza una ductilidad de

desplazamiento de 6 es un error si no es posible para ese elemento alcanzar ese nivel de deformación, especialmente si no tiene la armadura adecuada.

En el apartado 4.5 se analizan varios programas experimentales para mostrar con resultados puntuales que los estados de daño se alcanzan para diferentes niveles de cargas y desplazamientos según la ductilidad. Además, este análisis sirve para poder establecer algunos intervalos de validez dentro de los cuales se pueden esperar resultados confiables. Más adelante, esos valores serán extrapolados con una campaña numérica.

Antes de empezar con la descripción de los estados límites provenientes de campañas experimentales y de aquellos obtenidos a partir de desarrollos teóricos y analíticos se realiza una distinción entre los diversos modos de falla que pueden ocurrir en columnas. Estos están asociados con los niveles de armado, la historia de cargas, el grado de confinamiento del núcleo de hormigón, etc.

4.4.1 Modos de falla

En general, las columnas de puentes se diseñan para resistir una alta acumulación del daño mientras disipan energía en las zonas de articulaciones plásticas. El modo de falla puede depender de los materiales y/o la configuración geométrica de las columnas. Iwasaki, et al. (1985) indica, según procedimientos experimentales, que puede depender de la cantidad de refuerzo longitudinal y de confinamiento, relación de aspecto, recubrimiento de hormigón, carga axial, historia de desplazamientos, etc.

Luego, aquellas columnas que no fueron diseñadas según los criterios por desempeño podrían fallar por corte, es decir cuando el núcleo de hormigón presenta una fisura a 45° a lo ancho de toda la sección, para cargas menores que la resistencia a la flexión. Esto se conoce como falla frágil.

La historia de cargas es la secuencia en que se aplican las solicitaciones y tiene fundamental importancia. Es decir, la sucesión de cargas en los dos sentidos que se van aplicando en el prototipo. Además, el comportamiento de las columnas para fuerzas monotónicas y cíclicas es muy diferente. Bajo cargas monotónicas, la falla por corte y el deslizamiento de las barras longitudinales en los bordes pueden ser evitados con detallado cuidadoso y con cantidades apropiadas de armadura de refuerzo. Sin embargo, bajo cargas cíclicas es difícil asegurar que no ocurrirá falla frágil (Park, et al., 1985), ya que los mecanismos de esfuerzos que se desarrollan son distintos.

Los esquemas de falla por corte y flexión se muestran en la Figura 4.1. En los dos primeros ocurre falla flexional. En este tipo de falla es común el pandeo en las barras de refuerzo longitudinal comprimidas o la fractura de los estribos por tracción. En los últimos dos la falla predominante es por corte. El miembro pierde su capacidad de resistir cargas de manera repentina. Son comunes la fractura de las barras de refuerzo y la aparición y ensanchamiento de una fisura a 45° respecto del eje de la columna. A lo largo del trabajo se hace la distinción entre falla frágil y falla dúctil y se intentará una diferenciación entre ellas.



Figura 4.1. Modos de falla última (Park, et al., 1985)

En el Apéndice E.4 se define un parámetro para clasificar a las columnas en base al tipo de falla a esperarse. Este parámetro se determina haciendo el cociente entre la resistencia al corte sobre la de flexión. El autor define a esta relación como *"índice de falla frágil-dúctil"* y supone, al menos como primera aproximación, que puede ser un parámetro útil. Sin embargo, debido a los diversos modos de falla que se pueden presentar para tener en cuenta otras cuestiones como historias de carga, en trabajos futuros se deben proponer otras variables. En el apartado 4.6.4 se determinan las relaciones para varios tipos de columnas.

4.5 Estados límite experimentales

En esta sección se muestran algunos resultados de programas experimentales, para dar más significado y precisión en las definiciones de estados límite. Para ello, son estudiadas las respuestas de columnas reales bajo cargas laterales y verticales impuestas. Se registran los desplazamientos en la cabeza de las columnas cuando la inspección visual revela fisuración, desprendimiento del recubrimiento, pandeo en las barras longitudinales, etc.

En primer lugar, se desarrolla una clasificación teniendo en cuenta la ductilidad de las columnas. Se describen separadamente columnas bien y ligeramente confinadas.

4.5.1 Columnas de puentes de hormigón con alto confinamiento

Las columnas de puentes de hormigón de sección circular bien confinadas son aquellas que tienen un espaciamiento estrecho entre los estribos en espiral y suficiente refuerzo longitudinal, lo cual provee un adecuado confinamiento al núcleo de hormigón. Sin embargo, para logar una adecuada ductilidad se deben tener en cuenta otros aspectos, además de los relacionados con las barras de acero. Uno de ellos es evitar los empalmes de armaduras en las zonas de articulaciones plásticas y la insuficiente longitud de anclaje de las barras. Otro, es que no debe haber imperfecciones en la matriz sólida de hormigón y la mezcla debe ser homogénea.

Siguiendo estas recomendaciones, podría resultar en columnas con comportamiento dúctil y modos de falla flexional.

4.5.1.1 Resultados experimentales de Lehman y Mohele

Lehman & Moehle (1998) desarrollaron un programa experimental para estudiar la respuesta de cinco CCBE de hormigón con secciones transversales circulares y sometidas a cargas laterales cíclicas. En la Figura 4.2 se puede ver un esquema del ensayo. Entre columnas, se cambió la cuantía de refuerzo longitudinal y la relación de aspecto. El diámetro de todas las columnas es 610 mm y de los estribos \emptyset 6.35 mm dispuestos en espiral, espaciados 3.18 cm. Se aplicó en todos los casos la misma historia de cargas en la cabeza del elemento, una de precompresión axial y otra que imprime movimientos horizontales en ambas direcciones.



Figura 4.2. Configuración del ensayo experimental (Lehman & Moehle, 1998)

Se desarrollaron dos series de pruebas de manera focalizada. La serie I consiste de tres columnas que varían en la cuantía de refuerzo longitudinal: 0.8% (ColNo407), 1.5% (ColNo415) y 3.0% (ColNo430). La altura de las tres columnas es 2.44 m. La serie II consiste de tres columnas con distintas alturas: 2.44 m (ColNo415), 4.88 m (ColNo815) y 6.10 m (ColNo1015). La cuantía de refuerzo transversal de las tres fue 1.5%. Las respuestas de dos de las cinco columnas están brevemente comentadas a continuación, y las respuestas de las cinco son resumidas en la Tabla 4.3.

1- Columna ColNo407

Durante el ciclo de 0.76 cm, se observaron fisuras iniciales horizontales hasta una altura de 1.14 m. El patrón de fisuración se puede ver en la Figura 4.3. Durante el ciclo de 1.91 y 2.54 cm fue observada una ampliación en el patrón de fisuración y el espaciamiento mínimo entre fisuras disminuyo a 10.16 cm.



Figura 4.3. Patrón de fisuración para la columna ColNo407 (Lehman & Moehle, 1998)

Durante el ciclo de 3.81 cm hubo desprendimiento en el hormigón del recubrimiento en una región a una altura de 11.4 cm y 2.54 cm. Finalmente, en el ciclo de 12.7 cm ocurrió la falla de la columna. Esto fue identificado como daño extensivo y se observó pandeo en las barras de refuerzo longitudinal. La demanda de desplazamientos impuestos sobre la espiral provoco su fractura dentro de la longitud de pandeo. Esto generó una pérdida significativa de la rigidez de refuerzo transversal (Figura 4.4).

Durante el ciclo de 3.81 cm hubo desprendimiento en el hormigón del recubrimiento en una región a una altura de 11.4 cm y 2.54 cm. Finalmente, en el ciclo de 12.7 cm ocurrió la falla de la columna. Esto fue identificado como daño extensivo y se observó pandeo en las barras de refuerzo longitudinal. La demanda de desplazamientos impuestos sobre la espiral provoco su fractura dentro de la longitud de pandeo. Esto generó una pérdida significativa de la rigidez de refuerzo transversal (Figura 4.4).



Figura 4.4. Respuesta Fuerza-Desplazamiento Columna 407 (Lehman & Moehle, 1998)

2- Columna ColNo1015

Las primeras fisuras fueron visibles después del primer ciclo de 2.03 cm y el espaciamiento de las fisuras fue de aproximadamente 7.50 cm. Durante el ciclo de 19.5 cm comenzó el

desprendimiento en el recubrimiento a una altura de 12.7 hasta 58.4 cm. La falla de la columna ocurrió durante el ciclo de 63.5 cm (Figura 4.5). Los resultados de todas las columnas se pueden ver en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Desplazamientos para los estados límite del programa experimental de Lehman. Análisis de CCBE bajo cargas cíclicas horizontales

| | Desplazamientos Col (cm) | | | | | |
|---------------------------------|--------------------------|-------|-------|-------|--------|--|
| Estado límite | No407 | No415 | No430 | No815 | No1015 | |
| Fisuración inicial | 0.80 | 0.30 | 0.30 | 0.40 | 2.03 | |
| Fisuración extendida | 1.91 | 0.76 | 0.76 | 4.44 | 6.35 | |
| Desprendimiento hormigón | 3.81 | 3.81 | 3.81 | 13.31 | 19.50 | |
| Pandeo de barras longitudinales | 12.7 | 15.24 | 17.78 | 44.50 | 63.50 | |

4.5.1.2 Resultados del programa experimental de Goodnight

Otro programa experimental enfocado en columnas bien confinadas fue desarrollado por Goodnight et al. (2014). El objetivo de este experimento fue evaluar la performance de 30 columnas de puentes de sección circular, probadas en laboratorio, variando en la historia de cargas sísmicas, la cantidad de refuerzo transversal y longitudinal, la carga axial y la relación de aspecto.



Figura 4.5. Estado de Daño Columna ColNo1015 (Lehman & Moehle, 1998)

La columna ensayada, denominada en lo que sigue TGO415, tenía 61.0 cm de diámetro y 16 barras acero longitudinal de diámetro 19.05 mm de calidad A706. El refuerzo transversal en espiral estaba conformado por estribos de diámetro 9.5 mm espaciados 5.1 cm, dando relaciones de refuerzo longitudinal y transversal de ρ_l =0.016 y ρ_v =0.010.

La columna fue sometida a una carga axial de compresión de 761 kN, es decir una relación de carga axial $P/(f'_c A_g) = 0.055$. La relación de aspecto del espécimen fue H/D=4. Las características de estas columnas son muy similares a una de las ensayadas por Lehman, descriptas anteriormente. La relación fuerza-desplazamiento de la columna TGO415 se puede ver en la Figura 4.6.



Figura 4.6. Respuesta experimental Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la cabeza de columna TGO415 (Goodnight, et al., 2014)

El prototipo fue sometido a varios ciclos de desplazamientos unidireccional estandarizado aplicando una fuerza horizontal variable en la cabeza. Se observó la siguiente secuencia de daños, expresada en ductilidades de desplazamientos y en desplazamientos entre paréntesis: fisuración del hormigón 0.5 (1.0 cm), desprendimiento de recubrimiento del hormigón 2 (4.0

cm), fluencia de la armadura en espiral en la región de confinamiento 6 (12.0 cm), pandeo de las barras longitudinales 8 (16.0 cm) y fractura de las barras de refuerzo longitudinal previamente pandeadas 10 (20.0 cm).

4.5.2 Columnas de puentes de hormigón con bajo confinamiento

Esta sección se concentra en columnas comúnmente encontradas en puentes existentes antiguos. Muchos de ellos fueron construidos antes que los códigos sísmicos sean reformulados. En general, esas columnas tienen armaduras de refuerzo transversal insuficientes y ampliamente espaciadas. La baja cuantía de refuerzo no provee un buen confinamiento al núcleo de hormigón, lo que ocasiona un comportamiento no-dúctil y el riesgo de falla al corte repentino. En lo que sigue se describen dos ensayos, encabezados por Armadá (2010) y Ranf et al. (2005).

4.5.2.1 Resultados Experimentales de Armadá

Armadá (2010) estudió la respuesta de 10 columnas de hormigón armado de puentes en un programa experimental. Los resultados de una de esas columnas (denominada TAR425) se muestran en la Figura 4.7. Diámetro de las columnas 35.0 cm y altura 1.50 m, armaduras de refuerzo 12 Ø16 con estribos de Ø6 cada 20.0 cm. La relación de carga axial 0.20 y la historia de desplazamientos horizontales de 11 incrementos con tres ciclos simétricos para cada caso.

4.5.2.2 Resultados experimentales de Ranf

Otro programa experimental en columnas ligeramente confinadas fue desarrollado por Ranf, et al. (2005). El objeto de esta investigación, fue estudiar 6 columnas con baja cuantía de refuerzo transversal sometidas a distintas historias de desplazamientos. Los desplazamientos transversales fueron aplicados sobre la cabeza de las columnas, mientras una carga axial constante actúa desarrollando fuerzas de compresión.



Figura 4.7. Curva de Histéresis de la columna TAR425 (Armadá, 2010)

Las seis columnas tenían las mismas geometrías y relaciones de refuerzo. Altura 1.52 m y diámetro 0.508 m, cuantía de refuerzo longitudinal 0.001 y transversal 0.0015. La tensión de fluencia del acero era de 414.0 MPa y la resistencia del hormigón de 41.4 MPa. La carga axial 837.9 kN y el recubrimiento del núcleo de hormigón 0.0127 m. Solamente la respuesta de una de ellas, denominada S1015, será descripta a continuación.

La columna S1015 estuvo sujeta a un ciclo para cada uno de los incrementos de carga. Estos están expresados como las siguientes relaciones con el desplazamiento de fluencia (Δy): 0.1, 0.2, 0.7, 1.25, 2.0, 3.0, 5.0 y 6.0. En la Figura 4.11 se puede ver la respuesta fuerza-desplazamiento.

La Tabla 4.4 provee un resumen de los niveles de daño para la columna S1015 con su desplazamiento correspondiente. La deformación para la primera fluencia del refuerzo longitudinal fue de 0.56 cm. Además la tabla muestra los desplazamientos para fisuración flexional significativa, desprendimiento significativo del recubrimiento, etc.

| Nivel de daño | Despl | Distorsión de piso |
|--|-------|--------------------|
| | (cm) | (m/m) |
| Primera fluencia ref. long. | 0.56 | 3.7e-3 |
| Fisuración de flexion sign. | 0.93 | 6.2e-3 |
| Desprendimiento significativo de recub | 4.05 | 27.0e-3 |
| Inicio del pandeo de barras | 4.06 | 27.1e-3 |
| Fractura de espirales | Na | Na |
| Pérdidas del 20% de resist. | 5.94 | 39.6e-3 |
| Pérdidas del 50% de resist. | 6.93 | 46.2e-3 |

Tabla 4.4. Desplazamientos límite para columna S1015, ligeramente confinada

El comportamiento permanece estable hasta una *distorsión de piso* de entre el 2 y 3%, correspondiente a una demanda de ductilidad de desplazamiento de 3.94. Luego, la resistencia cae repentinamente.

4.5.3 Resumen de resultados experimentales

Se resumen los resultados de los programas experimentales realizados en otros centros de investigación. Con esta cantidad limitada de datos se intenta establecer algunos estados de daño y relacionarlos con los niveles de armado. Con la cantidad de datos que se tienen es difícil proponer una valoración confiable, para lo cual se necesitaría una base de datos mucho mayor. Esta base de datos debe contener resultados de otras tipologías de columnas, con niveles de armado, historia de cargas y esbelteces que cubran un rango aceptable de posibilidades. Así, un investigador podría basar sus estudios simplemente buscando aquella columna que ajuste con la que pretende evaluar. Quizás esto nunca será posible o al menos es poco probable ya que se necesitaría una enorme e impráctica cantidad de información. Por lo tanto, es más fácil pensar que partiendo de estos resultados se puedan extrapolar a otras dimensiones haciendo uso de simulaciones computacionales. Esto se desarrollará en el siguiente apartado.

La observación hecha durante las pruebas sugiere que la secuencia de daño en las cinco columnas ensayadas por Lehman fue similar. Los resultados obtenidos por Goodnight son análogos a los de Lehman para la columna equivalente (ColNo415). Esto podría adoptarse como un comportamiento típico para columnas con alto nivel de confinamiento.

En la Figura 4.7 se puede ver que la baja ductilidad de la columna de Armadá es resaltada por una caída brusca en la resistencia en el ciclo de 36 mm de desplazamiento (ductilidad de desplazamiento de 3.5). En contraste, se debería notar que una columna dúctil alcanzará ductilidades de 5.5 a 8; por ejemplo, para la columna ColNo1015 la ductilidad última es de 5.6. Por otro lado, en el ensayo desarrollado por Ranf también se obtuvo una caída repentina de resistencia correspondiente a una ductilidad de desplazamientos de 3.9.

4.6 Estados límite numéricos

En esta sección se estudia la relación entre dos parámetros de las CCBE y cuatro niveles de daño. En primer lugar, se definen dos tipos de columnas. Luego, se validan modelos numéricos con los resultados de ensayos experimentales de la sección 4.5. Finalmente, se comparan los resultados de modelos numéricos con ecuaciones teóricas conocidas.

Los parámetros analizados son la relación de aspecto y la cuantía de refuerzo transversal. Por ecuaciones teóricas conocidas se refiere a aquellas utilizadas para calcular la resistencia al corte, la deformación en las fibras extremas de hormigón y de acero, etc. Se utiliza el programa OpenSees (McKenna & Feneves, 2016) para desarrollar modelos de elementos finitos de CCBE, de manera de probar la aplicabilidad del método propuesto y extender los resultados a un determinado rango de valores.

4.6.1 Columnas tipo

Se define como columna tipo al elemento estructural que representa un grupo. Todas las columnas de ese grupo tienen idénticas propiedades geométricas y de materiales, menos una que se toma como variable. La columna tipo I, representa diez columnas con distintas alturas,

con idénticos diámetros y refuerzos transversales y longitudinales, etc. Las columnas tipo II tienen diferentes cuantías de refuerzo transversal y todos los otros parámetros idénticos. La selección de la geometría y materiales de las columnas tipo se hace con la intención de facilitar la comparación con los resultados provenientes del programa experimental presentado la Sección 4.5.

<u>Columnas tipo I</u>

La primera serie de pruebas, denotada columnas tipo I, consiste de diez columnas cuyas alturas son cambiadas entre 1 y 10 m. Luego, los parámetros fijos son: diámetro 0.61 m, ρ_l 0.015, ρ_v 0.007, P/Ag/fc: 0.07, resistencia media del hormigón de 29.0 Mpa y tensión de fluencia del acero de 472.0 Mpa.

Columnas tipo II

La segunda serie de pruebas, denotada columna tipo II, consiste de diez columnas que varían en cuantías de refuerzo transversal. Se toma como límite inferior ρ_v =0.0005 y superior ρ_v =0.0131. Los parámetros fijos son: H= 1.5 m, D= 0.51 m (L/D=3), ρ_l =0.011 (11 φ 16), $P/A_g/f'_c = 0.10$, f'_c =36.3 MPa y f_y =455 MPa.

4.6.2 Modelado de columnas

Se diseñan dos modelos computacionales 2D para evaluar la influencia del cambio de dos parámetros en cada estado límite. Se usa el programa computacional OpenSees para modelar ambos comportamientos: dúctil (Figura 4.8) y frágil (Figura 4.9). Ambos modelos tienen idénticas condiciones de borde, tipo de elemento y discretización. El elemento "zero-length" utilizado no posee longitud y el nodo 2 coincide con el 1.



Figura 4.8. Modelo numérico de flexión

Figura 4.9. Modelo numérico de corte

Cada columna es modelada como un elemento empotrado en la base y libre en el extremo. Una carga axial, proveniente del peso propio del tablero, se aplica en la cabeza de la columna y una carga horizontal imponiendo una historia de desplazamientos. Se utilizan los modelos descriptos en el apartado 5.5.1 (para flexión y corte). La carga horizontal se aplica con un objeto de integración estática "*StaticIntegrator*" del tipo control de desplazamientos "*DisplacementControl*" y la historia de desplazamientos impuesta incluye un ciclo para cada nivel de desplazamiento. La magnitud de los ciclos subsecuentes se expresan en términos de relaciones del desplazamiento de fluencia (Δ_y) de 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0 y 7.0.

La respuesta del modelo numérico de la columna dúcil, se compara con los resultados de la mesa vibratoria de Lehman dados en la Sección 4.5.1.1. El mismo elemento se utilizó en investigaciones previas, para modelar el comportamiento no-lineal (Choi, et al., 2004). Para la falla frágil se comparan los resultados con los del ensayo de Ranf, descriptos en la Sección 4.5.2.2.

4.6.3 Validación

Se validan los resultados de los ensayos numéricos con los experimentales. El comportamiento de la columna ColNo415, se valida con el de la columna T1-Cl415 (Figura 4.10). Por otro lado, los resultados de la columna S1015, se comparan con los resultados de la columna T2-S1 (Figura 4.11).

En la columna S1, después del cuarto ciclo para un desplazamiento de 92.6 mm, se registra una caída repentina del 16 % de la resistencia. La resistencia residual del último ciclo es 21.45 kN (Figura 4.11), lo cual es adecuadamente representado por el modelo numérico. Durante el análisis, cuando ocurre falla por corte, OpenSees muestra la lectura – *falla al corte detectada*.



Figura 4.10. Columnas dúctiles. Desplazamientos - Fuerza Efectiva Columna ColNo415 (Lehman & Moehle, 1998)

Figura 4.11. Columnas frágiles. Desplazamientos - Fuerza Efectiva Columna S1015 (Ranf, et al., 2005)

El modelo no representa perfectamente el comportamiento de la columna en todos los puntos, pero en varios hay coincidencias. Sin embargo, es considerado apropiado para nuestros propósitos.

4.6.4 Resultados del programa numérico

Para las 20 columnas numéricas y 5 experimentales se determina el índice de falla FD. Los IFFD se pueden ver en las tablas 4.5 y 4.6 junto con estados límite de las columnas, altura y

relación de refuerzos, deformaciones en el hormigón y el acero y periodos de vibración fundamental. Se puede ver que las columnas que fallan por corte tienen un índice menor que 2.5 y las que fallan por flexión alcanzan un valor de hasta 23.

Tabla 4.5. Estados límite para columnas dúctiles

| Desplazamientos (cm) | | | | | | | |
|----------------------|----------|--------|----------|-----------|----------|------|------|
| Col | H (m) | Ligero | Moderado | Extensivo | Completo | IFFD | T1 |
| T1-H01 | 1.0 | 0.2 | 0.40 | 1.3 | 1.5 | 2.3 | 0.1 |
| T1-H02 | 2.0 | 0.9 | 1.60 | 5.3 | 6.1 | 4.7 | 0.2 |
| Т1-Н03 | 3.0 | 1.9 | 3.50 | 12.1 | 13.8 | 7.0 | 0.4 |
| T1-H04 | 4.0 | 3.5 | 6.30 | 21.7 | 25.1 | 9.4 | 0.6 |
| T1-H05 | 5.0 | 5.4 | 10.0 | 34.4 | 40.5 | 11.7 | 0.9 |
| T1-H06 | 6.0 | 7.9 | 14.4 | 51.8 | 61.1 | 14.1 | 1.1 |
| Т1-Н07 | 7.0 | 10.8 | 19.8 | 75.4 | 90.4 | 16.4 | 1.4 |
| T1-H08 | 8.0 | 14.3 | 26.3 | - | - | 18.8 | 1.7 |
| T1-H09 | 9.0 | 18.3 | 33.8 | - | - | 21.1 | 2.0 |
| T1-H10 | 10.0 | 22.0 | 42.6 | - | - | 23.4 | 2.4 |
| Lehman415 | 2.44 | 1.2 | 2.30 | 7.8 | 15.2 | 3.73 | 0.29 |
| Lehman815 | 4.88 | 5.1 | 9.30 | 32.6 | 44.5 | 7.46 | 0.82 |
| Lehman1015 | 6.10 | 8.2 | 14.9 | 53.8 | 63.5 | 9.31 | 1.14 |

ρ_v=0.007, D=0.61, ρ_l=0.015, P'=0.07

4.7 Metodología propuesta

Partiendo de un conjunto de resultados experimentales ajustados con modelos numéricos, se puede establecer una metodología para definir estados de daño que pueda ser aplicada a otros tipos de columnas, materiales, secciones y configuraciones estructurales. Además, se puede demostrar con más herramientas, la hipótesis inicial de que usando las definiciones de estados de daño dadas por diversos autores, se llega a resultados diferentes. Esto también ayuda a sostener la idea de que los niveles de daño hallados en la literatura deben ser usados con mucho

criterio y siempre asociados a un elemento estructural en particular. La metodología propuesta para definir los niveles de daño se expone a continuación.

Tabla 4.6. Estados límite para columnas frágiles

| Distorsión de piso (m/m) | | | | | | | - |
|--------------------------|---|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|---|------|------|
| Col | ρ _v (m) x10 ⁻² | Ligero x10 ⁻³ | Moderado x10 ⁻³ | Completo x10 ⁻³ | Defor H ^o x10 ⁻³ | IFFD | T1 |
| T2-C005 | 0.05 | 1.0 | 9.00 | 26.0 | 8.10 | 0.66 | 0.17 |
| T2-C017 | 0.17 | 1.3 | 12.0 | 30.0 | 11.0 | 0.88 | 0.18 |
| T2-C030 | 0.30 | 1.6 | 15.0 | 34.0 | 14.0 | 1.13 | 0.18 |
| T2-C043 | 0.43 | 1.8 | 17.0 | 38.0 | 17.0 | 1.38 | 0.19 |
| T2-C052 | 0.52 | 2.0 | 19.0 | 41.0 | 19.0 | 1.56 | 0.19 |
| T2-C070 | 0.70 | 2.3 | 23.0 | 47.0 | 22.0 | 1.88 | 0.20 |
| T2-C081 | 0.81 | 2.6 | 26.0 | 50.0 | 24.0 | 2.08 | 0.20 |
| T2-C093 | 0.93 | 2.8 | 29.0 | 54.0 | 25.0 | 2.32 | 0.20 |
| T2-C100 | 1.00 | 2.9 | 31.0 | 56.0 | 26.0 | 2.44 | 0.20 |
| T2-C131 | 1.31 | 3.4 | 41.0 | 66.0 | 31.0 | 3.02 | 0.21 |
| RanfS1015 | 0.13 | 4.0 | 24.0 | 40.0 | - | 0.82 | 0.29 |
| Lehman407 | 0.71 | 7.8 | 16.0 | 52.0 | - | 4.90 | - |

H=1.52 m, D=0.51 m, ρ_l=0.011, P'=0.10

- 1- Analizar una gran cantidad de datos experimentales. Dos o tres campañas de ensayos en columnas que validen los resultados numéricos serían suficientes. Al menos dos o tres parámetros deben coincidir.
- 2- Clasificación de las columnas. Usar el IFFD para determinar el modo de falla. Este paso es importante para seleccionar el modelo numérico a utilizar. Analizar los posibles mecanismos de falla, dependiendo de las relaciones de refuerzo, esbeltez, historia de cargas y condiciones de apoyo.
- 3- Proyectar un estudio paramétrico. Definir tipos de columnas. Fijar los parámetros fijos y variables dependiendo de la columna en particular y los resultados experimentales.

- 4- Establecer el número de ensayos numéricos a analizar de acuerdo a un diseño de experimentos. La cantidad se escoge de manera de reducir la dispersión respecto de la media.
- 5- Realizar simulaciones numéricas para extender los resultados experimentales a otros casos de análisis. Desarrollar análisis de cargas cíclicas en un programa de elementos finitos.
- 6- Realizar pruebas de bondad de ajuste y relaciones de mínimos cuadrados, entre los niveles de ductilidad y los estados límite para obtener las distribuciones y leyes de comportamiento.

A continuación, se aplican las definiciones de los valores límites dados por Nielson, Hwang y Tavares (resumidos en la Tabla 4.2) en dos columnas de diferente configuración. Se determinan las ductilidades de curvaturas para cada estado límite en las columnas T1-H02 y T2-C100. Se puede observar que se obtiene una gran diferencia en los resultados.

En la Figura 4.12 se muestran los resultados de la columna T1-H02 y en la Figura 4.13 para la columna T2-C100, por medio de las curvas ductilidad de curvatura vs fuerza. Cada línea vertical representa un estado límite según cada autor.



Figura 4.12. Columna T1-Cl415. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo.

Figura 4.13. Columna T2-Cl002. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo.

El estado límite de colapso es alcanzado en la columna T1-H02 para ductilidades de curvatura de 5.2, 19.9 y 14.9 según Nielson, Hwang y Tavares, respectivamente. En la columna T2-C100,

los límites de colapso son alcanzados para valores de 5.24, 4.41 y 2.73 según Nielson, Tavares y Armadá, respectivamente. Esta discrepancia es debida, entre otras cosas al hecho de que los estados límite fueron definidos para columnas con configuraciones geométricas, materiales y relaciones de refuerzo diferentes.

Esto demuestra claramente que los estados límite están relacionados con las columnas con las que han sido definidos y solamente pueden usarse de manera directa en tales casos.

4.8 Aplicación de la metodología

Esta sección provee una descripción general de la progresión de daño en columnas, registrando los desplazamientos en la cabeza de columnas cuando se alcanzan ciertos parámetros. Algunos de esos parámetros son: la capacidad de corte, la deformación máxima en las fibras extremas del hormigón confinado y no-confinado, las deformaciones máximas en las barras de acero, etc.

4.8.1 Columnas tipo I

Se determinan los desplazamientos necesarios para alcanzar los estados de performance de las columnas tipo I, que son separados en 4 niveles. Los estados de performance coinciden con algunos de los dados en la Sección 4.2 y las obtenidas a partir del análisis de resultados experimentales. Se enlista por categorías la progresión del daño, siguiendo un orden cronológico según la aparición del daño.

Nivel 1 - Estado límite de primera fluencia: Este nivel está relacionado con el desplazamiento correspondiente a la deformación de fluencia en la barra de acero longitudinal más traccionada de la columna. El límite de deformación definido es $\varepsilon_{sI} = f_y/E_s=0.0024$. Este coincide con el primer estado límite dado por Priestley.

Nivel 2 - Estado Límite del inicio del desprendimiento del recubrimiento: Este desplazamiento límite está relacionado con la deformación alcanzada en la fibra más comprimida del hormigón no-confinado. Esto ocurre cuando la deformación alcanzada es ε_{cII} =0.004 y coincide con el

límite de desprendimento de recubrimiento dado por Priestley. El desprendimiento está asociado con el inicio del decrecimiento de rigidez (pendiente negativa) y la pérdida repentina de resistencia. Aunque para secciones bien confinadas no significa lo mismo, ya que el miembro puede soportar deformaciones sin una pérdida excesiva de la resistencia.

Nivel 3 - Estado límite de pandeo: Coincide con la deformación en las barras de acero más solicitadas que producen pandeo, que es dado para una deformación ε_{sIII} =0.06 y coincide con el límite de pandeo dado por Priestley.

Nivel 4 - Estado límite de fractura: Corresponde con la rotura del refuerzo de confinamiento en las zonas potenciales de rótulas plásticas. Debido a las limitaciones del programa numérico utilizado, que no registra deformaciones en las barras de refuerzo transversal, se adopta una deformación en las barras de acero longitudinal de 0.07. También se propusieron otros predictores de este estado de daño, como la deformación en los materiales cuando se alcanza una disminución en la resistencia flexional de 20 al 40%, pero no se obtuvieron resultados adecuados. Estos valores límite fueron usados también por Ranf.

4.8.2 Columnas tipo II

En estas columnas se cambia la cuantía de refuerzo transversal. Solamente se establecen tres niveles de daño, debido a la dificultad para diferenciar los límites extensivo y completo. Los resultados se expresan como desplazamientos de piso.

Nivel 1 - Estado límite para la primera fluencia: La deformación límite del acero en tracción es 0.0027.

Nivel 2 - Estado límite de desprendimiento de recubrimiento: Se define como la distorsión de piso cuando la fibra del núcleo de hormigón más comprimida, alcanza el valor obtenido con la Ec. 4.6. Este valor coincide con la formulación dada por Priestley en el estado límite de control de daño. Esta elección es debida a que la deformación en el hormigón del núcleo es sensible a la relación de refuerzo transversal.

Nivel 3 - Estado límite de falla al corte: Este nivel está asociado con el desplazamiento para el cual la columna alcanza la falla al corte y el valor es dado por la fórmula de Elwood & Moehle (2003) (Ec. 4.7).



Figura 4.14. Relación entre Altura y estados límite para columnas dúctiles



Figura 4.15. Relación entre el refuerzo transversal y los estados límite para columnas frágiles

Se puede ver un buen ajuste entre los resultados numéricos y los experimentales.
La relación obtenida entre los desplazamientos límite y la altura de las columnas dúctiles es exponencial. En cambio, para columnas frágiles la relación obtenida entre desplazamientos límite y cuantía de refuerzo transversal es lineal.

Las pendientes de las curvas de ajuste para los estados de daño ligero y moderado es relativamente baja. Para los estados extensivo y completo la pendiente es mucho mayor, mostrando mayor sensibilidad.

En base a los resultados obtenidos, se puede inferir que la metodología seguida es apropiada para estimar los estados límite de columnas. Particularmente para columnas de puentes de sección circular, el estudio paramétrico dio resultados adecuados, en comparación con los experimentales.

CAPITULO V MODELOS NUMERICOS

5.1 Introducción

Dentro de los procedimientos de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes, una de las partes más importantes es la determinación de la demanda que ejerce la amenaza sísmica sobre las estructuras. Existen diversos métodos de análisis sísmicos con distintos grados de complejidad que ofrecen varios niveles de fidelidad en los resultados. Entre ellos se pueden nombrar a los métodos estáticos y dinámicos, que trabajan en el rango lineal o no-lineal.

En este capítulo se describen los modelos numéricos utilizados para realizar análisis sísmicos. Las respuestas de los puentes están gobernadas por ecuaciones matemáticas que describen su movimiento cuando son sometidos a la acción de los terremotos. Las ecuaciones están incorporadas en los programas de elementos finitos. El modelado consiste, en primer lugar en analizar las ecuaciones, la manera en que se arman las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento. Luego, estudiar las diferentes herramientas que tienen los programas para hacer coincidir con el comportamiento pretendido. Finalmente, evaluar los procesos de resolución de sistemas de ecuaciones diferenciales, los métodos numéricos de integración, etc. Se describen las variables utilizadas y los programas de cálculo empleados. Los programas más utilizados son SAP2000 (Computer and Structures, 2014) y OpenSees (McKenna & Feneves, 2016), pero también se recurre a otras herramientas.

Se modela un puente de tres tramos continuos de hormigón armado y todos sus elementos componentes (Figura 5.2). Se determinan resistencias, rigideces, masas, módulos de elasticidad, etc., para ingresarlos en los programas de cálculo numérico. Antes de realizar el ensamblaje y análisis del puente completo se modelan cada parte por separado y se comparan con resultados experimentales. De esta manera se espera que la respuesta del puente simule lo que ocurre en la realidad.

Entre los elementos estudiados se analizan modelos de CCBE individuales, apoyos de neopreno y estribos. Se aplican cargas estáticas crecientes para verificar la resistencia, fluencia y rigidez. Los resultados de estos análisis se comparan con los de verificaciones experimentales obtenidas en ensayos encontrados en la bibliografía.

Además, se realizan cálculos manuales para verificar las respuestas entregadas por los programas y para tener parámetros de control (Sección E.6). Se describen aspectos particulares de los programas como modelos materiales, determinación de rótulas plásticas, etc.

5.2 Descripción de la metodología

Es bien sabido que las estructuras se comportan dentro del rango lineal cuando son sometidas a esfuerzos lo suficientemente bajos como para que los materiales no alcancen los límites de fluencia. Los métodos lineales son relativamente fáciles de aplicar y no involucran un gran número de variables, además de requerir poco tiempo de análisis. Sin embargo, sólo valen dentro de un rango muy pequeño de casos de análisis. Para estructuras ubicadas en zonas de moderada a elevada intensidad sísmica se deben emplear otras metodologías. La elección dependerá de la complejidad de las edificaciones, materiales empleados, importancia de la construcción, etc. En muchas situaciones se utilizan métodos lineales, pero incorporando las respectivas correcciones por efectos de no-linealidad material. En este apartado se resume el procedimiento para resolver el análisis dinámico no-lineal de un puente usando el método de los elementos finitos. Si bien se utilizan una serie de programas de cálculo numérico para este propósito, se establece el marco teórico tanto para definir las variables necesarias como para controlar los problemas de convergencia.

Se aplican diversos métodos de análisis sísmico, entre ellos el estático, dinámico, etc., pero nos enfocamos en delinear las bases para realizar el análisis dinámico no-lineal en la historia de tiempo. Brevemente se describen los aspectos básicos de los métodos simplificados hallados en la literatura.

Los factores que contribuyen a la no-linealidad se clasifican en geométricos y de materiales. En cuanto a la no-linealidad material se tienen los efectos de las rótulas plásticas en elementos de hormigón, la interacción suelo-estructura, las propiedades del aislamiento de los apoyos elastoméricos, etc. Los efectos de segundo orden, inestabilidad estructural y la falta de regularidad estructural están relacionados con la no-linealidad geométrica.

También se desarrollan modelos para aplicar los métodos de análisis estático lineal y no-lineal (pushover) y dinámicos como el análisis modal espectral y el análisis en la historia de tiempo lineal y no-lineal.

5.2.1 Método de los elementos finitos

Un puente se puede considerar como un sistema de masas distribuidas uniformemente repartidas a lo largo y a lo ancho de toda la estructura. Estrictamente hablando es un sistema de infinitos grados de libertad. Sin embargo, para reducir el problema a aplicaciones prácticas se deben considerar masas discretas ubicadas en ciertos puntos establecidos previamente por conveniencia. Existen dos métodos para realizar esta discretización de masas en el espacio Uno de ellos es el método de Rayleigh-Ritz y el otro el Método de los Elementos Finitos (MEF). El método de Rayleigh-Ritz, aplicable a cualquier sistema con masa distribuida y elasticidad de uno, dos o tres dimensiones, reduce una estructura con un número infinito de grados de libertad, a otro con un número finito. En el MEF, la ecuación diferencial parcial que gobierna el movimiento del puente es reemplazada por un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias, que pueden ser resueltas por métodos de integración numérica (Chopra, 2007). A continuación se describe brevemente la discretización basada en el MEF, ya que está implementando en la mayoría de los códigos computacionales.

Se discretiza el puente en sub-segmentos llamados elementos finitos. Sus tamaños son arbitrarios y las dimensiones dependerán de varios factores como tipo de elemento, área de la sección transversal, etc. Los elementos del tablero tienen longitud diferente que los de las columnas y vigas. Cuanto menores sean las longitudes, mayor cantidad de elementos se tendrá y mayor será el costo computacional.

Los elementos están unidos entre si únicamente por medio de los puntos nodales, con seis grados de libertad por cada uno; tres de translación y tres de rotación.

Las deflexiones y giros de cada nodo están expresadas en términos de desplazamientos nodales a través de funciones de forma o interpolación. Esas funciones de forma satisfacen las condiciones de ser linealmente independientes, continuas, con primera derivada continua, y compatibles con las condiciones de borde.

Para cada elemento finito se forma la matriz de masa m_e , de rigidez k_e , de amortiguamientos c_e y el vector de fuerzas f_e con referencia a los grados de libertad de los elementos. Luego se generan las matrices de transformación a_e que relacionan los desplazamientos y fuerzas por elemento con las del ensamblaje, que sirve para ubicar las matices de cada elemento en la del sistema global completo. La ecuación de cada elemento se escribe como:

$$m_e \ddot{x} + c_e \dot{x} + k_e x = m_e \ddot{x}_a$$
 Ec. 5.1

Una vez ensamblado el sistema, se resuelve por los métodos numéricos descriptos más abajo.

5.3 Programas de cálculo

Para los distintos modelos del puente en estudio, durante el desarrollo de esta tesis se utilizaron una serie de programas de elementos finitos con diferentes capacidades y grados de sofisticación. A continuación se describen algunos y se realiza una comparación entre ellos. Las comparaciones se basan en la dificultad de los programas para ingresar los datos para el análisis, las coordenadas de los nodos, las conectividades, etc. También se tiene en cuenta los tiempos que toma cada análisis, la versatilidad para realizar cambios entre un modelo y otro, la posibilidad de modificar ciertos parámetros, etc.

5.3.1 Selección del programa adecuado

Las herramientas nombradas arriba se utilizan para analizar el modelo matemático del puente de hormigón armado. La elección del programa adecuado es una tarea importante dentro del diseño del experimento numérico, y en ella se deben tener presentes cuestiones tales como las aptitudes de los programas para representar ciertos comportamientos esperados, la completitud de la librería de materiales, la amigabilidad del entorno gráfico para el ingreso de datos y de acuerdo a una apropiada verificación contra la respuesta conocida de datos experimentales (Danna & Pérez, 2013).

Algunos entornos son más manejables que otros. Esto se tiene en cuenta según la forma en la que se ingresan los elementos al modelo, se seleccionan los diferentes materiales, la posibilidad de realizar algunas funciones de manera automática, etc. El automatismo en este caso es bueno ya que ayuda a realizar el ingreso de datos de manera más rápida y segura (se cometen menos

errores). Pero se debe tener el compromiso de conocer el programa a fondo, ya que se podría estar introduciendo algunos elementos por defecto que provoquen una gran influencia en los resultados.

5.3.2 Introducción al programa SAP2000

SAP2000 es un programa de elementos finitos muy utilizado en el ámbito académico y en el área profesional. El ingreso de datos se realiza por medio de formularios, en los que se encuentran casilleros con sus correspondientes etiquetas. Allí, se colocan los valores numéricos de materiales, geometrías, números de elementos, etc. Los métodos de análisis, los modelos teóricos de los materiales, etc. también se seleccionan desde los formularios, de acuerdo a los requerimientos que cada usuario debe conocer de manera anticipada. En la Figura 5.1 se puede ver el formulario de ingresos de datos de las secciones de vigas del tablero.



Figura 5.1. Ingresos de datos de las secciones de vigas del tablero.

El software trabaja de manera paramétrica. Se introducen algunas propiedades geométricas y de materiales y automáticamente se generan los elementos de placas, barras y/o sólidos, con sus correspondientes nodos y conectividades.

Como ventaja se puede mencionar que tiene un entorno gráfico muy amigable en el cual se puede ir desarrollando el modelo y visualizarlo de manera simultánea, y una pantalla donde se visualizan las herramientas numéricas que dispone el programa.

Entre las desventajas se puede resaltar que es un software comercial y el costo de la licencia muchas veces puede ser restrictivo. Por otro lado, si bien es sencillo ingresar datos, introducir modificaciones que estén fuera del uso convencional puede resultar un problema para personal no especializado. Tampoco se puede introducir modificaciones en cuanto a nuevos modelos de materiales, secciones o métodos de resolución de sistemas de ecuaciones, ya que el programa trabaja como una estructura sellada a la que los usuarios no pueden acceder.

Con respecto a los métodos de integración en el tiempo no-lineal, el programa suele tardar más tiempo durante el análisis, que otros para estructuras similares. Esto es ocasionado por los algoritmos empleados para desarrollar iteraciones dentro de cada paso de análisis. Cuando se deben realizar unos pocos análisis puede no representar un problema, pero por ejemplo para curvas de fragilidad, donde son necesarias un gran número de corridas, el programa es muy poco útil.

5.3.3 Introducción al programa OpenSees

OpenSees es un programa de elementos finitos desarrollado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería Sísmica del Pacifico (PEER). Es útil para el desarrollo de aplicaciones de simulación de sistemas estructurales y geotécnicos. Es una plataforma informática, de las más usadas dentro del ámbito de la investigación en ingeniería sísmica por científicos y estudiantes de posgrado. El ingreso de datos se realiza por medio de archivos de texto. Esto puede sonar arduo e incómodo, pero resulta muy útil cuando se pretenden cambiar algunos parámetros y volver a realizar otros análisis. También es útil cuando se crean nuevos modelos empleando partes de subrutinas ya desarrollados. Además, existen editores de texto que mejoran las representaciones gráficas.

La creación de nodos y conectividades puede ser problemática en OpenSees al no contar con un mecanismo amigable que lo facilite. Entonces, se pueden usar programas para realizar el mallado, que den información acerca de las coordenadas de los nodos y las conectividades de los elementos.

Una ventaja importante de este programa es que se puede obtener una licencia académica para universitarios. Entonces, se cuenta con una herramienta poderosa, en constante actualización y desarrollo, y sin ningún costo. Otra ventaja es que es un programa de código abierto. Se puede incluir rutinas o nuevos materiales usando el código C++, orientado a la programación por objetos.

Una desventaja del programa es que puede resultar de uso casi imposible para personal que no cuenta con conocimientos avanzados en ingeniería sísmica, sobre todo en el modelado de sistemas dinámicos por medio del método de los elementos finitos. En general es necesario conocer el problema más a fondo que con el uso del Sap2000. Otra desventaja es la dificultad para procesar los resultados luego del análisis, al poseer un entorno gráfico muy limitado. Esto es un problema cuando se pretende ver las formas modales, o los sectores de los puentes donde se están analizando los resultados.

5.3.4 Programas basados en el software OpenSees

Los programas Bridge Wizard (Sextos & Lesgidis, 2013), Bridge PBEE (Lu, et al., 2011) e ITA-Bridge (Suarez & Kowalsky, 2008) usan como código fuente al programa OpenSees. Tienen un entorno gráfico mucho más amigable que este último y sirven para crear subrutinas

86

con características prefijadas de acuerdo al modelo en estudio, pero los cálculos se realizan en la plataforma de OpenSees. Estos programas están en constante desarrollo y actualización, y se pueden obtener licencias académicas.

Los modelos desarrollados por los programas son válidos únicamente para determinadas geometrías y materiales.

5.3.5 Programas alternativos

Seismo-Struct (SeismoSoft, 2007) es un programa de elementos finitos de la familia Seismosoft. Las herramientas de análisis de este programa fueron comprobadas exhaustivamente con datos experimentales (SeismoSoft, 2016).

El software consiste de tres módulos principales, un pre-procesador, un procesador y un posprocesador. En el primer módulo se define la configuración geométrica y los materiales, en el segundo se ejecuta el análisis y en el tercero, la salida de los resultados.

Como ventajas se considera que también se puede obtener una licencia académica, tiene un entorno gráfico muy fácil de usar y toma menos tiempo de análisis que el programa SAP en la resolución de los análisis no-lineales. Además tiene una librería de materiales más completa que otros programas con las mismas prestaciones. Desventaja: el ingreso de datos geométricos es considerablemente incómodo ya que se realiza por medio de planillas de cálculo.

Ruaumoko es otro programa de elementos finitos, diseñado fundamentalmente para realizar análisis en la historia de tiempo no-lineal. Fue desarrollado por Carr (2000) en la Universidad de Canterbury. Se puede obtener una licencia académica del programa y hay una versión de prueba en el CD del libro de (Priestley, et al., 2007).

Posee diferentes opciones para modelar las matrices de masas, rigidez y amortiguamientos de la estructura. El modelado de las masas se puede hacer concentradas o mediante matrices de

87

masas consistentes cinemáticamente. El amortiguamiento se puede tratar según el modelo de Rayleigh o desde el rango de modelos de Caughey & O'Kelly (1965).

El programa fue diseñado para funcionar en modo interactivo o modo "*Batch*", con archivos de entrada de datos que pueden ser preparados usando los procesadores Word, Excel o el editor de texto con extensión *.txt.

Otros programas útiles para análisis dinámicos no-lineal son Abacus (Systèmes, 2010), LS-DYNA (LSTC, 2012), ANSYS (System, 2011), entre muchos otros. Estos programas también están basados en el método de elementos finitos.

5.3.6 Programas complementarios

En esta tesis, fueron usados otros programas para hacer verificaciones de los modelos, o determinar datos de las secciones de los elementos estructurales. El programa Cumbia (Montejo, 2007) se usó para determinar los diagramas de interacción y momento curvatura, de las secciones de las columnas de hormigón y compararlos con los del SAP2000. El Matlab (2009) se empleó para programar una serie de procesos de cálculos automáticos y desarrollar métodos iterativos. Esto fue realizado en forma de subrutinas, que se pueden ver en el Apéndice A.

5.4 Descripción del puente

Se trata de un puente de hormigón armado de tres tramos continuos con dos apoyos centrales (Figura 5.2). La interacción entre el tablero y las pilas se realiza por medio de apoyos de neopreno. Las pilas están formadas de tres columnas, viga cabezal y descansan sobre fundaciones de pilotes. En los extremos, los tramos del tablero se apoyan en estribos tipo asiento. Las fundaciones en estribos están conformadas de pilotes y cabezal.



Figura 5.2. Esquema del puente modelado

Las propiedades generales del puente se pueden ver en la Tabla 5.1. El tablero es continuo de losa hormigonada in-situ y vigas ASSHTO tipo I de hormigón armado. Tiene tres vanos, de 12.2 m en los extremos y 24.4 m el central, dando una longitud total de 48.8 m. Cada tramo del puente descansa sobre pilas de hormigón armado, compuestas por tres columnas de 5.0 m de altura y 0.9 m de diámetro. La viga cabezal tiene 12.0 m de largo y sección transversal cuadrada de 1.5 m de lado. La subestructura está vinculada con la superestructura por medio de apoyos de neopreno. En pilas posee cuatro placas de apoyos y en estribos cinco. Las dimensiones de cada placa elastomérica son 0.6 x 0.15 x 0.032 m y el módulo de corte de 1.6 MPa. El hormigón utilizado tiene una resistencia media de 20.7 MPa, la del hormigón confinado es

30.1 MPa y la resistencia residual 15.4 MPa. El módulo de elasticidad es 2.2 x 10^4 MPa.

| | | | - | | | | |
|-------------------|---|---------|---|--|--|--|--|
| L _{pte} | = | 48.8 | Longitud del puente [m] | | | | |
| В | = | 15.0 | Ancho del tablero [m] | | | | |
| α_{ob} | = | 0 | Ángulo de oblicuidad [° sexagesimal] | | | | |
| b _d | = | 0.3 | Ancho de diafragma [m] | | | | |
| h _d | = | 1.0 | Altura de diafragma [m] | | | | |
| b _{vc} | = | 1.5 | Ancho de viga cabezal [m] | | | | |
| h _{vc} | = | 1.5 | Altura de viga cabezal [m] | | | | |
| Lvc | = | 12.0 | Longitud de viga cabezal [m] | | | | |
| H _{rest} | = | | Altura del relleno del estribo [mm] | | | | |
| L _{tra} | = | 24.4 | Longitud del tramo mayor [m] | | | | |
| nv | = | 8 | Número de vigas en el tablero [] | | | | |
| n _d | = | 6 | Número de diafragmas [] | | | | |
| n _{col} | = | 3 | Número de columnas por pila [] | | | | |
| n _{pil} | = | 2 | Número de pilas [] | | | | |
| n _{tra} | = | 3 | Número de tramos de tablero [] | | | | |
| Υ_{ha} | = | 24.5 | Peso unitario H°A° [KN/m ³] | | | | |
| Υ_{hs} | = | 23.5 | Peso unitario H°S° [KN/m ³] | | | | |
| Υ_{cd} | = | 21.6 | Peso unitario de carpeta de desgaste [KN/m ³] | | | | |
| aneop | = | 0.6 | Longitud de la plancha de neopreno, longitudinal [m] | | | | |
| b _{neop} | = | 1.5E-01 | Longitud de la plancha de neopreno, transversal [m] | | | | |
| Gneop | = | 1600.0 | Módulo de corte del neopreno [KN/m ²] | | | | |
| h _{neop} | = | 3.2E-02 | Altura del aparato de apoyo neopreno [m] | | | | |
| n _{ne} | = | 5 | Número de placas de neopreno por estribo [] | | | | |
| nn _{pil} | = | 4 | Número de placas neopreno por pila [] | | | | |

Tabla 5.1. Propiedades generales del tablero del puente

Las barras de acero de refuerzo longitudinal se distribuyen de manera radial rodeando el núcleo de la columna. La resistencia de fluencia de las barras es 414.0 MPa. Los estribos en espiral son barras de Ø10 separadas 0.15 m con una resistencia de fluencia de 606.8 MPa. Las propiedades de las columnas se resumieron en la Tabla 5.2

| D | = | 0.9 | Diámetro de columna [m] | | | | |
|-------------------|---|---------|---|--|--|--|--|
| H | = | 5.0 | Longitud de la columna [m] | | | | |
| d _{bl} | = | 2.5E-02 | Diámetro de las barras longitudinales de columnas [m] | | | | |
| d _{bt} | = | 0.01 | Diámetro de barras de refuerzo en espiral de columnas [m] | | | | |
| n _{bl} | = | 12 | Número de barras de acero longitudinal [] | | | | |
| S | = | 0.15 | Separación entre estribos [m] | | | | |
| ρ_v | = | 2.6E-03 | Cuantía de refuerzo transversal en columnas [] | | | | |
| ρι | = | 0.01 | Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas [] | | | | |
| rec | = | 0.05 | Recubrimiento de columna [m] | | | | |
| Es | = | 2.0E+05 | Módulo de elasticidad del acero [MPa] | | | | |
| f_y | = | 414.0 | Tensión de fluencia del acero ADN-420 [MPa] | | | | |
| \mathbf{f}_{c} | = | 20.7 | Resistencia promedio del hormigón [MPa] | | | | |
| \mathbf{f}_{cc} | = | 30.1 | Resistencia promedio del Hº confinado [MPa] | | | | |
| Ec | = | 2.2E+05 | Módulo de elasticidad del hormigón [MPa] | | | | |
| \mathbf{f}_{yh} | = | 606.8 | Tensión de fluencia de la armadura transv [kPa] | | | | |

Tabla 5.2. Propiedades geométricas y materiales de las columnas

El suelo de fundación corresponde con el del Reglamento Cirsoc 103 para tipo espectral 2. Básicamente es un suelo cohesivo consistente de baja de plasticidad. Este tipo de suelo es típico en la mayor parte de la provincia de Tucumán. La densidad del suelo es 18 KN/m3, la velocidad de la onda de corte en el suelo es 182.6 m/s. En la Tabla 5.3 se pueden ver otras propiedades del suelo en cuestión y los pilotes.

Tabla 5.3 Propiedades de pilotes y suelo de fundación

| Spil | = | 0.76 | Separación entre pilotes [m] |
|------------------|---|---------|--|
| D _{pil} | = | 0.3 | Diámetro de pilotes [m] |
| L _{pil} | = | 12 | Longitud de pilotes [m] |
| h _{pil} | = | 0.6 | Altura del cabezal de pilotes [m] |
| b _{pil} | = | 2.44 | Ancho del cabezal de pilotes [m] |
| d _{pil} | = | 2.44 | Profundidad del cabezal de pilotes [m] |
| Ep | = | 3.9E+05 | Módulo de elasticidad del pilote [MPa] |
| V _{sp} | = | 2605.0 | Velocidad de la onda longitudinal del pilote [m/s] |
| vs | = | 0.25 | Módulo de Poisson del suelo [] |
| V _{ss} | = | 182.6 | Velocidad de la onda de corte en el suelo [m/s] |
| Υ_{so} | = | 18.0 | Densidad del suelo [KN/m ³] |

Es importante mencionar que la elección de esta estructura encierra varios aspectos. En primer lugar, es un puente de tipología común en Argentina. En el Apartado C.6.2 se puede ver que este puente se corresponde con el del estudio estadístico realizado por Saracho et al. (2014) en un inventario de puentes de nuestro país. En segundo lugar, se corresponde con uno de los puentes estudiados por Nielson (2005), también de tipología común en la zona central de Estados Unidos. De esta manera se tiene un punto de comparación con los resultados obtenidos.

5.5 Modelado con SAP2000 y OPEN-SEES

A continuación se describen los detalles del modelado con los programas SAP y OpenSees ya que fueron los más utilizados durante todo el proceso.

5.5.1 OpenSees

En este apartado, la atención está puesta en los elementos utilizados para modelar el tablero del puente, las pilas (columnas y viga cabezal), los aparatos de apoyos y las fundaciones. Se destina atención especial en las propiedades del amortiguamiento del puente, la interacción suelo estructura, la discretización de las masas y otros aspectos relacionados a la dinámica estructural.

5.5.1.1 Pilas

La viga cabezal de las pilas se modelan con elementos de barras elásticos, usando el objeto "elasticBeamColumn". Se determina el área, los momentos inercia y la constante de torsión, usando las propiedades geométricas de la sección. El módulo de elasticidad se corresponde con el hormigón utilizado.

Las columnas se modelan con elementos de barra tipo "*nonlinear BeamColumn*". Los elementos incorporan plasticidad distribuida y están basados en la formulación de desplazamientos. Los elementos de plasticidad distribuida permiten que la fluencia ocurra en cualquier ubicación a lo largo del elemento. Otro modelo de columna más comúnmente usado

es el de plasticidad concentrada. En el Apéndice E se pueden encontrar más detalles de los tipos de elementos.

Se crearon cuatro materiales para modelar las secciones: el hormigón confinado y el no confinado, el acero de refuerzo y un material elástico para añadir respuesta a esfuerzos de corte de la sección.

La sección transversal se modela con elementos de fibras, se la subdivide en elementos con geometrías y ubicaciones perfectamente definidas. A cada fibra se le asigna un material, según ocupen el lugar del hormigón simple, el confinado o las barras de refuerzo. En la Figura 4.8 se puede ver un esquema de la sección transversal discretizada en fibras. <u>El hormigón simple</u> tiene rigidez carga/descarga lineal degradada, sin resistencia a la tracción. El hormigón confinado es el mismo que el del simple, pero las propiedades del confinamiento son determinadas usando el modelo de Mander et al. (1988) (Figura 5.2).

Para las barras de acero de las armaduras se usa el material uniaxial de Giuffre-Menegotto-Pinto con endurecimiento de deformación isotrópico (Menegotto & Pinto, 1973). En la Figura 5.3 se puede ver una relación tensión-deformación típica del acero utilizado. La armadura longitudinal está dispuesta en el perímetro del núcleo de la columna.





Figura 5.3. Modelo tensión-deformación del hormigón confinado en compresión (Mander, et al., 1988).

Figura 5.4. Modelo de acero utilizado para las barras longitudinales (Menegotto & Pinto, 1973)

5.5.1.2 Fundaciones

Se supone que la fundación de pilotes, incluido el cabezal están concentradas en un sólo punto ubicado en la parte inferior de cada columna. La interacción suelo-estructura es modelada como resortes elásticos. Para determinar el modelo analítico de la fundación de pilotes, se calcula la rigidez individual de cada uno, luego se suman entre si y se afectan por un coeficiente de reducción de grupo. A esto se le suma la contribución del cabezal.

El procedimiento se repite para la direcciones traslacionales y rotacionales, además de la torsión. Más detalles acerca del modelado se dan en el Apéndice D.

En el programa OpenSees se utiliza la herramienta "*element zerolength*" para modelar las propiedades de la interacción suelo-estructura. Consiste en un elemento de longitud nula, que vincula dos nodos de la estructura ubicados en el mismo espacio físico. Los nodos son conectados por seis objetos de materiales "*UniaxialMaterial*" para representar la relación fuerza-desplazamiento de cada uno de los grados de libertad, además de las propiedades de amortiguamiento. En la Figura 5.5 se puede ver un esquema del modelo numérico.



Figura 5.5. Esquema de interacción suelo-pila

5.5.1.3 Estribos

Los estribos son los apoyos en los extremos del puente. Una de las funciones es vincular a la estructura en sus bordes con el camino o ruta, mediante una losa de aproximación. En la literatura se pueden encontrar varios tipos de estribos caracterizados por las distintas configuraciones geométricas y útiles según el tipo de puente y el suelo circundante. El tipo de estribo que se utiliza en esta tesis, está constituido por una estructura del tipo simple, fundado sobre pilotes (Figura 5.6).

Los estribos tipo asiento simple, están compuestos de muros frontales y de alas, una losa de fondo o viga de gran altura y fundado sobre pilotes. En general, la vinculación con la superestructura se logra mediante apoyos elastoméricos. Otros posibles tipos de apoyos son de péndulo invertido, mecánicos tipo pot, etc.



Figura 5.6. Estribo tipo asiento simple (Suescun, 2010)

El modelo numérico del estribo se desarrolla siguiendo los lineamientos de Choi (2002). Considera la contribución del suelo de relleno, los pilotes, la rigidez de los muros frontal y de ala y se tiene en cuenta el espacio vacío hasta la superestructura. Sin embargo, dependiendo de la dirección de análisis se considera una u otra de las contribuciones.

Como se puede ver en la Figura 5.7, los estribos se modelan en OpenSees como un elemento rígido, divido en cinco partes en las que se colocan resortes para representar la interacción con

el suelo. El comportamiento se divide según la dirección de análisis para hacer más manejable el problema. Se analizan los movimientos en la dirección longitudinal del tablero, y en las direcciones transversal y vertical.



Figura 5.7. Esquema del estribo con sus correspondientes condiciones de borde

5.5.1.4 Dispositivos de Apoyos

En el prototipo en estudio, la vinculación entre el tablero del puente y las pilas y estribos se materializa mediante apoyos de neopreno. Los apoyos combinan placas de acero y caucho sintético, para permitir movimientos horizontales.

La herramienta que posee OpenSees para modelar este elemento se denomina: *"elastomericBearing"*. Estos elementos poseen un material elástico *"uniaxialMaterial"* para modelar el comportamiento en cada dirección.

En cuanto a los apoyos de los estribos, se combinan los efectos del neopreno con el del choque del tramo del puente en la pared frontal de la estructura. El apoyo se modela con un elemento *"twoNodeLink"* y posee un material elástico *"uniaxialMaterial"* para cada dirección de análisis.

5.5.1.5 Tablero del puente

El tablero se modela con elementos de barra elásticos "*elasticBeamColumn*". Se determinan el área del tablero, los momentos de inercia y las constantes de torsión según la geometría de la sección transversal. El módulo de elasticidad utilizado corresponde con el del hormigón. Las masas están concentradas en nodos del tablero y las columnas elegidos por conveniencia. En la Figura 5.8 se puede ver un esquema de la ubicación de las masas. En el programa se ingresa con el comando "*mass*" y se colocan las masas en las dos direcciones de análisis.



Figura 5.8. Esquema de distribución de masas de la estructura

5.5.1.6 Ensamblaje

En ensamblaje del puente completo no es una tarea sencilla con OpenSees. Una vez que se ha realizado el modelado y análisis de cada componente del puente por separado, se compone la estructura completa vinculando los elementos entre sí. Para esto es necesario que coincidan las

coordenadas, las conectividades y los ejes locales y globales. Luego se desarrollan varios análisis estáticos y dinámicos para comprobar los resultados, que se comparan con los de estructuras similares bajo las mismas cargas. La primera comparación se realiza de acuerdo a las propiedades modales, dinámicas y de amortiguamientos. Luego se comparan esfuerzos internos y desplazamientos en ciertos puntos de control. Un esquema del puente en estudio se puede ver en la Figura 5.9.



Figura 5.9. Esquema del modelo numérico del puente

5.5.2 SAP2000

Como ya se adelantó, SAP2000 es un software comercial basado en el método de los elementos finitos. Si bien el modelado es más sencillo que con OpenSees debido al ingreso de datos por formularios, se debe tener un conocimiento acabado del programa.

5.5.2.1 Columnas

El programa tiene varias herramientas para modelar vigas y columnas. El uso de una u otra depende del comportamiento esperado, que puede ser lineal o no-lineal. El comportamiento no-lineal puede ser representado con plasticidad distribuida o concentrada.

En el caso de plasticidad distribuida se usa la herramienta "*sección designer*", con la que se divide la sección en pequeños elementos llamados fibras. Por medio de formularios se ingresan las propiedades del hormigón y el acero a cada fibra.

Otro procedimiento muy comúnmente usado en SAP, es modelar la columna como un elemento elástico y luego introducir rótulas plásticas (*hinges*). Las rótulas representan el comportamiento no-lineal del hormigón concentrado en un segmento de longitud *Lc* (Ec. E. 9). Cada rótula plástica representa el comportamiento post-fluencia concentrado en uno o más grados de libertad. La pérdida de resistencia es permitida en las propiedades de las rótulas plásticas. Incluso se asume una pérdida repentina de la resistencia según los lineamientos de FEMA (1997). La relación fuerza-desplazamiento de las rótulas, se puede ver en la Figura 5.10. El comportamiento de las rótulas se define con un análisis "*pushover*" de la pila, utilizando los datos del diagrama momento curvatura de la sección de la columna.

El programa tiene varios tipos de rótulas plásticas, de los que se describen los dos más usados. Una, en la que se dividen las rótulas en fibras. La otra en la que se ingresan de manera manual las propiedades del diagrama momento curvatura y el diagrama de interacción. La degradación de resistencia puede venir por deficiencias en el detallado de la armadura, por ejemplo, falla en la longitud de anclaje en la unión columna-fundación. Esto se introduce en el modelo como una reducción de la longitud de las rótulas plásticas.

5.5.2.2 Apoyos de neopreno

Los elementos de apoyo se modelan con la opción "*Link/Support element*". Este elemento tiene dos nodos conectados por seis resortes y cada nodo tiene seis grados de libertad. Las propiedades en las direcciones horizontales pueden ser no-lineales, pero en la dirección vertical, y en las tres direcciones rotacionales, solamente se puede considerar comportamiento lineal (Figura 5.11).



Figura 5.10. Modelo de comportamiento de las rótulas plásticas

Figura 5.11. Modelo de comportamiento de los apoyos de neopreno

La relación fuerza-deformación no-lineal es dada por una curva multi-lineal. El comportamiento es elástico no-lineal; de manera que la carga y la descarga se realizan con la misma pendiente.

5.5.2.3 Estribos

Los estribos son modelados con elementos de barra "*frame*" a los que se les asigna una rigidez grande en todos los grados de libertad, comparada con el resto de los elementos. De esta manera, los elementos no se deforman y se distribuyen las cargas según la geometría.

Para representar la rigidez del suelo se emplean resortes en tres direcciones que se conectan a los elementos del estribo mediante elementos de vinculación "*link*".

La unión entre uno de los estribos y la superestructura se modela por medio de un elemento *"link"* fijo en todas las direcciones. En cambio en la unión ubicada en el otro extremo del tablero, se utiliza un elemento *"link"* multi-lineal elástico, para permitir los movimientos del tablero, teniendo en cuenta la rigidez inicial de los apoyos de neopreno y la resistencia de fluencia.

5.5.2.4 Análisis momento curvatura

Del programa SAP 2000 se puede obtener el diagrama momento curvatura de la sección, una vez que esta última ha sido definida con la herramienta "*seccion designer*" (Figura 5.12). De manera simplificada, se adopta que el esfuerzo normal que actúa sobre la columna, es el originado únicamente por la carga gravitatoria.



Figura 5.12. Diagrama momento-curvatura de la sección de las columnas de H°. Captura de pantalla del programa

5.5.2.5 Ensamblaje

El modelado en el programa SAP en algunos aspectos es más bien sencillo. Se ingresan datos de geometría, materiales y conectividades, y el programa desarrolla un modelo del puente de manera automática; a la vez que es mostrado en un entorno gráfico. Un esquema del puente modelado en SAP2000 se puede ver en la (Figura 5.13).



Figura 5.13. Esquema del modelo del puente en SAP2000

CAPÍTULO VI MÉTODO PROPUESTO

6.1 Introducción

En el Capítulo 2 se describió una serie de métodos de evaluación sísmica con varios niveles de complejidad. Cada método consiste en valorar el nivel de daño que una estructura alcanzaría si cierto nivel de amenaza sísmica ocurriera. Algunos de ellos se basan en simples valoraciones del nivel de daño que alcanza cada elemento estructural, usando ecuaciones obtenidas de resultados experimentales y/o juicio ingenieril. Otros en cambio, en análisis computacionales con modernos programas de elementos finitos de modelos perfectamente detallados de los puentes, según las metodologías de evaluación de la performance más actuales. Sin embargo, lo que todas las metodologías tienen en común es que la determinación de la capacidad y la demanda se realizan por separado, y luego se comparan los resultados para establecer en qué estado de integridad se encuentra el puente.

En este capítulo se describe una propuesta de evaluación sísmica. En este nuevo método, la evaluación de la capacidad se realiza con análisis cíclicos individualizados de los elementos componentes y la demanda a través del análisis en la historia de tiempo lineal. Cabe destacar

que la tarea de desarrollar un método de evaluación de vulnerabilidad sísmica (MEVUS) es ardua y debe realizarse dentro del marco del método científico, por la cantidad de variables que intervienen y de conceptos teóricos que involucra. Sin embargo, se desarrolla el proceso paulatinamente, haciendo referencia a los estudios consultados, los conceptos teóricos intervinientes y las simplificaciones adoptadas.

Como ya fue establecido, los métodos descriptos en el Capítulo 2 se corresponden con los del manual de la FHWA. Están catalogados en orden de complejidad, desde el más sencillo con la letra A, hasta el más sofisticado con la letra E. Siguiendo con esta clasificación, se denomina al nuevo método propuesto con la letra F sólo para darle un lugar dentro de la simbología, aunque no es más complejo que el método E y entrega resultados aproximados.

6.2 Descripción

Este nuevo método presenta algunas similitudes con el método E, descripto en el manual de la FHWA. Además contiene algunos conceptos de los métodos C y D2. Consiste en realizar la evaluación sísmica con un análisis dinámico lineal, y la determinación de los niveles de daño usando análisis cíclicos de los componentes del puente.

El método incluye la degradación de la rigidez en los elementos estructurales, la no-linealidad material en la respuesta sísmica y la influencia de los modos de vibración superiores. Se describen los marcos teóricos que engloban cada problema y cómo intervienen en la evaluación sísmica de los puentes.

Otra ventaja del método es que se independiza de la no-linealidad de la estructura durante el análisis de demanda, haciendo que tome mucho menos tiempo. El análisis sísmico se realiza en modelos de elementos finitos, compuestos por elementos lineales.

El análisis de capacidad, se concentra solamente en aquellos elementos que pudieran alcanzar las solicitaciones de plastificación. Esta forma de resolver el problema, permite desarrollar modelos numéricos del componente estructural en un programa computacional tan detallado como se quisiera, sin tener la limitación por hacerlo más costoso computacionalmente.

Presenta como desventaja que no se considera la redistribución de esfuerzos entre elementos estructurales cuando alguno de ellos alcanza la plastificación. Se sabe que cuando el desplazamiento de fluencia es alcanzado por algún elemento de una estructura que tiene redundancia estructural, su rigidez se reduce o anula, y el patrón de distribución de cargas en toda la estructura cambia. Esto no se puede considerar con el método F de manera directa ya que es un proceso acumulativo, en el que la respuesta en un instante determinado de tiempo depende del paso anterior.

Para pensar con claridad sobre esta problemática, es necesario discriminar algunos conceptos del nuevo método, repetidos aquí por conveniencia:

- 1- Efectos de la respuesta no-lineal.
- 2- Influencia de los modos de vibración superiores en la respuesta dinámica.
- 3- Degradación de resistencia y rigidez.

Uno de los desafíos del presente trabajo fue obtener la respuesta de un sistema complejo, partiendo de los resultados obtenidos en el análisis lineal. Se propone determinar factores de escalamiento que sirvan para modificar la salida del análisis lineal y obtener la respuesta real del sistema. De esta manera se obtiene la respuesta no-lineal con degradación de resistencia de manera aproximada.

6.2.1 Determinación de la demanda

La demanda sísmica se obtiene utilizando el análisis en la historia de tiempo lineal. Consiste en determinar la respuesta del puente modelado sólo con elementos lineales, sometido a un análisis en la historia de tiempo. De esta manera, el modelado es mucho más rápido y sencillo. Además, el tiempo de cálculo es considerablemente menor que en el análisis no-lineal.

6.2.2 Determinación de la capacidad

El análisis de capacidad se concentra en cada elemento estructural individualizado. En primer lugar se aísla el componente estructural del puente que se desea analizar. En este caso se trabaja con las pilas del puente. Luego se introduce en algún punto de interés del componente, la respuesta obtenida en el análisis lineal. A continuación, se realiza un análisis de cargas cíclicas del elemento.

Los elementos del puente se evalúan por separado. Cada pila, estribo, apoyo de neopreno, etc se estudia de manera individual. Para el caso de las pilas del puente, se analiza su comportamiento en la dirección longitudinal como un elemento empotrado en su base y libre en el extremo, y en la dirección transversal con ambos bordes empotrados (Figura 6.1). Se coloca una carga lateral creciente, aplicada en el extremo superior.



Figura 6.1. Esquema de pila del puente analizada en ambas direcciones ortogonales



En la Figura 6.2 se muestra un diagrama de flujo del método de evaluación propuesto.

Figura 6.2. Diagrama de Flujo del método F

6.3 Análisis de componentes

El punto del componente estructural donde se aplica la carga sísmica se selecciona de acuerdo a que se comporte de una similar a la que hubiera tenido si formara parte de la estructura compuesta. Para el caso de las columnas, la carga se aplica sobre la cabeza en la dirección horizontal. Además se colocan los momentos flectores y esfuerzos de corte y normal provenientes de la interacción con los otros elementos (Figura 6.3).



Figura 6.3. Esquema de individualización de la columna del puente

El modelo individualizado de los elementos estructurales se realiza de manera detallada. El comportamiento debe ser lo más ajustado posible al que tendría en la realidad. Para el caso de una columna, se debe considerar que se formará una rótula plástica y el elemento irá perdiendo paulatinamente integridad hasta alcanzar la falla. Esto se puede conseguir con programas de elementos finitos que consideren plasticidad distribuida a lo largo de todo el elemento. Según sea el grado de detallamiento estructural, se puede adicionar una rótula de corte para considerar la degradación de la resistencia.

En realidad, sólo se evaluará la respuesta individual de los elementos del puente que pudieran alcanzar el estado de fluencia. En cuyo caso, se deben considerar los efectos de la plastificación.

En cambio si se mantiene en el rango lineal, no es necesario realizar una evaluación detallada del elemento.

6.3.1 Procesamiento de señal

Para realizar el análisis de capacidad, se extrae la respuesta proveniente del análisis en la historia de tiempo lineal del puente completo y se la aplica en el elemento individualizado. En este caso se trabaja con una columna empotrada en la base y libre en el extremo.

Previamente, la respuesta debe ser procesada para contar con un tipo de carga más manejable desde el punto de vista del reingreso de datos al programa numérico. Esta, es considerada como una señal que debe ser filtrada para extraer un movimiento de menor frecuencia y estabilizar los picos. El procedimiento es el siguiente:

Es importante recordar que se trabaja con la respuesta de una columna de un puente sometido a una carga sísmica en forma de acelerograma. En este caso, se registran los desplazamientos libres en función del tiempo de la cabeza de una columna. En la Figura 6.4 se puede ver la respuesta del puente descripto en el apartado 5.4, sometido al sismo 40 descripto en el apartado 3.7.1. El puente fue modelado en OpenSees, utilizando sólo elementos de barra lineales.

La respuesta está conformada por una serie de picos y valles que describen el movimiento de la columna durante el análisis. La cantidad de picos (n_{ct}) depende del número de ciclos que completa la columna durante su movimiento. La duración del análisis se denomina T_{dur} y está medida en segundos. Se contabiliza el número de ciclos completos que efectúa la columna (n_{ct}) .



Figura 6.4. Aplicación de la secuencia propuesta de la columna sometida al sismo 40

Se subdivide la respuesta en función del tiempo, en tres o cuatro intervalos (n_{in}) que cubran toda la salida, según la duración y la forma de la señal. Luego, se miden los desplazamientos máximos dentro de cada intervalo (Δ_{max}) . A continuación, se divide el número de ciclos en el número de intervalos seleccionados, para obtener el número de ciclos dentro de cada intervalo $(n_{ci} = n_{ct}/n_{in})$. Finalmente, dentro de cada intervalo se construye una secuencia de n_{ci} ciclos completos, de amplitud Δ_{max_i} . La duración del registro dividido en el número de ciclos, dará el nuevo período del movimiento $(t_m = T_{dur}/n_{ct})$.

En la Figura 6.4 también se muestra la señal luego del procesamiento. Los dos primeros ciclos de la respuesta procesada tienen el mismo desplazamiento máximo (3.5 cm) correspondiente al pico más alto dentro del intervalo. En el segundo intervalo, el desplazamiento máximo es de 12.7 cm y en el último es de 16.3 cm. En la Tabla 6.1 se puede ver el número de ciclos de la señal procesada, la duración del registro, los desplazamientos máximos dentro de cada intervalo y la secuencia de desplazamientos aplicados.

Tabla 6.1. Secuencia de desplazamientos

| Resumen de fu | Secuencia propuesta | | | | |
|----------------|---------------------|-----|--------|-----|--------|
| Ciclos | 10 | 0 | 0 | 5.5 | -0.127 |
| Duración (seg) | 9.8 | 0.5 | -0.035 | 6 | 0.127 |
| Periodo (seg) | 0.98 | 1 | 0.035 | 6.5 | -0.163 |
| Despl máx 1 | 0.163 | 1.5 | -0.035 | 7 | 0.163 |
| Despl máx 2 | 0.127 | 2 | 0.035 | 7.5 | -0.163 |
| Despl máx 3 | 0.035 | 2.5 | -0.035 | 8 | 0.163 |
| | | 3 | 0.035 | 8.5 | -0.163 |
| | | 3.5 | -0.127 | 9 | 0.163 |
| | | 4 | 0.127 | 9.5 | -0.163 |
| | | 4.5 | -0.127 | 10 | 0.000 |
| | | 5 | 0.127 | | |

Con este método no se puede asegurar que se mantiene la energía del sistema. Sin embargo, la técnica propuesta puede adoptarse como una primera aproximación.

6.4 Degradación de rigidez

La degradación de rigidez es un proceso natural que se da en los elementos de hormigón armado sometidos a cualquier estado de cargas. Esto ocurre una vez que se ha superado el límite de fluencia en las fibras de hormigón y en las barras de acero de refuerzo. Sin embargo, la forma y la secuencia en que se aplican las cargas horizontales influyen en la respuesta esperada. El comportamiento de un elemento de hormigón es diferente cuando se presentan cargas monotónicas que cuando se presentan cargas cíclicas. La carga sísmica es una forma de carga cíclica con frecuencias relativamente altas. En la Figura 6.5 se puede ver la respuesta fuerza desplazamiento de una columna de hormigón con y sin encamisado. La curva roja representa el análisis bajo cargas crecientes y la curva verde la respuesta para el último ciclo de análisis después que se ha degradado la resistencia. Si durante el análisis se hubieran considerado cargas monótonicas y la acción real fuera cíclica, se estaría tomando una rigidez y una resistencia

mucho mayor que la real. Esto muestra la importancia de considerar la degradación cíclica en la respuesta sísmica.

Esta es una limitación en el método *pushover*, desarrollado en el manual de FHWA (2006), que define la capacidad de los elementos estructurales basada sólo en el análisis de cargas crecientes.



Figura 6.5. Respuesta Fuerza-Desplazamiento de (a) una columna de Hormigón Armado convencional y (b) columna con encamisado de acero (Lehman & Moehle, 1998)

Con el objetivo de cuantificar la influencia de la degradación de resistencia, en esta subsección se analizan dos modelos numéricos de columnas sometidas a cargas cíclicas. Los modelos numéricos utilizados fueron descriptos en el apartado 4.6.2 y la carga cíclica aplicada se corresponde con la señal procesada en el apartado 6.3.1. Una de las columnas se modela con un elemento de barra con plasticidad distribuida para representar un comportamiento de flexión pura. En la otra, además de la plasticidad distribuida se emplea una rótula de corte, para combinar los efectos del corte y la flexión.

Los datos geométricos de la CCBE fueron descriptos en el apartado 5.4. El diagrama Fuerzadesplazamiento de la columna dúctil se puede ver en la Figura 6.6 y en la Figura 6.7 la respuesta frágil.

En resumen, estas son las respuestas de dos columnas sometidas a movimientos cíclicos usando una señal filtrada. La señal se obtuvo a partir un análisis lineal de un puente completo. En el modelo del puente, se utilizaron elementos de barra lineal para modelar las columnas. Se puede ver en ambos casos, la influencia del tipo de elemento de barra utilizado para representar el comportamiento de la columna. Si bien en ambos casos se obtienen idénticos desplazamientos máximos, la fuerza desarrollada por ambas columnas es completamente diferente. En el primer caso se alcanzaron fuerzas de hasta 200 kN en varios ciclos y en el segundo, en un único pico se desarrolló una fuerza de 130 kN. Esto hubiera influido en la respuesta global de la estructura.



Figura 6.6. columna dúctil. ZS 4, Sismo40

Fuerza-Desplazamiento, Figura 6.7. Fuerza-Desplazamiento, columna frágil. Zona sísmica 4, Sismo 40

6.5 Regla de iguales desplazamientos

En el Método F se propone extraer la respuesta del análisis lineal del puente e introducirla en el modelo detallado de los componentes. Esta respuesta debe ser manipulada para ser reingresada en el otro modelo. Si se aplican de manera directa los desplazamientos obtenidos desde un modelo numérico lineal a un modelo numérico no-lineal, se estaría afirmando que ambos modelos van a tener los mismos desplazamientos. En ciertas estructuras simplificadas,
los análisis dinámicos lineales dan los mismos desplazamientos que los no-lineales. Esto se conoce como regla de iguales desplazamientos, pero no es válida en todos los casos.

Supongamos una columna con base empotrada y libre el otro extremo, sometida a cargas sísmicas, con una masa concentrada en la cabeza. Si la columna fuera modelada como un elemento de barra elástico, la intuición nos señala que la respuesta en desplazamientos sería distinta que si hubiera sido modelada con elemento de barra no-lineal. En todos los casos nos referimos a no-linealidad material, dejando la no-linealidad geométrica para estudios posteriores. Un elemento de barra no-lineal es aquel que tiene límite de fluencia. Una vez superado ese límite, la rigidez general decrece y la respuesta sísmica cambia. Sin embargo, en un elemento elástico la rigidez no cambia durante todo el análisis. Antes de alcanzado el límite de fluencia, las respuestas de ambos modelos son idénticas.

La regla de iguales desplazamientos asegura que los desplazamientos de un sistema modelado con elementos lineales por un lado y por otro con no-lineales, son idénticos (Veletsos & Newmark, 1960). En Priestley, et al. (2007), fue analizada esta regla y se establece que la relación entre el desplazamiento lineal y el no-lineal es igual a 1, dentro de ciertos parámetros de relaciones histeréticas y periodos. Sin embargo, este estudio no aclara si estos resultados son aplicables a estructuras de puentes. Además, se asegura que depende si la estructura tiene periodos bajos, medio o altos, pero no establece claramente los límites. En la Figura 6.8, se pueden ver los cocientes entre desplazamientos lineales y no-lineales para tres diferentes modelos de histéresis.



Figura 6.8. Cociente desplazamiento lineal y no-lineal para distintos modelos de histéresis (Priestley *et al*, 2007)

Debido a que la respuesta lineal y la no-lineal son distintas en esencia, en esta tesis se establecen factores de escalamiento para obtener una respuesta a partir de la otra. Para poder establecer la relación entre la respuesta del puente modelado con elementos lineales por un lado y no-lineales por otro, se desarrollan dos modelos sometidos a un conjunto de acelerogramas con diferentes MI. Los acelerogramas utilizados son los mismos que se desarrollaron en el Capítulo 3. Se evalúa la relación entre el análisis lineal y el no-lineal de un puente completo y de una columna en particular. Además, debido a que un puente es un sistema de múltiples grados de libertad, y la columna tiene uno, se puede analizar la influencia de los modos de vibración más altos.

6.5.1 Columna

Como ya se anticipó, se pretende desarrollar análisis sísmicos de dos columnas de igual geometría y configuración de cargas, una modelada con elementos de barra lineal y otra como un modelo de no-linealidad material (Figura 6.9). Para que las respuestas sean comparables, ambas columnas se deben comportar de manera idéntica antes de alcanzar la plastificación. Además, deben tener propiedades dinámicas idénticas. Esto no es simple desde el punto de vista del modelado.



Figura 6.9. Esquema de columna empotrada en su base sometida a carga horizontal cíclica

Para desarrollar un modelo lineal de una CCBE, es necesario contar únicamente con las propiedades geométricas de la sección, la altura y el módulo de elasticidad. En cambio, para el modelo no-lineal se emplean muchos más parámetros, como ser los modelos constitutivos del hormigón y el acero, la cantidad de refuerzo transversal y longitudinal, la distribución de las fibras en la sección, etc. Se puede ver la dificultad de hacer coincidir al mismo tiempo, las propiedades dinámicas (periodo de vibración y forma modal) y la rigidez inicial de un modelo numérico lineal y uno con no-linealidad material.

Cabe destacar que se debió establecer una serie de criterios para obtener correlaciones entre un modelo elástico y otro inelástico para que se comporten de manera similar al menos dentro del rango lineal.

El modelo consiste en una columna de sección circular de 5.0 m de altura y 0.9 m de diámetro, sometida a cargas horizontales en la cabeza. Armadura longitudinal de $12\phi25$ y transversal de

 ϕ 10 separadas 15cm. El hormigón tiene una resistencia media de 20.7 MPa y el acero una tensión de fluencia de 414.0 MPa. Esta columna es idéntica a la descripta en el apartado 5.4. Las respuestas fuerza vs. desplazamiento monotónico creciente de estas dos columnas se pueden ver en la Figura 6.10.



Figura 6.10. Rigidez del modelo lineal: 6000 kN/m, Periodo: 0.68 s. Rigidez del modelo nolineal: 4571 kN/m, Periodo: 0.60 s

La rigidez elástica del modelo lineal es 6000 kN/m y el periodo de vibración 0.68 s. La rigidez inicial del modelo no-lineal es 4571 kN/m y el periodo de vibración 0.60 s. Si bien las rigidices y propiedades dinámicas no son idénticas, ajustan aproximadamente.

Luego se someten ambas columnas a movimientos sísmicos. Una vez más se utiliza el sismo 40, obtenido en el Capítulo 3. Antes de que se alcance el desplazamiento de fluencia, ambos movimientos son iguales. Sin embargo, cuando se desarrolla la rótula plástica en una de ellas, aumenta la flexibilidad y aparecen deformaciones permanentes. En la Figura 6.10 se pueden ver los desplazamientos en función del tiempo en la cabeza de la columna para ambos elementos y en la Figura 6.11 los momentos flectores en la base empotrada. Ambos parámetros son registrados por el programa numérico.



Figura 6.11. Desplazamientos en función del tiempo



Figura 6.12. Momentos flectores en función del tiempo

Los desplazamientos del análisis no-lineal son significativamente mayores que el lineal, pero pasa lo contrario para los momentos flectores. Esto sólo ocurre para esta configuración geométrica, de materiales y carga, porque como ya dijimos en algunos casos vale la regla de iguales desplazamientos.

6.5.2 Puente

El mismo análisis que para columnas, se desarrolla para el puente completo. El modelo lineal se genera utilizando el programa SAP. Luego, para obtener el modelo no-lineal, al mismo modelo se le incluye un conjunto de rótulas plásticas en los puntos de las columnas donde ocurren los momentos flectores máximos.

El puente tiene tres tramos continuos con dos apoyos centrales (Figura 6.13). La superestructura está conformada por vigas ASSHTO tipo I y losa hormigonada in situ. Los apoyos centrales están compuestos de pilas de tres columnas circulares, apoyadas sobre una fundación con pilotes. Los estribos simples son estructuras de losas y vigas apoyadas sobre pilotes. Los apoyos del tablero se realizan con planchas de neopreno. Más detalles se dan en el apartado 5.1.



Figura 6.13. Esquema del modelo numérico del puente

6.5.3 Análisis sísmicos

Una vez definidos los modelos numéricos y el conjunto de acelerogramas, se desarrollan los análisis en la historia de tiempo lineal y no-lineal. Se utiliza el conjunto de acelerogramas compatible con los espectros del reglamento, determinados en el Capítulo 3. Además, se determinan las MI de cada acelerograma, entre ellos el PGA, PGV, PGV/PGA, AI, CAV y HI. En la Figura 6.14 se puede ver la distribución de valores de PGA y la IH para cada registro.



Figura 6.14. Distribución de aceleraciones pico y la IH

De estos análisis se extrajeron las respuestas máximas de desplazamientos, momentos flectores y esfuerzos de corte en las columnas más solicitadas. Luego se determinó el cociente entre las respuestas lineales y las no-lineales. En algunos casos, estos cocientes son menores que uno y en otros mayor. En la Tabla 6.2 se pueden ver los valores obtenidos para cada uno de los registros, caracterizados los por valores de PGA e IH.

Luego, todos estos resultados se volcaron en una gráfica desplazamiento versus MI. Se realizaron análisis de regresión lineal y se obtuvieron los parámetros de las rectas, como pendiente $(b_{/})$, ordenada al origen (a) y dispersión (R^2) . En la Figura 6.15 se pueden ver las nubes de puntos y la recta de mínimos cuadrados para los cocientes de momento flector y esfuerzo de corte, para el modelo del puente.

| Sismo | PGA | Hou Int | F de relación – columna | | F de re | elación – pu | ente | |
|-----------------|--------|---------|-------------------------|-----|---------|--------------|------|------|
| | (m/s2) | (m) | Despl | Mom | Cort | Despl | Mom | Cort |
| Laver 3 (Z1) | 1.57 | 0.55 | 1.1 | 1.0 | 1.0 | 1.5 | 1.7 | 1.7 |
| Laver 5 (Z1) | 1.30 | 0.67 | 0.9 | 1.2 | 1.2 | 1.6 | 1.5 | 1.6 |
| Laver 8 (Z1) | 1.15 | 0.57 | 0.8 | 1.2 | 1.2 | 1.5 | 1.4 | 1.4 |
| Laver 9 (Z1) | 1.04 | 0.56 | 1.1 | 1.0 | 1.0 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| Naver 13 (Z2) | 1.68 | 0.75 | 0.9 | 1.2 | 1.2 | 1.6 | 1.5 | 1.5 |
| M6198 (Z2) | 1.77 | 0.75 | 0.9 | 1.2 | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.4 |
| M7182 (Z2) | 3.32 | 0.81 | 1.1 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 2.4 | 2.3 |
| CHY006N (Z2) | 3.39 | 1.76 | 1.2 | 2.4 | 2.6 | 1.7 | 5.5 | 4.8 |
| LAVER 11 (Z3) | 2.21 | 0.74 | 1.2 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 3.5 | 3.0 |
| NAVER 1 (Z3) | 3.42 | 1.35 | 1.2 | 2.1 | 2.2 | 1.3 | 3.9 | 3.9 |
| HAVER 2 (Z3) | 4.26 | 0.83 | 1.1 | 1.0 | 1.0 | 0.3 | 7.5 | 7.3 |
| M605000055 (Z3) | 3.50 | 0.73 | 1.1 | 1.2 | 1.2 | 1.0 | 2.8 | 2.7 |
| Maule (Z4) | 8.35 | 2.56 | 1.0 | 3.0 | 3.3 | 1.5 | 8.7 | 7.7 |
| Sismo 11 (Z4) | 2.73 | 2.19 | 1.0 | 2.5 | 2.6 | 1.2 | 4.9 | 5.0 |
| Sismo 40 (Z4) | 7.63 | 4.45 | 1.9 | 3.9 | 4.7 | 1.0 | 2.0 | 1.9 |
| M7.6500 (Z4) | 4.86 | 0.53 | 1.8 | 0.6 | 0.7 | 1.7 | 5.3 | 5.4 |

Tabla 6.2. Factores de relación para el puente y la columna para todas las MI



Figura 6.11. Cociente entre momentos flectores para los modelos lineal y no-lineal del puente completo, expresados en función de la intensidad de Housner



Figura 6.15. Cociente entre Esfuerzos de Corte para los modelos lineal y no-lineal del puente completo, expresados en función de la intensidad de Housner

Cabe destacar que la dispersión de los resultados depende fuertemente de la medida de intensidad seleccionada, obteniéndose mejores resultados para el PGA y la HI.

Otro estudio que se concentra en la relación de los modelos lineal y no lineal y la regla de iguales desplazamientos es el de Biao et al. (2014). Este contempla además, la influencia de los modos más altos en puentes de hormigón armado continuos.

Los resultados se expresan en términos de las ecuaciones de las rectas de regresión, obtenidas para todas las MI. Los parámetros de las rectas de ajuste son la ordenada al origen a, la pendiente b y la dispersión en R^2 . Las ordenadas de las rectas de ajuste se muestran en la Tabla 6.3 tanto para el puente como para la columna.

Las ordenadas al origen dan una idea de los valores medios obtenidos, para los casos en que las pendientes son casi nulas. Para el caso del puente, se obtienen cocientes de desplazamientos con valores medios de 1.16 (PGV/PGA) hasta 1.49 (PGA). Para el caso de las columnas, se obtienen valores desde 0.99 a 1.24.

| | | | | | _ | | |
|------------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|
| а | Rel De | Rel Mo | Rel Co | а | Rel De | Rel Mo | Rel Co |
| PGA | 1.49 | 1.64 | 1.68 | PGA | 1.20 | 0.85 | 0.83 |
| PGV | 1.34 | 2.50 | 2.53 | PGV | 1.22 | 1.28 | 1.32 |
| PGV/PGA | 1.16 | 2.54 | 2.70 | PGV/PGA | 1.18 | 1.12 | 1.12 |
| IA | 1.35 | 2.88 | 2.84 | IA | 1.24 | 1.49 | 1.57 |
| CAV | 1.33 | 2.59 | 2.61 | CAV | 1.24 | 1.44 | 1.51 |
| HI | 1.37 | 2.53 | 2.50 | HI | 0.99 | 0.64 | 0.52 |
| , . | | | | | | | |

Columna

Tabla 6.3. Ordenadas al origen de los análisis de regresión para ambos modelos

 $y = b_{/} x + a$

Puente

Estas ordenadas se utilizan como factores de escalamiento en el apartado 6.5 para obtener las respuestas del puente, a partir de los modelos lineales.

6.6 Comparaciones entre métodos

En Tabla 6.4 se comparan esquemáticamente y de manera cualitativa, todos los métodos de evaluación de vulnerabilidad utilizados, de acuerdo al tipo de análisis y la forma de determinar la capacidad. Una comparación en términos cuantitativos se puede ver en el apartado 7.5. Los métodos C, D1, D2 y E fueron clasificados en el manual de la FHWA. El método F fue propuesto por el autor de esta tesis y descripta en el presente capítulo.

El método C se basa en el cálculo de ecuaciones empíricas. Los métodos D1 y D2 son técnicas de análisis estático no-lineal. Los métodos E y F son métodos de análisis dinámico, siendo el E quien incorpora la no-linealidad material. El método F es un procedimiento simplificado con el que se obtienen resultados muy similares a los del método E, siendo este último el más riguroso y exacto en el análisis dinámico de estructuras. En la Figura 6.2 se expone el diagrama de flujo del método propuesto.

| | | 1 | 1 | 1 |
|---------------------------|--------------|----------------|--------------------|--------------------|
| С | D1 | D2 | Е | F |
| | | Vulnerabilidad | | |
| $Vul = r_{ec} \times \mu$ | Vul = C/D | Vul = C/D | Vul = C/D | Vul = C/D |
| | | | | |
| | | Demende | | |
| | | Demanda | | |
| $r - \frac{M_f}{r}$ | Espectro de | Análisis modal | Análisis en la | Análisis en la |
| $V_{ec} - / M_{adm}$ | capacidad | espectral | Historia de tiempo | Historia de tiempo |
| | | | no-lineal | lineal |
| | | | | |
| | | | | |
| | | Capacidad | | |
| | | - | | |
| $\mu = f(k_i), i$ | Pushover | Curva Pushover | Capacidad de | Capacidad de |
| = 1,,3 | simplificada | | desplazamiento | desplazamiento |
| | | | límite | límite |
| | | | | |
| | | | | |

Tabla 6.4. Comparación de los métodos de Evaluación sísmica

CAPITULO VII EJEMPLOS DE APLICACIÓN

7.1 Introducción

En este capítulo se aplica a un puente de tipología común en el país, todos los conceptos expuestos en la tesis sobre evaluación de vulnerabildiad sísmica. Se utilizan los métodos del Capítulo 2 y el método nuevo descripto en el capítulo anterior. Luego, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos y se analizan los aspectos particulares de cada procedimiento.

Es importante mencionar que no es fácil comparar varios métodos de evaluación sísmica, ya que cada uno tiene una filosofía diferente. Es por ello que de antemano se establecen algunos puntos de comparación, adoptados fundamentalmente con criterio. En realidad, no todos los métodos son comparables de manera directa, ya que se usan para calcular distintas variables y si observamos sus fórmulas de cálculo, no dependen de los mismos parámetros. Por ejemplo, el desplazamiento máximo del tablero del puente calculado con el método E, se obtiene de resolver una ecuación diferencial de segundo orden y depende de: rigidez de las columnas, masas del tablero, amortiguamiento del sistema, duración, frecuencia y amplitud del

acelerograma, etc. En cambio en el método C, la fórmula considera sólo la distancia entre juntas del tablero, altura de pila, ancho del tablero, ángulo de esviaje y pseudoaceleración del espectro elástico. Entonces, un cambio en la cantidad de refuerzo longitudinal no va a producir modificaciones en la respuesta usando el método C pero si en el método E.

Las evaluaciones se realizan en la dirección longitudinal del puente. No se considera la respuesta transversal debido a que implica otras dificultades que nada tienen que ver con la comparación propuesta. Además, solo se expresan los resultados del análisis en la zona sísmica 2 y tipo espectral 2, debido a que el puente se supone ubicado en alguna punto en la provincia de San Miguel de Tucumán. Para otros tipos espectrales y peligrosidad sísmica, el procedimiento es bastante similar.

Con respecto a las curvas de fragilidad, en el apartado 7.4.1 se expondrá una comparación entre los resultados obtenidos usando el método nuevo y el método E. Ambos métodos están basados en el análisis en la historia de tiempo, aunque uno posee no-linealidad material y el otro no. Además, se muestran los resultados obtenidos usando diferentes MI sísmica, para determinar los desplazamientos de las columnas de puentes. Se utilizan el PGA, la IH, el cociente PGV/PGA, entre otras.

7.2 Métodos Existentes

Una serie de métodos descriptos en el Capítulo 2 se aplican sobre un puente tipo. Los métodos usados son: capacidad/demanda de componentes, del espectro de capacidad, método pushover y de la historia de tiempo no-lineal; métodos C, D1, D2 y E respectivamente, según el manual de la FHWA (2006).

El puente en estudio fue descripto en el apartado 5.4 de esta tesis. Se trata de un puente de hormigón armado, de tablero continuo con vigas tipo I según ASSHTO, con dos pilas en los apoyos intermedios, cada una de las tres columnas circulares.

7.2.1 Método C

Con este método se determina una serie de índices a lo largo de todo el puente. Entre ellos, un índice para la caída de los tramos del tablero, la licuefacción del suelo, el hundimiento de los estribos, etc. Sin embargo, aquí sólo se muestran los resultados de la aplicación en las columnas y apoyos del puente. En realidad, los cálculos fueron desarrollados sobre todo el puente, pero únicamente se muestran aquí los de las columnas, de acuerdo al punto de comparación establecido. Aplicaciones del método completo se puede ver en Méndez (2012) y en Danna & Pérez (2013).

El análisis se desarrolla en la dirección longitudinal, con el objetivo de reducir la cantidad de variables a dimensiones manejables. Además, se aplica para las cuatro zonas sísmicas del reglamento Cirsoc y el tipo espectral 2. Este tipo espectral se corresponde con el de un suelo medio. Estudios posteriores podrían considerar otros tipos de suelos.

En la Tabla 7.1 se pueden ver las relaciones C/D de apoyos y juntas de expansión, para desplazamientos en pilas (r_{ad}) y en estribos (r_{bd}) . Además, se expresan las relaciones C/D de fuerzas para estribos (r_{bfest}) y para pilas (r_{bfpil}) .

Tabla 7.1. Relaciones capacidad/demanda, Método C

| | Zona Sísmica | | | |
|--|--------------|------|------|------|
| Índices C/D | ZS1 | ZS2 | ZS3 | ZS4 |
| Despl pilas r _{ad} | 1.63 | 1.43 | 1.17 | 1.06 |
| Despl estribos rbd | 1.37 | 1.20 | 0.99 | 0.89 |
| Fuerza pilas rbfest | 1.35 | 0.74 | 0.51 | 0.41 |
| Fuerza estribos r _{bfpil} | 4.42 | 2.41 | 1.66 | 1.33 |
| Anclajes r _{canc} | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 |
| Empalmes r _{cs} ^{*1} | 1.77 | 1.00 | 0.60 | 0.48 |
| Confinamiento r_{cc}^{*2} | 7.42 | 4.17 | 2.52 | 2.02 |
| Corte r _{cv} | 4.19 | 2.35 | 1.42 | 1.14 |

*1 $r_{cs} = r_{ec} \ge cA_{tr} / dA_{tr}$

*2 $r_{cc} = \mu \times r_{ec}$

 cN_{est} =700 mm, cN_{pil} =625 mm,

 cH_{est} =392.4 mm, cH_{pil} =1710, cL_{asup} =1200,

 $cA_{tr}=50.3, cV_{u}=1068.3$ kN.

Por otro lado, en columnas se verifica que los empalmes (r_{cs}), los anclajes (r_{canc}) y el confinamiento (r_{cc}) estén correctamente realizados, además de la evaluación del corte (r_{cv}) de columnas. Recordemos que coeficientes menores que 1 indican la necesidad de rehabilitación. Los coeficientes C/D obtenidos, reflejan insuficiencia de la longitud de apoyo de la superestructura. Las longitudes de anclaje y el confinamiento transversal son suficientes. Los empalmes, que en todos los casos se realizan en las zonas de posibles articulaciones plásticas, resultan insuficientes en todas las columnas. Las relaciones de corte en las columnas resultan suficientes, ya que el coeficiente C/D para la zona sísmica 4, el menor de todos, es 1.14. A continuación, particularizando para desplazamientos de columnas, se muestran los resultados obtenidos. Se adoptan los siguientes valores límite en apoyos, recopilados de la literatura: EL1: 0.045 m, EL2:0.4 m y EL3: 0.7 m.

| Tabla 7.2. Coeficientes C/D, Método C para desplazamientos en los apoyos | |
|--|--|
| | |

| | Ligero | Moderado | Completo |
|---------|--------|----------|----------|
| ZS1 TE2 | 0.10 | 0.93 | 1.63 |
| ZS2 TE2 | 0.09 | 0.77 | 1.43 |
| ZS3 TE2 | 0.08 | 0.67 | 1.17 |
| ZS4 TE2 | 0.07 | 0.61 | 1.06 |

Recordemos, que la demanda se calcula según la Ec. C. 1 y la capacidad se obtiene desde los planos de detalles. Los coeficientes determinados para el estado de daño ligero son demasiado bajos, y se debe a una limitación en la fórmula para captar los movimientos sísmicos leves. Para los otros estados de daño, los resultados son más racionales.

7.2.2 Método D1

Este método consiste en el cálculo de los índices C/D como el cociente entre los factores de capacidad y demanda, repetidos aquí por conveniencia. La descripción se puede ver en el Apéndice C.

$$r_{LS} = \frac{(b)_{LS}}{(b)_d}; \qquad \text{para } T < T_2$$

$$r_{LS} = \frac{(C_v)_{LS}}{(C_v)_d}; \qquad \text{para } T \ge T_2$$
Ec. 7.1

Para el cálculo se desarrolla una subrutina de Matlab (Apartado A.9). Las variables calculadas son:

Curvatura de fluencia: $5.18 \cdot 10^{-3}$. Coeficientes sísmicos (ZS2TE2): C_a=0.10, b=0.26, C_v=0.14, donde b es la Pseudoaceleración elástica en *T*=0.2s, C_v la pseudo-aceleración elástica en T=1.0s=%g. El periodo de transición es *T*₂=0.54 s.

Datos del tablero: En extremos, ocho vigas AASHTO Tipo I y en tramo central, ocho vigas AASHTO Tipo III. El peso por metro de cada viga es: Tipo I = 4.18 kN/m y Tipo III = 8.71 kN/m. El espesor del tablero es 17.8 cm y el ancho: 15.01 m. En el peso propio se agrega un 20 % por carpeta, vereda y diafragmas. Luego, el peso propio del tablero es 3874.9 kN.

Rigidez inicial, rigidez posfluencia y periodo de primer modo: k_1 =79838.6 KN/m, k_2 =798.4 KN/m, T_l =0.44 s, Desplazamiento de fluencia: Δ_y =0.017 m.

Como ya fue establecido, se determina la curva pushover simplificada. Para determinar el desplazamiento de diseño se emplea el método B, que es un procedimiento gráfico y analítico. Se desarrollan los espectros de pseudoaceleraciones amortiguados para diferentes valores de prueba. Se proponen amortiguamientos efectivos (ξ_{eff}) para generar espectros amortiguados, en el rango de 12.8 % a 42.9 %. Para esos valores de amortiguamientos se determinan los desplazamientos de prueba (Δ_{pi}). Se unen los puntos obtenidos con una curva, que luego se intersecta con el diagrama de capacidad. Los espectros de capacidad se pueden ver en las Figuras 7.1 a 7.4.



Figura 7.1. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 4



Figura 7.2. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 3



Figura 7.3. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 2



Figura 7.4. Método D1. Espectro de capacidad - Zona Sísmica 1

Para las zonas sísmicas de la 2 a la 4 se obtienen desplazamientos de demanda, dentro del rango no-lineal. En cambio, para la zona 1 los desplazamientos son elásticos. Luego, se relacionan los desplazamientos de demanda obtenidos con las capacidades de los elementos, para cada estado límite. Se realizan los cocientes entre capacidad y demanda y se exponen en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Coeficientes C/D para la subrutina MetD1- Rev2.

| | Ligero | Moderado | Completo |
|---------|--------|----------|----------|
| ZS1 TE2 | 0.79 | 1.55 | 4.10 |
| ZS2 TE2 | 0.67 | 1.31 | 3.47 |
| ZS3 TE2 | 0.28 | 0.56 | 1.47 |
| ZS4 TE2 | 0.26 | 0.51 | 1.34 |

Para el estado de daño ligero y cualquier zona sísmica, se obtienen índices de daño menores que uno. Para el estado de daño moderado y las zonas sísmicas 3 y 4, también se obtienen relaciones menores que 1. Según el método D1, el puente necesita rehabilitación en esos casos. Sin embargo, se sabe que el método presenta resultados aproximados, lo cual significa que podría no requerir rehabilitación. Por lo tanto, a continuación se aplican otros métodos más sofisticados y menos conservadores.

7.2.3 Método D2

Como ya se anticipó en Capítulo 2, en este apartado se determina la relación capacidad / demanda con el método pushover. Para la determinación de la capacidad se realiza un análisis de cargas monotónicas crecientes en una de las pilas y para la demanda el análisis modal espectral.

La curva pushover de la columna en estudio se muestra en la Figura 7.5. Fue obtenida con el programa OpenSees. Se pueden identificar tres rectas: y_1 para la pendiente inicial cuando no se ha alcanzado la fisuración, y_2 hasta alcanzar la fluencia e y_3 para el comportamiento posfluencia. Estas tres rectas se obtienen por mínimos cuadrados de los datos de fuerzas y

desplazamientos. En la intersección de las rectas y_2 e y_3 se alcanza el desplazamiento de fluencia. La ordenada al origen de la recta y_3 es una medida de la resistencia a la flexión del pórtico. La resistencia es 566.01 KN.

El desplazamiento de fluencia en la dirección longitudinal es 3.96 cm. Luego, la capacidad de la pila de obtiene multiplicando las relaciones de los estados límite por el desplazamiento de fluencia.



Figura 7.5. Diagrama Fuerza-Desplazamiento del pórtico en la dirección longitudinal

Las demandas sobre el puente se obtienen del análisis modal espectral. Para el análisis, se utilizaron los espectros del reglamento para todas las zonas sísmicas del país. Los resultados se pueden ver en la Tabla 7.4. Más adelante se mostrará una comparación entre los resultados obtenidos aplicando el análisis en la historia de tiempo lineal y el modal espectral.

7.2.4 Método E

Se comentan los detalles sobre la aplicación del método E, basado en el AHTNL. La descripción de este método se puede ver en el Capítulo 2. Para la determinación de la capacidad, se utilizan los estados límites determinados en el Capítulo 4.

| | Ligero | Moderado | Completo |
|---------|--------|----------|----------|
| ZS1 TE2 | 1.33 | 1.88 | 6.87 |
| ZS2 TE2 | 0.76 | 1.03 | 3.93 |
| ZS3 TE2 | 0.46 | 0.71 | 2.37 |
| ZS4 TE2 | 0.37 | 0.57 | 1.91 |

Tabla 7.4. Coeficientes C/D para el MetD2

Como ya se anticipó, para la determinación de la demanda se desarrollaron AHTNL, usando un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros del reglamento. Algunos acelerogramas compatibles son: Zona $4 \rightarrow$ Sismo 40, Zona $3 \rightarrow$ Sismo 36, Zona $2 \rightarrow$ CHY041E y Zona $1 \rightarrow$ Laver13. En la Tabla 3.3 figuran el resto de los acelerogramas compatibles.

Al ser un puente simétrico, todas las columnas experimentan los mismos desplazamientos. En la Figura 7.6 se pueden ver los desplazamientos de un nodo ubicado en la cabeza de una columna en la dirección longitudinal. El sismo aplicado, Sismo 40, tiene un PGA de 7.63 m/s².



Figura 7.6. Desplazamientos en la cabeza de una pila en la dirección longitudinal del puente sometido al sismo 40. Método E

Los desplazamientos para los estados límite son los mismos que en los métodos anteriores: 2.65cm, 5.19cm y 13.74 cm. Los resultados se pueden ver en la Tabla 7.5.

| | Ligero | Moderado | Completo |
|---------|--------|----------|----------|
| ZS1 TE2 | 1.06 | 2.08 | 5.50 |
| ZS2 TE2 | 0.50 | 0.98 | 2.59 |
| ZS3 TE2 | 0.42 | 0.82 | 2.18 |
| ZS4 TE2 | 0.22 | 0.43 | 1.15 |

Tabla 7.5. Coeficientes C/D para el Método E

7.3 Aplicación del método F

El MEVUS propuesto en el Capítulo 6 se aplica en el modelo del puente del Capítulo 5, desarrollado en el programa SAP2000. En primer lugar se desarrolla un análisis en la historia de tiempo lineal del puente completo del que se extrae la respuesta en desplazamientos, de la cabeza de una columna en la dirección longitudinal. Luego se aplican factores de escalamiento, para obtener la respuesta no-lineal. A continuación, se realiza un análisis cíclico de una columna individualizada del puente, usando la respuesta obtenida en el análisis anterior. Cabe destacar que debido a la simetría del puente, todas las columnas tienen el mismo desplazamiento. En la Tabla 7.6 se pueden ver las relaciones capacidad/demanda de desplazamientos, obtenidas con el método F. Es claro que, si bien hay discrepancias (expresadas en la tabla en porcentajes)

Tabla 7.6. Coeficientes C/D para el Método F

con las dadas con el método E, se pueden considerar aceptables.

| | Ligero | Moderado | Completo |
|---------|--------------|--------------|--------------|
| ZS1 TE2 | 1.18 (10.2%) | 2.31 (10.0%) | 6.12 (10.1%) |
| ZS2 TE2 | 0.56 (10.7%) | 1.10 (10.9%) | 2.92 (11.3%) |
| ZS3 TE2 | 0.37 (13.5%) | 0.73 (12.3%) | 1.93 (13.0%) |
| ZS4 TE2 | 0.24 (8.33%) | 0.47 (8.51%) | 1.26 (8.73%) |

7.4 Curvas de Fragilidad

En el Capítulo 2 se establecen los criterios de evaluación sísmica basados en curvas de fragilidad. A continuación, se aplican al mismo puente del apartado anterior. El proceso seguido se resume a continuación para mayor claridad:

Se generan muestras estadísticas de algunas variables geométricas (Tabla 7.7) y de materiales (Tabla 7.8) del puente. Estas son combinadas con 8 muestras estadísticas dando 48 modelos nominalmente compatibles. Para la generación de variables se usa un muestreo con la técnica de reducción de la varianza Latin Hypercube (Keqin, et al., 1998). Las variables seleccionadas y las funciones de distribución de probabilidades coinciden con las dadas en Nielson (2005).

| Nº de Puente | Tramos | Altura de columnas (m) | Longitud de tramos (m) | Ancho del tablero (m) |
|--------------|--------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1 | 3 | 4.0 | 39.6 | 21.2 |
| 2 | 3 | 3.9 | 22.6 | 12.8 |
| 3 | 3 | 6.3 | 18.9 | 10.8 |
| 4 | 3 | 3.2 | 21.0 | 8.0 |
| 5 | 3 | 4.2 | 26.2 | 13.1 |
| 6 | 3 | 3.6 | 10.4 | 14.1 |
| 7 | 3 | 4.5 | 14.5 | 8.7 |
| 8 | 3 | 5.9 | 15.2 | 9.8 |

Tabla 7.7. Tabla de parámetros geométricos

Los 48 modelos de puentes se colocan en pares con los 48 acelerogramas generados en capítulo 3, para luego realizar varios análisis en la historia de tiempo. Durante los análisis se monitorean las respuestas de desplazamientos en las cabezas de columnas y el tablero. Con los resultados de desarrollan modelos de demanda sísmica probabilistas (*PDSM*). Luego se estiman la mediana S_D , la dispersión (β_D/PGA) y los coeficientes de correlación.

Por otra parte, la desviación estándar de la capacidad fue definida por Nielson, a los que se agregan las nuevas determinaciones del Capítulo 4. Ya que ambas funciones de capacidad y demanda, tienen distribución log-normal, las distribuciones se combinan en una curva de fragilidad integrando el MDSP en todos los posibles dominios de falla, usando la Ec. C. 24. El parámetro considerado para desarrollar las curvas, es la ductilidad de curvaturas de las pilas más solicitadas.

| Parámetros de modelado | Distribución de probabilidades | Parámeti distrib | Uni | |
|---------------------------|-----------------------------------|---------------------|-----------------|-----|
| | - | 1 | 2 | |
| Resistencia del acero | Lognormal | 6.13 | 0.08 | MPa |
| Resistencia del hormigón | Normal | $\mu = 33.8$ | $\sigma = 4.3$ | MPa |
| Módulo de corte de apoyos | Uniforme | inf = 0.6 | sup = 2.07 | MPa |
| Masa del tablero | Uniforme | <i>inf</i> =0.9 | sup = 1.1 | |
| Gap en estribos | Normal | $\mu = 38.1$ | $\sigma = 4.32$ | mm |

Tabla 7.8. Incertidumbre incorporada en el modelo analítico del puente

7.4.1 Curvas de Fragilidad con los métodos E y F

En este apartado se ve reflejada la diferencia en la aplicación de un método lineal y uno nolineal. En la Figura 7.7 se puede ver el modelo de demanda sísmica probabilista del modelo del puente no-lineal. En las abscisas se expresan los logaritmos neperianos de la PGA del terreno expresada en %g, ln(PGA%g). En las ordenadas el logaritmo neperiano de las ductilidades de desplazamientos en la dirección longitudinal del puente, $ln(\mu_{\Delta x})$.



Figura 7.7. Modelo de demanda sísmica probabilista para la ductilidad de curvatura en la dirección x

Ambos métodos se aplican sobre el puente modelado con OpenSees, ya que el programa permite desarrollar varios análisis de manera automática.

Se muestran las curvas de fragilidad obtenidas aplicando los métodos E y F. Las curvas obtenidas con el método E se pueden ver en la Figura 7.8. Con el método F en la Figura 7.9.



Figura 7.8. Curvas de fragilidad de ductilidad de curvatura de columnas del puente para los tres estados de daño: ligero, moderado y completo; en la dirección x. Método E.



Figura 7.9. Curvas de fragilidad de ductilidad de curvaturas de columnas del puente para los tres estados de daño: ligero, extensivo y completo; en la dirección x. Método F.

No se debe perder de vista que las figuras representan la probabilidad de falla de 48 puentes estadísticamente compatibles, que si bien responde a una única configuración de puente tipo, en realidad se está representando un conjunto de puentes. Para la curva obtenida con el Método E, las probabilidades de falla para los estados ligero, moderado y completo para un PGA de 0.5 dan: 0.97, 0.84, 0.32. Para la curva del Método F dan: 0.98, 0.93, 0.62. Las diferencias rondan entre el 2 y 45 % considerados resultados aceptables.

7.4.2 Determinación de las medidas de intensidad

En el apartado 3.6.1 se establecen los usos y definiciones básicas de las MI como parámetros para seleccionar conjuntos de acelerogramas. Aquí, se determinan la eficiencia, practicidad y computabilidad para deducir la medida de intensidad óptima para desarrollar modelos de demanda sísmica probabilista. No se determinaron la suficiencia ni la proficiencia porque exceden las necesidades de este trabajo.

Las MI evaluadas son la PGA, la IA, la IH y el cociente PGV/PGA. En Daziano et al. (2015) se muestra que estas cuatro son medidas que presentan menos dispersión. En las Figura 7.10 a

7.13 se pueden ver los diagramas obtenidos. En ellas se expresan las ductilidades de curvaturas en la columna más solicitada, en función de las cuatro MI. Las ductilidades se obtienen como el cociente entre la ductilidad máxima y la ductilidad de fluencia. La ductilidad máxima proviene del AHTNL para el puente sometido a un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros del reglamento. Cada punto responde a un análisis dinámico para cada acelerograma. Luego, se realiza un análisis de regresión lineal para todos los resultados obtenidos.

Los coeficientes de correlación obtenidos para cada medida de intensidad son R_{IA}^2 =0.6, R_{PGA}^2 =0.58, $R_{V/A}^2$ =0.02 y R_{IH}^2 =0.65. Las pendientes de las rectas de ajuste lineal son b_{IA} =0.69, b_{PGA} =1.51, $b_{V/A}$ =1.08 y b_{IH} =1.57. Esto muestra claramente que hay una mejor correlación entre la ductilidad de curvatura y la IH, lo que indica mayor eficiencia. Además, al tener más pendiente la recta de regresión, es más sensible a la variación de intensidad sísmica. Esto significa que es una medida más práctica. Es importante recordar, que la IH se obtiene integrando el espectro de pseudo-velocidades (Apéndice B).



Figura 7.10. Ductilidad de Curvatura versus IA

Figura 7.11. Ductilidad de Curvatura versus PGA





Figura 7.12. Ductilidad de Curvatura versus PGV/PGA

Figura 7.13. Ductilidad de Curvatura versus IH

Otra de las medidas determinadas es la computabilidad. Esta se obtiene considerando el costo computacional realizado para determinar cada variable. Todas las MI evaluadas se determinan con un programa computacional. El cálculo de la IA y la IH requieren de un mayor costo numérico, lo que los hace medidas menos elegibles. Respecto de otros parámetros, en Padgett et al. (2008) se muestra que la mejor medida de intensidad para puentes de hormigón, es el período de vibración fundamental cuando esta trabaja en el rango no-lineal, aunque requiere de un costo computacional mayor a las medidas ya nombradas.

Se concluye entonces que la IH es la medida *óptima* (más adecuada) para representar el movimiento del puente. Este tema fue abordado también en el apartado 6.5.3, donde la IH confiere una vez más menor dispersión en los resultados.

7.5 Comparaciones entre métodos

Se comparan los resultados obtenidos con todos los métodos de evaluación hasta ahora descriptos. En la Tabla 7.9 se exponen los índices C/D calculados utilizando los distintos métodos de evaluación sísmica. Estos, son dados para todas las zonas sísmicas y nivel de daño ligero.

| | Mét C | Mét D1 | Mét D2 | Mét E | Mét F |
|---------|-------|--------|--------|-------|-------|
| ZS1 TE2 | 0.10 | 0.86 | 1.33 | 1.07 | 1.18 |
| ZS2 TE2 | 0.09 | 0.47 | 0.76 | 0.50 | 0.56 |
| ZS3 TE2 | 0.08 | 0.32 | 0.46 | 0.42 | 0.37 |
| ZS4 TE2 | 0.07 | 0.25 | 0.37 | 0.23 | 0.24 |

Tabla 7.9. Desplazamientos en apoyos. Estado de daño ligero

Es importante recordar que el método C está basado en el cálculo de ecuaciones empíricas que poco tienen que ver con la dinámica de estructuras. En ese caso se obtienen resultados mucho menores que para los otros métodos. Los métodos D1 y D2 son técnicas de análisis estáticos no lineal. Las diferencias entre estos dos y el método F están en el rango de un 4% a un 27%. La comparación entre los métodos E y F otorga valores bastante alentadores. Mayores detalles sobre la comparación cuantitativa se pueden ver en los siguientes apartados.

7.5.1 Comparación entre F y D2

La comparación entre los métodos F y D2 consiste en realidad, en evaluar las diferencias y similitudes entre el análisis en la historia de tiempo lineal y el modal espectral. Este es un punto clave, ya que si bien ambos son métodos de análisis dinámicos y lineales, uno comprende espectros de respuestas y el otro acelerogramas. Por lo tanto, no solamente los espectros y los acelerogramas deben ser compatibles, sino que los modelos numéricos también deben serlo. Es casi imposible que el espectro de un acelerograma cualquiera sea idéntico al de un espectro de diseño. Los acelerogramas pueden provenir de algún registro de un movimiento sísmico específico. Un espectro de diseño en cambio se obtiene de las normas y reglamentaciones de una región y contiene información de los espectros de varios acelerogramas. Sin embargo se puede desarrollar un criterio de selección para reunir un conjunto de acelerogramas que en promedio sean compatibles con el espectro de diseño.

Para la comparación de ambos métodos se necesitan tres cosas: un espectro de diseño objetivo, un conjunto de acelerogramas compatibles y un modelo numérico donde se puedan aplicar ambas técnicas de análisis. Por un lado se realiza el análisis modal espectral del puente. Por otro lado se desarrollan varios análisis en la historia de tiempo lineal con cada acelerograma disponible y se hace un promedio de las respuestas. Entonces, es de esperarse que ambas respuestas coincidan al menos dentro de cierto rango de valores.

La coincidencia en los resultados va a depender de varias cosas. En primer lugar, de cuan compatible sean los espectros promedio con el de diseño. Se puede intentar tener un conjunto de registros compatibles, escalando las ordenadas, modificando los contenidos de frecuencias, etc., pero esto no es sencillo y quizás no se consiga sobre todo si se pretende modificar lo menos posible a los acelerogramas.

A continuación se desarrolla un ejemplo sencillo para poder apreciar las diferencias entre un análisis y otro. Se realizan análisis en la historia de tiempo lineal y modal espectral para todos los acelerogramas compatibles del Capítulo 3. Se aplican sobre el puente descripto en el Capítulo 5, modelado sólo con elementos elásticos.

En la Tabla 7.10 se pueden ver los resultados del análisis. Para la historia de tiempo lineal se toma el promedio de las respuestas de todos los acelerogramas. Para la zona sísmica 1, las diferencias están en el rango entre el 9 % y el 33 %. Las diferencias se acentúan cuando se aumenta la sismicidad y se deben a que el análisis modal espectral considera la influencia de los modos superiores de una manera simplificada. Además los espectros promedio no ajustan perfectamente con el espectro del reglamento como se puede ver en la Figura 3.10.

7.5.2 Comparación entre E y F

La primera diferencia fundamental entre los métodos E y F radica en las discrepancias existentes entre el análisis dinámico lineal y el no-lineal en estructuras de múltiples grados de

libertad. Como ya se especificó, esta deferencia está contenida por la regla de iguales desplazamientos, pero no se puede usar en todos los casos. En el ejemplo de los puentes de este trabajo, los desplazamientos no-lineales son en general mayores que para el caso lineal, pero en algunos casos son menores.

| Zona Sísmica | Respuesta | U | Modal Espectral | Historia Tiempo Lineal | Dif |
|--------------|-----------|-------|--------------------|---------------------------|-----|
| ZS1 | Desp Cab | [cm] | 1.1 | 1.6 | 33% |
| | Desp Tab | [cm] | 2.1 | 2.7 | 24% |
| | mom M2-2 | [kNm] | 992.1 | 1085.7 | 9% |
| | cort Q3-3 | [kN] | 184.1 | 204.1 | 10% |
| ZS2 | Desp Cab | [cm] | 2.0 | 3.4 | 42% |
| | Desp Tab | [cm] | 3.8 | 5.6 | 33% |
| | mom M2-2 | [kNm] | 1818.9 | 2278.8 | 20% |
| | cort Q3-3 | [kN] | 337.6 | 425.9 | 21% |
| ZS3 | Desp Cab | [cm] | 2.9 | 5.2 | 44% |
| | Desp Tab | [cm] | 5.5 | 8.5 | 35% |
| | mom M2-2 | [kNm] | 2645.0 | 3452.9 | 23% |
| | cort Q3-3 | [kN] | 490.8 | 648.6 | 24% |
| ZS4 | Desp Cab | [cm] | 3.7 | 8.0 | 54% |
| | Desp Tab | [cm] | 6.9 | 13.2 | 48% |
| | mom M2-2 | [kNm] | 3306.2 | 5299.4 | 38% |
| | cort Q3-3 | [kN] | 613.6 | 995.0 | 38% |

Tabla 7.10. Comparación D2 vs F

Por otro lado, el modelado de una estructura es más sencillo para el caso lineal. El número de variables intervinientes es considerablemente menor y los parámetros son más fáciles de obtener. Por otro lado, el análisis lineal toma mucho menos tiempo de análisis.

Otra característica importante del análisis lineal, es que se puede desacoplar la ecuación diferencial del movimiento en múltiples ecuaciones independientes que se resuelven por separado. Luego se combinan las respuestas con el método de superposición.

Por último, se analiza lo que ocurre a los efectos de la redistribución de esfuerzos en el análisis no-lineal. Cuando la carga sísmica es tal que se supera el momento de plastificación en algún elemento estructural, se genera una rótula plástica y las tensiones se distribuyen hacia otros puntos. Las zonas que alcanzaron la plastificación se transforman en articulaciones mientras sigue aumentando la carga. Una vez alcanzada la plastificación en varios puntos se produce el mecanismo de colapso.

La consecuencia de la redistribución de esfuerzos es que la armadura de las secciones de hormigón se dispone de otra manera, más homogénea para que se puedan formar articulaciones en varios sectores. Por lo tanto se colocará más armadura que la prevista en el análisis lineal, en las zonas de momentos flectores más bajos.

CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

En nuestro país hay cientos de puentes diseñados y construidos en zonas de elevada peligrosidad sísmica. Aún no hay métodos desarrollados a nivel local que permitan determinar si estos puentes están en condiciones de seguir prestando servicio. En esta tesis se presenta un método de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes. Es una técnica fácil y rápida de aplicar y entrega resultados muy similares a los obtenidos con los métodos más rigurosos.

En esta tesis se realiza el estudio numérico de un puente de tipología común en Argentina y de sus partes constituyentes. Se selecciona un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros del reglamento y se propone un procedimiento para determinar los estados límites de elementos de puentes de hormigón. Se comparan los resultados con los de varios métodos existentes y se generan curvas de fragilidad. Las conclusiones y recomendaciones para trabajos futuros se enuncian a continuación:

CONCLUSIONES

Se realiza una comparación entre varios métodos existentes y el propuesto en este trabajo. Los métodos C, D1, D2 y E, clasificados en el manual de la FHWA (2006), se describen en el Capítulo 2. Están planteados en etapas de diferentes grados de complejidad, son racionales y simples de implementar, pero los resultados dependen en gran medida del juicio del evaluador. No se puede asegurar que un método sea más útil que otro, ya que son muy distintos. Según las herramientas de análisis que se dispongan y la tipología de puentes a analizar se usará uno u otro.

Para aplicar los métodos C, D1 y D2 se requiere únicamente de información proveniente de un inventario de puentes, y de seguir los procedimientos propuestos. En cambio para los métodos E y F se requiere un conocimiento específico de ingeniería sísmica y un gran juicio del evaluador.

El método E considera una redistribución de esfuerzos en el puente cuando se van alcanzando plastificaciones en diferentes zonas. El tablero reparte luego estos esfuerzos entre pilas y así sucesivamente se van redistribuyendo las cargas. Esto es una ventaja que presenta respecto de los métodos D2 y F.

En el Capítulo 3 se propone una metodología para reunir un conjunto de acelerogramas que pueden ser usados para análisis dinámicos en la historia de tiempo. El conjunto obtenido es compatible con los espectros del Reglamento Argentino de Construcciones Sismoresistentes (INPRES-CIRSOC) para cada zona sísmica. Cada acelerograma tiene ordenadas de pseudoaceleraciones que están en el rango de 80 % a 120 % del espectro de diseño objetivo. Además, el espectro promedio de todos los registros para cada zona sísmica coincide con el espectro de diseño.

En el Capítulo 4 se presenta un método para definir estados límite en columnas y sus intervalos de validez. Se desarrollaron modelos numéricos de las columnas y estudios paramétricos, cambiando algunas variables geométricas y de materiales, para estudiar la influencia en los desplazamientos límite. Como resultado de esto, se han observado cambios en los desplazamientos necesarios para alcanzar los estados límite.

Los estados límite propuestos por los autores citados en este trabajo, están relacionados con la columna utilizada para definirlos. Los valores límite podrían cambiar para columnas con diferentes características geométricas y materiales. Es decir, si un estado límite es aplicado en varias columnas con diferente cuantía de refuerzo transversal o relación de aspecto, habrá dispersión en los resultados. Además, si se aplican diferentes definiciones de estados límite a una única columna, también habrá dispersión en los resultados.

La cuantía de refuerzo volumétrico transversal (ρ_v) es muy importante en el comportamiento de las columnas. Columnas con ρ_v grande, tendrán mayor capacidad de desplazamientos y los estados límite serán alcanzados para cargas más altas. Se presenta un nuevo índice para definir si las columnas tendrán comportamiento frágil o dúctil, denominado índice de falla frágil-dúctil. El índice es obtenido dividiendo la resistencia a la flexión con la resistencia al corte. Si esta relación es mayor que 2.5, se puede esperar comportamiento dúctil. Caso contrario, será frágil. Se determina la influencia de dos parámetros constitutivos de las columnas en los niveles de daño de dos columnas tipo. Las columnas analizadas están empotradas en la base y libres en el extremo.

Uno de los parámetros analizados es la cuantía de refuerzo transversal y se evalúa para 10 columnas de altura (H)=1.52 m, diámetro (D)=0.51 m, cuantía de refuerzo longitudinal $(\rho_1)=0.011$ y relación de carga axial (P')=0.10. Para una cuantía de 0.0065 (ϕ 6 separadas 4.5 cm) se obtienen desplazamientos límite de 3.4, 23.0 y 68.4 mm, para los estados de daño ligero, moderado y completo.

El otro parámetro analizado es la altura de la columna y se evalúa para 10 columnas de D=0.61 m, ρ_1 =0.015, ρ_v =0.007 y P'=0.07. Para una columna de 5 m de altura se obtienen desplazamientos límite de 55, 101, 355 y 450 mm para los estados de daño ligero, moderado, extensivo y completo, respectivamente. Cuanto mayor sea la cuantía, tanto más grande será el límite de desplazamiento. Lo mismo ocurre para la altura.

En el Capítulo 5 se desarrollan conceptos del modelado de puentes en programas de elementos finitos. La oferta de programas de cálculo para análisis sísmicos es extensa y permite un sinnúmero de posibilidades. Cada programa tiene ventajas respecto de los otros y se seleccionan dependiendo del caso a estudiar. Sin embargo, deben emplearse con mucho criterio y conocimientos acabados en cada aspecto del modelado. En este trabajo se utilizaron fundamentalmente los programas Sap2000 y OpenSees.

El programa OpenSees es más útil que el Sap2000 para desarrollar curvas de fragilidad y permite un mejor manejo de las variables. Además no tiene costo alguno para investigadores y estudiantes. Por otro lado, el programa SAP2000 es más útil que OpenSees para desarrollar modelos individuales. Tiene un entorno gráfico más amigable, el ingreso de datos es sencillo y cómodo, aunque el costo de la licencia puede ser una limitación.

En el Capítulo 6 se propone un nuevo método de evaluación de vulnerabilidad sísmica fácil de usar, rápido y abarcativo para varios tipos de puentes. Considera la no-linealidad provocada por los movimientos sísmicos intensos, los efectos de los modos superiores en la respuesta y la degradación de la resistencia. Para obtener la respuesta no-lineal se determinan factores de escalamiento, usando los resultados de un modelo lineal. Sin embargo, la redistribución de esfuerzos ocasionada por la formación de rótulas plásticas no puede ser contemplada.
En el Capítulo 7 son comparados los resultados del método propuesto (método F), con los de la aplicación de los métodos C, D1, D2 y E. Las diferencias encontradas al comparar los resultados del método F con el de mayor rigurosidad (método E) son aceptables desde el punto de vista ingenieril para este tipo de problemas. Las diferencias con los métodos D1 y D2 también son tolerables. Los tres métodos consideran de manera explícita la no-linealidad, las atenuaciones ocasionadas por el amortiguamiento, etc. Sin embargo, las diferencias entre el método F y el C son significativas, ya que el método C no considera la no-linealidad, sobre todo cuanto mayor es la carga sísmica.

Se aplica un método de naturaleza probabilista y se determinan las curvas de fragilidad. Estas curvas se determinan basándose en los métodos E y F. Los resultados obtenidos con ambos procedimientos muestran que las diferencias son aceptables. Además, los resultados obtenidos son comparables con los de otros investigadores. Esto demuestra la eficiencia del método propuesto ya que en menos tiempo de análisis se obtienen resultados aceptables.

RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

METODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA: En esta tesis se desarrolla un nuevo método de evaluación sísmica, y se aplica a un caso particular de un puente de hormigón. Sin embargo, el método propuesto tiene validez general y se puede destinar a la valoración de la vulnerabilidad de cualquier tipología de puente. Es decir, para cada tipología de puente se deben continuar los estudios para otras consideraciones particulares, como ser los diferentes materiales y configuraciones estructurales que se puedan presentar. Para el caso de puentes metálicos por ejemplo, se sugiere estimar la vulnerabilidad sísmica en uniones, apoyos y conexiones. Además, estimar los efectos de segundo orden, fatiga y vibraciones de las estructuras de acero.

Para determinar los desplazamientos de análisis no-lineales se utilizan factores de escalamiento. En este trabajo se utiliza el mismo factor para todos los estados de daño y niveles de sismo. En estudios posteriores se deben considerar diferentes factores para cada caso. Sin embargo, los cálculos realizados hasta ahora son adecuados en primera instancia, porque se está adoptando un valor promedio de todas las salidas.

AMENAZA SÍSMICA: En cuanto a la selección de un conjunto de acelerogramas, se propone completar un catálogo de registros, haciendo uso de acelerogramas reales, sintéticos y artificiales. Dicho conjunto debe ser compatibles con todos los espectros del reglamento, según los 6 tipos de suelos considerados y para todas las zonas sísmicas. Se deben contemplar, además del espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años, otros niveles de riesgo. Se sugiere determinar los espectros para 100, 1000 y 2500 años de recurrencia. Para analizar la compatibilidad, se comparan las ordenadas de los espectros de los acelerograma con los del reglamento. Sin embargo, también se deberían considerar otros parámetros de comparación, como ser: distancia a la falla, tipos de fuentes, suelos y caminos de atenuación, etc. Para tener una base de datos completa, se deberán analizar muchos más registros para todas las regiones sísmicas del país.

El reglamento Cirsoc considera un criterio de selección de acelerogramas muy similar al propuesto es este trabajo. Sin embargo, el autor sugiere que otras consideraciones deberían haber sido tenidas en cuenta en su redacción. Entre ellas, proponer un límite superior en las ordenadas de los espectros seleccionados. Además, desarrollar un estudio se sensibilidad acerca de la cantidad mínima de espectros a considerar. En el análisis paramétrico se debe ir cambiando el número de acelerogramas hasta que el cambio en la respuesta de la estructura sea mínimo.

ESTADOS DE DAÑO: Es necesario contar con una base de datos de ensayos de columnas en laboratorios. Además, se deben generar más pruebas con modelos numéricos y más detallados que consideren todos los posibles modos de falla. Se sugiere utilizar otros parámetros de

demanda ingenieril, como el número de ciclos que se aplican a las columnas y la energía acumulada. Otras columnas se deben estudiar para establecer tablas y ábacos de uso directo de donde se puedan obtener los estados límite según el tipo de columna y nivel de armado.

En la normativa americana ASCE/SEI 41 – 2013 se establece una correlación entre el desempeño básico para elementos estructurales y no estructurales, y el nivel de peligro sísmico. Por ejemplo, para un sismo con 20% de probabilidad de excedencia en 50 años, debe lograrse un daño controlado (nivel de desempeño entre seguridad de vida y ocupación inmediata). En trabajos futuros se sugiere establecer esta correlación para distintos tipos de puentes. Para establecer este nivel de detallamiento de la metodología de evaluación sísmica, se deberá definir cuál acelerograma produce tal nivel de daño. Por ejemplo, un acelerograma con un PGA de 8.0 m/s2, provoca un estado de daño moderado en un puente. Esta correlación debe estar acompañada con una propuesta de diseño que asegure que dicho nivel de daño pueda ser alcanzado.

CURVAS DE FRAGILIDAD: Generar las curvas de fragilidad de las cinco clases típicas de puentes en nuestro país. Establecer para los puentes Argentinos todas las variables aleatorias y las funciones de distribución de probabilidad.

REFERENCIAS

AASHTO, 1998. *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, USA: American Association of State Highway and Transportation Officials, Normativa.

Abrahamson, N., 1992. Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63(1), p. 30.

Aguiar, F. R., 2008. Análisis sísmico de edificios. Quito, Ecuador: CEINCI-ESPE.

Armadá, J. R., 2010. *Estudio de pilares de hormigón armado bajo cargas cíclicas unidireccionales*. Tesis de Grado, Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, España.: s.n.

ASCE, 2013. ASCE/SEI Standard 41-13 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers, Normativa.

ATC25, 1997. Seismic vulnerability and impact disruption of lifelines in the coterminous United States. California, USA: Applied Technology Council, Normativa.

ATC40, 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Redwood City, California, USA: Applied Technology Council.

ATC6, 1983. Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges. Palo Alto, California: Applied Technology Council, Normativa. Aviram, A., Mackie, K. R. & Stojadinovic, B., 2008. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. Universidad de California, Berkeley: Reporte Técnico PEER.

Aygün, B., Dueñas-Osorio, L., Padgett, J. E. & DesRoches, R., 2011. Efficient Longitudinal Seismic Fragility Assessment of a Multispan Continuous Steel Bridge on Liquefiable Soils. *Journal of Bridge Engineering, ASCE.*

Baker, J. & Cornell, A., 2006. Which Spectral Acceleration Are You Using?. *Earthquake Spectra*, XXII(6).

Banerjee, S. & Shinozuka, M., 2008. Experimental verification of bridge seismic damage states quantified by calibrating analytical models with empirical field data. *Earthquake Engineering And Engineering Vibration*, pp. 7:383-393.

Bentz, E., Vecchio, F. & Collins, M., 2006. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, pp. V. 103, No. 4.

Biao, W., Ye, X. & Weian, L., 2014. Lateral vibration analysis of continuous bridges utilizing equal displacement rule. *Latin American Journal of Solids and Structures*, pp. 075 - 091.

Boore, D., 1983. Stochastic Simulation of High-Frequency Ground Motions Based on Seismological Models of the Radiated Spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 73(6).

Cardona, L., 2008. *EFiCoS software in the context of performance based design*. Msc dissertation, University of Sherbrooke, Quebec, Canada;: s.n.

Carr, A., 2000. *Inelastic Dynamic Analysis Program: RUAUMOKO and Post-processor for RUAUMOKO*. New Zeeland: DYNAPLOT, Department of Civil Engineering, University of Canterbury. Caughey, T. H. & O'Kelly, M. E., 1965. Classical normal modes in damped linear dynamic systems.. *Journal of Applied Mechanics*, Volumen XXXII, pp. 583-588.

Chen, Y.-I., Huang, C.-S. & Liu, J.-Y., 2015. Statistical analysis of earthquakes after the 1999 MW 7.7 Chi-Chi, Taiwan, earthquake based on a modified Reasenberg–Jones model. *Journal of Asian Earth Sciences,* Issue 114, p. 299–304.

Choi, E., 2002. *Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges*. Georgia, USA: Georgia Institute of Technology, 2002.

Choi, E., DesRoches, R. & Nielson, B., 2004. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, pp. 187-199.

Chopra, A. K., 2007. Dynamics of Structures. s.l.: Prentice Hall.

Cirsoc, 2008. *Reglamento Argentino de Construcciones Sismoresistentes*. Buenos Aires, Argentina: INTI.

Cornell, A. C., Jalayer, F. & Hamburger, R. O., 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 28(4), p. 526–532.

Dameron, R., Parker, D. & Dahlgren, T., 2003. Nonlinear time history analysis for the seismic if the Richmond-San Rafael Bridge. *Second MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics*, pp. 212-216.

Danna, J. A. & Pérez, G. A., 2013. Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. *Memorias del Congreso del Congreso de Mecánica Computacional,* Volumen XXXII, pp. 3379-3401.

Daziano, A., Danna, J. & Pérez, G., 2015. Selección de acelerogramas para el análisis no lineal de presas de materiales sueltos. *VIII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, Santa Fe, Argentina.*

Dip, O., 1999. *Análisis sísmico de puentes de hormigón basado en desplazamientos*. San Miguel de Tucumán, Argentina: Instituto de Estructuras Arturo M. Guzmán, Tesis de Maestría.

Dip, O., Inaundi, J. A., Danesi, R. F. & Galindez, E. E., 2006. Generación de acelerogramas artificiales compatibles propuesta de metodología.

DNV, 1951. *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado*. Buenos Aires, Argentina: Administración general de Vialidad Nacional.

DNV, 2017. *Dirección Nacional de Vialidad*. Última Visita 09/03/17: http://www.vialidad.gov.ar/puentes.

Drosos, V., 2003. Synthesis of Earthquake Groundmotions for the New Madrid Seismic Zone, PhD Thesys. s.l.:Georgia Institute of Technology.

Elnashai, A. S., 2006. Assessment of Seismic Vulnerability of Structures. *Journal of Constructional Steel Research*, Issue 62, p. 1134–1147.

Elwood, K. & Moehle, J., 2003. Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity

Load Collapse of Reinforced Concrete Frames. Berkeley, California: PEER Report 2003/01.

FEMA, 1997. *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. City of Long Beach, California: Building Seismic Safety Council.

FEMA, 2000. Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency, Technical Manual. s.l.:s.n.

FEMA, 2003. *Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model: HAZUSMH MR3 technical manual.*. Washington, DC: s.n.

Feng, M. & Lee, S., 2009. Determining the effective system damping of highway bridges.Irvine, California: University of California, Tesis Posdoctoral.

FHWA, 2006. *Highway Bridge Retrofit Manual.* "*Report No. 106-G-2.2, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.* New York: s.n. Franchin, P., Lupoi, A. & Pinto, P., 2008. On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, X(2), pp. 195-206.

Gasparini, A., D., Vanmarcke & H, E., 1976. *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Massachussets, USA: Massachussets Institute Technology, Reporte Técnico.

Goel, R. & Chopra, A., 2004. Extension of modal pushover analysis to compute member forces. *Earthquake Spectra*, XXI(1), p. 125–139.

Gómez Sánchez, F., 2012. Diseño directo basado en desplazamientos aplicado a pilas de puentes. *oncreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, IV(1), pp. 40-62.

Gómez Soberón, C., Barbat, A. & Oller, S., 2000. *Vulnerabilidad de Puentes de Autopista*. *Un estado del Arte*. Barcelona: CIMNE Centro Internacional de Método numéricos en Ingeniería, España..

Gómez Soberón, C. & Soria Rodríguez, I., 2013. Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto.

Goodnight, J. C., Kowalsky, M. J. & Nau, J. M., 2014. A New Look At Strain Limits And Plastic Hinge Lengths For Reinforced Concrete Bridge Columns. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering*.

Gorum, T. y otros, 2013. Complex rupture mechanism and topography control symmetry of mass-wasting pattern, 2010 Haiti earthquake. *Geomorphology*, Issue 184, p. 127–138.

Hwang, H., Liu, J. & Chiu, Y., 2001. *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Report No. MAEC RR-4, The University of Memphis, Tennessee: s.n.

Iervolino, I., C., G. & Cosenza E., 2010. REXEL: computer aided record selection for codebased seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(339-362), p. 8.

INGV, 2017. *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*. [En línea] Available at: <u>http://www.ingv.it/it/</u> INPRES, 1980. Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Prevención Sismica (INPRES).

ISESD, 2017. *The European Strong-Motion Database*. [En línea] Available at: <u>http://www.isesd.hi.is/.htm</u>

ITACA, 2017. *Italian Accelerometric Archive*. [En línea] Available at: <u>www.itaca.mi.ingv.it</u>

Iwasaki, T. y otros, 1985. *Experimental investigation on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns.* San Fracisco, California, s.n.

Jeong, S. & Elnashai, A., 2007. Probabilistic fragility analysis parameterized by fundamental response quatities. *Engineering Structures*, XXIX(6), pp. 1238-1251.

Kappos, A. J., Daiidi, M. S., Nuray Aydinoglu, M. & Isanovic, T., 2012. Seismic Design and Assessment of Bridges. s.l.:Sprigner.

Keqin, D., Zegong, Z. & Chuntu, L., 1998. Latin hypercube sampling used in the calculation of the fracture probability. *Reliability Engineering and System Safety*, Volumen 59, pp. 239-242.

Konevky, D. N., 2011. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes. San Miguel de Tucumán: Universidad Nacional de Tucumán, Tesis de Grado.

Koshimura, S., Hayashi, S. & Gokon, H., 2014. The impact of the 2011 Tohoku earthquake tsunami disaster and implications to there construction. *Soils and Foundations*, IV(54), p. 560–572.

Kramer, S. L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. s.l.:Prentice-Hall International Series.

Lehman, D. E. & Moehle, J. P., 1998. *Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns.* Berkeley, California: Universidad de Berkeley, Reporte PEER 1998/01. Liao, W. & Loh, C., 2004. Preliminary study on the fragility curves for highway bridges in Taiwan. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 27(3), pp. 367-375.

Lilhanand, K. & Tseng, W., 1988. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Volumen II, pp. 819-824.

LSTC, 2012. *LS-DYNA keyword user's manual, volume 2: material models*. Livermore, CA, USA: Livermore Software Technology Corporation, Programa de Cálculo.

Lu, J., Mackie, K. & Elgamal, A., 2011. BridgePBEE: OpenSees 3D Pushover and Earthquake Analysis of Single-Column 2-span Bridges. User Manual (Beta 1.0). s.l.:http://peer.berkeley.edu/bridgepbee/, Programa de Cálculo.

Mander, J., Priestley, M. & Park, R., 1988. Theoretical Stress Strain Model of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), pp. 1804-1826.

Matlab, 2009b. The Mathworks. Última visita 30/01/17: www.mathworks.com, Página Web.

McKenna, F. & Feneves, G., 2012. *OpenSEES User's Manual*. Última Visita 30/01/17: www.opensees.berkeley.edu, Página Web.

McKenna, F. & Feneves, G., 2016. *Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center, Version 2.5.0.* s.l.:Pacific Earthquake Engineering Research Center, Programa de Cálculo.

Méndez, J., 2012. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado. S.M. de Tucumán, Argentina: s.n.

Menegotto, M. & Pinto, P., 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, p. 15–22.

Moller, O., 2012. *Confiabilidad de Estructuras*. Rosario, Santa Fé, Argentina: Universidad Nacional de Rosario.

Montejo, L., 2007. *CUMBIA*. North Carolina State University, USA: Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering.

Morbin, R., 2013. Strategies for seismic assessment of common existing reinforced concrete bridges typologies. Ph.D. Thesis, University of Trento, Italy: s.n.

Muljati, I., Asisi, F. & Willyanto, K., 2015. Performance of force based design versus direct displacement based design in predicting seismic demands of regular concrete special moment resisting frames. *The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)*, pp. 1050-1056.

Naumoski, N., Heidebrecht, A. & Rutenberg, A., 1993. *Representative ensembles of strong motion earthquake records.* McMaster University, Hamilton, Ontario: EERG Report 93-1, Earthquake Engineering Research Group, Reporte Técnico.

NCS, 2008. Norme Sismiche per le Costruzioni - AZIONI SULLE COSTRUZIONI -AZIONE SISMICA, Progettazione per azioni sismiche. Italia: Normativa.

Nielson, B., 2005. *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*. Georgia, USA: Instituto de Tecnología de Georgía, Tesis de Doctorado.

Nielson, B. & DesRoches, R., 2007. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*.

Novak, M., 1974. Dynamic Stifness and Damping of Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, Volumen XI, pp. 574-598.

Orosco, L. E., Orosco, M. H. & J., C. L., 2007. Modelación de acelerogramas sintéticos para su uso en el análisis estructural. Aplicación a la ciudad de Salta. *Memorias del Congreso de Mecánica Computacional*, Volumen XXVI, pp. 298-316.

Padgett, J., Nielson, B. & DesRoches, R., 2008. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Volumen 37, p. 711–725.

Park, Y., Ang, A. & ASCE, F., 1985. Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol. Ill, No. 4..

Pirmoz, A. & Min, L., 2017. Direct displacement-based seismic design of semi-rigid steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, p. 201–209.

Prado Ramos, A., 2014. Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín. Colombia: s.n.

Prakash, S. & Sharma, H. D., 1990. *Pile foundations in engineering practice*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc.

Priestley, M., Calvi, G. & Kowalsky, M., 2007. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.

Priestley, M., Seible, F. & Calvi, G. M., 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York: John Wiley & Sons.

Ranf, R. T. y otros, 2005. Damage Accumulation in Lightly Confined Reinforced Concrete

Bridge Columns. University of Washington: PEER Report 2005/08.

Rojas, J. A., 2014. Rehabilitación de Puentes para Mejorar su capacidad sísmica. San

Miguel de Tucumán: Universidad Nacional de Tucumán, Tesis de Grado.

Samayoa, O., Balankin, A., Carrión, V. & López, L., 2006. *Análisis de confiabilidad y riesgo en puentes atirantados*. México: Publicación Técnica.

SAP2000, 2014. *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, V14.* California, USA: Computers & Structures, Programa de Cálculo.

Saracho, J. y otros, 2014. Clasificación de puentes en argentina para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica. *Proceedings of first international bridges conference - Chile 2014, Future challenges: Design, Construction and Maintenance.*

Scotta, D. M., 2012. *Capacidad Residual de Elementos de H^oA^o sometidos a cargas cíclicas reversibles*. Mendoza, Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.

Scott, M. H., 2011. Numerical Integration Options for the Force-Based Beam-Column Element in OpenSees.

Scott, M. H. & Fenves, G. L., 2003. A Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm. ASCE Structures Congress, Seattle, WA.

SeismoSoft, 2007. *SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Frame Structure v.6.5.* Pavia, Italia: IUSS Press, Programa de Cálculo.

SeismoSoft, 2016. SeismoStruct, User Manual Handbook v.2.1. Pavia, Italia: IUSS Press.

Seo, J. & Linzell, D. G., 2012. Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment. *Engineering Structures*, Volumen XXXIV, p. 21–32.

Sextos, A. G. & Lesgidis, N. D., 2013. Bridge-wizard: expert system for finite element modeling and post processing of bridge structures. *COMPDYN 2013. 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.*

Sezen, H. & Lodhi, M., 2012. Seismic Response of Reinforced Concrete Columns. Earthquake-Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation, Prof. Abbas Moustafa (Ed.), ISBN: 978-953-51-0123-9, InTech, Available from: http://www.intechopen.com.

Shinozuka, M., 1998. *Development of bridge fragility curves*. s.l.:Centro Multidisciplinario de Ingeniería Sísmica, MCEER, Reporte Técnico.

Siame, L. L., Bellier, O. & Sebrier, M., 2006. Active tectonics in the Argentine Precordillera and Western Sierras Pampeanas. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 61(4), pp. 604-619.

Suarez, V. A. & Kowalsky, M. J., 2008. Software for ineastic time history analysys of bridges, pre-processor and post-processor of Opensees. User Manual - ITHA-BRIDGE. s.l.:Programa de Cálculo.

Suescun, J. R., 2010. *Fragility curves for bridges in Quebec accounting for soil-foundation system*. Ottawa, Canada: Universidad de Sherbrooke, Tesis de Maestría.

Systèmes, D., 2010. *ABAQUS 6.10 Analysis User's Manual*. France: ABAQUS/CAE, Programa de Cálculo.

System, H., 2011. *Computer Program ANSYS® Academic Research Version 14.0.* s.l.:ANSYS, Inc, Programa de Cálculo.

Tavares, D. H., Padgett, J. E. & Paultre, P., 2012. Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern. *Engineering Structures 40 (2012) 107–118*.

Terzic, V., 2011. *Force-based Element vs.Displacement-based Element*. s.l.:UC Berkeley, Reporte Técnico.

USGS, 2016. United States Geológical Survey. Última Visita 30/01/17: www.usgs.gov, Página Web.

Vamvatsikos, D. & Fragiadakis, M., 2009. Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Issue 00, pp. 1-16.

Vecchio, F. & Collins, M., 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal Proceedings*, pp. Vol.83, No. 2, pp. 219-231.

Veletsos, A. & Newmark, N., 1960. Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the II World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japón,* Volumen II, pp. 895-912.

Visión, 1995. Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of building. Sacramento, California: SEAOC, Structural Engineers Association of California, Reporte Técnico.

Wang, Z., Dueñas-Osorio, L. & Padgett, J. E., 2012. Optimal Intensity Measures for Probabilistic Seismic Response Analysis of Bridges on Liquefiable and Non-liquefiable Soils. *Structures Congress, ASCE.*

Wang, Z., Padgett, J. E. & Dueñas Osorio, L., 2013. Toward a uniform seismic risk design of reinforced concrete bridges: A displacement-based approach. *Structural Safety*, p. 103–112.

Zelaschi, C., Monteiro, R. & Pinho, R., 2016. Parametric Characterization of RC Bridges for Seismic Assessment Purposes. *Structures*, Volumen VII, p. 14–24.

APÉNDICE A SUBRUTINAS PARA PROCEDIMIENTOS ITERATIVOS

A.1 Introducción

En esta sección se describen los códigos desarrollados para realizar cálculos automáticos e iterativos, utilizando el programa Matlab (2009). Se pone énfasis sobre algunas herramientas disponibles en el programa.

Se recopila toda la información disponible acerca de los modelos teóricos, los resultados obtenidos, los datos de entrada, la definición de variables, etc.

A.2 Generador de modelos en OpenSees

(Genradorexe10.m)

Este generador se usa para desarrollar curvas de fragilidad tanto para análisis lineales como nolineales. Sirve para cualquier tipo de estructura, ya sea un puente o un edificio y también para componentes individuales, columnas, pórticos, etc. En esta tesis se utiliza para puentes y y columnas.

Esta subrutina genera un conjunto de archivos para ser leídos en el programa OpenSees. Cada archivo está relacionado con el siguiente y permite *calcular* los modelos numéricos de manera automática, uno a continuación del otro.

Se ingresan datos geométricos y de materiales del puente definidos como variables aleatorias. Cabe aclarar que hay dos tipos de datos de entrada, los fijos que son comunes a todos los modelos y los variables. Los datos variables están compuestos de materiales, masas, parámetros de análisis sísmico, amortiguamiento, periodos de vibración, análisis de cargas gravitatorias, etc.

Procedimiento:

1° Ingreso de variables

El ingreso de las variables aleatorias con su respectiva distribución de probabilidades. Entre ellas: altura de columna, longitud de tramo, ancho de tablero, módulo de corte del neopreno (*distribución uniforme*), masa de tablero (*distr. uniforme*), resistencia del acero (*distr. lognormal*), resistencia del hormigón (*latin hypercube sampling normal*) y distancia entre tablero y estribo (*gap o espacio vacío*) entre estribos (*latin hypercube sampling normal*).

Por otro lado, se ingresan los datos fijos: la duración y el tamaño de paso de tiempo de los acelerogramas.

2° Nombres de archivos

Para cada uno de los acelerogramas se ingresan los datos variables: pasos de tiempo, duración del registro, los nombres de los archivos de salidas de datos (*recorders*), el nombre del archivo sísmico y el factor de escala. Además, se ingresa el número de archivos a generar, que depende también del número de acelerogramas disponibles.

166

3° Escritura en OpenSees

Se crea el archivo de OpenSees donde se escriben los datos y se le asigna un nombre usando el siguiente comando de Matlab: (*num2str(i*), *fileID=fopen*).

Luego se escriben el membrete del archivo, el tipo de modelo con el número de grados de libertad (*BasicBuilder*), el nombre de la carpeta y de los archivos de salida, el valor numérico de las variables, los parámetros de análisis sísmico (*AccelSeries*) y el nombre de la siguiente subrutina que se ejecuta a continuación (*source archivo_i*).

A.3 Respuesta máxima en OpenSees

(Lecarch.m)

Una vez realizadas las corridas en el programa OpenSees, se tiene un conjunto de carpetas, cada una proveniente de un modelo analizado. Cada carpeta tiene los registros de todos los puntos asignados, en términos de desplazamientos, reacciones nodales o esfuerzos en barras, etc. Entre estos están los archivos de respuestas máximas dadas directamente por el programa. Esos archivos de datos envolventes se copian en una nueva carpeta se procesan con la subrutina *Lecarch.m*, descripta a continuación:

Procedimiento:

1° Denominación

Se ingresa el número de archivos que se leen con el programa. Con la función *num2str (i)* se le asigna a cada archivo un nombre distinto.

2° Generación de vector de variables

Los datos que contiene cada archivo son almacenados en matrices. Luego se seleccionan los datos del archivo asignándole la posición (F(i)=A(3,2)). El proceso se repite de manera automática hasta que todos los archivos sean analizados.

3° Ingreso de datos fijos

En caso que se pretenda determinar ductilidades, se ingresan los valores de fluencia, ya sean para desplazamientos, curvaturas, etc.

4° Datos sísmicos

Se leen los archivos de datos de acelerogramas con las MI de interés. En este caso se trabaja con aceleraciones pico del terreno (PGA), pero se puedan usar otras variables.

5° Gráficas de PSDM

Se grafican los modelos de demanda sísmica probabilista (PSDM). En el eje de las abscisas se colocan las MI de los acelerogramas y en las ordenadas el parámetro de demanda.

A.4 Procesamiento de acelerogramas

(Acelerogramprocc.m)

Es subrutina sirve para obtener un conjunto de espectros compatibles con los un espectro objetivo. Antes de utilizar la subrutina, hay una serie de pasos previos que son mencionados a continuación.

1° Obtención de datos:

Se reúne un conjunto de acelerogramas provenientes de distintas fuentes. Las fuentes son: descargas de páginas de internet de movimientos en otras regiones, registros provenientes de fuente locales y acelerogramas generados con programas numéricos.

2° Procesamiento de registros:

Se procesan los registros en bruto con el programa Seismo-Signal, es decir, aquellos sin procesamiento previo. Cada registro tiene su formato de acuerdo al sitio web de donde fue descargado. Algunos contienen un membrete con las características del movimiento, están distribuidos en una o más columnas, pueden tener columnas con los intervalos de tiempo del

registro, vienen dados en %g o m/s^2 , etc. No todos los programas de cálculo son compatibles con esos formatos, por lo que se deben compatibilizar.

Se determinan las MI sísmica con el programa SeismoSignal (SeismoSoft, 2016). Además, se generan los espectros de pseudo-aceleraciones para un amortiguamiento del 5% y los acelerogramas procesados en un archivo de datos con dos columnas, una de tiempo en segundos y otra en aceleraciones en m/s^2 .

3° Procesamiento de MI:

Se procesan y clasifican los acelerogramas de acuerdo a los valores de MI. Se obtienen los registros con mayor valor de PGA, IA, etc. Se establecen conjuntos de registros según valores máximos, intermedios y bajos de IM.

Una vez reunidos los acelerogramas, se aplica el procedimiento para escoger a aquellos que sean compatibles con los del espectro del reglamento Cirsoc (2008). El procedimiento se describe a continuación:

1º Períodos de vibración

Obtener el periodo de vibración inelástico del puente en la dirección analizada. Se toma el promedio de valores que figuran en Nielson (2005), que son los mismos que los obtenidos en los puentes modelados.

2º Ingreso de datos

Se leen los archivos de datos del espectro del reglamento y los espectros de los acelerogramas, todos en unidades de m/s^2 . Ambos conjuntos deben tener el mismo número de datos (periodos) e intervalos de tiempo. Por ejemplo, los espectros se determinan para periodos de entre 0 y 4 segundos, con un intervalo de tiempo de 0.01 s.

3º Denominación de variables

Los archivos tienen dos columnas de datos y a cada una se le asigna un vector con el que será identificado durante todo el cálculo. Estos se identifican con *Pexxx* para los periodos y *Acxxx* para aceleraciones.

4° Envolvente de espectros y promedio

Se determina la envolvente de los espectros. Para ello se genera una matriz (*TOTacc*) donde cada columna son las pseudo-aceleraciones de cada espectro. Por ejemplo si se tiene 12 espectros con 201 puntos cada uno, se obtendrá una matriz de 12x201. Luego, para cada fila se determina el valor máximo y el promedio.

5° Diferencias entre espectros

Para cada registro y periodo de tiempo se determina la diferencia de pseudo-aceleraciones con los del reglamento ($rest=acc_{proc}-acc_{cirsoc}$). Se suman cada uno de estos elementos (vect) y se clasifican los espectros de acuerdo a los que pasan por arriba del espectro de diseño (valores positivos), pasan por debajo (suma negativa) y oscilan alrededor (valor nulo). Los que tengan valores más cercanos a cero son los que mayor compatibilidad van a presentar.

6º Criterios de aceptación 1

Se aplica el paso C, de la sección 2.6.1 de la norma Colombiana (Prado Ramos, 2014). Consiste en comparar los valores de los espectros dentro del intervalo que contenga el periodo fundamental del puente. Las ordenadas deben estar comprendidas dentro del 80 y 120% de los del reglamento. Se asigna un contador que registre cada vez que la diferencia este fuera de dicho intervalo. Cuanto más puntos caen dentro de ese intervalo, mayor compatibilidad habrá entre espectros. Con este punto se rechazan o aceptan los espectros, pero se debe recurrir a la inspección visual para corroborarlo (Figura 3.9).

7º Criterio de aceptación 2

Se compara el espectro del reglamento con el espectro promedio de acelerogramas seleccionados. Según ACCS18, el promedio de los espectros no debe queda por debajo del espectro de diseño dentro del intervalo [20%,150%] de periodo fundamental del puente. Otro control consiste en determinar la desviación de las diferencias entre el promedio y el de diseño. Cuanto mayor sea la diferencia menos coherencia habrá entre los registros.

8º Gráficas

Se grafican el espectro promedio y el de diseño, el espectro envolvente, los que pasan por arriba y por debajo del de diseño, etc. Una herramienta muy importante dentro de los criterios de aceptación es la inspección visual más allá de los valores numéricos que esté arrojando el análisis.

A.5 Generador de espectros del reglamento

(Espectro.m)

Genera espectros del reglamento INPRES Cirsoc 103, partiendo de los parámetros característicos del sismo. Entrega gráficas de los espectros y archivos de texto con los valores numéricos de las pseudoaceleraciones para cada periodo de tiempo.

Es importante establecer la versión del reglamento de que se trate y los valores de amortiguamientos.

Procedimiento

1º Ingreso y lectura de datos:

Se ingresan los datos de la zona sísmica y del tipo espectral. Por ejemplo para la ciudad de San Miguel de Tucumán y un tipo de suelo medio se tiene zona sísmica 2, tipo espectral 2. Además se lee el archivo de datos de los espectros "datespec.txt". Se utiliza la función "*find*" del programa Matlab para encontrar los datos específicos del espectro que se pretende. Este análisis entrega los valores de a_s, b, t₁ y t₂. 2º Generación del vector de periodos:

Se genera el vector de periodos a partir de los datos del paso de tiempo y la "duración" o periodo máximo. Aquí se define el número de puntos donde van a ser determinados los valores de pseudo-aceleraciones. Esta es una cuestión muy importante, por ejemplo cuando se comparan los espectros de otros acelerogramas con los de diseño.

3º Cálculo de pseudo-aceleraciones

Se generan los vectores de pseudo-aceleraciones para tres intervalos: Periodos menores que T_1 desde la PGA hasta el plafón, entre T_1 y T_2 para el plafón y los mayores que T_2 para la zona de descenso parabólico.

4º Salidas de datos:

Las salidas de datos se generan por dos medios. Por un lado, se realiza una gráfica en la que las abscisas están los periodos y en las ordenadas las pseudo-aceleraciones en %g. Por el otro, se escribe un archivo de salida llamado "*especsalida.txt*" donde se escriben dos columnas, una del tiempo y otra de las pseudoaceleraciones.

A.6 Modificador de número de columnas

(convcolab.m)

La subrutina convcolab.m genera archivos de una columna de aceleraciones, partiendo de otro de varias columnas. Se denomina también "Rutina de conversión de sismos Argentinos a ISESD." Esta conversión tiene que ver con los formatos requeridos por cada programa para el ingreso de acelerogramas. Cada programa tiene un formato particular.

```
% lectura de datos
load BM72elcx.txt;
% asinación de un vector
A=BM72elcx;
h=size(A);
```

```
gec=h'
nc=gec(2)
nf=gec(1)
k=0
for i=1:nf
for j=1:nc
   k=k+1;
    C(k)=A(i,j);
end
end
fid=fopen('BM72elcxcol.txt','wt');
formato='%5.6f\n' ;
%for i=1:61;
    fprintf(fid, formato, C);
%end
fclose(fid)
```

A.7 Cálculo de la intensidad de Arias

(calcintareas.m)

Esta subrutina calcula la IA de un acelerogramas. Determina el área debajo de un acelerograma

con la función trapz.

```
% lectura de datos
load Caucord1977.txt;
A=Caucord1977;
h=size(A,1)
x=A(:,1);
y=A(:,2);
% Cálculo de la intensidad de Arias sin elevar al cuadrado
q=trapz(x,y)*pi/(2*9.80665)
for i=1:h
   Cua(i)=y(i)^2;
end
y=Cua;
```

A.8 Extracción sismos

(tratamdatos.m)

Esta subrutina sirve para extraer los datos del archivo generado por el programa de Dip (1999),

y convertirlo en un conjunto de archivos con cada uno de los acelerogramas.

```
clc
clear all
load sismoshoy.mat
%carga de los factores de multiplicación de cada sismo
load factores2.txt
d=factores2
fid = fopen(Data,'wt'); % 'wt' means "write text"
if (fid < 0)
   error('could not open file "myfile.txt"');
end:
% write some stuff to file
for w=1:3800
   fprintf(fid,'%6d\n',s(w));
end;
% close the file
fclose(fid);
for i=1:25
    if i==1
        Data='Sismol.txt';
        fact=d(i)
    else
       Data='Sismo25.txt';
        fact=d(i)
    end
y=accglargo(i,1:3800);
s=y'*fact;
%sismo=[r,s]
m(i) = max(abs(s))
%plot (r,s)
end
```

A.9 Método D1

(metdeunor3.m)

Esta subrutina automatiza el procedimiento general del método del espectro de capacidad (D1),

descripto en el apartado 2.2.5. El procedimiento es el siguiente:

A1: Lectura de los datos de entrada

```
load datosprograma.txt
%
DD=datosprograma(:);
```

```
%
% Datos externos
tesp=DD(5);
Zs=DD(6);
g=DD(7);
.....
```

A2: Se determinan las ordenadas espectrales desde la subrutina "espectro.m"

```
[Camay Cvmay bmay Ca Cv b T1]=espectro();
```

A3: Se determina el período de transición T2

T2=Cv/b;

A4: Se determina el peso de la superestructura desde la subrutina "pesopropio.m"

```
[ptt]=pesopropio();
```

A5: Se determina la rigidez elástica fisurada k1 y el periodo del primer modo en la dirección longitudinal Tl, usando la subrutina "propprimermodo.m".

```
[kl,Tl]=propprimermodo (W);
```

A6: Se determina la rigidez posfluencia k2 como un 5% de la rigidez elástica k1.

k2=crigid*k1

A7: Se supone que la estructura trabaja en el rango elástico y se determinan la fuerza y el desplazamiento elásticos, dependiendo de la posición en el espectro de pseudoaceleraciones.

```
if T2>T
    Fel=b*W;
    deltael=Fel/k1;
else
    Fel=Cv*W/T;
    deltael=Fel/k1;
end
```

A8: Se determina la fuerza de fluencia de la estructura, partiendo del diagrama de interacción de la columna. Se determina el desplazamiento de fluencia usando la rigidez elástica k1. Se

utiliza la subrutina "funcdiaginterit.m" para obtener los momentos nominales desde el diagrama

de interacción dado sólo para valores puntuales.

```
Ninf=-500.;
Nsup=-500.; % esfuerzo normal [KN]. Obtenido del programa de
elementos finitos
%
Interpolación para obtener los Momentos nominales
%
[Mnsup Mninf] = funcdiaginterit (Nsup,Ninf);
% Esfuerzo de corte de una columna
%
V=max(Mnsup,Mninf)/Hcol;
%
Carga de plastificación
%
Fy=V*3*2; %son 3 columnas por cada pila y dos pilas
```

A9: Se comparan el desplazamiento elástico y el de fluencia. Si el elástico es menor, el cálculo

se termina siendo este el desplazamiento final de la estructura. Si es mayor, se útiliza el método

B hasta encontrar el amortiguamiento real de la estructura.

```
if deltael < deltay;</pre>
                         %el puente permanece elastico
    disp (' ')
    disp ('El desplazamiento del puente es menor que el de fluencia. Por lo
tanto, el puente permanece elástico')
   deltaf=deltael;
    Ffinal=Fel;
    cd=1;
    return;
00
                        % plastificará para todas las columnas
else
    disp (' ')
   disp ('El desplazamiento elástico es mayor que el de fluencia. Por lo
tanto, el puente plastificará')
   F=Fy+k2*(deltael-deltay);
   Ccs=F/W;
end
```

A10: Se determina el espectro elástico de pseudoaceleraciones.

```
for i=1:length(t);
    if t(i)<=T1;
        Sa(i)=Ca*(1+1.5*t(i)/T1);
    elseif t(i)<=T2
        Sa(i)= b;
    else
        Sa(i)=Cv/t(i);
    end
Sd(i)=Sa(i)*(t(i)/(2*pi))^2*g;
end</pre>
```

A11: Se determina el espectro de capacidad convirtiendo la curva capacidad al espacio Sa-Sd.

```
for i=1:length (xc)
    if xc(i) < deltay;
        Yc1(i)=k1*xc(i)/W;
    else
        Yc2(i)=(Fy+k2*(xc(i)-deltay))/W;
    end
end</pre>
```

A12: Se proponen valores de Sa y Sd y se determinan los factores de amortiguamiento. Se determinan los factores de reducción Bs y Bl y los espectros reducidos para cada valor de prueba. Se unen los puntos mediante una curva que se intersecta con el espectro de capacidad. El punto de intersección es el desplazamiento de performance.

```
kapa=1
ay=0.35
dpi(1)=0.020
dy=0.017
apip=0.36
for i=1:6
beff(i)=(63.7*kapa*(ay*dpi(i)-dy*apip))/(apip*dpi(i))+5
dpi(i+1)=dpi(i)+0.005
end
beff(7)=(63.7*kapa*(ay*dpi(i)-dy*apip))/(apip*dpi(7))+5
eeff=beff/100
for i=1:6
Bs(i)=(eeff(i)/0.05)^0.5
Bl(i)=(eeff(i)/0.05)^0.3
end
```

APÉNDICE B MEDIDAS DE INTENSIDAD

B.1 Parámetros de movimientos fuertes

En esta sección se muestran las ecuaciones de los parámetros de movimientos fuertes, y se hace una breve descripción de los mismos.

Algunos parámetros sirven para caracterizar el movimiento sísmico según la amplitud máxima de los ciclos individuales de sus registros. Esto comúnmente se asocia con la amplitud del movimiento que se impartirá a la estructura, pero no siempre hay una relación directa entre causa y efecto.

Considerando el periodo de movimiento de las estructuras, estas pueden ser más o menos sensibles a los valores pico del registro, pero también interviene en la respuesta otra serie de parámetros. Uno de ellos es la duración del movimiento fuerte. Si un determinado acelerograma tiene una PGA intermedia, pero este es sostenido durante algunos ciclos, puede que provoque más daño en una estructura que un movimiento con PGA grande, pero de poca duración. Otro

factor muy importante es la frecuencia del moviendo sísmico, que para ciertos casos puede amplificar la respuesta del movimiento.

Magnitud: Introducida por Richter en 1935, es un indicador de la energía liberada en el foco y es el logaritmo decimal de la amplitud del movimiento medido en micrones, a 100 km del epicentro, por un sismógrafo Wood-Anderson standard, y calibrado para amplitud 1 mm correspondiente a M=3 (Moller, 2012).

Intensidad de Mercalli modificada: Indica los daños ocasionados en las construcciones y las personas, describiendo de una manera subjetiva el potencial destructivo del terremoto. Comprende intensidades desde I a XII.

Aceleración máxima (PGA, m/s²): Se conoce como aceleración pico del terreno. El PGA para un movimiento dado en una determinada dirección es simplemente el valor de aceleración horizontal más grande obtenida de un acelerograma (Kramer, 1996). Cabe destacar que el valor horizontal máximo se obtiene considerando el de las dos componentes registradas, pero en general se dan por separado.

$$PGA = max|a(t)|$$
 Ec. B. 1

Velocidad máxima (PGV, m/s): Se denomina velocidad pico del terreno y es otro parámetro útil para la caracterización de la amplitud del movimiento sísmico. En cuanto a la amplitud del movimiento, se correlaciona mejor con estructuras de periodo intermedio como puentes o edificios altos. Es decir que, en general a mayor PGV más se desplazará una estructura de periodo medio.

$$PGV = max|v(t)|$$

Ec. B. 2

Desplazamiento máximo (PGD, m): Se designa como el desplazamiento pico del terreno y en general no es muy usado.

$$PGD = max|d(t)|$$
 Ec. B. 3

Aceleración (Velocidad) máxima sostenida (SMA, m/s2, SMV, m/s): Se define aceleración (velocidad) máxima sostenida para tres o cinco ciclos como un tercio del valor más alto del acelerograma en la historia de tiempo. La velocidad y desplazamiento se define de manera similar.

Aceleración de diseño efectiva (EDA, m/s²): Se sabe que aceleraciones o pulsos grandes con movimientos de alta frecuencia pueden llegar a inducir respuestas despreciables en estructuras. En la literatura se pueden encontrar diversas propuestas para este factor. Una de ellas es la aceleración máxima obtenida después de filtrar las aceleraciones de más de 8 o 9 Hz.

Los sismos producen movimientos complejos que cubren un amplio rango de frecuencias. El contenido de frecuencias describe como se distribuye la amplitud del movimiento entre las diferentes frecuencias.

Media cuadrática de la aceleración, velocidad y desplazamiento (ARMS, m/s², VRMS, m/s y DRMS, m): Este parámetro contiene información acerca de la amplitud y el contenido de frecuencias. Se define como:

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt} = \sqrt{\lambda_0}$$
 Ec. B. 4

donde T_d es la duración del movimiento fuerte y λ_0 es la intensidad promedio (o aceleración cuadrada media). Este valor no está influenciado por aceleraciones grandes de frecuencia alta, pero si por la duración del movimiento. La velocidad y desplazamientos RMS se definen de manera similar.

Intensidad de Arias (AI, m/s): Se define como la integral del cuadrado de las aceleraciones de toda la duración del registro. Este parámetro está relacionado con la aceleración rms y depende entre otras cosas de la amplitud y duración de un registro. Si bien es una medida de la energía ingresada al sistema, un sismo de larga duración puede tener una IA grande sin ser potencialmente destructivo.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^\infty [a(t)]^2 dt$$
 Ec. B. 5

Periodo predominante (PP, s): Da una medida del contenido de frecuencias. Se define como el periodo de vibración correspondiente al máximo valor del espectro de amplitud de Fourier.

Cociente entre velocidad y aceleración máxima (PGV/PGA, s): Está relacionado con el contenido de frecuencias de movimiento y da una indicación de cuáles periodos de movimiento son más significativos. El parámetro 2π . *V*/*A* se puede interpretar como el período de vibración de una onda armónica equivalente.

Naumoski et al. (1993) presenta una clasificación de un conjunto de 45 acelerogramas, de acuerdo a este parámetro.

Velocidad absoluta acumulada (CAV, m/s): Es simplemente el área bajo el acelerograma en valor absoluto. Este valor ha sido relacionado con el potencial de daño estructural.

$$CAV = \int_0^\infty |a(t)| dt$$
 Ec. B. 6

Intensidad de Housner (HI, m): Esta medida, también conocida como la intensidad espectral de respuesta, se usa para estructuras que tiene tienen un periodo entre 0.1 y 2.5 s y provee un buen indicador de la respuesta potencial.

$$HI(\xi) = \int_{0.1}^{2.5} PSV(\xi, T) dT$$
 Ec. B. 7

Es decir, se define como el área por debajo del espectro de pseudo-velocidades y vale para cualquier relación de amortiguamiento estructural (ξ). Este parámetro capta aspectos importantes de la amplitud y el contenido de frecuencias del movimiento.

Intensidad del espectro de velocidad (VSI, m):

$$VSI = \int_{0.1}^{0.5} S_{\nu}(\xi = 0.05, T) dT$$
 Ec. B. 8

Parámetro A95 (m/seg2): Es el nivel de aceleración por debajo del cual es contenida el 95% de la IA.

Período Medio (seg): Es un parámetro simplificado para caracterizar el contenido de frecuencias. Se determina con la siguiente expresión:

$$T_m = \frac{\sum C_i^2 / f_i}{\sum C_i^2}$$
 Ec. B. 9

donde C_i son las amplitudes de Fourier y f_i representa la frecuencia transformada de Fourier discreta entre 0.25 y 20 Hz.

Intensidad Característica (Ic):

$$I_c = (a_{RMS})^{3/2} \sqrt{t_{tot}}$$
 Ec. B. 10

Densidad de Energía Específica (SED, m²/seg):

$$SED = \int_0^{t_{ror}} |v(t)|^2 dt$$
 Ec. B. 11

APÉNDICE C

MÉTODOS DE VULNERABILIDAD

C.1 Introducción

Esta sección se describen las metodologías y las ecuaciones utilizadas para determinar la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos y comparar los métodos entre ellos.

C.2 Descripción del método C

En el Capítulo 2 se describe el método C y en el Capítulo 7 se aplica en un puente de tipología común. Se determinan las relaciones C/D de columnas y apoyos del puente.

Apoyos:

Se calcula el cociente entre la longitud existente del apoyo y la longitud necesaria. Si no se alcanzara longitud necesaria, el tramo se descalzaría. La longitud existente se obtiene de los planos de detalle (Figura C. 1) y la necesaria con la Ec. C. 1. Para los apoyos los índices se denominan r_{ad} en pilas y r_{bd} en estribos.

$$N(d) = \left[100 + 1.7L + 7.0H + 50\sqrt{H}\sqrt{1 + \left(2\frac{B}{L}\right)^2}\right] \frac{(1 + 1.25C_V)}{\cos \alpha_{ob}}$$
 Ec. C. 1

Dónde:

L es la distancia entre juntas del tablero. Para el estribo, es la distancia entre el apoyo del estribo y la junta más cercana. *H es* la altura de la pila o columna más alta entre juntas sucesivas para el tramo den estudio, en m. Para puentes de tramo simple *H*=0. *B* es el ancho del tablero medido en m. *B/L* no debe ser mayor que 3/8. C_V es la pseudoaceleración del espectro elástico para el período T=1,0 seg del sismo considerado. α_{ob} es el ángulo de oblicuidad o esviaje, en grados sexagesimales.

La capacidad de desplazamientos adoptados en pilas y estribos son 625 mm y 700 mm, respectivamente.

Por otro lado, se determinan las fuerzas en apoyos de pilas y estribos. Esto es, las fuerzas que deben desarrollar los apoyos para contrarrestar las de inercia. El índice r_{bf} se determina con:

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)}$$
 Ec. C. 2

donde:

 $V_b(c)$ es la capacidad última nominal del apoyo en la dirección considerada y $V_b(d)$ la fuerza sísmica que actúa sobre el elemento (Demanda). Las fuerzas necesarias se obtienen con la Ec. C. 3, y las disponibles con la Ec. C. 4, que tiene en cuenta las dimensiones y el módulo de corte. Para obtener las demandas de fuerzas elásticas en cada línea de apoyo, se utiliza un criterio conservador. Se multiplica un porcentaje del peso del tramo de la estructura (W_s) soportado por el apoyo considerado, por la máxima pseudo-aceleración del espectro elástico (*b*) para el sismo
considerado. El porcentaje es de 75% para los estribos y 50% para las pilas como lo indica la Figura C. 2.

Estribos:
$$V_b = 0.75 W_s b_{LS}$$
 Ec. C. 3

Pilas:
$$V_b = 0,50W_s b_{LS}$$

En cuanto a la capacidad de las pilas $(H(c)_{pil})$, se utiliza la Ec. C. 4:

$$H(c)_{pil} = n_{ape} \times H_{ae} + H_m$$
 Ec. C. 4

donde n_{ape} es el número de apoyos en la pila, H_{ae} la capacidad de carga de apoyos del tipo deslizantes compuestos de neopreno armado (Dato proporcionado por el fabricante) y H_m la capacidad de carga de las ménsulas de H°A°. El cálculo de estas variables se pueden ver en detalle en (Méndez, 2012).



Figura C. 1. Longitud de soporte mínima requerida (Méndez, 2012)

Figura C. 2. Tramos de la superestructura. (a) Estribos. (b) Pilas (Méndez, 2012).

Empalmes, los anclajes y confinamiento:

En las columnas se verifica que los empalmes, los anclajes y el confinamiento estén correctamente realizados. Esto se controla con las relaciones C/D denominadas r_{cs} , r_{canc} y r_{cc} , respectivamente.

Para todos estos índices, se determina en primer lugar un indicador de ductilidad (r_{ec}) que depende de la posición en que se formen las rótulas plásticas. Se calcula el cociente entre la demanda de momentos elásticos en ambos extremos de las columnas y la capacidad de momento último nominal. El primero se obtiene de un programa cálculo y el segundo como una función de la tensión de fluencia del acero, la resistencia del hormigón, dimensiones de la sección, etc.

Longitud de anclaje: La longitud de anclaje de la armadura longitudinal (r_{ca}), depende de la forma del anclaje, la longitud que se embebe dentro del hormigón, etc. Se obtiene como:

$$r_{ca} = \frac{L_a(c)}{L_a(d)} r_{ec};$$
 Ec. C. 5

donde $L_a(c)$ es la longitud de anclaje efectiva del refuerzo longitudinal (se obtiene de los planos de armaduras) y $L_a(d)$ la longitud de anclaje efectiva requerida del refuerzo (Ec. C. 6).

$$L_a(d) = \frac{2,626 \, k_s \, d_{bl}}{\left(1 + 2,5 \, {}^c/_{d_{bl}} + k_{tr}\right) \sqrt{f'_c}} \ge 30 d_b(mm, KPa)$$
Ec. C. 6

$$k_s$$
 Constante del acero. f_y en kPa, $k_s = \frac{(f_y - 75845)}{33,1}$

 d_b Diámetro nominal de la barra, en mm.

c Menor valor entre el recubrimiento de la barra y la mitad del espacio entre barras adyacentes.

$$k_{tr} = \frac{A_{tr}(c) f_{yh}}{4137 \, s \, d_b} \le 2.5 \, (\text{mm, kPa});$$
 Ec. C. 7

 k_{tr} es el confinamiento dado por la armadura transversal

- f'_c Resistencia característica a la compresión del hormigón, en kPa.
- $A_{tr}(c)$ Área de la armadura transversal perpendicular a las potenciales fisuras de separación.

$$f_{vh}$$
 Tensión de fluencia de la armadura transversal, en kPa.

s Paso, o separación de la armadura transversal, en mm.

Empalme de la armadura longitudinal (r_{cs}): Se obtiene como el cociente entre la armadura disponible y la necesaria, multiplicado por el factor r_{ec} (Ec. C. 8).

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \le 2r_{ec}$$
 Ec. C. 8

donde:

- $A_{tr}(c)$ Área disponible de armadura transversal.
- $A_{tr}(d)$ El área mínima de armadura transversal requerida para evitar una falla rápida en el empalme debido a cargas cíclicas.

$$A_{tr}(d) = \frac{s f_y}{L_s f_{yh}} A_b$$
 Ec. C. 9

188

- r_{ec} Relación capacidad de momento nominal / demanda de momento elástico.
- L_s Longitud de empalme, en mm.
- A_b Área de la barra empalmada, en mm2.

Confinamiento transversal (r_{cc}): Se obtiene como el producto entre r_{ec} y los factores k_{1f} , k_{2f} y k_{3f} , que se describen a continuación.

$$r_{cc} = \left(2 + 4\left(\frac{k_{1f} + k_{2f}}{2}\right)k_{3f}\right)r_{ec}$$
 Ec. C. 10

$$k_{1f}$$
 $k_1 = \frac{\rho(c)}{\rho(d) \left(0.5 + \frac{1.25 P_c}{f'_c A_g}\right)};$ Ec. C. 11

- k_{2f} Es el menor valor entre : ${}^{6d}b_{bl}/_{S} \le 1$ ó ${}^{0,2} b_{min}/_{S} \le 1$
- k_{3f} Factor de efectividad del refuerzo transversal pobremente anclado. Este valor será 1 a menos que las barras transversales tengan deficiencias de anclaje, en cuyo caso se debe utilizar la Figura C. 3 para determinar k_3 .
- $\rho_v(c)$ Cuantía volumétrica de la armadura transversal existente.
- $\rho_{\nu}(d)$ Cuantía volumétrica requerida de armadura transversal

Cálculo del índice corte (r_{cv}):

La relación C/D de corte está basada en resultados experimentales de comportamiento de puentes en sismos pasados y juicio ingenieril.

Los términos siguientes se utilizan para definir la relación C/D de corte en columnas:

- $V_u(d)$ Corte máximo en columnas resultante de la rotulación plástica.
- $V_e(d)$ Máxima fuerza de corte elástica.
- $V_i(c)$ Resistencia inicial de corte de la columna no dañada.
- $V_f(c)$ Resistencia final de corte de la columna dañada (incluye la resistencia del núcleo confinado de hormigón y sólo la armadura transversal efectivamente anclada).

Para más detalle acerca del cálculo de la resistencia al corte se puede ver el Apéndice E.



Figura C. 3. Efectividad del anclaje de las barras transversales en función del indicador de ductilidad (Apéndice D del manual FHWA, 2006)



Figura C. 4. Ángulo de la fisura de corte (τ) utilizado en el cálculo de la resistencia que provee el acero (Priestley, Seible y Calvi, 1996)

 τ es el ángulo promedio de la fisura de corte respecto del eje longitudinal

C.3 Descripción del método D1

La evaluación de la capacidad del puente se realiza por medio de una curva "pushover" idealizada (Figura 2.1). La pendiente de la primera rama de la curva (k_1) representa la rigidez del puente completo antes de que se alcance la fluencia, y la segunda (k_2) la rigidez después de la fluencia. La primera rama se determina sumando la rigidez elástica fisurada de todas las columnas. Para la segunda, se considera de manera simplificada que tiene una pendiente del 1.0 %. La fuerza de fluencia (F_y) se obtiene sumando la resistencia al corte de todas las columnas. La resistencia al corte se determina como el cociente entre el momento nominal (obtenido del diagrama de interacción para el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria) y la altura de la columna. Para la determinación del diagrama de interacción se utiliza el programa SAP2000 (Figura C. 5).



Figura C. 5. Diagrama de interacción de la columna

El procedimiento para determinar las relaciones C/D se describe a continuación:

Paso 1: Definir las ductilidades de desplazamiento límite.

Las ductilidades de desplazamientos límite son obtenidos según los conceptos del Capítulo 4.

Los valores adoptados son los siguientes: $\mu_{el1}=0.67$, $\mu_{el2}=1.31$ y $\mu_{el3}=3.47$.

Paso 2: Cálculos de los desplazamientos límite.

Usando el desplazamiento de fluencia, se determinan los desplazamientos límite. Simplemente se multiplican las ductilidades de desplazamientos por el desplazamiento de fluencia.

Paso 3: Cálculo de la fuerza efectiva

Se determina la fuerza que actúa sobre el puente (*F*) y de los coeficientes C_{cs} . Primero se averigua si el desplazamiento límite ($\Delta_{lím}$) es mayor o menor que el desplazamiento de fluencia (Δ_{v}). Luego, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$F = k_1 \cdot \Delta_{lim}; \qquad \text{si } \Delta_{lim} < \Delta_y \qquad \text{Ec. C. 12}$$
$$F = F_y + k_2 \cdot (\Delta_{lim} - \Delta_y); \qquad \text{si } \Delta_{lim} > \Delta_y$$

$$C_{cs} = \frac{F}{W_s};$$
 Ec. C. 13

donde k_1 y k_2 son las rigideces antes y después de la fluencia y W el peso total de la estructura. Luego, de determina la relación de amortiguamiento viscoso (Ec. C. 14) y los factores de amortiguamiento (Ec. C. 15). Finalmente, se calcula el coeficiente de demanda sísmica (Ec. C. 16).

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.24 \left(1 - \frac{1}{\mu} \right)$$
 Ec. C. 14

$$B_s = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.5}$$
Ec. C. 15
$$B_L = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.3}$$

$$(b)_{LS} = C_{cLS}B_S;$$
 para $T < T_2$

Ec. C. 16

$$(C_v)_{LS} = 2\pi B_L \sqrt{C_{cLS} \frac{\Delta_{LS}}{g}};$$
 para $T \ge T_2$

Paso 4: Se determinan las relaciones C/D

Para cada estado límite se determinan las relaciones C/D usando las siguientes ecuaciones.

$$r_{LS} = \frac{(b)_{LS}}{(b)_d}; \qquad \text{para } T < T_2 \qquad \text{Ec. C. 17}$$
$$r_{LS} = \frac{(C_v)_{LS}}{(C_v)_d}; \qquad \text{para } T \ge T_2$$

El criterio que se aplica para determinar si un estado límite ha sido alcanzado es el siguiente:

 $r_{ls}(i) > 1.5$: El estado límite es poco probable de ser alcanzado

 $r_{ls}(i) > 1$: Probablemente el estado límite sea alcanzado y se debe pensar en una estrategia de mejora

 $r_{ls}(i) < 1$: Se supera el estado límite y se deben considerar medidas de rehabilitación.

C.4 Descripción del método D2

Se realiza un análisis modal de la estructura para determinar el periodo fundamental. Normalmente para puentes se supone que es el de translación del tablero en la dirección longitudinal, pero esto depende de la configuración estructural. Luego se aplican sobre la estructura las cargas permanentes. La curva pushover se obtiene aplicando sobre el centro de gravedad de la estructura, una fuerza lateral horizontal (E) que la desplace como en su primer modo (Figura 2.3). Esta carga se introduce por pasos incrementando sucesivamente su magnitud, mientras se registran los desplazamientos (D), esfuerzos de corte (V) y momentos flectores (M) en ciertos puntos de control establecidos previamente. La carga impuesta se incrementa hasta que alguno de los elementos de la estructura sea incapaz de seguir absorbiendo cargas, que se logra controlando que no se supere el momento flector de plastificación. Una vez superado dicho esfuerzo, se continúa incrementando la carga, luego de colocar rótulas de momento en el lugar del esfuerzo máximo alcanzado. Así, sucesivamente se van colocando rótulas hasta que se alcanza el mecanismo de colapso. Finalmente el corte (V) y los desplazamientos (D), son volcados en una gráfica, que se denomina "curva pushover". De la curva "pushover" se obtienen el desplazamiento de fluencia y con las ductilidades límite, los desplazamientos para cada estado de daño.

Como ya se había anticipado, el cálculo de la demanda sísmica se realiza con el análisis modal espectral. Este método es muy conocido y está implementado en varios programas computacionales y la mayoría de los códigos de diseño sísmico. Se tienen como datos de partida, los modos de vibración y los periodos naturales del sistema de múltiples grados de libertad. En primer lugar se determina el espectro elástico de pseudo-aceleraciones minorado, utilizando el factor de reducción de fuerzas (R) recomendado por (Priestley, et al., 1996). Luego, con dichos periodos se obtienen las ordenadas espectrales del espectro reducido. Después de eso, se determinan los desplazamientos de los elementos del puente para cada modo de vibración, usando las ordenadas espectrales, con el método estático que figura en el reglamento Cirsoc (2008). Finalmente, la superposición modal se realiza tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales. Cuando existan modos cuyos períodos difieren entre sí en menos de un 10 %, los efectos se suman en valores absolutos y se elevan al cuadrado como grupo.

Se determina la relación entre capacidad y la demanda (r_L) con la (Ec. C. 18). Sí $r_L \ge 1.5$, no se necesitan acciones de rehabilitación. Si $1.0 \le r_L < 1.5$, pueden ser requeridas acciones de rehabilitación. Si $r_L < 1.0$, deben ser tomadas medidas urgentes.

$$r_{LS_i} = \frac{(\Delta_{ci} - \sum \Delta_{\text{NSdi}})}{\Delta_{\text{EQdi}}}$$
Ec. C. 18

C.5 Descripción del método E

Este método se basa en el AHTNL. La mayor parte del esfuerzo se pone en desarrollar un modelo numérico del puente donde intervenga la no-linealidad material y geométrica. Los detalles acerca del modelado se pueden ver en el Capítulo 5.

C.5.1 Modelo matemático

De acuerdo a la nueva filosofía de diseño por desempeño, de muchos puentes se espera que se deformen más allá de su límite elástico cuando son sometidos a movimientos sísmicos fuertes. La ecuación que gobierna dichos movimientos se expone a continuación:

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{x}} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{x}} + \boldsymbol{K}_{\boldsymbol{s}}(\boldsymbol{x},\dot{\boldsymbol{x}})\boldsymbol{x} = \boldsymbol{M}\boldsymbol{\iota}\ddot{\boldsymbol{x}}_{g}(t)$$
Ec. C. 19

M es la matriz de masa, *C* la matriz de amortiguamiento y K_s la matriz de rigidez del sistema completo. El cuarto miembro de la Ec. C. 19 se denomina "fuerza sísmica efectiva" donde ι es la matriz de influencia y $\ddot{x}_g(t)$ la aceleración del terreno en función del tiempo. {x} es el vector columna de los desplazamientos de los nodos relativos al movimiento del terreno; y los puntos significan integración respecto del tiempo.

De esta ecuación se puede reconocer el comportamiento no-lineal desde el término de <u>rigidez</u> $K_s(x, \dot{x})$. La relación fuerza-deformación de cada miembro estructural es no-lineal e histerética y la rigidez depende en cada instante de tiempo de la posición de las masas y de la pendiente de la gráfica fuerza-desplazamiento. Comparativamente en el análisis modal espectral, el <u>amortiguamiento</u> se tiene en cuenta simplemente reduciendo las ordenadas del espectro de pseudo-aceleracion. En cambio en el análisis en la historia de tiempo se determina la matriz de amortiguamiento. En términos generales para puentes, el amortiguamiento del sistema es del tipo no-clásico (Chopra, 2007). Los coeficientes c_{ij} de la matriz de amortiguamiento se obtienen como combinación lineal de los términos de las matrices de masa y rigidez (Ec. F. 1) según los criterios establecidos por Rayleigh. Luego los coeficientes de amortiguamiento a_{0R} y a_{1R} se obtienen según el método de optimización descripto en el Apéndice F.

La estructura se divide en una serie de puntos denominados nodos. Las <u>masas</u> se asumen concentradas en dichos nodos. Se genera una matriz de masas diagonal, con ceros fuera de ella. El cálculo se realiza teniendo en cuenta las cargas permanentes y las de uso o destino.

C.5.2 No-linealidad material

Para el caso de puentes de hormigón armado, tanto el acero como el hormigón tienen propiedades no-lineales luego de superado la fluencia. Esto ocurre de manera teórica ya que en el hormigón los efectos de la no-linealidad se observan durante toda la puesta en carga, para solicitaciones muy bajas.

Existen dos maneras de modelar elementos estructurales con no-linealidad material. Una de ella es utilizando elementos con plasticidad concentrada y otra, con plasticidad distribuida. La primera consiste en agregar todas las propiedades no lineales dentro de la longitud de rótula plástica. La segunda en subdividir la sección del elemento en diferentes fibras y colocarle la propiedad material a cada fibra.

Hay una gran diferencia entre estos dos modelos y se pueden ver en Kappos, et al. (2012). Es más sencillo para el diseñador abordar un cálculo con plasticidad distribuida. Una diferencia fundamental es que para plasticidad distribuida, no se requiere realizar a priori un análisis

momento-curvatura. Otra diferencia es que no se necesitan introducir las reglas histeréticas de los materiales de las rótulas plásticas.

C.5.3 Resolución de la ecuación

El objetivo del método de solución es resolver la ecuación diferencial de movimiento que gobierna la respuesta del sistema de múltiples grados de libertad. En este trabajo se utiliza el método de integración en el tiempo conocido como AHTNL, ya que no se puede desacoplar la ecuación de movimiento en un problema no-lineal. En la literatura se pueden consultar otros métodos de solución (Chopra, 2007). Este método satisface la ecuación de equilibrio para cada paso de tiempo discreto lo cual se logra por medio de iteraciones. La matriz de rigidez es recalculada para cada paso de tiempo, determinando en cada caso las fuerzas desbalanceadas. Se utiliza el método de Newmark para discretizar la ecuación del movimiento en el dominio del tiempo.

En cuanto a la resolución del sistema de ecuaciones no-lineale,s el método más común es el de Newton-Rapson (NR), ya que es fácil de implementar y da convergencia cuadrática asintótica. Otro método muy conocido es el del Newton Modificado (NM), que aunque es más rápido, tiene convergencia lineal. En este trabajo se utiliza el método de Newton-Krilov, implementado en código OpenSees. Es una técnica intermedia entre NR y NM y fue desarrollada por matemáticos desde mediados de los 80°. Merece mención especial el método formulado por Carlson y Miller, que involucra proyecciones cuadradas débiles de rango bajo. Su performance en el análsis nolineal de estructuras es comparable con el de Newton-Rapson, requiriendo solamente unas pocas iteraciones más para converger, tomando menos tiempo computacional que NR y NM (Scott & Fenves, 2003).

C.5.4 Acelerogramas

A diferencia de otros métodos de análisis dinámicos conocidos e implementados en la mayoría de los reglamentos, en este trabajo se utiliza mayormente el AHTNL. Este requiere un conjunto de acelerogramas compatibles con los espectros del reglamento, que fueron definidos en el Capítulo 3.

C.6 Curvas de Fragilidad

Actualmente se utilizan de manera mucho más generalizadas las curvas de fragilidad analíticas. En el trabajo de Nielson (2005), se puede ver un método que está bastante generalizado y es el que se utilizó en este trabajo. Este se detalla a continuación. Por un lado, para la determinación de la demanda, se trabajó con muestras estadísticas de un puente, que fueron combinadas con los movimientos sísmicos. Estos últimos también fueron generados de manera sintética. Luego, se realizó un análisis en la historia de tiempo no lineal para todos los pares puente-sismo. Durante el análisis fue monitoreada la respuesta de las pilas. Con los resultados del análisis se generaron modelos de demanda sísmica probabilista (MDSP). Por otra parte, para la determinación de la capacidad, se utilizaron los modelos de daño definidos por Nielson, que usa un enfoque Bayesiano. Se considera que ambas distribuciones, de capacidad y demanda, tienen distribución log-normal. Finalmente ambas distribuciones se combinan en una curva de fragilidad. Esta simulación integra el MDSP en todos los posibles dominios de falla.

Una vez que se determinaron los puentes típicos y las distribuciones de probabilidad de todas las variables, se generan números aleatorios.

C.6.1 Modelos de demanda sísmica probabilista.

Después de realizado el AHTNL de cada par puente-sismo, se obtiene la respuesta máxima de desplazamiento en la cabeza de columnas, para cada valor de PGA. Estos datos se vuelcan en

un gráfico denominado modelo de demanda sísmica probabilista (MDSP). Es decir, que la demanda símica es descripta a través de un modelo probabilístico en términos de una medida de intensidad, que en este caso es la aceleración pico del terreno. Cornell et al. (2002) sugiere que la estimación de la demanda media (EDP) se puede representar por un modelo exponencial, dado en la Ec. C. 20.

$$E\widehat{D}P = aIM^{b_{/}},$$
 Ec. C. 20

donde *IM* es la medida de intensidad, *a* y $b_{/}$ son los parámetros de la recta de regresión y $E\widehat{D}P$ es el parámetro de demanda ingenieril. Estos son determinados más fácilmente en un espacio transformado. La transformación es simplemente desarrollada tomando el logaritmo natural a ambos lados, que para los casos de ductilidad de desplazamiento y PGA se toma como (Ec. C. 21):

$$\mu_{\Delta} = b_{/} \times PGA + a; \qquad \text{Ec. C. 21}$$

Por otro lado, se hace el cociente entre la demanda media (condicionada a la magnitud de intensidad sísmica) y la capacidad (para cada estado límite). Se calcula el logaritmo de este cociente con la Ec. C. 22 y la desviación estándar logarítmica compuesta (Ec. C. 23) conocida como dispersión. Finalmente se aplica la función de distribución log-normal acumulada.

$$\ln \left(\frac{S_D}{S_C} \right);$$
 Ec. C. 22

$$\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2};$$
 Ec. C. 23

La probabilidad de que la demanda sobre el puente sea excedida por la capacidad para un determinado estado límite (P[LS|IM]) se calcula con la Ec. C. 24.

$$P[LS|IM] = \phi\left(\frac{\ln\binom{S_D}{S_C}}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}\right);$$
 Ec. C. 24

donde ϕ es la función de distribución normal estándar acumulada, S_C es la mediana y β_C la desviación estándar logarítmica para la capacidad, S_D es la mediana y $\beta_{D|IM}$ la desviación estándar logarítmica condicionada a las medida de intensidad.

C.6.2 Pasos para identificar clases de puentes

El conocimiento del inventario de estructuras es de fundamental importancia para un país. Secciones, materiales, año de construcción, etc, deben conocerse de antemano. En Estados Unidos por ejemplo, los datos de la red nacional de puentes se encuentran a disposición del público en el Inventario Nacional de Puentes (NBI). En Canadá la red nacional se encuentra perfectamente estudiada. Sin embargo, en nuestro país esos datos no se conocen en profundidad. Sólo algunos datos aislados pueden conseguirse por medio de gestiones con los organismos viales.

El número de puentes típicos de una región debe ser una cantidad manejable. En nuestro medio, una primera aproximación de esa cantidad es realizada por Saracho et al. (2014). Allí se realizó un estudio pormenorizado del inventario de puentes de las regiones de Cuyo y NOA cuyos datos se extrajeron de la base de datos del sistema de Gestión SIGMA Puentes. Algunos aspectos de este trabajo se desarrollan más abajo.

A continuación se describen los pasos que se deben seguir para obtener las clases de puentes:

<u>1° Recopilación de datos</u>: Para estudiar el inventario de puentes de la región, es necesario recopilar toda la información disponible en el medio particularmente sobre datos geométricos, materiales, año de construcción, métodos constructivos, etc.

<u>2° Tratamiento de datos</u>: El primer tratamiento de datos consiste en procesar el inventario de puente y establecer órdenes de clasificación de acuerdo a: ubicación, tipo de diseño, dimensiones, condiciones, año de construcción, etc.

<u>3° Identificar clases de puentes:</u> Identificar las diferentes clases de puentes y elegir de ellas unas pocas que representen una porción significativa del inventario completo. Nielson establece 11 clases de puentes. En nuestro medio, un gran porcentaje de puentes son de H°A° y pretensado, hay puentes de mampostería y en menor proporción de acero.

<u>4º Estudio probabilístico:</u> Se realiza el estudio probabilístico de las características de cada clase, entre ellos el número de tramos, máxima longitud de tramo, año de construcción, etc. Se definen modelos probabilísticos discretos de cada característica.

Para algunos de estos ítems y para el rango de datos es suficiente notar sus tendencias generales como media, mediana, desviación estándar.

La información puede ser presentada de diferentes formas, una de las cuales es a través de sus leyes probabilistas. En algunos casos se determinan las distribuciones de probabilidad discretas de cada clase de puentes haciendo el cociente, por ejemplo entre el número de puentes que tiene tantos tramos, dividido en el número total de puentes. En la Figura 2.5 se muestra la gráfica de la función de densidad de probabilidad para la altura máxima de pilas en todas las clases de puentes.

201



Figura C. 6. Función de densidad de probabilidad para la Altura Máxima de Pilas en todas las clases de Puentes (Saracho, et al., 2014)

<u>5° Estudios de sensibilidad:</u> Estos estudios siguen de definir cuáles son las variables que más influyen en la respuesta sísmica del puente. Así se determina cuáles parámetros consideran determinísticos y cuáles estocásticos. Es una manera de reducir el tamaño de la muestra además de ayudar a definir cuáles parámetros deben ser tomados con más rigor a la hora del modelado. Los parámetros significativos varían de un puente a otro. Nielson propone un sistema llamado *Blocking* para determinar las variables más influyentes, en el cual se separan en grupos.

APÉNDICE D INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

D.1 Marco Teórico

En este Apéndice se expone el marco teórico para el cálculo de los factores de interacción entre el suelo y la estructura. Se resume el procedimiento para determinar las rigideces y factores de amortiguamiento que luego serán usados para el modelado con el programa OpenSees. Se aplica a una fundación de 9 pilotes cuyas dimensiones, los materiales y tipo de suelo se pueden ver en el Capítulo 5.

En el modelado del elemento se introducen dos componentes, uno que actúa como un resorte que aporta rigidez inicial, y otro como amortiguador aportando viscosidad. El amortiguamiento es geométrico y proviene de la radiación de energía.

La rigidez dinámica y el amortiguamiento de los pilotes dependen de la interacción sueloestructura y son gobernados por cuatro parámetros adimensionales. La relación de masas (r_m) , la relación de velocidades de onda (r_v) , la relación de esbelteces (r_λ) y la relación de cargas (r_p) : r_m es el cociente en la masa específica del suelo y la masa especifica del pilote,

 r_{v} es el cociente entre la velocidad de la onda de corte en el suelo y la velocidad de la onda longitudinal del pilote,

 r_{λ} es el cociente entre la longitud del pilote y su radio y

 r_p es la relación entre la carga estática del pilote y la carga de pandeo de Euler.

El amortiguamiento considerado es causado por la radiación de energía desde el pilote en el suelo.

A continuación se describe de manera sintética el marco teórico utilizado para la determinación de los factores de rigidez y amortiguamiento del suelo debajo de las pilas del puente. Se utiliza la teoría desarrollada por Novak (1974), aplicada además en Suescun (2010), Nielson (2005) y Choi (2002). El enfoque presentado aquí es aproximado y produce en general valores más bajos que en un modelo elástico más riguroso. Esto puede ser considerado conservativo si el borde entre el pilote y el suelo no es tan perfecto como en la solución elasto-dinámica.

Se considera un pilote excitado por translación horizontal en su cabeza y rotación en el plano vertical (Figura D. 1). Cuando un elemento del pilote dz es sometido a un desplazamiento horizontal complejo u(z, t) a una profundidad z, la reacción horizontal del suelo es:

$$G_s(S_{u1} + iS_{u2})u(z,t)dz Ec. D. 1$$

donde G_s es el módulo de corte del suelo y $i = \sqrt{-1}$. $S_{u1} y S_{u2}$ son funciones de la frecuencia adimensional a_0 ($a_0 = r_{0p}\omega_p \sqrt{\rho_s/G_s}$), de la relación de Poisson (v_p) y son la parte real e imaginaria de la función compleja:

$$S_u(a_0, v_p) = 2\pi G_s a_0 \frac{\frac{1}{\sqrt{q}} H_2^{(2)}(a_0) H_1^{(2)}(x_0) + H_1^{(2)}(x_0) H_1^{(2)}(a_0)}{H_0^{(2)}(x_0) H_2^{(2)}(a_0) + H_0^{(2)}(x_0) H_2^{(2)}(a_0)}$$
Ec. D. 2

donde r_{0p} es el radio del pilote, ω_p la frecuencia circular y ρ_s la densidad de masa del suelo. Además, $q = (1 - 2\nu_p)/2(1 - \nu_p)$, $x_0 = a_0/2$ y $H_n^{(2)}$ son las funciones de Hankel de segundo tipo de orden n. La Ec_D.2 fue determinada por Baranov. Los valores de S_{u1} y S_{u2} fueron calculados para varios valores de ν_p por Beredugo y Novak y se dan aproximaciones polinomiales de los mismos.



Figura D. 1. Desplazamientos y reacciones del pilote

Con la reacción del suelo dada por Ec. D. 1, la ecuación diferencial de la vibración amortiguada horizontal del pilote es:

$$m_p \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + \frac{c \partial u(z,t)}{\partial t} + G \left(S_{u_1} + i S_{u_2} \right) u(z,t) + E_p I \frac{\partial^4 u(z,t)}{\partial z^4} = 0$$
 Ec. D. 3

donde m_p es la masa por unidad de longitud del pilote, C es el coeficiente de amortiguamiento interno y $E_p I$ es la rigidez flexional del pilote. Se asumen movimiento armónico inducido a través de los bordes del pilote. En el trabajo citado se pueden ver la solución propuesta de esta ecuación, la sustitución y la solución general. Además se pueden ver las ecuaciones planteadas para las otras direcciones de análisis, entre ellas vertical, balanceo y torsional.

D.2 Procedimiento de cálculo

El procedimiento de cálculo y la descripción de variables se pueden consultar en los trabajos de Suescun y Novak. Se describe brevemente a continuación.

D.2.1 Vibraciones Horizontales

Las constantes de rigidez y de amortiguamiento viscoso <u>de un pilote</u> se calculan con las Ec. D. 4 y Ec. D. 5.

$$k_{xx} = \frac{E_p I_p}{r_{0p}^3} f_{11,1}$$
 Ec. D. 4

$$c_{xx} = \frac{E_p I_p}{r_{0p}^2 V_s} f_{11,2}$$
 Ec. D. 5

206

donde E_p es el módulo de Young del pilote, r_0 el radio efectivo, I_p es el momento de inercia del pilote y V_s la velocidad de la onda de corte en el suelo. Los factores $f_{ii,i}$ fueron propuestos por Novak para propósitos de diseño y no dependen de la frecuencia de la estructura. Estos parámetros fueron obtenidos de Prakash & Sharma (1990).

Para el <u>grupo de pilotes</u>, la rigidez y amortiguamiento se pueden calcular con las Ec. D. 6 y Ec. D. 7.

$$k_{xg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{xx}}{\sum \alpha_{ix}}$$
 Ec. D. 6

$$c_{xg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{xx_i}}{\sum \alpha_{ix}}$$
 Ec. D. 7

donde α_{ix} es el factor de interacción de desplazamiento axial para un pilote de referencia en el grupo. Se asume que todos los pilotes soportan la misma carga. En la Tabla D. 1 se puede ver el resultado cálculo de los factores de grupo. Esta tabla vale para $L/2r_{0p}=25$ y $\nu=0.5$ y se entra con $S/2r_{0p}$ y el ángulo de *departure* en grados.

El cabezal de los pilotes está por lo general enterrado en el suelo. Por lo tanto, hay reacciones que actúan sobre la cara lateral. La reacción del suelo no siempre se considera ya que el contacto se puede haber perdido debido a asentamientos. La rigidez del resorte y amortiguamiento debidos a la fricción de lado del <u>cabezal del pilote</u>:

| | xi | yi | S | s/(2r0) | 2r0/s | alfa i |
|---------------|------|------|------|---------|-------|--------|
| N° de pilotes | (m) | (m) | (m) | (-) | (-) | (-) |
| 2 | 0.76 | 0 | 0.76 | 2.53 | | 0.680 |
| 3 | 1.52 | 0 | 1.52 | 5.07 | | 0.525 |
| 4 | 0 | 0.76 | 0.76 | 2.53 | | 0.680 |
| 5 | 0.76 | 0.76 | 1.07 | 3.58 | | 0.600 |
| 6 | 1.52 | 0.76 | 1.70 | | 0.18 | 0.510 |
| 7 | 0 | 1.52 | 1.52 | 5.07 | | 0.525 |
| 8 | 0.76 | 1.52 | 1.70 | | 0.18 | 0.510 |
| 9 | 1.52 | 1.52 | 2.15 | | 0.14 | 0.470 |

Tabla D. 1. Factor de grupo de los pilotes

$$k_x^c = G_s h \overline{S_{x_1}}$$

Ec. D. 8
$$c_x^c = h r_{0p} \sqrt{G_s \rho_s} \overline{S_{x_2}}$$

Ec. D. 9

donde $\overline{S_{x_1}}$ y $\overline{S_{x_2}}$ salen de la Tabla D.6 de Prakash & Sharma (1990). Se entra con el modelo de Poisson y el rango de rigidez. Se adoptan los valores 4.0 y 9.1.

Para el cálculo de la <u>rigidez total</u> se suman las rigideces y los factores de amortiguamiento de los pilotes y de la viga cabezal con las Ec. D. 10 y Ec. D. 11.

$$K_{XT} = k_{xg} + k_x^c$$
 Ec. D. 10

$$K_{xT} = c_{xg} + c_x^c$$
 Ec. D. 11

$$K_{XT} = c_{Xg} + c_X^c$$
 Ec. D. 11

D.2.2 Vibraciones verticales

El efecto individual de los pilotes.

$$k_{zz}^{1} = \frac{E_p A_p}{r_0} f_{18,1}$$
 Ec. D. 12

$$c_{zz}^{1} = \frac{E_p A_p}{V_s} f_{18,2}$$
 Ec. D. 13

 A_p es el área de la sección transversal del pilote y los factores $f_{ii,i}$ son funciones de la esbeltez y la relación de velocidades. Se determinan con la Figura 9.a (Novak, 1974).

Novak y Grigg propusieron que los factores de deflexión de Poulos para acciones <u>de grupo de</u> <u>pilas</u> con cargas estáticas basadas en análisis elásticos puedan también ser aplicadas a un grupo de pilotes sometidos a vibraciones en estado estacionario. Luego, la rigidez del grupo de pilotes k_{zg} , pueda ser obtenida con la Ec. D. 14.

$$k_{zg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{w}^{1}}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_{ix}}$$
 Ec. D. 14

donde *n* es el número de pilotes, α_{ix} es el factor de interacción de desplazamiento axial para un pilote de referencia dentro del grupo.

La relación de amortiguamiento geométrico equivalente para el grupo es dado por:

$$c_{zg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_{w}^{1}}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_{ix}}$$
 Ec. D. 15

De la misma manera que en el apartado anterior se determina la contribución vertical del cabezal del pilote y las rigideces y amortiguamiento total, sumando los aportes parciales.

D.2.3 Vibraciones de balanceo

Para el cálculo de rigidez y amortiguamiento del balanceo o rotación se utilizan las Ec. D. 16, Ec. D. 17, Ec. D. 18 y Ec. D. 19.

$$k_{\psi\psi} = \frac{E_p I}{r_{0p}} f_{7,1}$$
 Ec. D. 16

$$c_{\psi\psi} = \frac{E_p I}{V_{so}} f_{7,2}$$
 Ec. D. 17

$$k_{\psi\phi} = \frac{E_p I}{r_{0p}^2} f_{9,1}$$
 Ec. D. 18

$$c_{\psi\phi} = \frac{E_p I}{r_{0p} V_{so}} f_{9,2}$$
 Ec. D. 19

donde los parámetros $f_{i,i}$ salen de la de la Tabla D.5 (Novak, 1974) y dependen del módulo de Poisson, la relación de velocidades y la relación de masas. Para el cálculo de los factores de grupo se utilizan las Ec. D. 20 y Ec. D. 21:

$$k_{\psi g} = \sum_{i=1}^{n} \left(k_{\phi}^{1} + k_{w} x_{r}^{2} + k_{x} z_{c}^{2} - 2 z_{c} k_{xc} \right)$$

$$c_{\psi g} = \sum_{i=1}^{n} \left(c_{\phi}^{1} + c_{w} x_{r}^{2} + c_{x} z_{c}^{2} - 2 z_{c} c_{xc} \right)$$

Ec. D. 20
Ec. D. 21

donde z_c es la altura del centro de gravedad del cabezal de pilotes y x_r es la distancia de cada pilote al centro de gravedad (Figura D. 2).



Figura D. 2. Dimensiones de las fundaciones de las pilas (Novak, 1974).

La capacidad rotacional y lateral de un grupo de pilotes está afectada fuertemente por el <u>cabezal</u>. La tendencia a rotar de la cabeza del pilote cuando es sometido a una carga lateral, es restringida por este y se determina con las Ec. D. 22 y Ec. D. 23.

$$k_{\psi}^{c} = G_{s} r_{0eq}^{2} h \overline{S_{\phi_{1}}} + G_{s} r_{0eq}^{2} h \left[(\delta^{2}/3) + (z_{c}/r_{0eq})^{2} - \delta(z_{c}/r_{0eq}) \right] \overline{S_{x_{1}}}$$
 Ec. D. 22

$$c_{\psi}^{c} = \rho r_{0eq}^{4} \sqrt{G_{s} v_{s}/g} \left\{ \overline{S_{\phi_{2}}} + \left[(\delta^{2}/3) + \left(z_{c}/r_{0eq} \right)^{2} - \delta \left(z_{c}/r_{0eq} \right) \right] \overline{S_{x_{2}}} \right\}$$
Ec. D. 23

donde *h* es la profundidad de empotramiento, $r_{0eq}(cap) = (AreaCuad/\pi)^{0.5}$ el radio equivalente del cabezal, $\overline{S_{x_1}}$ y $\overline{S_{x_2}}$ son constantes que se extraen de la Tabla D.6 de (Novak, 1974), $\delta = h/r_{0eq}$..

D.2.4 Vibraciones torsionales

Las ecuaciones para determinar la rigidez y amortiguamiento torsional (Ec. D. 24 y Ec. D. 25) fueron dadas por Novak. En Suescun (2010) se pueden consultar las hipótesis del modelo. En la Figura D. 3 se puede ver un pilote sometido a rotación compleja armónica alrededor del eje vertical.



Figura D. 3. Torsión de la pila vertical y rotación

Rigidez y amortiguamiento de un pilote:

$$k_{tt} = \frac{G_p J}{r_{0p}} f_{T,1}$$
Ec. D. 24
$$c_{tt} = \frac{G_p J}{V_s} f_{T,2}$$
Ec. D. 25

donde $f_{T,1}$ y $f_{T,2}$ son adoptados según el trabajo de Suescun, y valen 0.0094 y 0.0398, respectivamente.

Rigidez y amortiguamiento del grupo de pilotes:

$$k_{tg} = \sum_{i=1}^{n} [k_{\psi}^{1} + k_{x}s_{p}^{2}]$$
Ec. D. 26
$$c_{tg} = \sum_{i=1}^{n} [c_{\psi}^{1} + c_{x}s_{p}^{2}]$$
Ec. D. 27

Las rigideces y amortiguamientos totales se obtienen como las contribuciones parciales del cabezal y grupo de pilotes.

D.3 Ejemplo

Los conceptos enunciados en este apéndice se aplican al puente descripto en el apartado 5.4 Las propiedades geométricas y materiales de los pilotes y el suelo de la fundación se pueden ver en la Tabla 5.3.

En la Tabla D. 2 se resumen los valores calculados de rigidez y amortiguamientos para una base de 9 pilotes en contacto con un suelo limo-arcilloso.

Tabla D. 2. Resumen de los valores de rigideces y amortiguamientos

| Dirección | Rigidez (kN/m) | Amortiguamiento (kNs/m) |
|------------|----------------|-------------------------|
| vertical | 1.48E+06 | 3.60E+03 |
| horizontal | 4.50E+05 | 3.06E+03 |
| rotacional | 3.45E+06 | 4.93E+03 |
| torsional | 1.14E+06 | 2.24E+03 |

APÉNDICE E MODELADO DE COLUMNAS

E.1 Introducción

En esta sección se detallan los aspectos del modelado de las columnas. Se describen los tres elementos de barras utilizados en esta tesis para modelar el comportamiento de una columna. El primer elemento, el más simple, se utiliza para representar el comportamiento lineal de una columna. El segundo, más elaborado que el anterior, para representar el comportamiento no-lineal a flexión. El tercero, para modelar una columna donde además de considerar el comportamiento no-lineal, tiene en cuenta la falla por corte.

E.1.1 Modelo lineal

El modelo lineal es una simplificación del comportamiento que tendría una columna como si durante todo el proceso de carga se comportara como un elemento elástico lineal. Si bien se sabe que en algún punto una columna alcanza su resistencia plástica y la rigidez lateral disminuye significativamente, es una simplificación manifiesta utilizada para cálculos en menos tiempo computacional, menos parámetros de análisis, entre otras razones.

En OpenSees, se utiliza el elemento de barra "elasticbeamcolumn" y los parámetros necesarios para el modelado son el área de la sección transversal (A_g), módulo de elasticidad (E), módulo

de corte (*G*), momento de inercia torsional (*J*) y momento de inercia ortogonal (I_y , I_z); es decir, sólo un parámetro de material y todos los otros geométricos.

E.1.2 Modelo no-lineal

El modelo no-lineal es bastante más elaborado y tiene en cuenta que una vez alcanzado el momento de plastificación, la rigidez decae significativamente. Físicamente una vez alcanzada la plastificación aparecen fisuras en el hormigón, desprendimiento del recubrimiento, etc.

El OpenSees se utiliza el elemento de barra "nonlinear-beamcolumn" de plasticidad distribuida. La sección del elemento se subdivide en fibras. Además de asignar las posiciones por coordenadas dentro de la sección de cada fibra (o parches), se modelan los materiales de hormigón y acero con sus correspondientes parámetros: resistencia media del hormigón, módulo de elasticidad, tensión de fluencia de las barras de acero, diámetro y separación de estribos, entre muchas otras. Cada fibra trae aparejado una ley tensión deformación según el material que se trate. Es decir que si el elemento de fibra se encuentra en la posición del hormigón confinado, el no-confinado o en las barras de acero, se les asignará dicho material.

Es claro entonces que son muchas más variables las que intervienen. Otras aclaraciones son necesarias en cuanto a la formulación de los elementos ya sea que estén basados en fuerzas o en desplazamientos, es la cantidad de puntos de integración y el tipo de integración, etc., que serán realizadas más adelante.

Sin embargo, una limitación de este segundo modelo es que no presenta degradación de resistencia, es decir que por más grande que sea la carga que se aplica y sea cual fuere el número de ciclos aplicados, la columna siempre responderá con las mismas rigideces antes y después del límite de degradación. Por lo tanto, el modelo es válido siempre que no sea necesario representar el comportamiento sísmico más allá del límite en el que la resistencia decae.

E.1.3 Modelo con degradación

Con respecto al último modelo, el de corte, se usa para considerar la degradación del hormigón que sobreviene una vez que la resistencia empieza a decaer por daño en el material. En este caso, se ve afectada la integridad de la columna y físicamente se fisura el núcleo de hormigón confinado, hay pandeo de las barras de acero longitudinal, se fracturan los estribos, etc. Acopla el elemento de barra no-lineal descripto arriba y uno de resorte "*zerolength*". Para el resorte se define un elemento de material uniaxial mientras que para definir el material se utiliza un objeto de estado límite, basado en un modelo de material histerético existente en OpenSees.

Durante el análisis de la estructura, antes de que sea detectada la falla al corte, el comportamiento de las columnas es el mismo que para el modelo de plasticidad distribuida. Después de este punto, la respuesta de la columna coincide con la superficie límite definida por el modelo de capacidad de "*drift*". El desarrollo del modelo de corte se verá más adelante.

E.2 Elemento viga-columna no-lineal

Este comando se utiliza en OpenSees para construir un elemento Viga-Columna no-lineal. Está basado en una formulación iterativa de fuerza o desplazamiento, además de considerar plasticidad distribuida a lo largo del elemento (McKenna & Feneves, 2012). Otro modelo de columna más comúnmente usado por otros autores, considera plasticidad concentrada, pero es menos exacto que el descripto aquí. Los elementos de plasticidad distribuida permiten que la fluencia ocurra en cualquier ubicación a lo largo del elemento, lo cual es de importancia especial en presencia de cargas distribuidas. La formulación del equilibrio débil basado en fuerzas es el siguiente (Terzic, 2011):

$$q = \int_{0}^{l} B^{T}(x) s(x) dx \approx \sum_{i=1}^{N_{p}} B^{T}(x_{i}) s(x_{i}) w_{i}$$
 Ec. E. 1

donde $B^T(x)$ es la matriz derivada de las funciones de interpolación de fuerzas, s(x) es el vector de esfuerzos internos y w_i los factores de peso de la integración numérica.

Los métodos de integración para plasticidad distribuida con los que cuenta el OpenSees son: Gauss-Lobato, Gauss-Legendre, Gauss-Radau, Newton-Cotes, etc (Scott, 2011). Esto se selecciona en el programa a través del comando para crear el elemento *beam*, donde se ingresa además el número, ubicación y pesos de los puntos de integración por elemento.

E.3 Desarrollo del modelo de corte

Si elementos con plasticidad distribuidas hubieran sido usados y las columnas tuvieran un comportamiento dúctil, los resultados de un ensayo de cargas crecientes horizontales ajustarían al menos aproximadamente. Se debe notar que los modelos de fibras son herramientas apropiadas para analizar el comportamiento no-lineal dúctil únicamente. Sin embargo, si es necesario modelar el comportamiento no-dúctil, deben ser usadas rótulas de corte.

Si las fuerzas de corte inducidas en las columnas alcanzan la resistencia al corte para valores más bajos que la resistencia de fluencia, esto usualmente implicaría falla para niveles de desplazamientos muy bajos. La formación de fisuras de corte diagonal estables han sido identificadas como fuentes de flexibilidad que permiten un desplazamiento adicional (Morbin, 2013).

Hasta el presente, muchos modelos analíticos y teorías han sido propuestos para representar la falla al corte de columnas de hormigón armado. Cuando cargas horizontales son aplicadas en columnas, aparecen tres componentes en la deformación total: flexión, deslizamiento del refuerzo en los bordes y mecanismo de corte (Sezen & Lodhi, 2012).

La teoría del Campo de Compresión Modificado (MCFT) ha sido implementada con éxito para modelar la respuesta de elementos de hormigón armados sujetos a tensiones normales y corte en el plano (Vecchio & Collins, 1986). Luego, Bentz et al. (2006) implementó el comportamiento al corte en el programa computacional de análisis de sección no-lineal Response-2000.

En esta tesis se usa un modelo de material de estados límite introducido por Elwood & Moehle (2003) para definir la relación fuerza-deformación de un resorte de corte en serie con el elemento viga-columna. El elemento fue diseñado para detectar el inicio de la degradación por corte de columnas, que como se sabe es repentina y fue implementada en el programa computacional OpenSees.

En la Figura 4.9 es mostrado un esquema del modelo numérico. Durante el análisis, antes de que sea detectada la falla al corte, el comportamiento de las columnas es el mismo que para el modelo de plasticidad distribuida. Después, la respuesta de la columna coincide con la superficie límite definida por el modelo de capacidad de *drift*. Tiempo atrás, esto podía ser hecho solamente a través de un pos-procesamiento de los resultados.

Para definir un modelo que falle por corte, dos elementos fueron usados en el programa OpenSees. Un elemento de barra *non-linear beamcolumn* y un elemento de resorte *zero-length*.

E.4 Resistencia al corte y a la flexión

Para determinar la resistencia al corte de las columnas se utiliza la Ec. E. 2. Esta es extraída de Priestley, et al. (2007).

$$R_{sh} = V_c + V_s + V_P$$
 EC. E. 2

donde V_c , V_s , V_P son las componentes de resistencia al corte del hormigón (Ec. E. 3), del refuerzo transversal y de la carga axial, respectivamente.

$$V_c = \alpha \beta \gamma \sqrt{f'_c} A_e$$
 Ec. E. 3

donde α depende de la relación de aspecto, β de la cuantía de refuerzo longitudinal, γ es el modo de ductilidad, f'_c la resistencia a la compresión del hormigón (en Mpa) y A_e el área efectiva de la sección transversal (0.8 x A_e). Con la Ec. E. 4 se determina la componente de resistencia al corte de la armadura de refuerzo.

$$V_s = \frac{\pi A_{tr} f_{yh} (D - c - c_0) \cot \zeta}{s}$$
 Ec. E. 4

donde A_{tr} es el área de la armadura transversal, D el diámetro de la columna, f_{yh} la tensión de fluencia de la armadura en espiral (en Mpa), c es la profundidad de la zona comprimida, c_0 el recubrimiento de hormigón, ζ el ángulo promedio respecto del eje vertical (Figura C. 4) y s el espaciamiento de la espiral. La componente de carga axial de la resistencia al corte se determina con la Ec. E. 5.

$$V_P = 0.85P \tan \varsigma$$
 Ec. E. 5

donde *P* es la carga axial y ς es el ángulo de carga axial reticulada.

Por otro lado, para determinar la resistencia flexional de la CCBE se utiliza la Ec. E. 6. La capacidad de momento es fuertemente influenciada por la relación de carga axial y por la cantidad de refuerzo.

$$R_{fl} = \frac{M_N}{H}$$
 Ec. E. 6

donde $M_N = \alpha_k \phi_y E I_{gross}$ es el momento nominal, α_k es un factor de que depende de la relación de rigidez (EI/EI_{gross}), ϕ_y es la curvatura de fluencia y EI_{gross} es la rigidez elástica de la sección transversal. El factor se extrae de la Figura E. 1 y depende de la relación de carga axial y la relación de rigidez.



Figura E. 1. Relación de Rigidez efectiva para Columnas de Puente de sección circular Priestley, et al. (2007)

Finalmente, la relación de ductilidad se obtiene del cociente entre la resistencia flexional y la de corte (Ec. E. 7). Esta relación será utilizada para predecir si la columna tendrá comportamiento frágil o dúctil.

$$r_{\mu} = \frac{R_{sh}}{R_{fl}}$$
 Ec. E.

E.5 Parámetros de la columna

Se caracteriza el comportamiento sísmico de la columna en estudio, por medio del cálculo de una serie de variables. Sirven como parámetros de control respecto de los dados por los programas de elementos finitos. Además, sirven para caracterizar los estados límite.

Curvatura de Fluencia

$$\phi_y = 2.25 \frac{f_y}{E_s D}$$
 Ec. E. 8

Longitud de rótula plástica

La ecuación para determinar la longitud de la rótula plástica es la siguiente:

$$L_p = kL_c + L_{SP} \ge 2L_{SP}$$
 Ec. E. 9

$$L_{SP} = 0.022 f_{v} d_{bl}$$
 Ec. E. 10

donde L_p es la longitud de la rótula plástica, $k = 0.2(f_u/f_y - 1) f_y$ es la tensión de fluencia de las barras de refuerzo longitudinal, d_{bl} el diámetro de las barras longitudinales, L_c es la longitud desde la sección crítica al punto de contraflecha en el miembro ($L_c = H$ para CCEB), L_{SP} es la longitud de penetración de deformaciones.
Desplazamiento de Fluencia

$$\Delta_{y} = \frac{1}{3}\phi_{y}(H + L_{SP})^{2}$$
 Ec. E. 11

Cuantía de refuerzo volumétrico transversal

$$\rho_{\nu} = \frac{4A_{tr}}{D_{n} s}$$
 Ec. E. 12

E.6 Parámetros de demanda

Se realiza un ensayo numérico de una CCBE y se registran una serie de parámetros de demanda ingenieril. Se aplica una carga monotónica creciente hasta alcanzar los 10 cm de desplazamiento. Se registran los desplazamientos en la cabeza de columna, curvaturas en las zonas de articulaciones plásticas, deformaciones en el hormigón y el acero, distorsión de pisos, momentos flectores y esfuerzos de corte en zonas críticas

La columna de sección circular tiene 5.0 m de altura y 0.9 m de diámetro. Las otras características se describieron en el Capítulo 5.

En la Figura E. 2 se muestra un esquema de la sección de hormigón armado y los puntos de registro. Además, las etiquetas de las barras de acero (numeradas en sentido anti horario) y las cruces grises marcan los puntos donde son registradas las tensiones y deformaciones en el hormigón. De acuerdo a la disposición de los ejes de coordenadas locales y globales, la barra 1 de acero se encuentra traccionada, mientras que la barra 7 se encuentra comprimida.



Figura E. 2. Puntos de control en la sección del hormigón y el acero

En la Figura E. 3 se exponen las deformaciones en el hormigón para cada punto de registro y tres niveles de carga. También, se miden las deformaciones en el acero para los incrementos de 55.94, 89.41 y 126.03 kN. Una vez volcados todos esos datos sobre la sección se encuentra la posición del eje neutro y los niveles de curvaturas



Figura E. 3. Deformaciones en el hormigón y acero. Posiciones del eje neutro

En la Figura E. 4 se pueden ver los desplazamientos libres de la cabeza de la columna contra la fuerza lateral aplicada. El desplazamiento máximo alcanzado es de 0.10 m y el desplazamiento de fluencia es de aproximadamente 0.04 m. Además, la resistencia a la flexión máxima es aproximadamente 200 kN.

En la Figura E. 5 se ven los momentos flectores en función del desplazamiento. El momento flector máximo alcanzado es de 1095.1 kNm. En la Figura E. 6 se exponen las curvaturas. La curvatura de fluencia es aproximadamente 3.0 10⁻³, para una carga de 150 kN, mientras que la curvatura máxima alcanzada es de -4.0 10⁻².



Figura E. 4. Desplazamientos libres versus Fuerza lateral



Figura E. 5. Momento flector versus desplazamientos

Figura E. 6. Fuerzas versus curvaturas

En la Figura E. 7 se ve la deformación de la barra nº1 de acero, ubicada en la zona con mayor tracción de la sección. La deformación alcanzada por la barra de acero más traccionada es de 2.0 10⁻³ para el límite de fluencia y una fuerza lateral de aproximadamente 150 kN. La deformación máxima alcanzada es 2.4 10⁻². En la Figura E. 10 se muestran el diagrama tensión deformación de algunas de las barras para los diferentes incrementos de carga.

En la Figura E. 8 se puede ver la deformación de una fibra de hormigón. Se coloca signo positivo por conveniencia, pero el hormigón se encuentra comprimido. La deformación se

corresponde con la posición del punto de control nº20, ubicado en la zona de hormigón noconfinado. La deformación alcanzada en la zona de mayor compresión es de -8.6 10⁻³. Cabe destacar que la deformación máxima que puede resistir el hormigón cuando alcanza la rotura la fibra más comprimida es de 3.0 10⁻³, lo cual indica que el hormigón ha sobrepasado el límite de rotura. En la Figura E. 9 se muestran el diagrama tensión deformación de algunas fibras de hormigón para los diferentes incrementos de carga.



Figura E. 7. Deformación en el acero (m/m) versus Fuerzas (kN)





Figura E. 9. Tensión versus deformación en las fibras de hormigón



Figura E. 10. Tensión versus deformación en las barras de acero

En lo que sigue se determinan algunos parámetros característicos de las columnas, útiles para las propuestas desarrolladas en el Capítulo 4.

Cálculo de la curvatura de fluencia (Ec. E. 8)

$$\phi_y = 2.25 \cdot (414.0 / 2.0 \cdot 10^5) / 0.9 = 5.2 \cdot 10^3 [1/m]$$

Cálculo de la longitud de penetración (Ec. E. 10)

 $L_{SP} = 0.022 \cdot 0.025 \cdot 414.0 = 0.23$

Cálculo del desplazamiento de fluencia (Ec. E. 11)

$$\Delta_y = 5.2 \cdot 10^{-3} (5.0 + 0.23)^2 / 3 = 0.047 \text{ [m]}$$

Cálculo de la longitud de rótula plástica (Ec. E. 9)

$$L_P = 0.08 \cdot 5.0 + 0.23 = 0.63$$
 [m]

Cálculo de la cuantía de refuerzo volumétrico transversal (Ec. E. 12) $\rho_{\nu} = 4 \cdot 7.9 \ 10^{-5} / (0.8 \cdot 0.15) = 2.6 \cdot 10^{-3}$

Cálculo de la deformación de tracción de pandeo del acero (Ec. 4.5) $\varepsilon_s = 0.6 \cdot 0.1 = 0.06 \text{ [m/m]}$

Cálculo de la deformación de compresión última del hormigón (Ec. 4.6) $\varepsilon_{c,dc} = 0.004 \cdot 1.4 \cdot 2.6 \cdot 10^{-3} \cdot 606.8 \cdot 0.1 / 30.1 = 1.1 \cdot 10^{-2} \text{ [m/m]}$

Cálculo de la resistencia al corte por el hormigón (Ec. E. 3)

 $V_c = 0.138 (1 + 841.0 \cdot 1.10^3 / (13.8 \cdot 0.64 \cdot 1.10^6)) \cdot 20.7^{0.5} \cdot 0.45 \cdot 1.10^3 = 306.4 [kN]$

Cálculo de la resistencia al corte por el acero (Ec. E. 4)

 $V_s = \pi/2 \cdot 0.01 \cdot 1.10^3 \cdot 606.8 (0.9 - 0.9/3.91 - 0.05) / 0.15 \cdot \cot g 35^\circ = 441.8 \text{ [kN]}$

Cálculo de la resistencia al corte por la precompresión (Ec. E. 5)

 $V_P = 0.85 \cdot 841.0 \cdot 0.067 = 47.9$ [kN]

Resistencia al corte total (Ec. E. 2)

 $V_P = 306.4 + 441.8 + 47.9 = 796.1$ [kN]

APÉNDICE F AMORTIGUAMIENTO

F.1 Definición

En este apéndice, se describen los procedimientos utilizado para determinar el amortiguamiento del puente. El amortiguamiento es una idealización por medio de la cual se considera el mecanismo de disipación de energía y la atenuación de las ondas de movimiento vibratorio. Una estructura sin amortiguamiento oscilaría indefinidamente.

F.2 Tipos de amortiguamientos

Existen dos tipos de amortiguamiento, el clásico y el no-clásico, conocidos también como proporcional y no-proporcional. Si una estructura tuviera los mecanismos de amortiguamiento distribuidos de manera uniforme, una idealización apropiada es la matriz de amortiguamiento clásica; como es el caso de los edificios en altura. Sin embargo, esta suposición no es apropiada si el sistema a analizar consiste en dos o más partes con diferentes niveles de amortiguamiento. Uno de tales ejemplos es el sistema suelo estructura presente en las fundaciones de los puentes, donde el amortiguamiento del suelo anda alrededor de 15 a 20 %, mientras que en la estructura es del 5%.

En estos casos, es necesario construir la matriz de amortiguamiento no-clásica del sistema (Chopra, 2007). Esta matriz de amortiguamiento se compone ensamblando las matrices de los dos subsistemas, es decir de la estructura y del suelo. Cada matriz de los subsistemas puede construirse por separado, considerando amortiguamiento clásico de Rayleigh.

El cálculo del amortiguamiento no es una tarea sencilla, sobre todo para puentes. Un puente es una estructura compuesta que combina varios tipos de materiales y secciones. Entre ellos, el hormigón del tablero, la goma de los apoyos de neopreno y el suelo de las fundaciones, etc; vinculados entre ellos mediante diferentes tipos de uniones. Además, el puente es estudiando bajo la acción de la carga sísmica desde los niveles bajos de solicitación hasta los más altos, pasando por todas las etapas intermedias. Cada elemento estructural y el entorno del puente aportará al amortiguamiento del sistema completo y en el rango lineal el amortiguamiento será menor que en el rango no-lineal. En esta tesis se consideran todos estos factores.

F.3 Ejemplos prácticos

Para tener una idea de los posibles valores de amortiguamientos en puentes, se dan una serie de valores. Para esto se estudiaron un gran número de estructuras, aunque aquí se exponen sólo aquellos que están relacionados con los modelos tratados. Para estructuras de hormigón (único material) que van a trabajar en el rango lineal, incluso cerca de la fluencia, se considera un amortiguamiento del 5 % como valor aceptable. Para sistemas aislados se deben considerar un valor de amortiguamiento para la estructura y otro para el sistema de aislación. En general las estructuras aisladas no se dañan, y se puede considerar un valor del 2%. Para el sistema de aislación el amortiguamiento efectivo anda entre el 15 al 40%.

En Kappos, et al. (2012) se determina el amortiguamiento de un puente de tablero continuo de sección cajón de 4 tramos y 80 metros de largo. Tiene pilas rectangulares de hormigón armado y sección hueca de 160 mm de espesor de pared y es sometido a pruebas pseudo-dinámicas. Se utiliza la teoría de Rayleigh para el cálculo del amortiguamiento y se asocia con los dos modos de vibración más bajos, una relación de amortiguamiento (ξ) de 0.016 (1.6%). Sin embargo esto sólo es válido para el rango lineal.

En la Tabla F. 1 se pueden ver algunos de los valores recomendados por Chopra para dos niveles de movimientos. Los valores bajos son dados para estructuras ordinarias, mientras que los valores altos son para estructuras especialmente diseñadas.

| Nivel de tensión | Tipo y Construcción de la Estructura | Relación de |
|--|---|---------------------|
| | | Amortiguamiento (%) |
| | Acero soldado, hormigón pretensado, hormigón | 2-3 |
| Tensiones de | bien confinado (sólo ligeramente fisurados) | |
| trabajo, no más de | Hormigón armado con fisuración considerable | 3-5 |
| 1/2 del punto de | Acero atornillado y/o con pernos, estructuras | 5-7 |
| fluencia | de madera con uniones clavadas o atornilladas | |
| | Acero atornillado, hormigón pretensado (sin | 5-7 |
| En o justo por | pérdida completa del pretensado) | |
| debajo del punto | Hormigón pretensado sin pretensado resultante | 7-10 |
| de fluencia | Hormigón armado | 7-10 |
| | Acero atornillado y/o con pernos, estructuras | 10-15 |
| | de madera con uniones atornilladas | |
| | Estructuras de madera con uniones clavadas | 15-20 |
| *Fuente: N. M. Newmark, y. W. I. Hall, Farthquake Spectra and Design, Institute de | | |

Tabla F. 1. Valores de amortiguamientos recomendados (Chopra, 2007)

*Fuente: N. M. Newmark, y W. J. Hall, Earthquake Spectra and Design, Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, Berkeley, California, 1982.

Rayleigh propuso un método que sirve para sistemas del tipo clásico. La matriz de amortiguamiento se determina como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez (Ec. F. 1), repetida aquí por conveniencia. Las constantes dependen de los modos de vibración del puente (Ec. F. 2).

$$C = a_{\omega}\{M\} + b_{\omega}\{K\}$$
 Ec. F. 1

$$\begin{cases} a_{\omega} \\ b_{\omega} \end{cases} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{cases} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{cases}$$
 Ec. F. 2

donde ω_m y ω_m son las frecuencias más baja y más alta de la estructura que contribuyen significativamente la respuesta dinámica. Un valor apropiado de ξ para una estructura es 0.05. Para el caso del amortiguamiento de puentes donde varios subsistemas interactúan entre sí, se utiliza el amortiguamiento no-clásico. Además, se considera que a medida que la estructura sufre daño en la etapa de no-linealidad, el amortiguamiento va en aumento. Por lo que se utiliza un procedimiento iterativo. Entonces, no es suficiente considerar el amortiguamiento del tipo no-clásico, por lo que se introduce el método de optimización.

F.3.1 Método de Optimización

Existen varios métodos para determinar el amortiguamiento efectivo en puentes carreteros y en Feng & Lee (2009) se describen cuatro: método de análisis modal complejo (CMA), el método de la matriz de amortiguamiento que desprecia los términos fuera de la diagonal (NODE), el método de optimización (OPT) y el método de la regla de amortiguamiento compuesta (CDR) para sistemas amortiguados no-proporcionales.

El método utilizado en este trabajo es el OPT, donde el amortiguamiento no-proporcional del modelo es aproximado por medio de un modelo equivalente que produce el mismo efecto a través de iteraciones.

En el método OPT la relación de amortiguamiento modal efectiva es encontrada desde la optimización en el dominio del tiempo, minimizando el error de la respuesta desde el modelo no-proporcional y el modelo proporcional. Los pasos a seguir son:

Paso1: determinar las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema completo.

Paso2: cálculo de las frecuencias naturales no-amortiguadas.

Paso3: especificar las relaciones del amortiguamiento de Rayleigh del modelo proporcional y determina a_{ω} y b_{ω} con las Ec. F. 3 y Ec. F. 4, $\xi_{(1 y 3 modo)} = 0.05$.

$$a_{\omega} = \xi \frac{2(\omega_1)(\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2}$$
 Ec. F. 3

$$b_{\omega} = \xi \frac{2}{\omega_1 + \omega_2}$$
 Ec. F. 4

En la siguiente iteración, la relación de amortiguamiento es alcanzada por un algoritmo de optimización. Después que la relación de amortiguamiento es determinada, se vuelve a calcular $a_{\omega} \ge b_{\omega}$.

Paso4: Recalcular la matriz de amortiguamiento del modelo proporcional con la Ec. F. 1.

Paso5: Calcular la respuesta sísmica de ambos modelos (NP y P) con el análisis en la historia de tiempo, usando el método de integración directa de Newmark.

Paso6: Evaluación de la función objetivo. Si un valor de la función es inferior al del criterio, ir al paso 8.

Paso7: Repetir desde el paso 3 a 6.

Paso8: Calcular las relaciones de amortiguamiento de los otros modos usando Ec. F. 5.

$$\xi_n = \frac{1}{2\omega_n} a_\omega + \frac{\omega_n}{2} b_\omega$$
 Ec. F. 5

Luego, la matriz de amortiguamiento del modelo no proporcional (NP) se determina con

$$[C] = [C_{str}] + [C_{local}]$$

donde $[C_{str}]$ es la matriz de amortiguamiento de la estructura de hormigón y $[C_{local}]$ es la matriz de amortiguamiento de los otros componentes.

Minimización:

$$F = min\left[\sum_{i} \frac{1}{N} (x_{i}^{NP} - x_{i}^{P})^{2}\right]$$
 Ec. F. 7

F.4 Resumen

Para el caso del ejemplo propuesto en el Capítulo 5, las relaciones de amortiguamiento valen: Con las Ec. F. 3 y Ec. F. 4 y $\xi_{(1 y \ 3 modo)} = 0.05$,

 $a_{\omega} = 0.05*2(3.224)(8.554)/(3.224+8.554) = 0.023, \ b_{\omega} = 0.05*2/(3.224+8.554) = 0.008$

Luego, usando la Ec. F. 1:

 $C = 0.023\{M\} + 0.008\{K\};$